

JCEE

Czasopismo
Inżynierii Lądowej,
Środowiska
i Architektury

Journal of Civil
Engineering,
Environment
and Architecture

Kwartalnik
tom XXXI
zeszyt 61 (nr 1/2014)
styczeń-marzec

(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 Številová (Słowacja)
prof. Antonio João Carvalho de Albuquerque (Portugalia)
prof. Volodymyr V. Cherniuk (Ukraina)
prof. João Antonio Saraiva Pires da Fonseca (Portugalia)
prof. Dušan Katunsky (Słowacja), prof. Vincent Kvočák (Słowacja)
prof. Zinoviy 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

R e d a k t o r
Marta JAGIEŁOWICZ

P r z y g o t o w a n i e m a t r y c
Joanna MIKUŁA

e-ISSN 2300-8903

p-ISSN 2300-5130

Wersja drukowana Kwartalnika jest wersją pierwotną.

Redakcja czasopisma: Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska,
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. 357

SPIS TREŚCI

Jacek ABRAMCZYK: Principles of geometrical shaping effective shell structures forms	5
Artur DUCHACZEK, Zbigniew MAŃKO: Analiza rozwoju pęknięć zmęczenia w dźwigarach mostów stalowych z zastosowaniem właściwości całki J	23
Marek GOSZTYŁA, Katarzyna JANDZIŚ: Problematyka współczesnych funkcji w zabytkowych byłych żydowskich domach modlitw na przykładzie „dużej” synagogi w Jarosławiu	37
Ewa ILBA, Adam MASŁOŃ, Janusz A. TOMASZEK, Ałła KUTWICKA: Ocena zawartości metali ciężkich w osadach ściekowych z miejskiej oczyszczalni w Przemyślu w aspekcie wykorzystania ich w rolnictwie	55
Galina KALDA, Alicja FORNAGIEL: Ochrona środowiska i racjonalne zużycie energii	67
Galina KALDA, Maria LALICKA: Stan i perspektywy rozwoju bazy uzdrowiskowej w Polsce	85
Galina KALDA, Paulina ŁOPUSZYŃSKA: Analiza zagrożeń środowiska Podkarpacia	101
Galina KALDA, Katarzyna MAJ: Analiza zanieczyszczeń promieniowaniem elektromagnetycznym Podkarpacia	119
Mateusz KARGULA, Jolanta WARCHOŁ: Sorpcja lotnych związków organicznych na materiałach ilastych	135
Karolina MAZURKIEWICZ, Marek SOWIŃSKI: Wyznaczenie opadów deszczu statystycznie niezależnych na podstawie danych pomiarowych	149

Witold NIEMIEC, Monika ZDEB: Nawożenie plantacji roślin energetycznych osadami ściekowymi w postaci stałej – zagrożenia i nowe rozwiązania	163
Leszek OPYRCHAŁ: Funkcja niezawodności i czas bezawaryjnej pracy odpowiadający liniowej intensywności uszkodzeń	173
Zenon PIJANOWSKI: Kształtowanie i rozwój obszarów wiejskich w aspekcie inżynierii środowiska	183
Michał PROKSA: Jeszcze o dalekich analogiach do rotundy św. Mikołaja w Przemysłu	201
Janusz RAK: Metoda planowania remontów sieci wodociągowej na przykładzie miasta Krosna	225
Janusz RAK, Barbara TCHÓRZEWSKA-CIEŚLAK: Matrycowe metody analizy ryzyka awarii infrastruktury komunalnej	233
Janusz RAK, Dominika TROJNAR: Analiza i ocena strat wody w wodociągu Łańcuta	245
Magdalena RUCKA, Beata ZIMA: Detekcja stanu zakotwienia pręta za pomocą fal sprężystych	257
Tomasz SIWOWSKI, Maciej KULPA: Ocena trwałości zmęczeniowej istniejącego mostu stalowego według eurokodów	269
Dariusz SOBALA: Sposoby określania nośności geotechnicznej pali wciśkanych – procedury i przykłady obliczeniowe według Eurokodu 7	287
Andrzej STUDZIŃSKI, Józef KOBYLARZ: Jakościowa analiza ryzyka awarii przewodów wodociągowych wodociągu grupowego ...	311
Andrzej STUDZIŃSKI, Katarzyna PIETRUCHA-URBANIK, Magdalena DĄBEK: Analiza zużycia wody w miejscowości Stalowa Wola	323
Andrzej STUDZIŃSKI, Katarzyna PIETRUCHA-URBANIK, Wojciech KLUZ: Analiza strat wody w sieci wodociągowej w Stalowej Woli	333
Barbara TCHÓRZEWSKA-CIEŚLAK, Dawid SZPAK: Zarządzanie miejską infrastrukturą wodociągową	343

Jacek ABRAMCZYK¹

PRINCIPLES OF GEOMETRICAL SHAPING EFFECTIVE SHELL STRUCTURES FORMS

The paper concerns geometrical shaping of shell structures composed of individual shells arranged effectively in space that is in a way similar to properties of a regular, geometrical surface with taking into account straight lines and planes normal to the base surface. The individual segments are made up of unidirectional folded flat sheets transformed into shell shapes. A freedom of transversal width increments of these sheets is assured while transforming, which ensures their possible small effort – such a deformation of a material intended for transferring functional loads but which makes restrictions concerning the shell sheets shapes. These shape restrictions are provoked by the strictly determined stiffness characteristics of the shell sheets and cause of the edge or discontinuous areas between adjacent shells - segments in the shell structure. The method of delimiting great diversity of effective, compound shell forms whose general shapes are close to regular, geometrical surfaces characterized by any sign of the Gaussian curvature is presented. Innovation of the way also consists in integration of the form of a whole building object (walls and shell roof). It is achieved by division of the elevation walls into flat areas contained in planes close to planes normal to the base surface as accurate as possible. The segment's directrices are also contained in these planes. The presented issues are the ground for elaborating a method of shaping of the light gauge steel shell structures and their further integration with whole building objects.

Keywords: light gauge steel shell structures, free deformation, folded sheets

1. Shell structures made of freely deformed flat folded sheets

The paper focuses on a geometrical way of arranging individual light gauge shells in the three-dimensional space compatible with any kind of a *base surface* to get a compound shell [1, 2], which is said to be a *shell structure*. The individual shells of the compound shell are called *stripes* or *segments*.

To obtain a general form of the shell structure, we should accepted the regular base surface [3]. The models of two shell structures based on a base plane and a base ellipsoid are depicted in Figs. 1, 2.

¹ Jacek Abramczyk, Rzeszow University of Technology, 12 Poznanska St., 35-959 Rzeszow, +17 8651307, e-mail: jacabram@pry.edu.pl



Fig. 1. The model and view of two shell structures created with horizontal and oblique base planes

Rys. 1. Model i widok dwóch struktur powłokowych opartych na płaszczyznach bazowych: poziomej i ukośnej

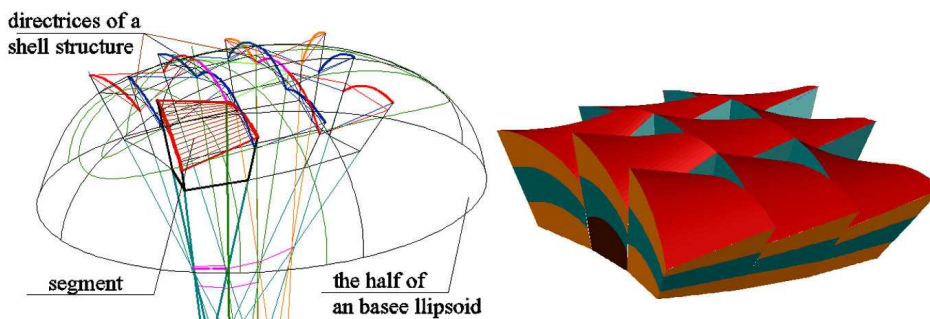


Fig. 2. The concept and visualization of a discontinuous shell structure with a base ellipsoid

Rys. 2. Koncepcja i wizualizacja nieciągłej struktury powłokowej zbudowanej na podstawie elipsoidy bazowej

The segments are made up of flat unidirectional folded sheets connected one to another by their longitudinal edges and transformed to spatial shapes as a result of assembling them to shell directrices [4]. While transforming, a freedom of transversal width increments of each fold is assured to get their possible small effort, so the sheets (folds) are undergone initial free deformations called *free deformations* [5, 6].

From geometrical and physical properties of the freely deformed flat sheets it results their orthotropy, which causes that the accurate determination of directions and an arrangement of shell fold axes along each shell's directrix is required while creating models of each shell fold characterized by its small effort [6, 7]. Each fold axis stays rectilinear and its neutral surface is also rectilinear while transforming [8]. Thus, a sector of a ruled surface is the model of each shell fold [8, 9]. It exists interdependence between the lengths of two lines supporting the transversal opposite edges of the shell fold and its supporting conditions including curvatures and mutual positions of the segment directrices.

Additionally, from the fact that the freedom of the transversal width increments of all shell folds is assured it results the following restrictions: a) the biggest width of each shell fold is at its crosswise ends, b) the biggest shell fold's

contraction is in the half of its lengths, c) the neutral surface of each shell fold is the central sector of a ruled surface so that its line of striction passes through the middle on the fold length [6, 8].

From the above restrictions of the shell fold shape it results the fact that they appear rectilinear / curvilinear edges or flat / shell areas between every pair of the adjacent segments of the shell structure disturbing smoothness or continuity of the structure [5, 6].

2. Basic assumptions for shaping shell structures

A geometrical model of each individual shell segment is fixed by means of its two directrices. The equations of these directrices in the same coordinate system are necessary to calculate the crosswise increments of the folds widths, the arrangement of points of assembling the folds ends along these directrices, and the arrangement of rulings modeling fold's axes in accurate way. This edge model is formed with a finite number of the rulings of a ruled surface σ [6, 7].

With respect to the restrictions referring to the shape changes of the folds while assembling them to the shell directrices it was decided that the activities provided by the method algorithm have to be done in two essential stages.

The first stage is produced by the action leading to creating a polyhedral structure called a *controlling structure* whose planes separate the individual segments of the shell structure from each other. The controlling structure delimits "cells" in the space, in which the segments satisfying the restrictions connected to the unidirectional folded sheeting are created.

The base ellipsoid enables us to delimit a controlling structure (see Fig. 3). The way recommends the effective covering of the base surface by segments so that the side edges and planes of the controlling structure, being sought, would be normal to the base surface σ or close to those. Four adjacent planes of the controlling structure form one controlling composition Γ_{ij} .

Four proper straight lines n_{pij} normal to the ellipsoid σ do not intersect each other and they cannot create the side edges of the controlling composition (see Fig. 3). To obtain one „cell”, 8 planes determined by straight lines tangent and normal to the base surface at the points $P_{11}, P_{12}, P_{21}, P_{22}$, have to be replaced with the system of four planes $\xi_{u1}, \xi_{u2}, \xi_{v1}, \xi_{v2}$ (see Fig. 4) from which each one: a) passes through one of the pairs $(P_{11}, P_{12}), (P_{21}, P_{22}), (P_{11}, P_{21}), (P_{21}, P_{22})$, b) is parallel to one from among the edges $k_{u1}, k_{v1}, k_{u2}, k_{v2}$ common for each pair of the adjacent planes belonging to the above 8 planes normal to σ .

Thus, the four straight lines and four planes (see Fig. 4) being close to planes and planes normal to this ellipsoid form trapezoidal controlling compositions. These straight lines pass through the points of the intersection of the chosen lines t_i, w_j of curvature on this ellipsoid σ (Fig. 3, 4).

The lines: $a_{11}, b_{11}, c_{11}, d_{11}$ of intersection of two adjacent planes of the same controlling composition are called the *side edges* but the lines: u_{11}, v_{11} of intersection of two opposite planes of the same controlling composition are called the *axes* (Fig. 4). The faces of the controlling structure intersect the base surface in lines, which divide this surface into quadrilateral areas σ_{ij} arranged regularly on the base surface. In the second stage the segments $\Omega_{i,j}$ of a shell structure are assigned to these areas $\sigma_{i,j}$. According to the way the corner points of their border line are accepted or calculated on the side edges in proper distances from the base surface.

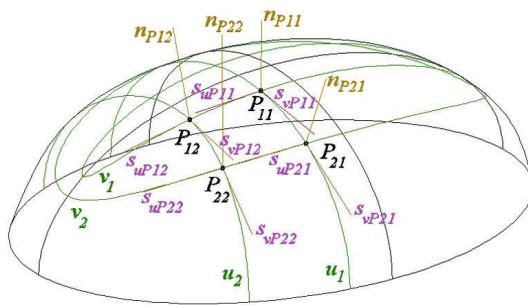


Fig. 3. The concept of a way of accepting the initial assumptions for designing shell structures

Rys. 3. Koncepcja sposobu przyjmowania założeń do projektowania struktury powłokowej

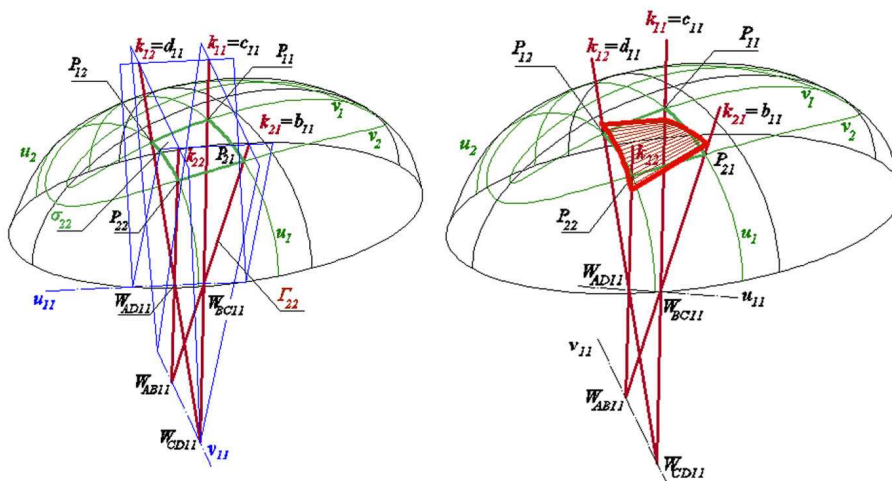


Fig. 4. The concept of the activities and objects taking into account during creating segments of a shell structure

Rys. 4. Koncepcja działań i obiektów biorących udział w wyznaczaniu segmentów pewnej struktury powłokowej

The directrices $e_{i,j}, f_{i,j}$ of each segment $\Omega_{i,j}$ are fixed on two opposite planes of the same controlling composition so that their ends would belong to the side edges as well as the restrictions connected with the material properties of free deformed folded sheets would be satisfied.

To summarize, the main aim of the presented way is to obtain such building objects which are characterized by: a) integrated shapes and position of the segments of their shell structure and walls, b) effective arrangement of the segments by means of the base surface and the straight lines and planes normal to it in chosen points so that the areas of the sectors $\sigma_{i,j}$ would be close to the areas of the segments $\Omega_{i,j}$ as accurate as possible.

3. Shaping of forms of the shell structures with the typical ways

The activities required by the way and leading to form a mode of a shell structure are described below on the example of a base ellipsoid σ whose mathematic representation is given by:

$$\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} + \frac{z^2}{c^2} = 1 \quad (1)$$

where: $a = 24000$ mm, $b = 18000$ mm, $c = 11000$ mm, x, y, z – variables.

The curves t_i and w_j and points $N_{i,j}$ (for $i, j = 1, 2$) resulting from a division of the geometrical surface σ into the sectors $\sigma_{i,j}$ by means of two sets of planes parallel to the axis z [10-12] so that, any plane of one set intersects the planes of the other set at the right angles are determined in the typical solutions (Fig. 5) [2, 13] concerning geometrical forms of the shell structures. Such an action enables us to obtain an orthogonal projection of planar lines of the intersection of this surface by the above planes onto a horizontal plane in the shape of a planar orthogonal networks [12, 14].

Constructions of these lines can be started with fixing the ellipses w_0 and t_0 contained in the planes (y, z) and (x, z) of the local coordinate system of the ellipsoid σ . The vertex $N_{0,0}$ of σ was constructed as the point of intersecting of the above lines. The points $N_{1,0}$ and $N_{2,0}$ were delimited on the line w_0 as well as the points $N_{0,1}$ i $N_{0,2}$ were fixed on the line t_0 in a constant arrangement equal to $R_o = 6500$ mm.

For the purpose of constructing other points $N_{i,j}$ (for $i = 1, 2$ and $j = 1, 2$) there were led two sets of planes $\{\xi_{ii}\}$ and $\{\xi_{wj}\}$ passing through the above points and parallel either to the plane (y, z) or to the plane (x, z) . The above planes intersect the ellipsoid σ in ellipses t_i and w_j expressed as:

$$\left. \begin{aligned} x &= a_{ii} \cdot \cos(\tau_i) \\ y &= yN_{i,0} \\ z &= c_{ii} \cdot \sin(\tau_i) \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

where: $a_{ii} = a \cdot \sqrt{1 - \frac{yN_{i,0}^2}{b^2}}$, $c_{ii} = c \cdot \sqrt{1 - \frac{yN_{i,0}^2}{b^2}}$, τ_i – the angular coefficient,
and

$$\left. \begin{aligned} x &= xN_{0,j} \\ y &= b_{wj} \cdot \cos(\omega_j) \\ z &= c_{wj} \cdot \sin(\omega_j) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

where: $b_{wj} = b \cdot \sqrt{1 - \frac{xN_{0,j}^2}{a^2}}$, $c_{wj} = c \cdot \sqrt{1 - \frac{xN_{0,j}^2}{a^2}}$, ω_j – the angular coefficient, x ,
 y , z – variables.

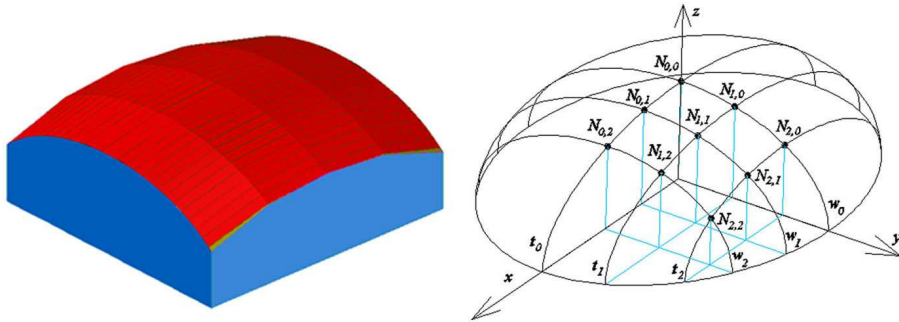


Fig. 5. The points and lines accepted on the base ellipsoid σ and visualization of the shell structure based on this ellipsoid

Rys. 5. Punkty i linie przyjęte na elipsoidzie bazowej σ oraz wizualizacja struktury powłokowej powstałej na podstawie tej elipsoidy

The points $N_{i,j}$ were obtained as the points of intersecting the ellipsoid σ with the edges of the intersection of the proper pairs of the above planes. Their coordinates are presented in Tab. 1.

Next, the sections $N_{0,0}N_{2,0}$ and $N_{0,1}N_{2,1}$ of ellipses w_0 and w_1 were accepted as the directrices of the sector σ_{wj} ($j = 1$) of a ruled surface approximating a suitable strip of the ellipsoid σ . The sector σ_{wj} is accepted as the geometrical model

of the neutral surface of the shell structure strip Σ_{w_j} . However, the sections $N_{0,1}N_{2,1}$ and $N_{0,2}N_{2,2}$ of the ellipses w_1, w_2 were accepted as the directrices of the sector Σ_{w_2} of other ruled surface modeling the second strip of the designed shell structure. In addition, arrangements of rulings of two above stripes have to satisfy the structural condition assuring the freedom of the transversal width increments of all shell folds [8]. There were calculated the values of the coordinates of the ruling ends of the above stripes by means of the computer program which was written on the base of the Reichhart's algorithm [6].

Table 1. The coordinates of the chosen points $N_{i,j}$ on the base ellipsoid σ

Tabela 1. Współrzędne punktów $N_{i,j}$ wybranych na elipsoidzie bazowej σ

Point	x [mm]	y [mm]	z [mm]
$N_{0,0}$	0.00000	0.00000	11000
$N_{1,0}$	0.00000	6459.0	10267
$N_{2,0}$	0.00000	12515	7906.0
$N_{0,1}$	6487.0	0.00000	10590
$N_{0,2}$	12855	0.00000	9289.0
$N_{1,1}$	6487.0	6459.0	9828.0
$N_{2,1}$	6487.0	12515	7326.0
$N_{1,2}$	12855	6459.0	8409.0
$N_{2,2}$	12855	12515	5272.0

The obtained model of one of four symmetrical parts of the shell structure is presented in Fig. 6. It is composed of two stripes formed by 18 shell sheets and characterized by a relatively big roof area non-performed by folded sheets along the longitudinal border $N_{2,0}N_{2,2}$.

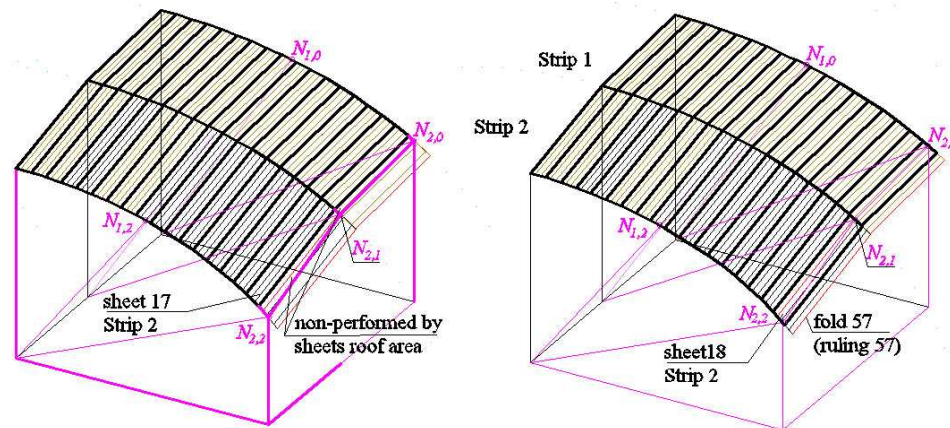


Fig. 6. The edge model of a building object covered with a strip shell structure

Rys. 6. Model krawędziowy pewnego obiektu budowlanego przykrytego powłoką strukturą pasmową

4. Shaping of integrated shell structures forms with an innovative way

The author's new way of shaping effective thin-walled shell structures is based on creating polyhedral controlling structures whose edges and sides are either contained in straight lines and planes normal to a base surface or close to these ones.

The main characteristic figure of this way is the fact that the properties of the accepted base surface influence on the controlling structure deciding about a general form of a shell structure. This makes that the presented method is much more intuitive as well as enables us to create the controlling structures as integrated with flat or shell walls and windows of building objects due to a possibility of diversification of shell structures shapes. If we keep the above recommendation, then we will be able to shape free, original and real attractive shell structure forms.

Thus, the way recommends us this the constructions which are presented below. They are considered on the example of the known base ellipsoid σ expressed by (1).

At the beginning, we accept that the gable walls are inclined to the vertical direction, which is similar to the axis z of the local coordinate system of σ , at the angle different from zero. This inclination is dependent on the directions of the normal straight lines $n_{i,j}$ of σ at the before accepted points $N_{i,j}$ of the intersection of the ellipses t_i and w_j (for $i, j = 0, 1, 2$), see Fig. 7.

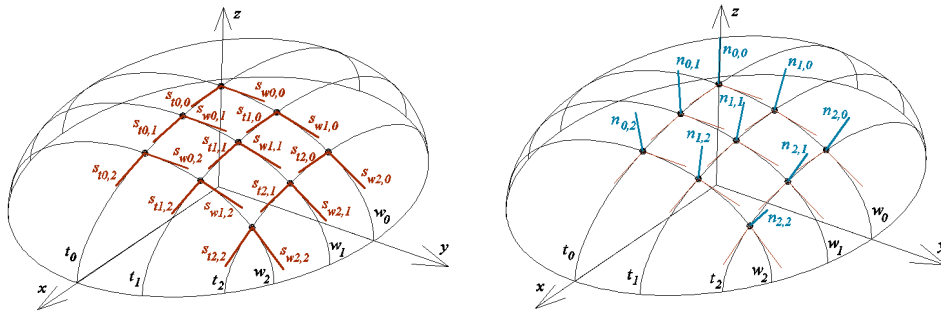


Fig. 7. The straight lines $s_{ii,j}$, $s_{wi,j}$ and $n_{i,j}$ tangent and normal to the ellipsoid σ at the points $N_{i,j}$

Rys. 7. Proste $s_{ii,j}$, $s_{wi,j}$ i $n_{i,j}$ styczne i normalne do bazowej elipsoidy σ w punktach $N_{i,j}$

To this end, the components of the direction vectors $\vec{s}_{ii,j}$, $\vec{s}_{wi,j}$ of the straight lines $s_{ii,j}$, $s_{wi,j}$ tangent to the ellipses t_i and w_j at the points $N_{i,j}$ (as well as the ellipsoid σ) were constructed by using two below parametric equations expressed as:

$$\vec{s}_{ti,j} = [l_{Sti,j}, m_{Sti,j}, n_{Sti,j}] \quad (4)$$

where: $l_{Sti,j} = -a_{ti} \cdot \sin(\tau_i)$, $m_{Sti,j} = 0.0000$, $n_{Sti,j} = c_{ti} \cdot \cos(\tau_i)$,

τ_i – variable

and

$$\vec{s}_{wi,j} = [l_{Swi,j}, m_{Swi,j}, n_{Swi,j}] \quad (5)$$

where: $l_{Swi,j} = 0.0000$, $m_{Swi,j} = -b_{wj} \cdot \sin(\omega_j)$, $n_{Swi,j} = c_{wj} \cdot \cos(\omega_j)$,

ω_j – variable.

The values of the components of the direction vectors $\vec{s}_{ti,j}$, $\vec{s}_{wi,j}$ of the straight lines $s_{ti,j}$, $s_{wi,j}$ being characterized by the identical lengths equal to 5000.0 m are presented in Tabs. 2, 3. The values of the angles τ_i^* , ω_j^* of the inclination of the straight line n_{ij} to the local axis x_{Li} of the ellipse t_i (the axis y_{Li} of the ellipse w_j) calculated for the point N_{ij} are also given in these tables and they are different from the coefficients τ_i , ω_j .

Next, the components of the directed vector $\vec{n}_{i,j} = [l_{ni,j}, m_{ni,j}, n_{ni,j}]$ of the straight line n_{ij} normal to the ellipsoid σ in the point N_{ij} (see Fig. 7) presented in Tab. 4 were obtained by using the formula expressed as

$$\vec{n}_{i,j} = \vec{s}_{ti,j} \times \vec{s}_{wi,j} \quad (6)$$

Table 2. The values of the components of the direction vector $\vec{s}_{ti,j}$ and the measure of the angle τ_i^* for the ellipse t_i at the point N_{ij}

Tabela 2. Wartości składowych wektora kierunkowego $\vec{s}_{ti,j}$ i wartości miar kąta τ_i dla elipsy t_i w punkcie N_{ij}

Tangent vector / Point	$l_{Sti,j}$ [mm]	$m_{Sti,j}$ [mm]	$n_{Sti,j}$ [mm]	τ_i^* [°]
$N_{0,0}$	5000.0	0.0000	0.0000	90.000
$N_{1,0}$	5000.0	0.0000	0.0000	90.000
$N_{2,0}$	5000.0	0.0000	0.0000	90.000
$N_{0,1}$	4959.1	0.0000	-638.11	74.318
$N_{0,2}$	4801.2	0.0000	-1395.8	57.612
$N_{1,1}$	4952.6	0.0000	-686.7	73.167
$N_{2,1}$	4915.6	0.0000	-914.38	67.910
$N_{1,2}$	4760.5	0.0000	-1528.8	54.980
$N_{2,2}$	4450.1	0.0000	-2279.5	41.821

Table 3. The values of the components of the direction vector $\vec{s}_{wi,j}$ and the measure of the angle ω_j^* for the ellipse ω_j at the point $N_{i,j}$

Tabela 3. Wartości składowych wektora kierunkowego $\vec{s}_{ti,j}$ i miary kąta ω_j^* dla elipsy ω_j w punkcie $N_{i,j}$

Tangent vector / point	$l_{S_{wi,j}}$ [mm]	$m_{S_{wi,j}}$ [mm]	$n_{S_{wi,j}}$ [mm]	ω_j^* [°]
$N_{0,0}$	5000.0	0.0000	90.000	90.000
$N_{1,0}$	4867.4	-1143.4	90.000	68.972
$N_{2,0}$	4304.2	-2544.3	90.000	45.952
$N_{0,1}$	5000.0	0.0000	74.318	90.000
$N_{0,2}$	5000.0	0.0000	57.612	90.000
$N_{1,1}$	4855.8	-1191.7	73.167	68.118
$N_{2,1}$	4215.2	-2689.1	67.910	43.768
$N_{1,2}$	4806.1	-1378.6	54.980	64.855
$N_{2,2}$	3741.4	-3316.8	41.821	34.580

Table 4. The values of the components of the direction vectors $\vec{n}_{ni,j}$ of the identical length equal to 5000.0 normal to the ellipsoid σ and having their started points at $N_{i,j}$

Tabela 4. Wartości składowych wektorów kierunkowych $\vec{n}_{Ni,j}$ o identycznej długości 5000.0 normalnych do elipsoidy σ i mających punkty początkowe w $N_{i,j}$

Normal vector / point	$l_{ni,j}$ [mm]	$m_{ni,j}$ [mm]	$n_{ni,j}$ [mm]
$N_{0,0}$	0.0000	0.0000	5000.0
$N_{1,0}$	0.0000	1143.4	4867.5
$N_{2,0}$	0.0000	2544.3	4304.2
$N_{0,1}$	638.11	0.0000	4959.1
$N_{0,2}$	1395.8	0.0000	4801.2
$N_{1,1}$	667.31	1181.1	4812.4
$N_{2,1}$	774.62	2656.6	4164.4
$N_{1,2}$	1474.8	1317.3	4592.3
$N_{2,2}$	1789.5	3097.1	3493.6

In the part, bellow, it is presented the application of the way in geometrical shaping of the shell structures being characterized by not very complicated geometrical form close to the base ellipsoid σ .

In the initial stage of the description we will consider the set $\{n_{0,2}, n_{1,2}, n_{2,2}, n_{1,2s}, n_{2,2s}\}$ of five straight lines, from among of which three $n_{0,2}, n_{1,2}, n_{2,2}$ are accepted as the straight lines $n_{i,j}$ normal to σ distinguished in previous example and other two straight lines $n_{1,2s}, n_{2,2s}$ are lain symmetrically to the lines $n_{1,2}, n_{2,2}$ towards the plane (x, z) .

Such an action results from the fact, that these plane (x, z) is the plane of symmetry of σ . Using this symmetry we may chose and examine the triad $\{n_{0,2}, n_{1,2}, n_{2,2}\}$ only in the further constructions. Because this triad is formed by skew

straight lines and we want to get a flat gable wall, then we should to fix such a location of a plane $\zeta_{wN_{sc2}}$ of the gable wall in which the sum of square measures of the angles $\varphi_{ni,j}$ (for $i = 0, 1, 2$ and $j = 2$) of the inclination of the straight lines of the set $\{n_{0,2}, n_{1,2}, n_{2,2}, n_{1,2s}, n_{2,2s}\}$ to this plane would be as least as possible in the range of shaping accuracy, which is equal to 0.01° in the below examples.

Using this symmetry, the author assumed that the values of the angles of the inclination of the lines $n_{1,2}, n_{2,2}$ to the planes $\zeta_{wN_{sc2}}$ have to be included two times in order to take into consideration the lines $n_{1,2s}, n_{2,2s}$ in the operational research process.

The optimization of the inclination of the plane $\zeta_{wN_{sc2}}$ to the set $\{n_{0,2}, n_{1,2}, n_{2,2}, n_{1,2s}, n_{2,2s}\}$ of straight lines is based on searching for such a position of the point N_{sc2} on a straight line parallel to the axis x and passing through the point $N_{p0,2}$ that the above requirement concerning the angles $\varphi_{ni,j}$ is executed. $N_{p0,2}$ is the end of the section contained in the straight line $n_{0,2}$ normal to σ , see Fig. 8.

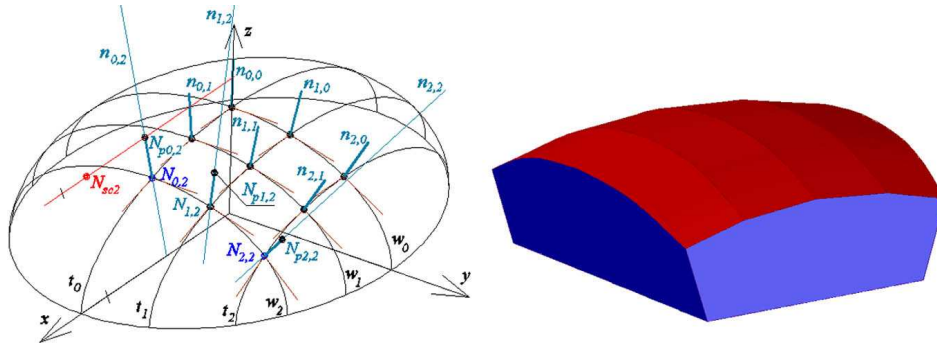


Fig. 8. The change of the inclination of the plane $\zeta_{wN_{sc2}}$ of the gable wall carried out with changing the position of the point N_{sc2} and the visualization of the final shells structure

Rys. 8. Zmiana pochylenia płaszczyzny $\zeta_{wN_{sc2}}$ ściany szczytowej przeprowadzona za pomocą zmiany położenia punktu N_{sc2} oraz wizualizacja wynikowej struktury powłokowej

The plane $\zeta_{wN_{sc2}}$ being sought passes through the point $N_{sc2}, N_{0,2}$ as well as it is parallel to the axis y . Its equation is given by:

$$A_{wj} \cdot x + B_{wj} \cdot y + C_{wj} \cdot z + D_{wj} = 0. \quad (7)$$

The obtained results were used to create a geometrical model of a shell structure having oblique gable walls (Fig. 9).

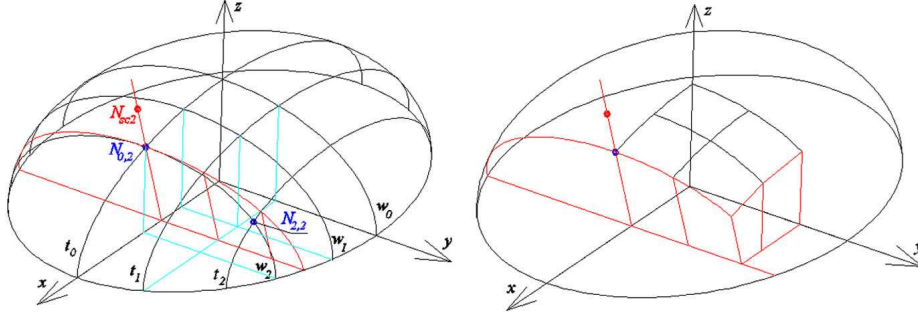


Fig. 9. Geometrical shaping of a structure having two slope gable walls

Rys. 9. Geometryczne kształtowanie struktury posiadającej dwie ukośne ściany szczytowe

The values of the parameters calculated while the operative research process of searching for the effective inclination of the plane $\zeta_{wN_{sc2}}$ to the straight lines $\{n_{0,2}, n_{1,2}, n_{2,2}\}$ are $t_{sc2} = 0.198$, $\varphi_{n_{0,2}} = 2.15387^\circ$, $\varphi_{n_{1,2}} = \varphi_{n_{1,2s}} = 0.53967^\circ$, $\varphi_{n_{2,2}} = \varphi_{n_{2,2s}} = 6.86577^\circ$, $S_{Min} = 56.999^{00}$. There were used the following denotations:

- t_{sc2} the parameter defining the distance between the points N_{sc2} and $N_{p0,2}$,
- $\varphi_{n_{0,2}}, \varphi_{n_{1,2}}, \varphi_{n_{2,2}}, \varphi_{n_{1,2s}}, \varphi_{n_{2,2s}}$ – the angles of the inclination between the straight lines of the set $\{n_{0,2}, n_{1,2}, n_{2,2}, n_{1,2s}, n_{2,2s}\}$ and the plane $\zeta_{wN_{sc2}}$,
- S_{Min} – the minimized sum of the square measures of the above angles.

The coordinates of the used points $N_{p0,2}, N_{sc2}$ found while the operative process are presented in Tab. 5, 6. The point $N_{p0,2}$ belongs to straight lines $n_{0,2}$ and its distance from the point $N_{0,2}$ is equal to 5000.0 m.

Table 5. The values of the coordinates of the auxiliary points used in the operative research process

Tabela 5. Wartości współrzędnych pomocniczych punktów wykorzystanych w procesie optymalizacji

Point	Coordinate	Value [mm]	Coordinate	Value [mm]	Coordinate	Value [mm]
N_{sc2}	$x_{N_{sc2}}$	14449.2	$y_{N_{sc2}}$	0.0000	$z_{N_{sc2}}$	14090.1
$N_{p0,2}$	$x_{N_{p0,2}}$	14251.3	$y_{N_{p0,2}}$	0.0000	$z_{N_{p0,2}}$	14090.1

As the result of the above operative research process, the following values of the coefficients of the plane $\zeta_{wN_{sc2}}$ were obtained: $A_{wj} = 100.000$ mm, $B_{wj} = 0.000$ mm, $C_{wj} = -33.1967$ mm, $D_{wj} = 24000$ mm.

In the next stage of the way's description, we will only consider the triad of the straight lines $\{n_{0,2}, n_{1,2}, n_{2,2}\}$ normal to σ . From the before example we know that the above straight lines are skew. Now, we are going to get a gable wall, which is symmetrical toward the plane (x, z) , so it is composed of two symmetrical parts so that each of these parts would be flat. The points are going to have

an rectilinear shared edge contained in the plane (x, z) (see Fig. 10). In such a way we want to adopt the position of two planes of the folded gable wall to the above normal lines more precisely. Thus, the inclination of each of these two parts of the gable wall should be more accurate closer to direction of the proper triad $\{n_{0,2}, n_{1,2}, n_{2,2}\}$ or $\{n_{0,2}, n_{1,2s}, n_{2,2s}\}$ of straight lines than it was in previous example using one planar gable wall.

Therefore, the **inclination** of the plane of the gable wall is optimized in the first, basic stage of the activities leading to delimiting the above two symmetrical parts. However, in the second stage the **location** of this plane toward the points $N_{0,2}, N_{1,2}, N_{2,2}$ is optimized.

The above two stages were made independently. There were not used Thus, the optimization for two parameters: the inclination and the location of ζ_{wNsc2} at the same time was not executed due to the greater significance of the inclination than the position as well as there are no circumstances to accept the suitable quotient of inclination and position weights.

The components of the normal vector to the plane ζ_{wNpp2} are sought, so that, the sum of the square measures of the angles $\varphi_{ni,j}$ of the inclination of the straight lines $n_{0,2}, n_{1,2}, n_{2,2}$ to this plane would be as small as possible in the range of the accepted accuracy being equal to 0.01° .

The optimization of the inclination of the plane ζ_{wNpp2} and the set $\{n_{0,2}, n_{1,2}, n_{2,2}\}$ consists in searching for such a position of the point N_{pp2} belonging to the straight line $N_{p0,2}, N_{p2,2}$, Fig. 10, that the above criterion would be performed. The obtained plane ζ_{wNpp2} passes through the points $N_{pp2}, N_{0,2}, N_{p2,2}$.

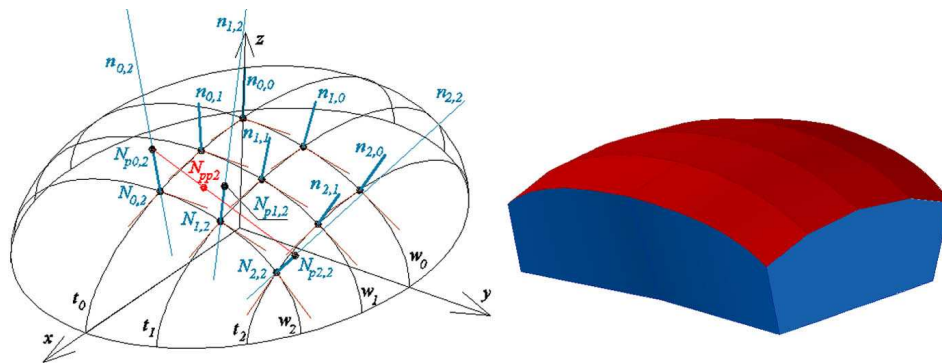


Fig. 10. The creation and visualization of a model of a shell structure having two oblique gable walls composed of two flat pieces symmetrical toward the plane (x, z)

Rys. 10. Tworzenie i wizualizacja pewnej struktury powłokowej, której każda z dwóch ukośnych ścian szczytowych składa się z dwóch części symetrycznych względem płaszczyzny (x, z)

The obtained results have been used to create a geometrical model of a shell structure being characterized by two oblique flat parts of the same gable wall

(see Fig. 11) divided by the shared edge contained in the plane (x, z) and passing through the point $N_{0,2}$.

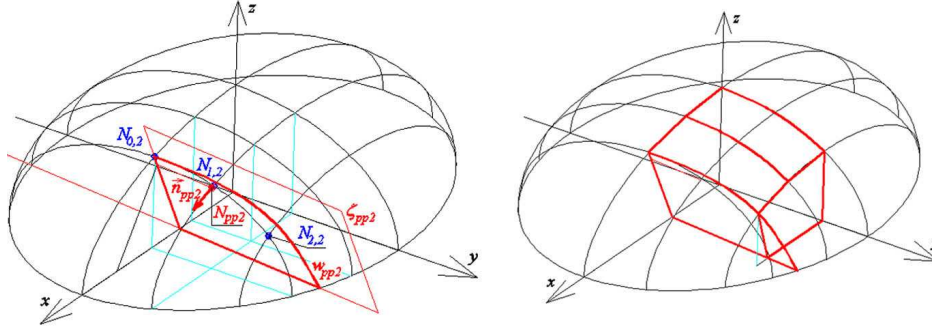


Fig. 11. The creation and visualization of a model of a shell structure having two oblique gable walls composed of two flat pieces symmetrical toward the plane (x, z)

Rys. 11. Tworzenie i wizualizacja pewnej struktury powłokowej, której każda z dwóch ukośnych ścian szczytowych składa się z dwóch części symetrycznych względem płaszczyzny (x, z)

The obtained values of the parameters used while optimizing the inclination of the plane ζ_{wNpp2} to the set $\{n_{0,2}, n_{1,2}, n_{2,2}\}$ are $t_{pp2} = 0,328$, $\varphi_{n0,2} = 1.76297^\circ$, $\varphi_{n1,2} = 1.65881^\circ$, $\varphi_{n2,2} = 3.61376^\circ$, $S_{Min} = 18.91893^{00}$. We use the same notation as in previous example. Additionally, t_{pp2} is the coefficient of the division of the section $N_{p0,2}N_{p2,2}$ by the point N_{pp2} .

The coordinates of the points N_{pp2} , $N_{p2,2}$ are presented in Tab. 6.

Table 6. The values of the coordinates of the auxiliary points used in the operative research process

Tabela 6. Wartości współrzędnych pomocniczych punktów wykorzystanych w procesie optymalizacji

Point	Coordinate	Value [mm]	Coordinate	Value [mm]	Coordinate	Value [mm]
N_{pp2}	x_{pp2}	14380.4	y_{pp2}	5120.6	z_{pp2}	12343.7
$N_{p2,2}$	$x_{Np2,2}$	14645.0	$y_{Np2,2}$	15611.7	$z_{Np2,2}$	8765.7

The values of the parameters used in the additional operative research process consisting in searching for the distance of the plane ζ_{wNpp2} from the points $N_{0,2}$, $N_{1,2}$, $N_{2,2}$ are: $t_{Np2} = 0,2445$, $d_{N0,2} = d_{N2,2} = 121.9$ m, $d_{N1,2} = 244.5$ m, $S_{Min} = 89520.6$ m \cdot m, where t_{pp2} is the parameter defining the distance between the plane ζ_{wNpp2} and point $N_{1,2}$. The calculation accuracy is equal to 1 mm.

Finally, the values of the coefficients of the plane ζ_{wNpp2} are: $A_{wj} = 1000.000$, $B_{wj} = -104.170$, $C_{wj} = -324.576$, $D_{wj} = -971164$.

We can use an analogous way if we need find the optimal inclination of the planes ζ_{w0} , ζ_{w1} to the other triad $\{n_{0,j}, n_{1,j}, n_{2,j}\}$, where: $j = 1, 2, 3$, of straight lines normal to σ .

Regular patterns on the shell structures resulting from occurring the edges or areas of discontinuity between adjacent shell segments disturb smoothness or discontinuity of the shell structure. The shell structures can assume very attractive general forms and let us adopt designed objects to environmental conditions and functional requirements owing to these patterns. Similarly, the complication degree of the framework's shape increases [3, 15].

5. Conclusions

The presented way of geometrical shaping of the thin-walled steel shell structures lets us to obtain innovative shell forms similar to a initially accepted geometrical surfaces characterized by any sign of the Gaussian curvature, in spite of the restrictions connected with the shape changes of the flat folded sheets into shell forms while assembling to the directrices. These restrictions limits forms of the individual shells (segments) to sectors of the ruled surfaces characterized by the non-positive Gaussian curvature. The value of the shell curvature is dependent on the physical properties of the shell folds including their stiffness.

The rectilinear or curvilinear edges or flat areas between consecutive segments are specific characteristics of such structures because of the restrictions related with shape changes of the freely transformed sheets.

The integration of the components (flat walls, roof, shells and their edges) of a designed object as well as the effective covering the basic surface area with segments are the main advantage of the method.

If we want to obtain a controlling structure whose edges and faces are more and more close to straight lines and planes normal to the base ellipsoid, then we will have to create more and more locally extended forms of a shell structure as well as the whole building object including flat, elevation walls, windows.

References

- [1] Abramczyk J.: Specificity of shaping light gauge steel shells. Proc. of II Intern. Conf. „Structures and Architecture”, Guimaraes, Portugal 2013, CD .
- [2] Abramczyk J.: Nowe możliwości kształtowania formy przekrycia powłokowego wykonanego z blach trapezowych. Mat. 58. Konferencji Naukowej Komitetu Inżynierii Lądowej Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB, Rzeszów–Krynica 2012.
- [3] Abramczyk J.: Multi-segment shell structures. Lightweight Structures in Civil Engineering. Proc. of XVIII Intern. Sem. of IASS Polish Chapter, MICRO-PUBLISHER-C-P, Jan B. Obrębski (ed.), Warszawa 2012, pp. 38-47.
- [4] Abramczyk J.: Powłokowe formy architektoniczne z blach fałdowych. Mat. symp. z cyklu „Nowe osiągnięcia nauki i techniki w budownictwie: Projektowanie kon-

- cepcyjne – kształtowanie konstrukcji, konstrukcje z blach fałdowych, konstrukcje ciągnowe”. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2000, s. 65-72.
- [5] Abramczyk J.: Free forms of light gauge steel shell structures. *Lightweight Structures in Civil Engineering. Proc. of XVIII Intern. Sem. of IASS Polish Chapter, MICRO-PUBLISHER-C-P*, Jan B. Obrębski (ed.), Warszawa 2012, pp. 48-53.
- [6] Reichhart A.: Geometrical and structural shaping of shells made of profiled metal sheets (monograph in polish). Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2002.
- [7] Abramczyk J.: Peculiar properties of ruled surfaces useful in shaping light gauge steel shells. *Beyond the Limits of Man. Proc. of IASS 2013 Symposium*, Wrocław, Poland 2013, pp. 1424-1432.
- [8] Abramczyk J.: Wpływ kształtu płaskich arkuszy i konstrukcji podpierających zakrzywione przekrycia z blach fałdowych na ich postać geometryczną, doctoral thesis. Rzeszów 2011.
- [9] Reichhart A.: Powłokowe formy architektoniczne z blach fałdowych. *Mat. Symp. z cyklu „Nowe osiągnięcia nauki i techniki w budownictwie: Projektowanie koncepcyjne – kształtowanie konstrukcji, konstrukcje z blach fałdowych, konstrukcje ciągnowe”*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2000, s. 65-72.
- [10] Biegus A.: Nośność graniczna zginanych i ściskanych blach fałdowych. *Mat. symp. z cyklu „Nowe osiągnięcia nauki i techniki w budownictwie: Blachy fałdowe – zastosowania i rozwiązania”*, Rzeszów 1995.
- [11] Bródka J., Garncarek R., Miłaczewski K.: *Blachy fałdowe w budownictwie stalowym*. Arkady, Warszawa 1984.
- [12] Davies J.M., Bryan E.R.: *Manual of stressed skin diaphragm design*. Granada, London 1982.
- [13] Wei-Wen Y.: *Cold-formed steel design*. John Wiley & Sons, Canada 2000.
- [14] Gioncu V., Petcu D.: Corrugated hypar structures. *Proc. of Inter. Conf. LSCE*, Warsaw 1995, pp. 637-644.
- [15] Obrębski J.B.: UNIDOM – Space bar system. *Lightweight Structures in Civil Engineering. Proc. of XII Intern. Sem. of IASS Polish Chapter, MICRO-PUBLISHER-C-P*, Jan B. Obrębski (ed.). Warsaw 2006, pp. 76-87.

PODSTAWY GEOMETRYCZNEGO KSZTAŁTOWANIA EFEKTYWNYCH FORM STRUKTUR POWŁOKOWYCH

Streszczenie

Praca dotyczy geometrycznego kształtowania struktur powłokowych złożonych z pojedynczych powłok rozłożonych w efektywny sposób w przestrzeni, to jest w sposób zgodny z właściwościami regularnej powierzchni geometrycznej i z wykorzystaniem prostych i płaszczyzn normalnych do tej powierzchni. Pojedyncze segmenty są wykonane z przekształcanych do postaci powłokowej płaskich arkuszy jednokierunkowo pofałdowanej blachy fałdowej. Podczas przekształcania arkusze posiadają swobodę odkształceń poprzecznych, co zapewnia im możliwie małe wyężenie – efektywną deformację materiału przeznaczonego do przenoszenia obciążeń użytkowych, ale co jednocześnie powoduje ograniczenia dotyczące ich powłokowej postaci. Ograniczenia te polegają na tym, że postać pojedynczego segmentu jest zbliżona do powierzchni pro-

stokreślnej o niedodatniej krzywiznie Gaussa, a postać fałdy do wycinka środkowego paraboloidy prostoliniowej prostej. Te ograniczenia zmian postaciowych fałd segmentów wywołane ich ściśle określonymi charakterystykami sztywnościowymi skutkują pojawieniem się krawędzi lub nieciągłości pomiędzy sąsiednimi segmentami w strukturze, które z jednej strony powodują konieczność projektowania dość specyficznych układów konstrukcyjnych podpierających, z drugiej zaś strony zwiększają możliwą rozpiętość w dwóch ortogonalnych kierunkach oraz atrakcyjność wizualną struktury w wyniku pojawienia się na jej powierzchni regularnych wzorów.

W pracy zaprezentowano sposób uzyskiwania dużej różnorodności, efektywnych, złożonych form powłokowych o ogólnej postaci zbliżonych do powierzchni geometrycznej o dowolnym znaku krzywizny Gaussa. Innowacyjność sposobu polega na zintegrowaniu formy całego obiektu budowlanego (ścian oraz dachu powłokowego), które osiąga się przez podział ścian elewacyjnych na płaskie obszary zawarte w płaszczyznach zbliżonych do płaszczyzn normalnych do zakładanej na wstępie powierzchni bazowej.

Opisane zagadnienia stanowią podstawę do opracowania metody kształtowania rozpatrywanych, efektywnych cienkościennych struktur powłokowych oraz dalszej wzajemnej integracji elementów obiektu budowlanego.

Słowa kluczowe: struktury powłokowe, powłoki z blach fałdowych, deformacja wstępna arkuszy fałdowych

Przesłano do redakcji: 10.03.2014 r.

Przyjęto do druku: 02.06.2014 r.

DOI:10.7862/rb.2014.1

Artur DUCHACZEK¹
Zbigniew MAŃKO²

ANALIZA ROZWOJU PĘKNIĘĆ ZMĘCZENIOWYCH W DŹWIGARACH MOSTÓW STALOWYCH Z ZASTOSOWANIEM WŁAŚCIWOŚCI CAŁKI J

W wojskowych mostach niskowodnych dźwigary główne są wykonywane przede wszystkim z kształtowników stalowych dostępnych na obszarze danego kraju. W różnych sytuacjach kryzysowych mosty te są używane także przez ludność cywilną. W pracy przedstawiono koncepcję konstrukcji przęsła mostu wojskowego, w którym użyto śrub do montażu stężeń poprzecznych. Ten typ połączeń wymaga wykonania otworów w środnikach dźwigarów głównych, które osłabiają nie tylko ich strukturę, ale też całego przęsła, tym bardziej, że otwory te znajdują się w strefie rozciągania i są bezpośrednim miejscem koncentracji naprężeń. Mogą się więc stać miejscem inicjacji pęknięć zmęczeniowych. W pracy przedstawiono wyniki obliczeń propagacji pęknięć zmęczeniowych, rozwijających się w dźwigarach mostów stalowych rozchodzących się od otworów montażowych. Analizę przeprowadzono za pomocą oprogramowania komputerowego FRANC2D wykorzystującego MES dla dwóch przyjętych modeli fizycznych materiału z zastosowaniem właściwości całki J . Przeprowadzone w pracy analizy wykazały, że przyjęcie określonych właściwości materiału ma dość istotny wpływ na wartości uzyskanych wyników obliczeń. W analizowanym przykładzie było to szczególnie widoczne w przypadku określenia kierunku kąta propagacji pęknięcia φ . Istotne dla praktyki inżynierskiej okazało się również porównanie wyników wartości współczynnika intensywności naprężeń K_I (oraz jego wartości ekwiwalentnej K_{eq}) dla materiału liniowego i nieliniowego. Otrzymane wyniki potwierdziły, że przyjęcie materiału liniowego do analiz zmęczeniowych jest dość konserwatywne, a tym samym bardziej bezpieczne dla konstrukcji inżynierskiej.

Słowa kluczowe: most stalowy, wytrzymałość materiałów, pęknięcie zmęczeniowe

¹ Autor do korespondencji/corresponding author: Artur Duchaczek, Wyższa Szkoła Oficerska Wojsk Lądowych im. gen. T. Kościuszki we Wrocławiu, ul. Czajkowskiego 109, 51-150 Wrocław, tel. 71 765-85-25, e-mail: aduchaczek@poczta.wp.pl

² Zbigniew Mańko, Międzynarodowa Wyższa Szkoła Logistyki i Transportu we Wrocławiu, ul. Sołtysowicka 19B, 51-168 Wrocław, e-mail: zbigniew.manko@wp.pl

1. Wprowadzenie

Mosty niskowodne to stosunkowo proste konstrukcje inżynierskie przeznaczone przede wszystkim do zabezpieczania mobilności pododdziałów wojskowych. Jednak w sytuacjach kryzysowych (np. podczas powodzi) konstrukcje te są również wykorzystywane przez ludność cywilną, przy czym wówczas przęsła są wykonywane przeważnie z różnych kształtowników stalowych dostępnych na danym obszarze kraju.

A. Nemitz [1] określił związki konstytutywne zalecane do stosowania w analizach pęknięć różnych materiałów konstrukcyjnych. Dla wysokowytrzymałych gatunków stali zaproponował związek liniowo-sprężysty, natomiast w przypadku stali nisko- i średniowytrzymałych zalecał korzystać ze związków sprężysto-plastycznych lub plastycznych.

Kształtowniki stalowe dostępne w Polsce są najczęściej wykonywane ze stali nisko- i średniowytrzymałych, do których można zaliczyć przede wszystkim wszystkie stale gatunków S235, S275 i S355 [2]. Rozpatrując parametry wytrzymałościowe tych stali, wydaje się, że dla tego typu konstrukcji mostowych analiza rozwoju pęknięć zmęczeniowych w materiale oparta na związkach konstytutywnych liniowo-sprężystej mechaniki pęknięcia może nie być najbardziej adekwatna.

Celem niniejszej pracy jest zatem przedstawienie wyników obliczeń rozwoju pęknięć zmęczeniowych przy przyjęciu modelu materiału o liniowej i nieliniowej charakterystyce, a dokładnie precyzując model materiału idealnie sprężystego i materiału idealnie sprężystego z liniowym wzmocnieniem plastycznym. Znaczna część wzorów opisujących prędkość wzrostu pęknięć zmęczeniowych (np. wzory Parisa lub Formana [1]) wykorzystuje wielkość zwaną współczynnikiem intensywności naprężeń K . Z tego też względu w pracy skupiono się głównie nad określeniem tej wielkości z zastosowaniem metody wykorzystującej właściwości całki J [1]. Wszystkie obliczenia zrealizowano specjalistycznym programem FRANC2D (<http://www.cfg.cornell.edu/index.htm>) [3].

2. Podstawy teoretyczne stosowania całki J

A. Nemitz w pracy [1] podaje, że pojęcie całki J jako całki niezmiennej od drogi całkowania w dwuwymiarowym stanie naprężeń zostało wprowadzone do mechaniki pęknięcia niezależnie od siebie przez dwóch autorów, tj. J. Rice'a [4] i G.P. Cherepanova [5]. Jednak praktycznie jako podstawowe pojęcie do mechaniki pęknięcia wprowadził je J.D. Eshelby [6], stosując ją do ciała zawierającego już wstępne defekty. Zdefiniował on w ten sposób uogólnioną siłę działającą na defekt w postaci (1) [1]:

$$J = \int_C w dx_2 - t_i \frac{\partial u_i}{\partial x_1} ds = \int_C (wn_1 - \sigma_{ij}n_j u_{i,1}) ds \quad (1)$$

gdzie: w – gęstość energii odkształcenia

$$w = \int_0^{\varepsilon_{ij}} \sigma_{ij} d\varepsilon_{ij}, \quad i, j = 1, 2, 3, \quad (2)$$

t_i – wektor naprężenia działający na kontur C ,

u_i – wektor przemieszczenia określony w tym samym miejscu, co wektor t_i ,

$$t_i = \sigma_{ij}n_j,$$

n – jednostkowy wektor normalny do konturu C .

Niezmiennosc całki J od drogi całkowania można wykazać jedynie w przypadku materiału, dla którego gęstość energii odkształcenia w jest jednoznaczna funkcją odkształcenia $w(\varepsilon_{ij})$, a naprężenia definiowane są jako (3) [1]:

$$\sigma_{ij} = \frac{\partial w(\varepsilon_{ij})}{\partial \varepsilon_{ij}} \quad (3)$$

Jak podaje A. Nemitz [1], zależność (3) jest prawdziwa dla liniowych i nieliniowych ciał sprężystych oraz dla ciał plastycznych według deformacyjnej teorii plastyczności, ale uwarunkowana proporcjonalnością obciążeń.

J. German w pracy [7] podaje, że w nieliniowej mechanice pęknięcia całka J stanowi podstawowy parametr w opisie pola naprężeń, jak i energii potencjalnej, dzięki czemu można zbudować oparte na niej kryterium pęknięcia materiałów sprężysto-plastycznych. Całka J stanowi zatem podstawową charakterystykę pól naprężenia i odkształcenia w wierzchołku szczeliny w materiale nieliniowo-sprężystym. Równie ważnym parametrem charakteryzującym te pola jest współczynnik wzmocnienia n .

Dla ciał o charakterystykach liniowych (gdy współczynnik wzmocnienia n jest równy 1) odpowiednie współczynniki intensywności naprężeń K można wyrazić poprzez całkę J następującymi sposobami [1, 8]:

- w płaskim stanie odkształcenia

$$K_I = \sqrt{\frac{EJ_I}{1-\nu^2}}, \quad K_{II} = \sqrt{\frac{EJ_{II}}{1-\nu^2}} \quad (4)$$

- w płaskim stanie naprężeń

$$K_I = \sqrt{EJ_I}, \quad K_{II} = \sqrt{EJ_{II}} \quad (5)$$

A. Nemitz w pracy [1] stwierdził, że całka J jest dość dobrym narzędziem do stosowania w analizach wytrzymałościowych stabilnego wzrostu pęknięć przy niewielkich przyrostach długości szczeliny, które szacuje się na ok. 5-6% długości niepękniętego odcinka przed frontem zasadniczego pęknięcia. W pracy tej autor podkreślił również, że jeżeli strefa plastyczna (promień strefy plastycznej r_p) jest większa niż 1% długości jednego z wymiaru elementów (np. długości szczeliny) to wzory (4) i (5) na określenie wartości współczynnika intensywności naprężeń K są dokładne jedynie dla ciał o charakterystyce liniowej (ciała liniowe).

Jednak w niniejszym opracowaniu do celów porównawczych, w przypadku ciał sprężysto-plastycznych dla wyrażania całki J w jednostkach współczynnika intensywności naprężeń K , użyto sformułowania „współczynnik intensywności dla ciał nieliniowych”, zdając sobie sprawę, że jest to tylko określenie umowne.

3. Obliczenie współczynnika intensywności naprężeń za pomocą programu FRANC2D

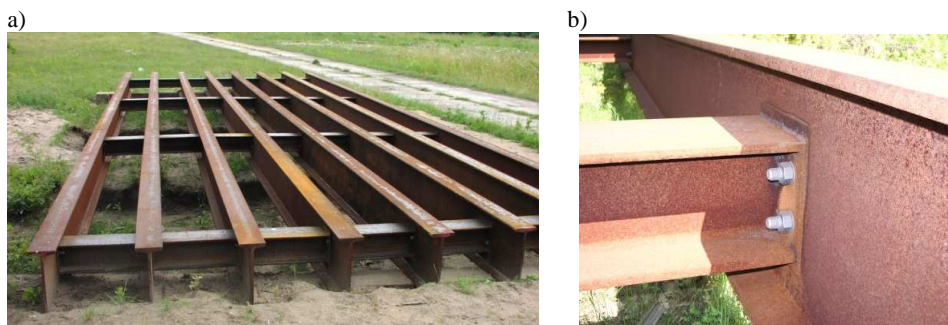
Dla współczesnego inżyniera-konstruktora obiektów stalowych najbardziej uniwersalnym narzędziem do wyznaczania odpowiednich wartości współczynnika intensywności naprężeń K są algorytmy wykorzystujące metodę elementów skończonych (MES).

Znaczne grono naukowców zajmujących się problematyką rozwoju pęknięć zmęczeniowych w elementach stalowych nie jest zwolennikiem metody określania trwałości eksploatacyjnej konstrukcji inżynierskich opartej na kryteriach naprężeniowych, tj. na współczynniku intensywności naprężeń K . M. Szata w pracy [9] zaprezentował wady metod opartych na tym kryterium, proponując w zamian opis rozwoju pęknięcia zmęczeniowego w ujęciu energetycznym. Ciekawą propozycję kryteriów energetycznych przedstawił również D. Rozumek w monografii [10]. Kryteria te oparte są na gęstości energii odkształcenia W , będącej iloczynem naprężenia i odkształcenia lub parametrze J , zwanym całką J , które mogą być z dużym powodzeniem stosowane do analizy różnych materiałów w całym zakresie rozwoju pęknięcia [10].

W niniejszej pracy do modelowania rozwoju pęknięcia elementu stalowego wykorzystano program oparty na metodzie elementów skończonych FRANC2D [3]. Model geometryczny rozpatrywanego dźwigara oraz generację siatki elementów skończonych wykonano w programie CASCA. Ustalając metodykę prowadzonych obliczeń, opierano się na metodzie opisanej przez D. Rozumka w pracy [10].

Do analizy numerycznej przyjęto model stalowego dźwigara głównego rzeczywistego wojskowego mostu niskowodnego (rys. 1.) [11]. W przyjętym schemacie obliczeniowym (rys. 2a) pominięto wpływ stężeń poprzecznych (rozpordek) na rozkład naprężeń w dźwigarach głównych. W analizach obliczenio-

wych uwzględniono jedynie samodzielnie pracujący dźwigar główny w postaci dwuteownika normalnego wysokości 400 mm.



Rys. 1. Widok konstrukcji nośnej przęsła tzw. mostu niskowodnego (a), połączenia montażowego na śruby (b), na podstawie [11]

Fig. 1. A view of carrying structure of a military nonstandard fixed bridge span (a), screws assembly connection (b), based on [11]

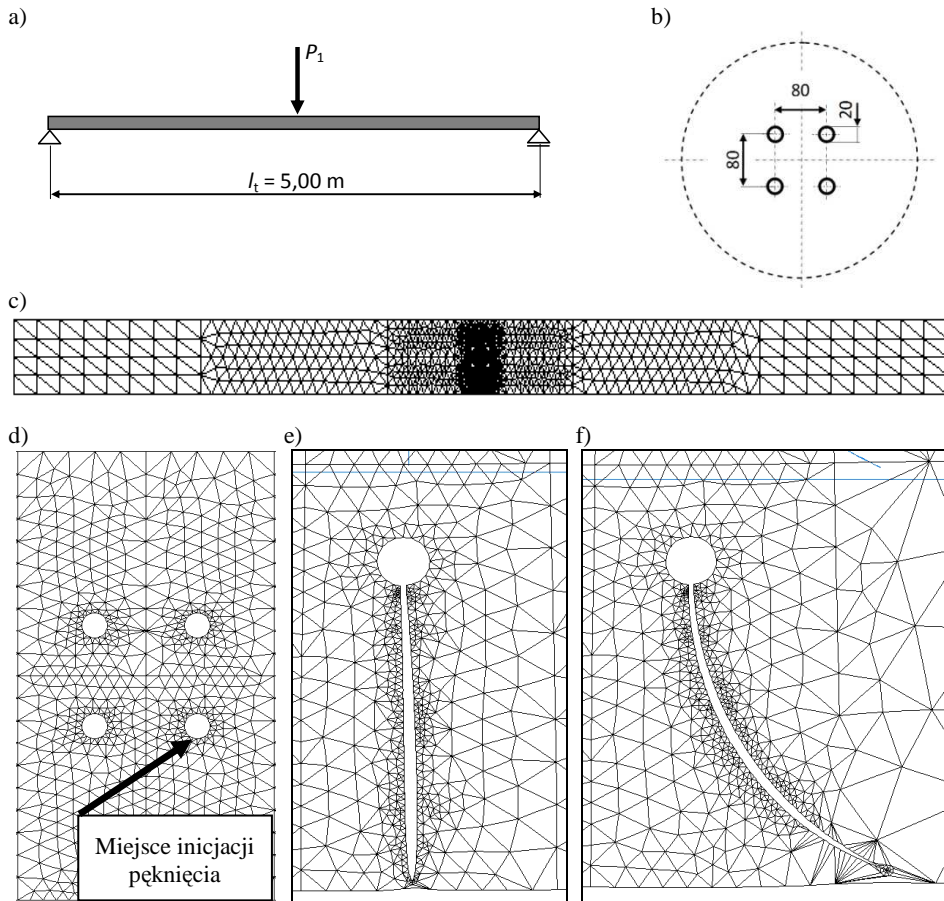
Tworząc model obliczeniowy dźwigara, przyjęto jego schemat statyczny w postaci belki swobodnie podpartej (rys. 2a), przy czym modelowano jedynie środek analizowanego kształtownika (rys. 2c). W związku z tym model obliczeniowy dźwigara został obciążony siłą skupioną o wielkości 64,815 kN, co wywołało w jego środku naprężenia normalne zbliżone do występujących w trakcie przeprowadzonych badań doświadczalnych na rzeczywistym obiekcie przy obciążeniu 320 kN [12]. W modelu tym zastosowano jedną podpórę przegubowo-przesuwną oraz jedną przegubowo-nieprzesuwną, które umiejscowiono w osi obojętnej środnika.

W modelu obliczeniowym dźwigara stalowego założono, że krytyczna długość pęknięcia a będzie się znajdować w obszarze jego środnika. Znając rozkład naprężeń normalnych w zginanym dwuteowniku, przyjęto, że w przypadku analizy propagacji szczeliny wystarczy przeanalizować tylko rozkład naprężeń w samym jego środku (rys. 2c).

W modelu obliczeniowym dźwigara w programie FRANC2D pęknięcie w połowie jego długości zainicjowano na krawędzi dolnego otworu (rys. 2d) w postaci pęknięcia środnika na wskroś o długości 2 mm. Wierzchołek szczeliny został zamodelowany z użyciem specjalnych elementów skończonych w postaci rozety [3, 8] składającej się z ośmiu trójkątnych elementów skończonych, a każdy z nich miał sześć węzłów. Początkowa minimalna liczba elementów skończonych na długości pęknięcia wynosiła dwa.

Obliczenia prowadzono w zależności od przyjętego typu materiału w modelu obliczeniowym, przyjmując liniowo-sprężystą lub plastyczno-sprężystą analizę przyrostową [10]. Siatka elementów skończonych modelu dźwigara została

wygenerowana automatycznie i składała się z ponad 5000 trójkątnych sześciowęzłowych izoparametrycznych elementów skończonych. Analizowany w tym eksperymencie wzrost pęknięcia podzielono na odcinki o długościach po 5 mm, które zrealizowano za pomocą programu FRANC2D (rys. 2e, f).



Rys. 2. Widok przyjętego schematu obliczeniowego dźwigara stalowego (a), rozmieszczenia otworów montażowych (b), modelu numerycznego środnika dźwigara (c), w obrębie otworów montażowych w środniku oraz pęknięcia z uwzględnieniem deformacji (d) dla materiału liniowego (e) i nieliniowego (f), na podstawie [13]

Fig. 2. A view of the adopted numerical model of a steel girder (a), distribution of assembly holes in a web girder (b), a numerical model (discretisation) of the whole web girder (c), a fragment of a numerical model of this web near assembly holes and two fracture types taking into account deformation of (d), linear (e) and non-linear material (f), based on [13]

Prowadząc propagację pęknięcia w środku dźwigara, wykorzystano dostępną w tym programie opcję automatycznego wyboru kierunku wzrostu długości pęknięcia. W przypadku wyboru tej opcji propagacji pęknięcia użytkownik oprogramowania podaje długość przyrostu pęknięcia Δa (w analizowanym przypadku pierwsze trzy kroki po 1 mm, następne po 5 mm) oraz określa liczbę iteracji zależną od długości pęknięcia a (125÷130 mm). Wielkość przyjętego przyrostu długości szczeliny Δa wpływa znacząco na wartość otrzymanych wyników symulacji komputerowych propagacji szczeliny zmęczeniowej. Jak podano w pracy [14], przyjęcie bardzo małych wartości Δa nie zapewnia automatycznie otrzymania wyników symulacji komputerowych zgodnych z wynikami z przeprowadzonego eksperymentu. Przyjęcie małych wartości Δa wiąże się również z wystąpieniem trudności podczas prowadzenia obliczeń numerycznych (włącznie z samoczynnym zamknięciem aplikacji FRANC2D).

W programie FRANC2D są dostępne trzy kryteria wyboru kierunku propagacji, a mianowicie:

- maksymalnych naprężeń obwodowych (SIG-THET MAX) [15],
- szybkości uwalniania energii (G MAX) [16],
- gęstości energii odkształcenia (S MIN) [17].

W niniejszej pracy zaprezentowano wyniki obliczeń przeprowadzonych tylko z zastosowaniem kryterium maksymalnych naprężeń obwodowych (opcja domyślna programu FRANC2D), ponieważ obliczenia wykonane według pozostałych kryteriów wyboru kierunku propagacji dawały bardzo zbliżone wyniki. W przypadku kryterium maksymalnych naprężeń obwodowych propagacja pęknięcia odbywa się wzdłuż kierunku wyznaczonego od wierzchołka szczeliny pod kątem θ , dla którego naprężenia σ_{θ} osiągają wartość maksymalną. Kryterium to zostało szczegółowo opisane m.in. w pracach [1, 14].

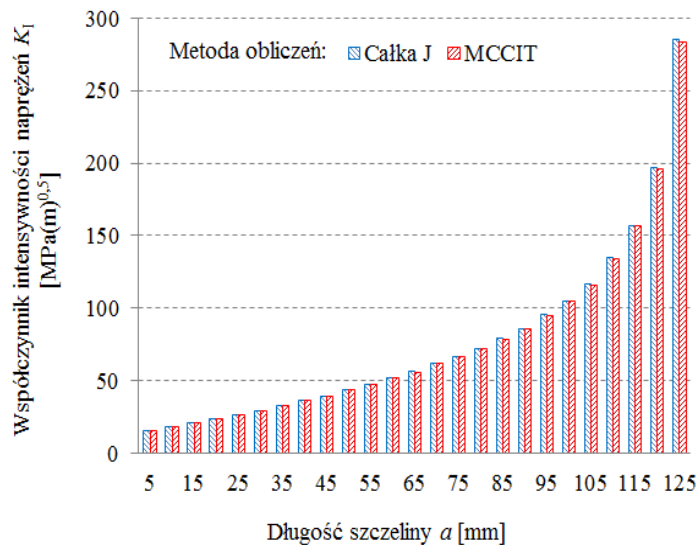
Uwalnianie węzłów podczas przyrostu długości pęknięcia Δa jest przeprowadzane w kilku etapach. Uwzględniając kierunek propagacji oraz wartość przyrostu długości pęknięcia Δa , program automatycznie usuwa węzły znajdujące się w pobliżu przewidywanego wierzchołka szczeliny zmęczeniowej. W miejscu tym (podobnie jak podczas inicjacji pęknięcia) wstawiany jest specjalny element skończony w postaci rozety składającej się z ośmiu trójkątnych elementów skończonych [8]. Następnie program automatycznie generuje dobrze uformowane elementy trójkątne typu T6 [3], uzupełniając brakujący fragment siatki elementów skończonych wokół wierzchołka szczeliny zmęczeniowej. Siatka jest generowana automatycznie i przedstawiona użytkownikowi do zatwierdzenia. Dzięki przyjętemu sposobowi modelowania można było uzyskać mapy odkształceń i naprężeń dla każdego analizowanego w eksperymencie przyrostu pęknięcia.

Do obliczeń przyjęto stal o parametrach wytrzymałościowych zbliżonych do gatunku S355, opisując ją dwiema charakterystykami materiałowymi, tj. liniową (o module Younga $E = 210$ GPa i współczynniku Poissona $\nu = 0,3$) oraz

nieliniową (o module Younga $E = 210$ GPa, współczynnika Poissona $\nu = 0,3$, granicy plastyczności $R_e = 355$ MPa, module umocnienia $E_{SH} = 2,7$ GPa [18]).

Program FRANC2D umożliwia wykonanie obliczeń wartości współczynnika intensywności naprężeń K za pomocą jednej z trzech metod, a mianowicie metody Modified Crack Closure Integral Technique (MCCIT), J -Integral (całki J) oraz Displacement Correlation Technique (DCT). W niniejszej pracy obliczenia zrealizowano, stosując jedynie metodę J -Integral, opisaną szczegółowo w pracy [8]. Program ten oblicza całkę J wykorzystując ekwiwalentny obszar całkowania [3]. Dokładną charakterystykę użytej metody całkowania zaprezentowano w pracy [8], nawiązując m.in. do opracowania [19], gdzie szczegółowo opisano zasadę tworzenia ekwiwalentnego obszaru całkowania oraz [20], gdzie omówiono zastosowanie metody wirtualnego przyrostu pęknięcia.

Określenie wartości zakresów współczynnika intensywności naprężeń ΔK jest niezwykle istotne, ponieważ na ich podstawie, wykorzystując m.in. równanie Parisa, można stosunkowo łatwo, znając liczbę cykli obciążeń, określić trwałość obiektu mostowego mającego wstępne pęknięcie zmęczeniowe o określonej długości.



Rys. 3. Porównanie wartości współczynnika intensywności naprężeń K_I uzyskanych dla materiału liniowego za pomocą metod MCCIT i całki J , na podstawie [13]

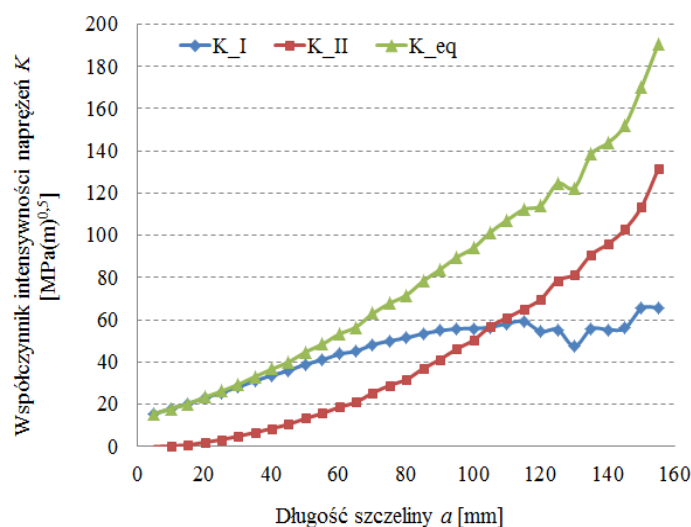
Fig. 3. Comparison of values of the stress intensity factor K_I obtained for linear material using MCCIT and J -integral method, based on [13]

4. Wyniki obliczeń i ich analiza

W pierwszym etapie badań nad propagacją pęknięcia do obliczeń przyjęto materiał o charakterystyce liniowej. Na rysunku 3. porównano wartości współczynnika intensywności naprężeń K_I uzyskanych przy użyciu metody MCCIT (przy czym wyniki zaczerpnięto z pracy [13]) i metody całki J z zastosowaniem wzoru (5) dla materiału liniowego.

Uzyskane wartości współczynników intensywności naprężeń K_I oraz kierunku rozwoju analizowanego pęknięcia były niemal identyczne. W tym przypadku wartość współczynnika intensywności naprężeń dla II trybu pęknięcia K_{II} była zbliżona do zera i mogła być pominięta w dalszych obliczeniach zmęczeniowych.

Kolejne analizy wykonano, przyjmując w obliczeniach materiał o charakterystyce nieliniowej. Na rysunku 4. porównano wartości współczynnika intensywności naprężeń K uzyskane dla takiego materiału przy użyciu całki J i wzoru (5), zarówno dla I, jak i II trybu pęknięcia (K_I i K_{II}). Analizując te wykresy, zauważono, że przy przyjęciu w obliczeniach materiału nieliniowego wartość współczynnika intensywności naprężeń dla drugiej metody pęknięcia K_{II} jest na tyle duża, że nie powinna zostać pominięta w obliczeniach zmęczeniowych.



Rys. 4. Porównanie wartości współczynnika intensywności naprężeń K_I uzyskanych dla materiału nieliniowego przy użyciu całki J i wzoru (5) dla I i II trybu pęknięcia oraz wartość ekwiwalentna

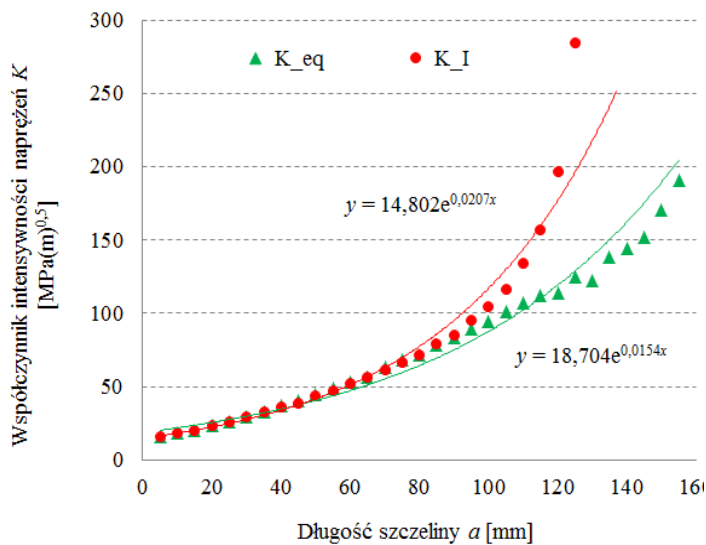
Fig. 4. Comparison of values of the stress intensity factor K_I obtained for non-linear material using the J -integral and formula (5) for cracking of modes I and II and its equivalent value K_{eq}

D. Rozumek w pracy [10] podaje również, że w przypadku złożonych stanów naprężenia należy posługiwać się naprężeniem ekwiwalentnym i zamiast K_I należy stosować ekwiwalentny współczynnik intensywności naprężeń K_{eq} . Następnie tę właśnie wielkość opisującą dany konkretny stan naprężenia w materiale należy porównać z odpornością materiału na kruche pęknięcie K_{Ic} .

W pracy zaprezentowano także tzw. *kryterium Pooka* na określenie wielkości ekwiwalentnego współczynnika intensywności naprężeń K_{eq} , dla mieszanego, tj. obejmującego I i II modę pęknięcia w formie wyrażenia (6) [10]:

$$K_{eq} = \cos \frac{\phi}{2} \left(K_I \cos^2 \frac{\phi}{2} - \frac{3}{2} K_{II} \sin \phi \right) \quad (6)$$

w którym kąt kierunku wzrostu pęknięcia ϕ występuje w zakresie od $-70,5^\circ$ do $+70,5^\circ$. Na rysunku 4. zaprezentowano również wykres wartości ekwiwalentnej współczynnika intensywności naprężeń K_{eq} określonej według kryterium Pooka [10], zgodnie ze wzorem (6).



Rys. 5. Porównanie wartości współczynnika intensywności naprężeń K_I uzyskanego dla materiału liniowego i wartości ekwiwalentnego współczynnika intensywności naprężeń K_{eq} uzyskanego dla materiału nieliniowego z użyciem całki J i wzoru (5)

Fig. 5. Comparison of values of the stress intensity factor K_I obtained for linear material and the value of the equivalent stress intensity factor K_{eq} obtained for non-linear material, using the J -integral and formula (5)

Na rysunku 5. porównano wartości współczynnika intensywności naprężeń K_I uzyskane dla materiału liniowego i wartości ekwiwalentnego współczynnika intensywności naprężeń K_{eq} uzyskane dla materiału nieliniowego za pomocą metody opartej na całce J i wzorze (5). Na uwagę zasługuje fakt, że do długości długości szczeliny równej ok. 100 mm wartości obu współczynników intensywności naprężeń były zbliżone do siebie, a zatem można było przyjąć, że był to okres stabilnego (powolnego) wzrostu wielkości szczeliny. Ewidentna różnica w wynikach tych wielkości zaczęła pojawiać się jednak już dla szczeliny o długości równej 120 mm. Stąd wydaje się, że na ten fakt istotny wpływ ma właśnie przyjęty model materiału konstrukcyjnego.

5. Podsumowanie

Przeprowadzone w pracy analizy wykazały, że przyjęcie określonych właściwości materiału ma istotny wpływ na wartości uzyskanych wyników obliczeń. W analizowanym przykładzie było to widoczne szczególnie w przypadku określenia kierunku propagacji pęknięcia ϕ (rys. 2e, f). Istotne dla praktyki inżynierskiej okazało się natomiast porównanie wyników wartości współczynnika intensywności naprężeń K_I dla materiału liniowego i jego wartości ekwiwalentnej K_{eq} dla materiału nieliniowego. Otrzymane wyniki potwierdziły, że przyjęcie materiału liniowego do analiz zmęczeniowych jest bardziej „konserwatywne”, a tym samym przez to bardziej bezpieczne dla konstrukcji inżynierskich.

Ponieważ prowadzenie badań doświadczalnych w zakresie obciążeń zmęczeniowych na tak dużych obiektach, jakimi są konstrukcje przęsł mostowych jest często niemożliwe (m.in. ze względów ekonomicznych), wydaje się zatem, że inżynierom (lub osobom odpowiedzialnym za eksploatację takich obiektów) pozostaje często przede wszystkim stosowanie metod numerycznych. Wiarygodność wyników tych obliczeń wzrasta wraz ze zwiększeniem liczby rozpatrywanych modeli obliczeniowych oraz użytych metod określania wartości współczynnika intensywności naprężeń K .

Uwzględniając przedstawione w pracy analizy, można stwierdzić, że zastosowanie programu FRANC2D do wyznaczania współczynnika intensywności naprężeń K w zastosowaniach stricte inżynierskich jest bardzo praktyczne, a przez to może być powszechnie stosowane przez inżynierów w analizach rozwoju już istniejących lub hipotetycznie występujących pęknięć zmęczeniowych w mostach stalowych.

Literatura

- [1] Nemitz. A.: Mechanika pęknięcia. Wydaw. Naukowe PWN, Warszawa 1998.
- [2] PN-EN 10027-1:2007: Systemy oznaczania stali. Cz. 1. Znaki stali.
- [3] Wawrzynek P., Ingraffea A.: FRANC2D. A two dimensional crack propagation simulator. User's Guide. Version 3.1.

-
- [4] Rice J.R.: A path independent integral and the approximate analysis of strain concentration by notches and cracks. *Journal of Applied Mechanics*, vol. 35, 1968, pp. 379-386.
- [5] Cherepanov G.P.: Crack propagation in continuous media. *Journal of Applied Mathematics and Mechanics*, vol. 31, 1967, issue 3, pp. 503-512.
- [6] Eshelby J.D.: The force on an elastic singularity. *Phil. Trans. R. Soc., London* 1951, 244, pp. 87-112.
- [7] German J.: *Podstawy mechaniki pękania*. Politechnika Krakowska, Kraków 2011.
- [8] Ingraffea A.R., Wawrzynek P.: Finite element methods for linear elastic fracture mechanics. Chapter 3.1 in *Comprehensive Structural Integrity*, R. de Borst and H. Mang (eds). Elsevier Science, Oxford, England 2003.
- [9] Szata M.: *Opis rozwoju zmęczeniowego pękania w ujęciu energetycznym*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2002.
- [10] Rozumek D.: *Mieszane sposoby pękania zmęczeniowego materiałów konstrukcyjnych*. Politechnika Opolska, Opole 2009.
- [11] Mańko Z., Kamyk Z., Zielonka M., Sadowski W.: *Racjonalizacja wykorzystania materiałów miejscowych do budowy mostów niskowodnych. Etap III: Badania poligonowe*. Praca Naukowo-Badawcza WIW/439, Wyższa Szkoła Oficerska im. gen. T. Kościuszki, Wrocław 2001.
- [12] Mańko Z., Duchaczek A.: *Badania niskocyklowe dwuteowników stalowych wykorzystywanych do budowy mostów niskowodnych. Cz. 1. Zeszyty Naukowe WSOW Łąd, nr 4, 2006, s. 54-65.*
- [13] Duchaczek A., Mańko Z.: *Ocena bezpośredniej metody określania wartości współczynnika intensywności naprężeń. Zeszyty Naukowe WSOW Łąd, nr 3, 2012, s. 336-346.*
- [14] Dolbow J.E.: *An extended finite element method with discontinuous enrichment for applied mechanics*. Ph.D. Thesis. December 1999, <http://dolbow.cee.duke.edu/phd.html> (13.11.2013).
- [15] Erdogan F., Sih G.C.: On the crack extension in plates under plane loading and transverse shear. *ASME, Journal of Basic Engineering Trans.*, vol. 85(4), 1963, pp. 519-527.
- [16] Hussain M.A., Pu S.L., Underwood J.: *Strain energy release rate for a crack under combined mode I and II*. Fracture Analysis. American Society for Testing Materials. Committee E-24 on Fracture Testing of Metals. National Symposium on Fracture Mechanics, 1974, pp. 2-28.
- [17] Sih G.C.: *Strain-energy-density factor applied to mixed-mode crack problems*. *International Journal of Fracture*, vol. 10, 1974, pp. 305-321.
- [18] Simões da Silva L., Rebelo C., Nethercot D., Marques L., Simões R., Vila Real P.M.M.: *Statistical evaluation of the lateral-torsional buckling resistance of steel I-beams. Part 2: Variability of steel properties*. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 65, April 2009, issue 4, pp. 818-831.
- [19] Li F.Z., Shih C.F., Needleman A.: *A Comparison of Methods for Calculating Energy Release Rates*. *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 21, 1985, issue 2, pp. 405-421.
- [20] Banks-Sills L., Sherman D.: *On the computation of stress intensity factors for three-dimensional geometries by means of the stiffness derivative and J -integral methods*. *International Journal of Fracture*, vol. 53, 1992, issue 1, pp. 1-20.

ANALYSIS OF THE DEVELOPMENT OF FATIGUE CRACKS IN THE STEEL BRIDGE GIRDERS USING THE PROPERTIES OF INTEGRAL J

Summary

The main girders of spans in the military nonstandard fixed bridges are made mostly from steel sections available in a given area of the country. In a variety of crisis situations, these bridges are also used by the civilian population. The article is presented a concept of span structure of a military bridge in which screws were used in assembly of sway braces. This type of sway brace assembly requires holes in main girders which weaken their structure and thus the entire spans, especially the more that these holes are located in the stretch zone (extensions) of these girders and thus are a place of stress concentration, and can very quickly become a place of fatigue crack initiation. The paper is presented the results of calculations of the propagation of fatigue cracks growing in the main girders of steel bridges and extending from the mounting holes. Analyses were performed by using the computer software FRANC2D based on the FEM for the two adopted physical material models of structure, (linear and nonlinear) using the properties of the J-integral. Some more findings resulting from analyses conducted as part of this work encompass showing that the adoption of particular material properties has significant influence on the value of the obtained calculation results. In the analysed example, this was clearly visible when the value of the direction of crack propagation ϕ was determined. Another issue, which is essential from the perspective of engineering practice, was the comparison of the values of the stress intensity factor KI (and its equivalent value K_{eq}) for a linear material and a non-linear material. The obtained results confirmed that adoption of the linear material characteristics to fatigue analysis is more conservative, and thus a more safely for design of engineering structures.

Keywords: steel bridge, strength of materials, fatigue crack

Przesłano do redakcji: 02.03.2014 r.

Przyjęto do druku: 02.06.2014 r.

DOI:10.7862/rb.2014.2

Marek GOSZTYŁA¹
Katarzyna JANDZIŚ²

PROBLEMATYKA WSPÓŁCZESNYCH FUNKCJI W ZABYTKOWYCH BYŁYCH ŻYDOWSKICH DOMACH MODLITW NA PRZYKŁADZIE „DUŻEJ” SYNAGOGI W JAROSŁAWIU

Publikacja traktuje o morfologii synagog europejskich. Omówiono w niej tradycyjne zasady wystroju wnętrz oraz reguły wznoszenia bóżnic. Przeanalizowano historię i stan zachowania „dużej” synagogi w Jarosławiu, przeprowadzono inwentaryzację oraz studia archiwaliów, wykonano szkice odręczne i dokumentację fotograficzną. Przedstawiono istniejące w obiekcie zagrożenia. Nakreślenie ich było niezbędne do pełnego poznania obiektu i przyjęcia działań konserwatorskich celem jego ratowania. Zaproponowano koncepcję aranżacji byłej synagogi dla Zespołu Szkół Plastycznych w Jarosławiu. Wszelkie działania na zabytku wraz z pracami restauratorskimi miały na celu nadanie budynkowi cech użytkowych. Jednak warunkiem ich przeprowadzenia było poszanowanie wartości historycznych zabytku. Istotną sprawą było również zachowanie autentyczności zabytku, nie może mieć bowiem miejsce jego fałszowanie i domniemanego odbioru. Dlatego też wszelkie nowo wprowadzane elementy posiadają nowoczesne formy, dzięki czemu odróżniają się od oryginalnej, zabytkowej substancji. Zaprojektowano przestrzeń wystawienniczą prac plastycznych oraz kameralną ekspozycję żydowskiego dziedzictwa kulturowego. Wprowadzono odpowiedni scenariusz wystawienniczy, który został przewidziany tak, by pobudzić ciekawość zwiedzających, obserwatorzy nie będą zatem biernymi, znużonymi widzami, lecz aktywnymi performerami. Do architektury budynku wprowadzono elementy nawiązujące do jego wcześniejszego przeznaczenia: antresolę – w odniesieniu do babińca oraz szklaną instalację na kształt tuby – w odniesieniu do bimy. Systemowo zaprojektowany układ światła podkreśli poszczególne ekspozyty, wyłoni je z przestrzeni. Całość ekspozycji zapewni zwiedzającym nowe wrażenia estetyczne. Widz zostanie niejako „wciągnięty w wir sztuki”, będzie kontemlował barwy, faktury i kształty. Celem zobrazowania przyjętych rozwiązań załączono rysunki techniczne i wizualizacje wnętrz.

Słowa kluczowe: judaica, synagoga, adaptacja, restauracja, przestrzeń ekspozycyjna, dziedzictwo kulturowe

¹ Autor do korespondencji/corresponding author: Marek Gosztyła, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, tel. 17 865 1939, e-mail: gosztyla@prz.edu.pl

² Katarzyna Jandziś, ul. Świętego Rocha 197, 35-330 Rzeszów, e-mail: katarzyna.jandzis@gmail.com.

1. Wprowadzenie

Przy wznoszeniu synagog korzystano z form powszechnie stosowanych w architekturze europejskiej. Wybór rozwiązania musiał uwzględniać zarówno złożone potrzeby gminy żydowskiej, jak i ograniczenia wynikające z prowadzonej wobec Żydów polityki władz. Wymagano, aby budynek synagogi był skromny, nie wyróżniał się od otaczającej zabudowy oraz nie przypominał kościoła³.

Różnorodność stylowa synagog wynika ze zróżnicowania tradycji i wpływów lokalnych społeczności. Większość bóżnic zachowała jednak pewne swoje formy architektoniczne⁴.

Głównym pomieszczeniem każdej synagogi jest sala modlitw⁵, wnętrze, które powinno zapewniać wszystkim wiernym jednakowe warunki udziału w modlitwach⁶. Najodpowiedniejszym jej kształtem jest zatem niezbyt wydłużony prostokąt o płaskich ścianach, bez wnęk i uskoków⁷. Ponadto korzystne jest, jeśli sala modlitw jest położona nieco niżej od prowadzącego do niej przedsionka. Jest to nawiązanie do biblijnego wersetu: „Z głębokości wołam do Ciebie, Jahwe”⁸. W układzie wnętrza sali głównej nie ma podziału na stan duchowny i świecki, a także charakterystycznego dla świątyń chrześcijańskich wyodrębnienia przestrzeni prezbiterium i nawy. Nie posiada ona również ukierunkowania na jeden punkt – ołtarz, gdyż w trakcie nabożeństw zmienia się przedmiot uwagi wiernych⁹.

W centralnej części sali modlitw znajduje się bima – podwyższenie z pulpitem, z którego jest czytana Tora, są prowadzone modlitwy i wygłaszane nauki. Na to miejsce są przynoszone rudały uprzednio wyjęte ze świętej skrzyni lub szafy ołtarzowej (z hebr. *aron ha-kodesz*) osłoniętej kotarą (z hebr. *parochet*), gdzie są przechowywane¹⁰.

Aron ha-kodesz powinien się znajdować przy ścianie zewnętrznej, skierowanej ku Jerozolimie, tak aby zwrócony ku niemu wierny modlił się w stronę Świętego Miasta. W Europie była to ściana wschodnia. *Aron ha-kodesz* wyznaczał zatem główną oś, bima zaś – centrum wnętrza¹¹. Zarówno do wolno stojącej bimy, jak też do świętej szafy prowadziły schody o wysokości 5-6 stopni¹².

³ Piechotek M.K.: Bramy Nieba. Bóżnice murowane na ziemiach dawnej Rzeczypospolitej. Wydaw. Krupski i S-ka, 1999, s. 27.

⁴ Trepp L.: Żydzi naród historia religia. Wydaw. Cyklady, Warszawa 2009, s. 350.

⁵ Tamże, s. 351.

⁶ Piechotek M.K.: Bramy Nieba. Bóżnice..., op.cit., s. 19.

⁷ Tamże, s. 28.

⁸ Peter M., Wolniewicz M. i in.: Pismo Święte Stary i Nowy Testament w przekładzie z języków oryginalnych. Wydaw. Księgarnia Św. Wojciecha, Poznań 2003, Ps 130,1.

⁹ Piechotek M.K.: Bramy Nieba. Bóżnice..., op.cit., s. 27.

¹⁰ Trepp L.: Żydzi..., op.cit., s. 350, 351.

¹¹ Piechotek M.K.: Bramy Nieba. Bóżnice..., op.cit., s. 27.

¹² Tamże, s. 20.

We wszystkich znanych średniowiecznych synagogach aszkenazyjskich¹³ pierwotnie jedynym pomieszczeniem była sala przeznaczona dla mężczyzn. Od XIII wieku zaczęto dobudowywać do nich oddzielne sale dla kobiet¹⁴. W Polsce pomieszczenia takie nazywane babińcami umieszczano przy zachodniej ścianie, nad przedsionkiem lub po bokach sali modlitw¹⁵.

Na ziemiach polskich w XVI w. wytworzył się charakterystyczny typ synagog. Były to budowle centralne o jednoprzestrzennej sali modlitw. Wznoszono je na planie prostokąta zbliżonego do kwadratu. Główne pomieszczenie synagogi zazwyczaj było sklepienie sklepieniem klasztornym z lunetami. Na przełomie XVI i XVII w. powstał inny typ bóżnic, nazwany 9-polowym. Synagogi budowane w tym czasie miały sklepienia podparte czterema filarami, które dzieliły przestrzeń głównej sali na dziewięć części. Bima jako stały element synagog została wydzielona centralnie pomiędzy czterema słupami. Układ ten zachował się w morfologii synagog do końca XIX w.¹⁶

2. Jarosławska „duża” synagoga

Zabytkowa synagoga w Jarosławiu znajduje się w północno-zachodniej części dawnego starego miasta, przy Placu Bóżnic, pomiędzy ulicami Ordynacką i Opolską¹⁷. Bóżnica powstała przypuszczalnie w latach 1810-1811¹⁸. Za czasów swojej świetności posiadała polichromowane wnętrza, stworzone według wzorców lipskich. Znajdowały się tam także mosiężne świeczniki i tablice dewocyjne z XVIII w., a także stare rostały i modlitewniki z miniaturami¹⁹. Mapę Jarosławia z 1906 r. przedstawia rys. 1.

Pod koniec I wojny światowej wnętrza synagogi przemaalowano w stylu modernistycznym²⁰. Podczas II wojny światowej²¹ budynek został poważnie uszkodzony i przez kilka lat stał opuszczony i zaniedbany. Od połowy lat 50.

¹³ Aszkenazyjczycy – z hebr. *aszkenazim*, pierwotnie Żydzi wywodzący się z Niemiec. Nazwa pochodzi od słowa „Aszkenaz” określającego jeden z niezidentyfikowanych ludów wymienianych w Biblii. Średniowieczni Żydzi przyjęli ją jako geograficzną nazwę Niemiec i od niej utworzyli określenie niemieckich wyznawców judaizmu. Ich migracja na Wschód spowodowała, że terminem tym objęto Żydów Europy Środkowo-Wschodniej, za: Wirtualny Sztetl. Cała A., Aszkenazyjczycy, <http://www.sztetl.org.pl/pl/term/11,ashkenazim/> (26.04.2013).

¹⁴ Piechotek M.K.: Bramy Nieba. Bóżnice..., op.cit., s. 31.

¹⁵ Kubalska-Sulkiewicz K. i in.: Słownik terminologiczny..., op.cit., s. 397.

¹⁶ Tamże.

¹⁷ Konarzewski Z.: Opinia o stanie technicznym budynku byłej synagogi w Jarosławiu. Warszawa 1962, s. 1.

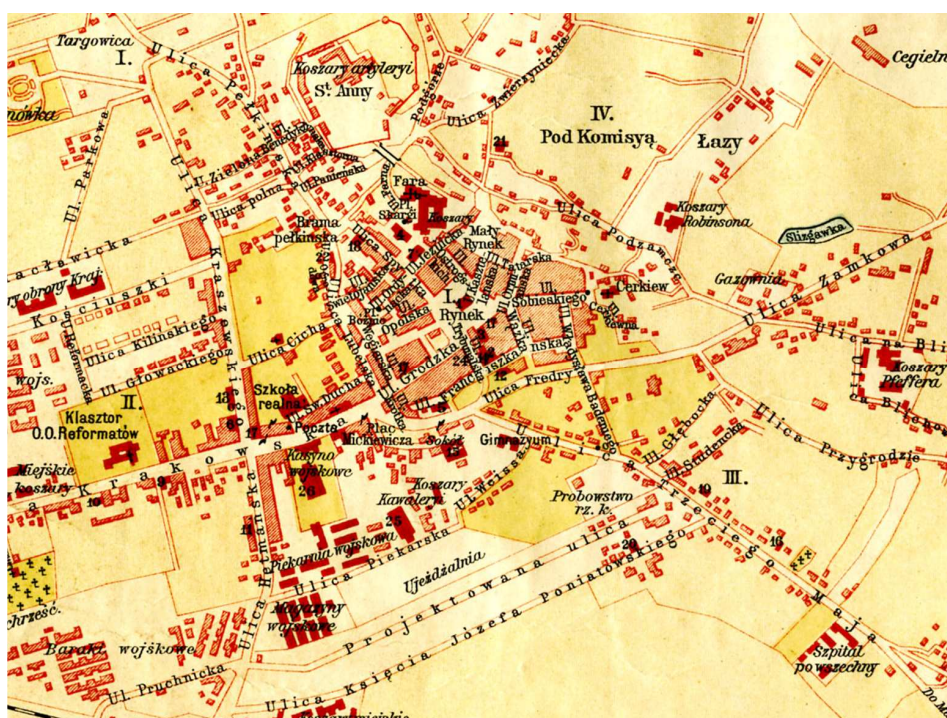
¹⁸ Jurjewicz H.: Karta ewidencyjna architektury i budownictwa. Rejestr zabytków nr A-890, Wojewódzki Urząd Ochrony Zabytków w Przemyślu, 1996, s. 2.

¹⁹ Gottfried K.: Ilustrowany przewodnik po Jarosławiu z planem miasta. Nakładem Stowarzyszenia Miłośników starego Jarosławia, Jarosław 1937, s. 28.

²⁰ Orłowicz M.: Jarosław. Jego przeszłość i zabytki. Nakładem Uniwersytetu Żołnierskiego w Jarosławiu, Lwów, Warszawa 1921, s. 92.

²¹ Jurjewicz H.: Karta ewidencyjna architektury..., op.cit., s. 2.

wprowadzano kolejne różne funkcje: spółdzielnię szklarsko-chemiczną, „dom harcerza”, magazyny. W 1962 roku synagogę przejęło Państwowe Liceum Sztuk Plastycznych w Jarosławiu. Miały się w niej znaleźć sale wystawowe i pracownice. Na nowe potrzeby przeprowadzono adaptację budynku oraz usunięto wszystkie pozostałości kultu religii mojżeszowej poprzez eliminację górnej części *aron ha-kodesz*, czterech tablic inskrypcyjnych, zamalowanie ostatnich pozostałości polichromii. Odratowane z synagogi elementy wystroju przejęło Muzeum w Jarosławiu²².



Rys. 1. Plan Samuela Kornmana z 1906 r. (fragment), Archiwum Muzeum w Jarosławiu Kamienica Orsettich

Fig. 1. Project of Samuel Kornman from 1906 (fragment), Register Office of the Museum in Jarosław, Orsetti's tenement-house

Bóżnica jest obiektem wolno stojącym, posiadającym trzy kondygnacje naziemne, użytkowe poddasze i piwnice²³. Kiedyś składała się z głównej części sakralnej i przybudówek. Z czasem zostały one włączone do obrysu budynku

²² Urban K.: Cmentarze żydowskie, synagogi i domy modlitwy w Polsce w latach 1944-1966. Zakład Wydawniczy NOMOS, Kraków 2006, s. 320, 321, 323.

²³ Jurjewicz H.: Karta ewidencyjna architektury..., op.cit., s. 2.

i całość przykryto wspólnym dachem. Bóżnica w rzucie poziomym ma kształt prostokąta zbliżonego do kwadratu. Wewnątrz cztery murowane filary podtrzymują sklepienie sali modlitewnej. Znajdujący się od strony zachodniej babiniec „został włączony w układ wnętrza sali głównej przez wykonanie w miejscu dawnej ściany zachodniej dwóch filarów analogicznych do istniejących”²⁴. W ten sposób powstała otwarta empora ze sklepieniem krzyżowym, która występuje również w głównej sali budynku²⁵.

Synagoga jest przykryta dachem łamanym²⁶ o konstrukcji drewnianej, wielostolcowej z podwalinami, z blachą płaską, ocynkowaną, pomalowaną przeciwrdzewną farbą gruntującą oraz farbą nawierzchniową w kolorze brązowym²⁷. Mury budynku są wykonane z cegły na zaprawie wapiennej²⁸. Ściany byłej sali modlitw zostały podzielone lizenami i gzymsami, co daje obraz ozdobnych płytcin²⁹. Posadowienie stanowią ławy fundamentowe, ściany piwnic oraz stopy fundamentowe o zróżnicowanych przekrojach pod filarami głównymi. Wszystkie zostały wykonane z cegły na zaprawie wapiennej³⁰.

Z przeprowadzonych w 1962 r. badań fundamentów synagogi wynika, że wszystkie spoczywają na calcach lessowych. Wyjątkiem jest fragment posadowienia od strony wschodniej, gdzie nie natrafiono na gliny lessowe. Fundamenty przybudówki południowej, początkowo jednopiętrowej, były zagłębione dość płytko. Przy powiększaniu jej wysokości zdecydowano o wzmocnieniu znajdującego się pod nią posadowienia poprzez wykonanie filarów opartych głębiej i rozpięcie pomiędzy nimi łęków odciążających³¹.

W dobudówce od ulicy Opolskiej znajdują się odcinkowe stropy ceglane na belkach stalowych. Belki są położone prostopadle do południowej ściany zewnętrznej budynku³². Na parterze, w przybudówce od strony Placu Bóżnic znajdują się sklepienia kolebkowe z lunetami. Jedno pole posiada układ krzyżowy³³. W piwnicach występują sklepienia kolebkowe w sali modlitw – sklepienia krzyżowe wsparte na gurtach i filarach. W pozostałych pomieszczeniach znajdują się stropy żelbetowe³⁴. Zarówno sklepienia kolebkowe, jak też sklepienia krzyżowe w obiekcie posiadają grubość 1/2 cegły. W głównej sali między kolejnymi wezłowymi łękami głównymi zostały rozpięte ściągi stalowe o przekroju prostokąt-

²⁴ Konarzewski Z.: *Opinia o stanie technicznym...*, op.cit., s. 2.

²⁵ Tamże.

²⁶ Jurjewicz H.: *Karta ewidencyjna architektury...*, op.cit., s. 2.

²⁷ Wolantkowski A., Łoziński H.: *Projekt renowacji elewacji budynku byłej synagogi w Jarosławiu*, 1999, s. 1, 2.

²⁸ Konarzewski Z.: *Opinia o stanie technicznym...*, op.cit., s. 3.

²⁹ Jurjewicz H.: *Karta ewidencyjna architektury...*, op.cit., s. 2.

³⁰ Konarzewski Z.: *Opinia o stanie technicznym...*, op.cit., s. 11.

³¹ Tamże.

³² Wolantkowski A., Łoziński H.: *Projekt renowacji...*, op.cit., s. 3.

³³ Wolantkowski A., Łoziński H.: *Projekt renowacji...*, op.cit., s. 14.

³⁴ Jurjewicz H.: *Karta ewidencyjna architektury...*, op.cit., s. 2.

nym. Przechodzą one przez głowice filarów w dwóch kierunkach wzajemnie prostopadłych³⁵.

Komunikację pionową w obiekcie zapewnia klatka schodowa znajdująca się w środkowej części dawnej przybudówki południowej. Istniała niegdyś odrębna klatka schodowa, która prowadziła wyłącznie do mieszczącego się na piętrze babińca³⁶. Obecna klatka posiada schody z lastriko, zabezpieczone metalowymi balustradami³⁷. Biegi schodowe różnią się od siebie układem, w zależności od kondygnacji, na której się znajdują.

Elewacja południowa ośmioosiowa jest zarazem frontową (rys. 2a). Poziome podziały wyznaczają wąski pas profilowanego gzymsu oddzielającego parter od piętra oraz główny gzyms wieńczący. Posiada otwory okienne o zróżnicowanej wielkości, na każdej kondygnacji inne. Wielkość okien zmienia się wraz z kolejnymi, wyższymi piętrami. Wszystkie okna przyjmują kształt prostokąta, w górnej części są zamknięte odcinkowo lub półkoliście. Wokół nich znajdują się gładkie opaski zwieńczone zwornikami. W omawianej elewacji znajduje się obecne główne wejście do budynku³⁸.

Elewacja zachodnia funkcjonuje jako boczna (rys. 2b). Oprócz gzymsu wieńczącego nie posiada podziałów. W poziomie parteru znajdują się cztery prostokątne otwory okienne domknięte odcinkowo (z gładkimi opaskami, bez zworników), a także dwa sięgające odbojówki (pozbawione opasek) – domknięte półkoliście. Na trzeciej osi od strony północnej znajduje się pozostałość po dawnym wejściu do synagogi. Drzwi są opatrzone gładką opaską zakończoną półkoliście ze zwornikiem pośrodku. Na drugim piętrze mieszczą się duże okna również domknięte półkoliście, posiadające boniowane opaski z kluczami³⁹.

Elewacja północna posiada cztery osie (rys. 2b). Poziomy podział tworzy na niej gzyms główny, pionowe zaś – cztery lizenomy. Na parterze znajdują się trzy kwadratowe okna pozbawione opasek. Wyżej, na wysokości drugiego piętra są zlokalizowane cztery duże okna o formie i gabarytach analogicznych do tych znajdujących się na elewacji zachodniej. Na pierwszej osi od strony zachodniej znajduje się pozostałość portalu wejściowego⁴⁰. Wnęka po drzwiach jest opatrzona prostokątnym, gładkim obramieniem. Elewacja wschodnia, pięcioosiowa została podzielona podobnie do elewacji północnej⁴¹. Posiada kwadratowe okna w poziomie parteru i prostokątne, zakończone półkoliście na wysokości drugiego piętra. W części południowej omawianej elewacji znajdują się otwory okienne: na parterze i pierwszym piętrze – zakończone odcinkowo, na drugim piętrze – półkoliście. Wielkość okien zmienia się wraz z kondygnacjami.

³⁵ Konarzewski Z.: *Opinia o stanie technicznym...*, op.cit., s. 15.

³⁶ Tamże, s. 2.

³⁷ Jurjewicz H.: *Karta ewidencyjna architektury...*, op.cit., s. 2.

³⁸ Tamże.

³⁹ Tamże.

⁴⁰ Tamże, s. 5.

⁴¹ Tamże.

a)



b)



Rys. 2. Elewacje: południowa od strony ul. Opolskiej (a), północna i zachodnia od strony Placu Bóżnic (b)

Fig. 2. South elevation, on the side of Opolska street (a), north and west elevation, on the side of Synagogues Square (b)

3. Istniejące zagrożenia

W czasie rozbudowy synagogi fundamenty w północno-zachodnim narożu musiały zostać wzmocnione. Wcześniejsze płytkie posadowienie budynku pozwalało na wzniesienie jedynie niskiej konstrukcji. Naroże obiektu oparto na głęboko posadowionym filarze. Zaniechano jednak prace mające na celu wzmocnienie pozostałych części ścian. Taki brak konsekwencji pociągnął za sobą zmianę sposobu osiadania budynku. Skutkiem tego było odchylenie od

pionu ściany zachodniej i pęknięcie w ścianie północnej⁴². Przechodziło ono przez całą grubość muru i mierzyło od 1,5 do 2,0 cm szerokości⁴³.

Zrealizowany w późniejszym czasie projekt restauracji elewacji sprawił, że istniejąca na murze rysa została zlikwidowana. Niestety w dokumentacji owego procesu (błędnie nazwanego renowacją) nie pozostał żaden ślad po ewentualnie przeprowadzanych zabiegach związanych z umocnieniem konstrukcji pękniętej ściany.

W 1999 roku wykonano „Projekt renowacji elewacji budynku byłej synagogi w Jarosławiu”⁴⁴. Przewidywał on ocieplenie kominów, pomalowanie dachu, wymianę wszystkich obróbek blacharskich, wykonanie odwodnienia wokół budynku oraz restaurację tynków. Po upływie czasu można ocenić, że przeprowadzone wtedy prace nie zostały dobrze zrealizowane. Obecny stan techniczny tynków zewnętrznych wykazuje liczne spękania i odspojenia. Rury spustowe systemu rynnowego w wielu miejscach są nieszczelne, co powoduje penetrację wody opadowej pod tynki.

Przeprowadzone w 1962 r. odkrywki fundamentów synagogi dały obraz stanu ich zachowania. W czasie badań odkryto, że powierzchnia ceglanych murów posadowienia jest wilgotna ze względu na brak zastosowania jakiegokolwiek izolacji, zarówno pionowej, jak też poziomej⁴⁵.

Niekorzystnym dla obiektu zjawiskiem jest obniżenie poziomu parteru bóżnicy około 1,0 m poniżej otaczającego terenu, co dodatkowo potęguje zamakanie murów⁴⁶. Tworzą się wybrzuszenia i odspojenia tynków. Mury są nieustannie zawilgocone. W zimie zamarzająca woda pęczniąc, niszczy strukturę warstw tynkarskich. Na powierzchni ścian pojawiły się liczne rozwarstwienia i ubytki tynków. Niektóre odspojenia są na tyle głębokie, że odsłoniły ceglana konstrukcję ścian. Stan taki przyczynia się do korozji chemicznej cegieł i spoin. Degradacja murów szczególnie dotyczy poziomu parteru i przyziemia budynku.

Największym jednak problemem pomieszczeń na poddaszu jest brak ich przydatności, mimo że atrakcyjne pod względem architektonicznym posiadają okazałe widoki panoramiczne na zabytkową zabudowę śródmieścia Jarosławia. Ze względu na duże okna są dobrze doświetlone. Nachylenie połaci dachowych, a co za tym idzie niektórych ścian oraz widoczne elementy konstrukcji dachu (krawężnice i belki) sprawiają, że nie są to szablonowe „cztery ściany” (rys. 8.).

Bardzo zaniedbane są pomieszczenia znajdujące się w poziomie parteru. Nadmierne zawilgoconie ścian powoduje łuszczenie się powłok malarskich, od-

⁴² Konarzewski Z.: *Opinia o stanie technicznym...*, op.cit., s. 17.

⁴³ Tamże, s. 12.

⁴⁴ Wolantkowski A., Łoziński H.: *Projekt renowacji...*, op.cit.

⁴⁵ Konarzewski Z.: *Opinia o stanie technicznym...*, op.cit., s. 7, 12

⁴⁶ Tamże, s. 8, 11.

spajanie i odpadanie tynków, tworzą się wykwity solne⁴⁷. Dodatkowo w pomieszczeniach we wschodniej części parteru są widoczne uszkodzenia mechaniczne tynków (skucia, otwory), braki w strukturze cokołów filarów, samoczynne pęknięcia w ścianach i stropach. Powłoki malarskie są brudne i zakurzone.

4. Rozwiązania wewnątrz

Program adaptacji zakłada aranżację wewnątrz synagogi na sale ekspozycyjne i pracownie dla Zespołu Szkół Plastycznych w Jarosławiu (rys. 3-12.).

W piwnicach, gdzie znajdowały się pomieszczenia składowe i kotłownia, zaplanowano magazyny prac plastycznych. Najpierw konieczne jest jednak wykonanie odwodnienia wokół budynku wraz z należytą izolacją posadowienia i ścian piwnic. Zabieg ten zapewni ochronę składowanych dzieł plastycznych przed zamakaniem i nadmierną wilgotnością.

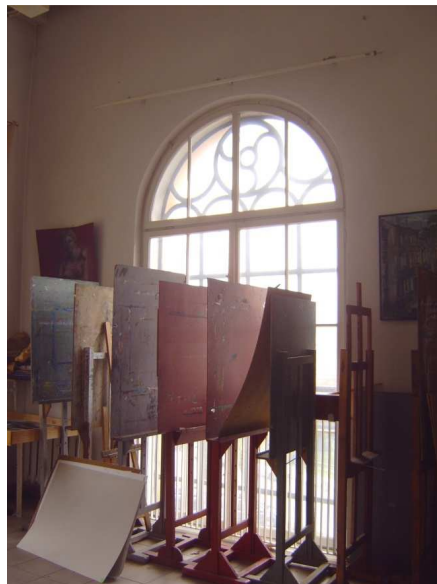
Na parterze mieszczą się pracownie: rzeźby, grafiki warsztatowej, sztukatorska oraz projektowa. Niezadawalający stan techniczny, szczególnie pierwszych dwóch sal, wymaga przeprowadzenia prac, takich jak: uzupełnienie warstw tynkarskich, oczyszczenie warstw malarskich, malowanie ścian. Ścianki działowe z pustaków szklanych pomiędzy holem a pracownią rzeźby ze względu na ich niestaranne wykonanie oraz drobne wymiary poszczególnych luksfer należy wyburzyć i wymurować nowe z wykorzystaniem nowoczesnych pustaków szklanych o większych wymiarach. Korzyściami płynącymi z ich zastosowania są: dobra izolacyjność termiczna i akustyczna oraz odporność na uszkodzenia mechaniczne. Dodatkowo, dzięki takiemu rozwiązaniu hol będzie doświetlony światłem naturalnym.

W poziomie parteru od strony zachodniej znajdują się dwa amfiladowo skomunikowane pomieszczenia z osobnym wejściem, dostępnym bezpośrednio z zewnątrz budynku. Dotychczas jedno z nich (mniejsze) pełniło funkcję magazynu, a drugie stanowiło pracownię sztukatorską. Zdecydowano przeznaczyć je na sale muzealne i zaprojektowano kameralną ekspozycję żydowskiego dziedzictwa kulturowego, wprowadzono scenariusz wystawienniczy. W pierwszej z sal układ ścianek ekspozycyjnych zaprojektowano w formie okręgów. Zostały one ustawione tak, aby zasłonić wejście do kolejnego pomieszczenia i pobudzić ciekawość zwiedzających. Następna sala mieści szklane ekrany interaktywne złożone z półokręgów, które zostały ustawione na kształt „fal”. Rozmieszczono je w sposób zapewniający wygodne obejście i zapoznanie się z całą ekspozycją. Ponieważ ową ideę przewidziano dopiero w drugiej sali, a nie zaraz przy wejściu, zwiedzający będą doznawali efektu zaskoczenia. Nowoczesna forma

⁴⁷ *Renowacje elewacji obiektów zabytkowych*. Przedsiębiorstwo Budowlane PANON, 2008. www.panon.pl/index.php/oferta/technologie/41-technologie/53-elewacjeczabytkowe#wstep (18.04.2013)



Rys. 3. Pracownia sztukatorska
Fig. 3. Studio of stucco work



Rys. 4. Pracownia malarstwa
Fig. 4. Studio of painting



Rys. 5. Była sala modlitw, obecnie przestrzeń wystawiennicza
Fig. 5. Former prayer hall, exhibition space at the present moment



Rys. 6. Pracownia fotografii
Fig. 6. Studio of photography

ekspozycji poprzez zastosowanie paneli dotykowych, ruchomych modeli czy zmiennych projekcji audiowizualnych jest oderwaniem od tradycyjnego, monotonnego oglądania eksponatów muzealnych. Wielość możliwości, jakie daje taki koncept, sprawia, że obserwatorzy nie będą biernymi, znużonymi widzami, lecz aktywnymi performerami.



Rys. 7. Pracownia rzeźby

Fig. 7. Studio of sculpture

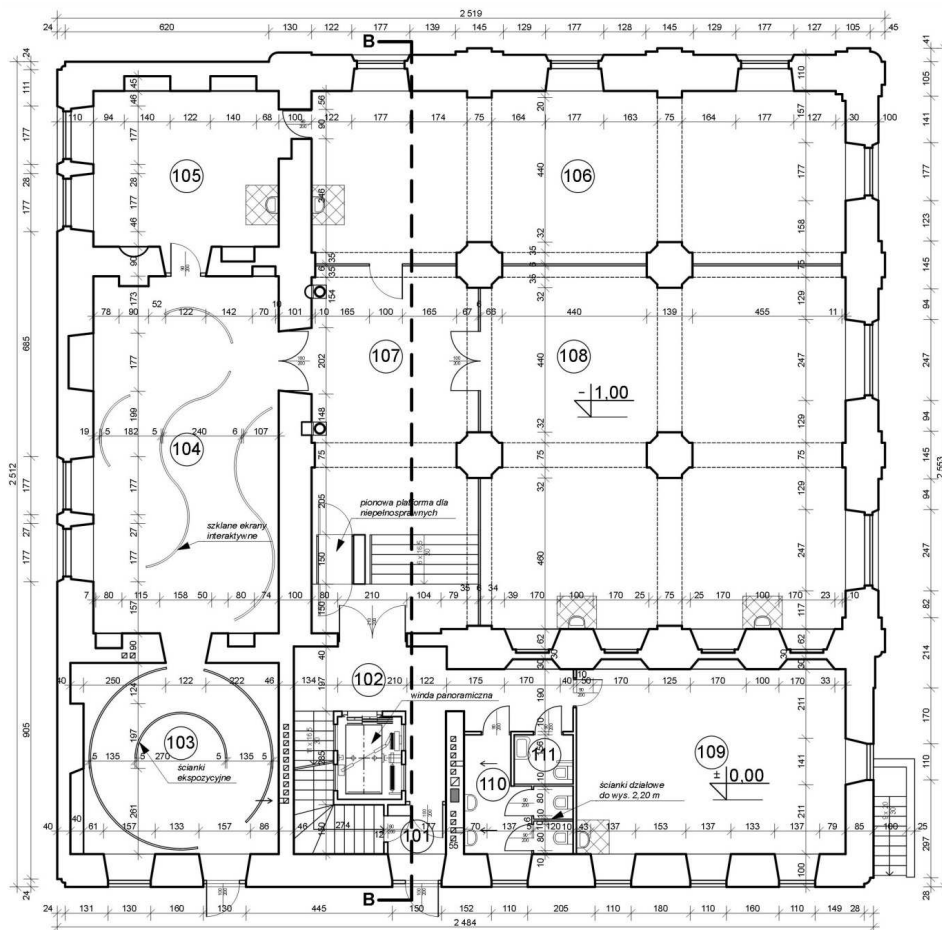


Rys. 8. Poddasze

Fig. 8. Attic

Największą powierzchnię pierwszego piętra zajmuje główna sala budynku używana obecnie jako przestrzeń wystawiennicza (rys. 5.). Zdecydowano się ją powiększyć poprzez wyburzenie zachodniej ściany tego pomieszczenia, kosztem

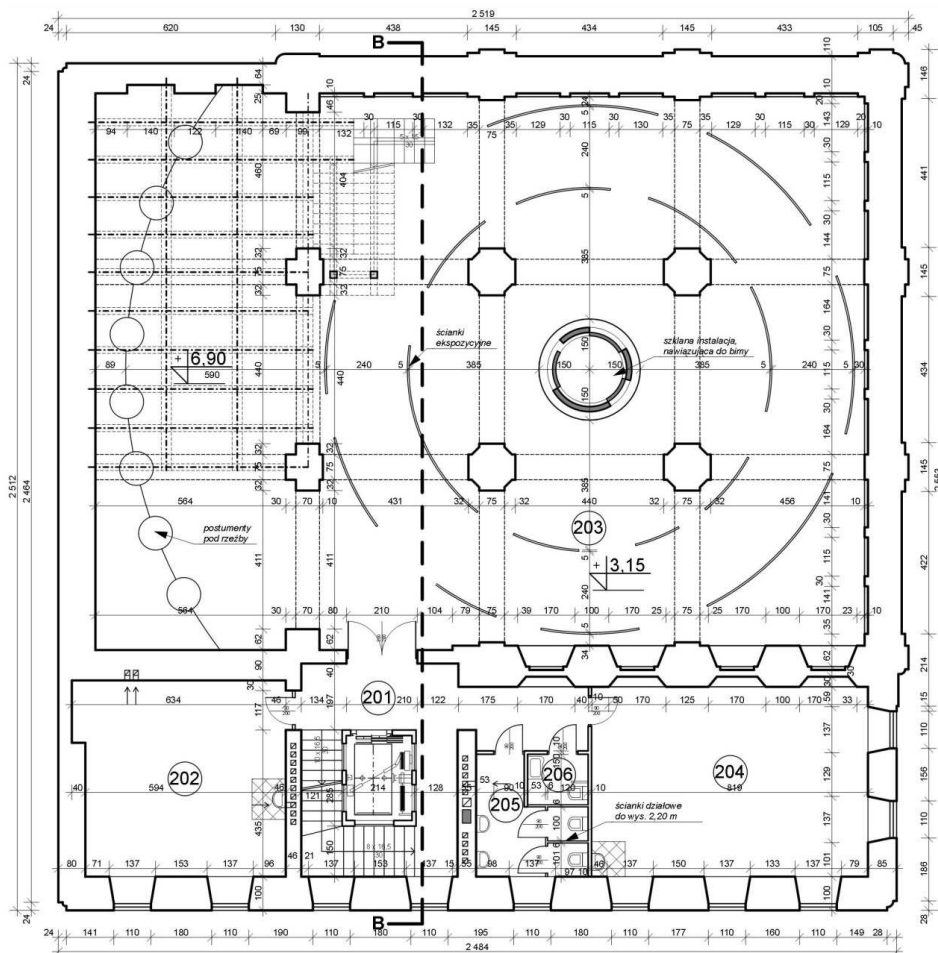
obecnej tam pracowni malarstwa. Aby zachować tradycyjny dziewięciopółowy układ byłej sali modlitw, zaprojektowano antresolę. Nawiązuje ona do istniejącej niegdyś w tym miejscu empyry z babińcem. Zajmuje przestrzeń dwóch pól sklepiennych i opiera się na filarach (dotąd będących pilastrami w ścianie dzielącej salę wystaw i pracownię malarstwa) oraz na ścianach zewnętrznych budynku: zachodniej i północnej. Główną konstrukcję nośną antresoli stanowią belki stalowe. Podest i stopnice schodów prowadzących na antresolę zaprojektowano z mlecznego, półprzezroczystego Corianu, balustrady natomiast z laminowanego szkła hartowanego o dużej wytrzymałości. W sali tej zaproponowano przestrzeń ekspozycyjną dla plastycznych prac uczniów. Ze względu na centralny układ wnętrza, opracowano ścianki ekspozycyjne w formie dwóch współśrodko-



Rys. 9. Rzut parteru

Fig. 9. View of ground floor

wych okręgów tworzących koncentryczną kompozycję. Obserwator, aby obejrzeć interesujące go dzieła, będzie spacerował pomiędzy poszczególnymi ściankami wystawienniczymi. Z powodu niemożności ogarnięcia jednym spojrzeniem całej ekspozycji kolejne wyłaniające się przed nim prace zapewnią mu nowe wrażenia estetyczne. Centralne miejsce sali wystaw – w nawiązaniu do istniejącej w tym miejscu niegdyś bimy – zajmuje szklana, transparentna instalacja w kształcie przestrzennej tuby. Odpowiednie oświetlenie zaakcentuje jej formę oraz doda tajemniczości. W zachodniej części sali wystaw mieści się nowo projektowana antresola. Widz będzie mógł zatem „oderwać się” od poziomu podłogi, wejść nieco wyżej na znajdujący się na antresoli podest i oglądać

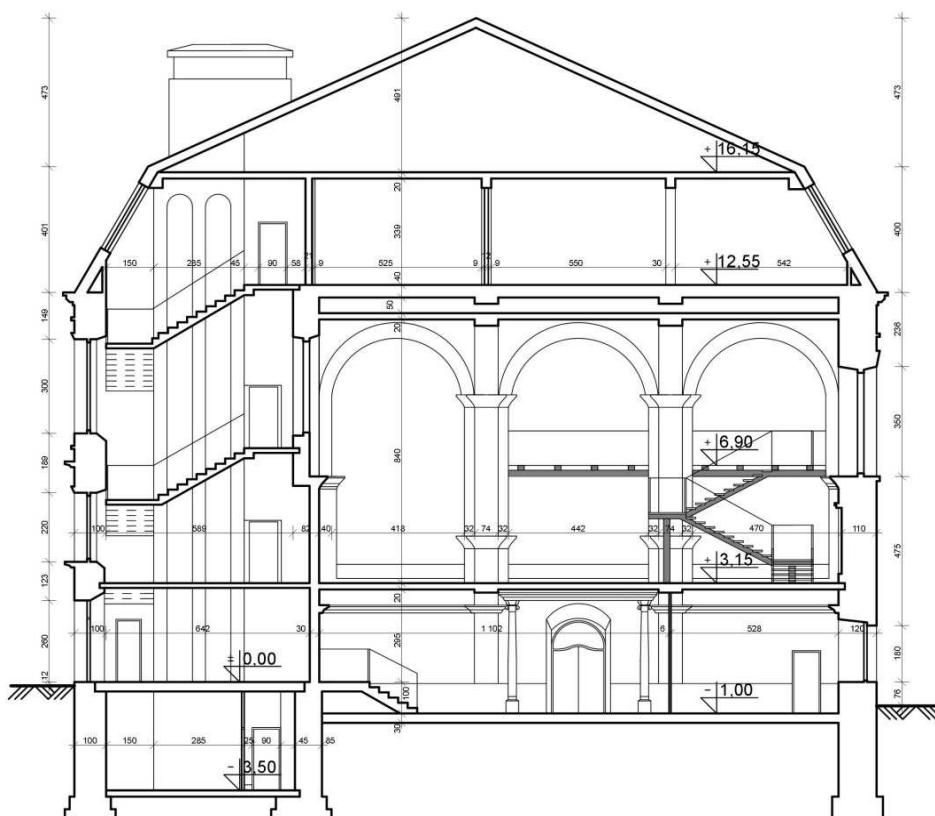


Rys. 10. Rzut pierwszego piętra

Fig. 10. View of first floor

całą ekspozycję z góry. Dodatkowo, systemowo zaprojektowany układ światel podkreśli poszczególne eksponaty, wyłoni je z przestrzeni, będzie prowadzić do nich wzrok oglądających. Człowiek wkraczający do omawianej przestrzeni wystawienniczej zostanie „wciągnięty w wir sztuki”, będzie kontemplował barwy, faktury i kształty. Rzut pierwszego piętra przedstawia rys. 10.

Na pierwszym piętrze znajdowała się również sekcja mieszkalna, którą przewidziano usunąć, decydując się najpierw na wyburzenie ścianek działowych. Nowo powstała przestrzeń została przeznaczona na pracownię malarstwa. W kolejnym, znajdującym się przy wschodniej ścianie budynku pomieszczeniu przewidziano jeszcze jedną salę malarstwa. Nadanie tej samej funkcji dwóm pomieszczeniom na jednej kondygnacji pozwoli na wydzielenie mniejszych grup młodzieży i efektywniejszą ich pracę.



Rys. 11. Przekrój B-B

Fig. 11. Section B-B



Rys. 12. Wizualizacje wnętrz głównej sali wystawienniczej

Fig. 12. Representations of interiors of major exhibition hall

Ze względu na znaczną wysokość sklepienia sali wystaw piętro drugie mieści tylko dwa pomieszczenia. W jednym (przy ścianie wschodniej) zaplanowano pracownię ogólną, w drugim zaś (przy ścianie zachodniej) przewidziano pracownię projektową wraz ze stanowiskami komputerowymi.

Na poddaszu znajdowało się osiem większych pomieszczeń oraz mniejsze: przedsionki, zaplecza i schowki. Zdecydowano się połączyć je tak, aby powstały możliwie duże przestrzenie. W północnej części budynku zorganizowano dwie obszerne sale wystaw. W dzielącej je ścianie zamontowano szerokie, składane drzwi, które w razie potrzeby połączą sąsiednie przestrzenie w jedną. W pomieszczeniach tych będą się mogły odbywać spotkania poetyckie, wystawy okresowe i inne uroczystości. Pozostałe pomieszczenia przylegające do ściany zachodniej przeznaczono na pracownię fotografii z ciemnią oraz pracownię projektową, a te mieszczące się przy ścianie wschodniej – na sale ogólne.

W projekcie należało również uwzględnić usprawnienie komunikacji pionowej i poziomej. Wprowadzono biegnącą przez wszystkie kondygnacje windę osobową. Celem podkreślenia jej nowoczesności oraz zapewnienia naturalnego doświetlenia klatki schodowej zaprojektowano ją jako panoramiczną w szklanej obudowie. Pomimo dość wysokiej ceny takiego przedsięwzięcia rozwiązanie to znacznie podnosi walory estetyczne i funkcjonalne budynku.

Konieczna była modernizacja istniejących węzłów sanitarnych. Na każdej kondygnacji wydzielono kabinę przystosowaną dla osób niepełnosprawnych z przestrzenią manewrową dla wózka inwalidzkiego z poręczami. Zalecono

montaż nowej stolarki okiennej w miejscach, gdzie znajdowały się okna szklone pojedynczo, ponieważ nie spełniały one odpowiedniej izolacyjności cieplnej. Zdecydowano się zamontować nowe, szczelne okna po stronie wewnętrznej, nie demontując historycznych, tym samym uszanowano zabytkowy element obiektu przy zapewnieniu komfortu cieplnego jego użytkownikom. W doborze nowych okien ważne było, aby nie zakłócały odbioru wysublimowanych podziałów w stolarce zabytkowej.

Zniszczenia, jakim ulegał przez lata budynek synagogi, pozbawiły go zdobień i polichromii. Ich ostatnie pozostałości zostały usunięte w latach 60. XX wieku. Aby uszanować to bezpowrotnie utracone dziedzictwo, zaproponowano wprowadzenie jako kolorystkę wnętrza odcieni bieli i szarości. Są to kolory uniwersalne, stonowane, niedrażniące oczu, a przede wszystkim niewprowadzające do zabytku domniemań kompozycji barw.

5. Podsumowanie

„Brzemienne duchową spuścizną przeszłości, zabytkowe dzieła narodów pozostają w życiu współczesnym żywym świadectwem ich wiekowych tradycji”⁴⁸. Przetwarzanie zabytków w dużej mierze wiąże się z nadawaniem im cech użytkowych. Ich przystosowywanie do określonych potrzeb musi jednak odbywać się w poszanowaniu wartości historycznych.

Podjęcie prac przy obiektach zabytkowych wymaga całościowego poznania ich historii, nawarstwień stylowych oraz stanu zachowania. Należy wykonać wiele studiów, badań i inwentaryzacji. Ich sposób i zakres musi zapewnić pełne poznanie obiektu i przyjęcie działań konserwatorskich dla jego ratowania, uprzystępniania i eksponowania.

Istotną sprawą jest zachowanie autentyzmu zabytku. Nie może mieć miejsce jego fałszowanie i domniemany odbiór. Nowo wprowadzane elementy powinny się odróżniać od oryginalnej, zabytkowej substancji. Postawa taka jest zgodna z postanowieniami Karty Weneckiej: *„Restauracja (...) ma za cel zachowanie i ujawnienie estetycznej i historycznej wartości zabytku oraz polega na poszanowaniu dawnej substancji i elementów stanowiących autentyczne dokumenty przeszłości. Ustaje ona tam, gdzie zaczyna się domysł”⁴⁹. Wszystkie prace wykonywane w zabytku powinny zatem „nosić znamię naszych czasów”⁵⁰.*

Ponadto konieczne jest uwzględnienie integralności zabytku z otoczeniem. Podjęcie prac nad synagogą w Jarosławiu może być początkiem rewaloryzacji byłej jarosławskiej dzielnicy żydowskiej. Rezultatem takiego procesu byłoby przywrócenie walorów estetycznych, użytkowych i funkcjonalnych obiektów

⁴⁸ Karta Wenecka. Postanowienia i uchwały II Międzynarodowego Kongresu Architektów i Techników Zabytków. Dokument 1. Międzynarodowa Karta Konserwacji i Restauracji Zabytków i Miejsc Zabytkowych, Wenecja 1964, s. 1.

⁴⁹ Karta Wenecka. Postanowienia i uchwały..., op.cit., art. 9, s. 3.

⁵⁰ Tamże.

przy jednoczesnym dostosowaniu całego zespołu do współczesnych potrzeb mieszkańców i turystów. „Struktury staromiejskie (...) są bowiem trwałym majątkiem narodowym o wymiernej wartości i należą do najistotniejszych składników dziedzictwa kulturowego”⁵¹.

PROBLEMS OF MODERN FUNCTIONS IN THE HISTORIC FORMER JEWISH PRAYER HOUSE ON THE EXAMPLE OF “LARGE” SYNAGOGUE IN JAROSŁAW

Summary

Article refers to the morphology of European synagogues. It includes the traditional principles of interior design and general rules of climb synagogues. The history and condition of "large" synagogue in Jaroslaw have been examined, have been done an inventories, studies archives, free-hand sketches and photographic documentation. The existing dangers have been presented. Demonstration of them was necessary to fully understand the object and adopt a conservation measures to rescue it. The concept of the arrangement of the former synagogue for the ZSP Art School has been proposed. Any action on the monument, along with the conservation, were intended to give the building a utilitarian features. The condition was to respect the historical value of the monument. An important thing was to preserve the authenticity of the monument. It may not be the place of the alleged forgery and unsuitable perception. Therefore, all newly introduced elements have been built with modern forms and thus, differ from the original, historic substances. Exhibition spaces and an intimate exhibition of Jewish cultural heritage have been designed. Appropriate scenario of exhibition has been introduced. It has been invented to attract attention; observers will not be passive, weary spectators but active performers. The elements alluding to his earlier function, mezzanine – with respect to the women's gallery, glass art installation in the shape of the tube – with respect to the bima have been introduced to the architecture of a building. Systemically designed lighting system will highlight the various exhibits will accentuate it from the remaining space. The exhibition will provide visitors with a new aesthetic experience. The viewer is somehow "sucked into the vortex of art", will contemplate colors, textures and shapes. To illustrate the solutions, technical drawings and visualization of interiors have been added.

Keywords: judaica, synagogue, adaptation, restoration, exhibition space, cultural heritage

Przesłano do redakcji: 02.03.2014 r.

Przyjęto do druku: 02.06.2014 r.

DOI:10.7862/rb.2014.3

⁵¹ Małachowicz E.: Konserwacja i rewitalizacja architektury w środowisku kulturowym. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2007, s. 305, 306.

Ewa ILBA¹
Adam MASŁOŃ²
Janusz A. TOMASZEK³
Ałła KUTWICKA⁴

OCENA ZAWARTOŚCI METALI CIĘŻKICH W OSADACH ŚCIEKOWYCH Z MIEJSKIEJ OCZYSZCZALNI W PRZEMYSŁU W ASPEKCIE WYKORZYSTANIA ICH W ROLNICTWIE

W pracy przedstawiono wyniki badań zawartości metali ciężkich (miedź, ołów, nikiel, cynk, chrom, kadm) w osadach ściekowych z oczyszczalni ścieków w Przemysłu. Analiza otrzymanych wyników została przeprowadzona pod kątem możliwości wykorzystania osadów ściekowych do celów rolniczych. Stężenia poszczególnych metali porównano z maksymalnymi wartościami dopuszczanymi przez obowiązujące przepisy oraz z wynikami analiz osadów ściekowych pochodzących z innych oczyszczalni ścieków. Wykazano, że osady ściekowe otrzymywane w oczyszczalni w Przemysłu nie przekraczają w żadnym przypadku dopuszczalnych stężeń metali ciężkich określonych dla osadów ściekowych wykorzystywanych w celach rolniczych. Zawartość metali w suchej masie osadów ściekowych z przemyskiej oczyszczalni charakteryzowała się niższymi wartościami niż w podobnych obiektach z terenu kraju, jak i w porównaniu z średnimi dla województwa podkarpackiego. Nie odnotowano sezonowej zmienności poziomu poszczególnych metali ciężkich. Średnia roczna zawartość metali ciężkich w rozpatrywanym okresie utrzymywała się na zbliżonym poziomie. Ponieważ prezentowane, całkowite stężenia metali ciężkich informują jedynie o stopniu zanieczyszczenia środowiska, do pełnej oceny ich oddziaływania na gleby (mobilności, biodostępności i ekotoksyczności) zaproponowano analizę specyficzną i frakcjonowanie. W następstwie interpretacji wyników przeprowadzonej oceny wskazano kierunki przyszłych badań, które powinny objąć ocenę poziomu stężeń metali ciężkich w kanalizacji

¹ Ewa Ilba, Państwowa Wyższa Szkoła Wschodnioeuropejska w Przemysłu, Instytut Inżynierii Środowiska, ul. Żołnierzy I Armii Wojska Polskiego 1E, 37-700 Przemysł, tel. 16 7355174, e-mail: ewailba@gmail.com

² Autor do korespondencji/corresponding author: Adam Masłoń, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. 17 7432407, e-mail: amaslon@prz.edu.pl

³ Janusz A. Tomaszek, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. 17 8651361, e-mail: tomaszek@prz.edu.pl

⁴ Ałła Kutwicka, Zakład Oczyszczania Ścieków w Przemysłu, ul. Piaskowa 37-700 Przemysł, tel. 16 6780590, e-mail: kutwickaala@o2.pl

ogólnospławnej miasta Przemyśla, zbilansowanie ładunków wprowadzanych w ściekach surowych na oczyszczalnię i ich wpływu na biocenozę osadu czynnego.

Słowa kluczowe: osad ściekowy, metale ciężkie, analiza jakościowa osadów ściekowych

1. Wprowadzenie

Zawartość metali ciężkich w osadach ściekowych jest uzależniona od udziału ścieków przemysłowych w ogólnej ilości ścieków komunalnych. Obecność metali ciężkich w osadach ściekowych jest istotnym czynnikiem ograniczającym wykorzystanie przyrodnicze, w tym rolnicze. Głównymi pierwiastkami, których występowanie ma niekorzystny wpływ na organizmy żywe, są rtęć, kadm, nikiel, chrom i ołów. Za wyjątkiem niklu wymienione metale wykazują stosunkowo wysoką podatność na bioakumulację. Miedź, cynk, kobalt, molibden i bor (mikroelementy) są niezbędne do prawidłowego wzrostu roślin, lecz zbyt wysokie stężenie tych metali w glebie wpływa negatywnie na organizmy żywe [1].

Zawartość metali ciężkich w osadach ściekowych jest również istotna w przypadku ich składowania, może bowiem zachodzić niebezpieczeństwo wymywania metali z osadów. Dodatkowym problemem są pozostałości po procesie spalania osadu, ponieważ w popiołach oraz pozostałościach po oczyszczaniu spalin stężenie metali rośnie cztero-, pięciokrotnie w stosunku do stężenia w materiale wyjściowym [1].

Komunalne osady ściekowe charakteryzują się wysokimi walorami glebotwórczymi i nawozowymi. Rolnicze wykorzystanie osadów ściekowych, oprócz korzystnego wpływu na ilość mikro- i makroelementów w glebie (źródło między innymi azotu, fosforu, potasu, wapnia i magnezu), poprawia właściwości fizyczne gleby, zwiększając jej pojemność sorpcyjną ze względu na obecność materii organicznej w osadach ściekowych [2].

Niestety do nawożenia nie zawsze można wykorzystać osady ściekowe. Głównymi czynnikami eliminującymi takie zastosowanie jest znaczna obecność mikroorganizmów chorobotwórczych oraz metali ciężkich. Zawartość metali wynika z udziału ścieków przemysłowych w ogólnej ilości ścieków miejskich dopływających do oczyszczalni. Ponadto metale ciężkie są także obecne w spływach powierzchniowych wód deszczowych i przypadkowych oraz występują w ściekach w następstwie korozji elementów systemu kanalizacyjnego [2].

Aktem prawnym regulującym jakość osadu ściekowego w aspekcie jego wykorzystania w rolnictwie jest Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 13 lipca 2010 r. w sprawie komunalnych osadów ściekowych. Rozporządzenie ściśle określa warunki fizyko-chemiczne, które powinien spełniać osad, aby ponownie mógł „wrócić” do środowiska, przede wszystkim maksymalne zawarto-

ści metali ciężkich [3]. Należy jednak zwrócić uwagę, że w myśl tego rozporządzenia grunt, na którym osad ściekowy będzie stosowany, musi spełniać określone przez ustawę warunki. Przed stosowaniem osadu ściekowego na gruntach rolnych konieczne jest oznaczenie ilości metali ciężkich w wierzchniej warstwie gruntu (maksymalne stężenia określają załącznik nr 2 i 3 do Rozporządzenia), gleba musi się charakteryzować pH co najmniej 5,6 [3]. Dodatkowo osady mogą być stosowane poza okresem wegetacji roślin, jeśli są one przeznaczone do bezpośredniego spożycia przez ludzi. Stosowanie osadów na gruncie nie może spowodować pogorszenia jakości gleby, wód powierzchniowych i podziemnych [3].

Niektóre z metali ciężkich są uznawane za mikroelementy, dlatego nie można ich całkowicie usunąć z przyrodniczego obiegu, należy jednak zwrócić uwagę na ich formę występowania. Konieczne jest zatem określenie biodostępności i przyswajalności formy metali ciężkich. W celu lepszego zobrazowania wpływu metali ciężkich na środowisko, w tym gleby, na której jest stosowany osad ściekowy, należy wykonać analizę specyficzną, obrazującą biodostępność poszczególnych metali. Ważnym czynnikiem przemawiającym za tym postępowaniem jest nie tylko określenie dostępności metali, ale również oznaczenie poszczególnych form pierwiastków. Najbardziej znanym przykładem popierającym taką postawę jest chrom, który w swojej formie na III stopniu utlenienia jest niezbędny do prawidłowego rozwoju organizmów żywych, natomiast w przypadku występowania na VI stopniu ma silne właściwości toksyczne. Również miedź jako mikroelement jest niezbędnym składnikiem wielu enzymów i białek, lecz w przypadkach wysokich stężeń jest toksyczna, np. u roślin wrażliwych na obecność miedzi jej nadmiar może powodować zmniejszenie plonu [4].

Celem pracy jest ocena jakościowa osadu ściekowego z oczyszczalni ścieków w Przemyślu pod względem zawartości metali ciężkich w aspekcie rolniczego wykorzystania.

2. Materiał badawczy i metodyka

Materiał badawczy stanowi osad ściekowy z oczyszczalni ścieków w Przemyślu. Oczyszczalnia ścieków w Przemyślu została oddana do eksploatacji w 1979 r., w latach 2004-2006 została rozbudowana i unowocześniona w ramach projektu „Rozbudowa i modernizacja oczyszczalni ścieków w Przemyślu”. Obecnie jej przepustowość wynosi 28 200 m³/d dla przepływu średniodobowego. Oczyszczalnia przyjmuje ścieki doprowadzane kanalizacją ogólnospławną miasta Przemyśl oraz części podmiejskich miejscowości. Równoważna liczba mieszkańców została określona na poziomie 100 tys. RLM. Ścieki są oczyszczane metodą osadu czynnego w procesach nityfikacji, denityfikacji i defosfatacji. Oczyszczone ścieki są doprowadzane do rzeki San [5].

Osady nadmierne po mechanicznym zagęszczeniu są poddawane beztlenowej stabilizacji w wydzielonych komorach fermentacji. Ustabilizowane osady ściekowe są następnie odwadniane na prasie taśmowej. Odwodniony osad jest

mieszany z wapnem palonym i trafia na plac składowania osadów, skąd jest kierowany do rolniczego wykorzystania [5, 6]. Ocenę funkcjonowania oczyszczalni przedstawili Masłoń i Łuczyszyn [6].

Zawartość metali ciężkich w osadzie ściekowym oznaczano za pomocą spektrometru adsorpcji atomowej (ASA) firmy GBC „SENS AA”, metodą płomieniową po wcześniejszej mineralizacji w laboratorium znajdującym się na terenie oczyszczalni ścieków. Badania składu osadu ściekowego przeprowadzano sześć razy w roku (co drugi miesiąc). Oznaczenie stężeń metali ciężkich wykonano według obowiązującej metodyki [3].

3. Analiza wyników i dyskusja

W tabeli 1. przedstawiono uśrednione wyniki analizy zawartości metali ciężkich w osadzie ściekowym z oczyszczalni w Przemyślu z okresu 2010-2013. Otrzymane wyniki odniesiono do wymagań, jakie stawia obowiązujące rozporządzenie (tab. 2.). W tabeli 3. przedstawiono uśrednione wyniki dla poszczególnych lat pracy oczyszczalni w analizowanym okresie. Krzywe na rys. 1-6. przedstawiają tendencję rozkładu zawartości poszczególnych metali ciężkich w latach 2010-2013.

Tabela 1. Zawartość metali ciężkich w osadzie ściekowym w latach 2010-2013

Table 1. Heavy metals contents in the sewage sludge in years 2010-2013

Charakterystyka statystyczna	Miedź [mg Cu/kg s.m.]	Ołów [mg Pb/kg s.m.]	Nikiel [mg Ni/kg s.m.]	Cynk [mg Zn/kg s.m.]	Chrom [mg Cr/kg s.m.]	Kadm [mg Cd/kg s.m.]
Średnia	158,5	38,9	22,5	1104,6	43,5	2,2
Mediana	158,2	39,2	22,5	1095,1	41,1	1,5
Minimum	131,8	25,9	15,8	561,0	28,4	1,0
Maksimum	189,1	59,6	33,7	1570,3	74,8	6,4
Współczynnik zmienności	0,10	0,18	0,18	0,18	0,24	0,70
Odchylenie standardowe	15,7	6,9	4,1	201,8	10,4	1,5
Percentyl 15%	139,6	31,7	18,4	957,8	35,4	1,1
Percentyl 85%	175,1	43,9	25,6	1306,9	48,2	3,7

Miedź jest pierwiastkiem niestanowiącym fitotoksycznego zagrożenia po wprowadzeniu do gleby. Na bioprzyswajalność miedzi ma wpływ odczyn gleby. Przy pH < 6,5 następuje wzmożona mobilność miedzi i u roślin pojawiają się objawy zatrucia [4]. Siuta [7] wskazuje na obecność miedzi w osadach ściekowych na poziomie od 0,3 do 1340 mg Cu/kg s.m., w tym dla osadów ściekowych z województwa podkarpackiego w przedziale 49-149 mg Cu/kg s.m.

Tabela 2. Dopuszczalne zawartości metali ciężkich w komunalnych osadach ściekowych przeznaczonych do wykorzystania według obowiązującego prawa, na podstawie [3]

Table 2. Permissible by the law concentration of heavy metals in sewage sludge for use, based on [3]

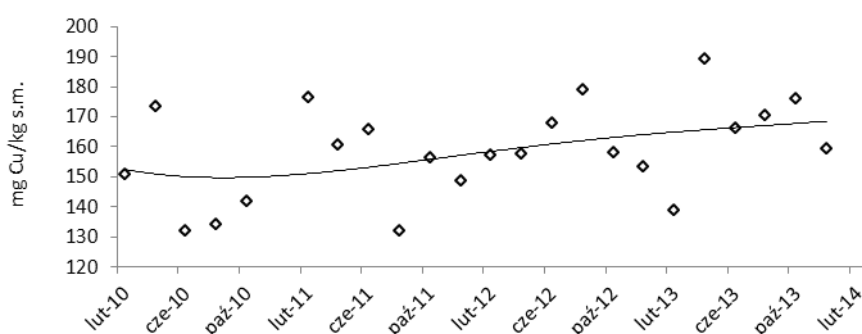
Metal ciężki	Zawartość metali ciężkich [mg/kg s.m.] nie większa niż przy stosowaniu komunalnych osadów ściekowych		
	w rolnictwie oraz do rekultywacji gruntów na cele rolne	do rekultywacji gruntów na cele nierolne	przy dostosowaniu gruntów do określonych potrzeb*
Kadm [mg Cd/kg s.m.]	20	25	50
Miedź [mg Cu/kg s.m.]	1000	1200	2000
Nikiel [mg Ni/kg s.m.]	300	400	500
Ołów [mg Pb/kg s.m.]	750	1000	1500
Cynk [mg Zn/kg s.m.]	2500	3500	5000
Chrom [mg Cr/kg s.m.]	500	1000	2500

* wynikających z planów gospodarki odpadami, planów zagospodarowania przestrzennego lub decyzji o warunkach zabudowy i zagospodarowaniu terenu, do uprawy roślin przeznaczonych do produkcji kompostu, do uprawy roślin nieprzeznaczonych do spożycia i produkcji pasz.

Udział miedzi rzadko przekracza 200 mg Cu/kg s.m. [7]. W przypadku osadów ściekowych z przemysłowej oczyszczalni zawartość miedzi kształtowała się na poziomie 131,8-189,11 mg Cu /kg s.m. (rys. 1., tab. 1.). Wartości te są znacznie niższe od poziomu dopuszczalnego określonego w Rozporządzeniu Ministra Środowiska [3], zatem miedź nie jest pierwiastkiem ograniczającym wykorzystanie analizowanego osadu ściekowego w celach rolniczych. Osad ściekowy z oczyszczalni w Przemyśle posiada porównywalną zawartość miedzi do innych osadów z krajowych oczyszczalni, np. 130,8 mg Cu/kg s.m. [8], 90-136,2 mg Cu/kg s.m. [12] oraz 186,7 mg Cu/kg s.m. [9]. Zawartość metali ciężkich, w tym miedzi, w osadzie ściekowym jest uzależniona od wielkości oczyszczalni; im większa oczyszczalnia, tym większe stężenie metalu w osadzie ściekowym [10, 11]. Dla podobnych wielkościowo oczyszczalni ściekowych odnotowano wyniki w przedziale 130-190 mg Cu /kg s.m. W związku z tym można stwierdzić, że osad ściekowy w przemysłowej oczyszczalni nie odbiega od średnich krajowych.

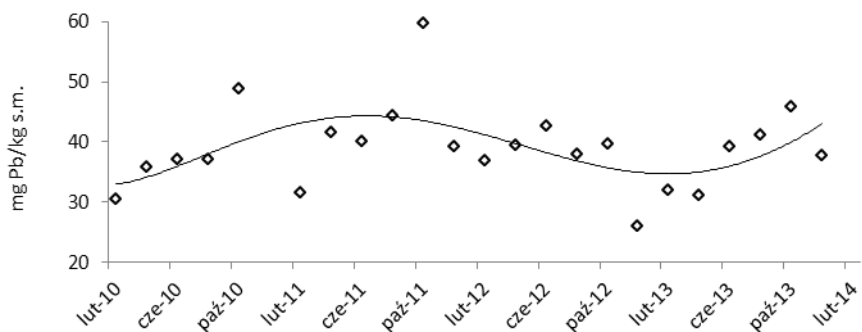
Jednym ze źródeł ołowiu w ściekach ogólnospłowych i w konsekwencji w osadzie ściekowym są zanieczyszczenia powietrza zbierane z dróg po opadach atmosferycznych w postaci spływów powierzchniowych do kanalizacji. Ołów ma wpływ na zaburzenia procesu fotosyntezy, podziałów komórkowych oraz zaburzenia gospodarki wodnej u roślin [4]. Zawartość ołowiu w osadach ściekowych jest bardzo zróżnicowana i waha się w granicach 3-372 mg Pb/kg s.m. [7]. W przypadku analizowanego osadu ściekowego zawartość ołowiu mieści się w granicach 25,9-59,6 mg Pb/kg s.m. (rys. 2., tab. 1.). W porównaniu z danymi z obiektów województwa podkarpackiego (33-120 mg Pb/kg s.m.) [7]

osad ściekowy z przemysłowej oczyszczalni charakteryzuje się stosunkowo niską zawartością ołowiu, potwierdza to również porównanie wyników z oczyszczalnią w Ostrowcu Świętokrzyskim (62,2 mg Pb/kg s.m.) [9] oraz innymi większymi obiektami w których notowano ołów na poziomie 320-35,5 mg Pb/kg s.m. [2, 8, 11, 15]. Zawartość ołowiu w osadach ściekowych w ciągu 4 lat pracy oczyszczalni w Przemyślu oscylowała na poziomie 38,9 mg Pb/kg s.m., co pozwala na ich wykorzystywanie w rolnictwie oraz do rekultywacji gruntów na cele rolne.



Rys. 1. Zawartości miedzi w osadzie ściekowym w latach 2010-2013

Fig. 1. The copper concentrations in the sewage sludge in years 2010-2013

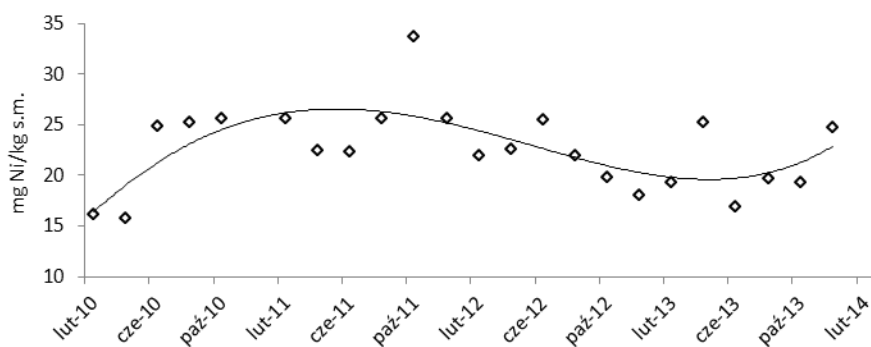


Rys. 2. Zawartości ołowiu w osadzie ściekowym w latach 2010-2013

Fig. 2. The lead concentrations in the sewage sludge in years 2010-2013

Zanieczyszczenie środowiska nikiem jest szczególnie niebezpieczne dla roślin [4]. Przystawalność tego pierwiastka wzrasta wraz z obniżeniem pH gleby. Nadmiar w organizmach roślinnych wpływa niekorzystnie na metabolizm, powoduje chlorozę liści oraz zahamowanie wzrostu korzenia roślin [4]. Zawartość niku w osadach ściekowych na terenie kraju waha się w granicach 2,2-358 mg Ni/kg s.m. Wraz ze wzrostem uprzemysłowienia terenów wzrastała

procentowa zawartość niklu, który trafiał do ścieków komunalnych. Na tych terenach notowano przekroczenie limitu dopuszczającego osady ściekowe do użytku rolnego (300 mg Ni/kg s.m.) [3]. W przypadku województwa podkarpackiego wyniki oscylowały w przedziałach 9,7-300 mg Ni/kg s.m. [7]. Zawartość niklu w osadzie ściekowym z oczyszczalni w Przemyślu wynosiła od 15,8 do 33,7 mg Ni/kg s.m. (rys. 3., tab. 1.). Jest to zakres niewiele niższy niż uzyskany w podobnych obiektach [9, 12].



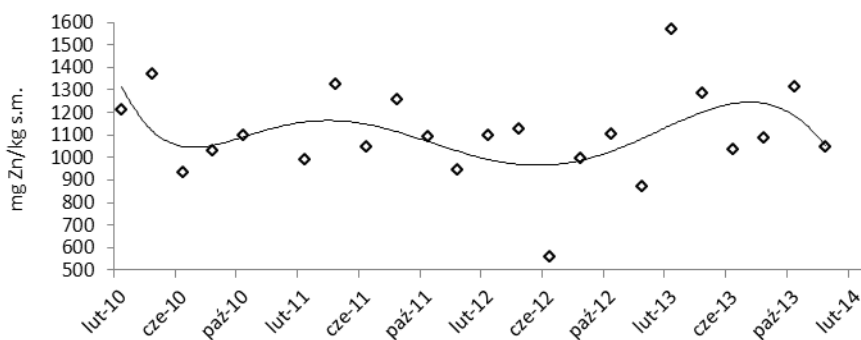
Rys. 3. Zawartość niklu w osadzie ściekowym w latach 2010-2013

Fig. 3. The nickel concentrations in the sewage sludge in years 2010-2013

Cynk jest pierwiastkiem niezbędnym do życia roślin, ale nadmierne jego koncentracje są niepożądane [4]. Zawartość tego pierwiastka w osadzie ściekowym oscyluje w granicach od 83 do 5124 mg Zn/kg s.m., przy czym najczęściej wynosi 1000-2000 mg Zn/kg s.m. [7]. Podkarpackie oczyszczalnie określają stężenie cynku w osadzie na poziomie od 530 do 3000 mg Zn/kg s.m. [7]. Ilość cynku w osadzie ściekowym z przemysłowej oczyszczalni wahała się od 561,0 do 1570,3 mg Zn/kg s.m. (rys. 4., tab. 1.), przy czym najczęściej osiągała wartości w okolicach średniej 1095 mg Zn/kg s.m. Wyniki jakościowej analizy osadu ze względu na zawartość Zn klasyfikują go jako użyteczny rolniczo. Porównanie zakresu stężeń Zn otrzymanych w osadach ściekowych oczyszczalni w Przemyślu do dostępnych w literaturze pozwala stwierdzić, że nie odbiega on znacznie od otrzymywanych na podobnych obiektach [8, 9, 12].

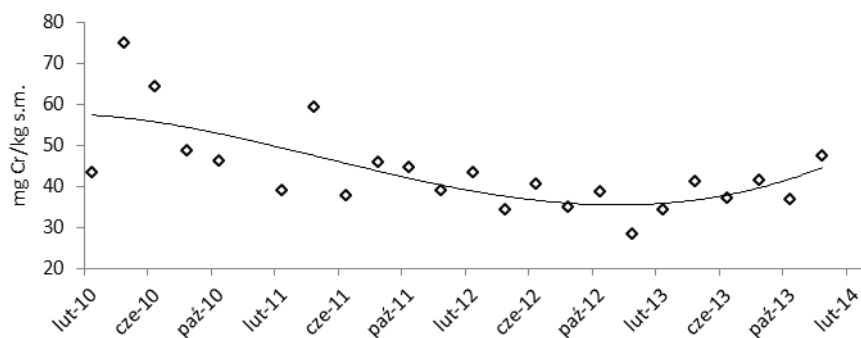
Umiarkowane dawki chromu wpływają stymulacyjnie na rozwój organizmów roślinnych. Rośliny w bardzo niewielkim stopniu kumulują ten pierwiastek [4]. Metal ten w postaci Cr(VI) ma jednak silne właściwości trujące, zaburza metabolizm i gospodarkę wodną roślin, powoduje chlorozę liści. Na terenie kraju odnotowuje się udział chromu w osadzie ściekowym na poziomie 5-1380 mg Cr/kg s.m., przy czym na terenie Podkarpacia na o wiele niższym poziomie, tj. 18-540 mg Cr/kg s.m. [7]. Od czerwca 2011 r. zawartość chromu w badanych osadach nie przekraczała 50 mg Cr/kg s.m. i pomimo niewielkich

wahań można ją uznać za stałą (rys. 5.). Wyniki analizy jakościowej kwalifikują osad jako użyteczny rolniczo ze względu na niski poziom chromu, czyli mniejszy niż 500 mg Cr/kg s.m. Zawartość chromu w osadach ściekowych z przemysłowej oczyszczalni jest zbliżona do wyników otrzymywanych w podobnych obiektach [9, 11, 12].



Rys. 4. Zawartości cynku w osadzie ściekowym w latach 2010-2013

Fig. 4. The zinc concentrations in the sewage sludge in years 2010-2013

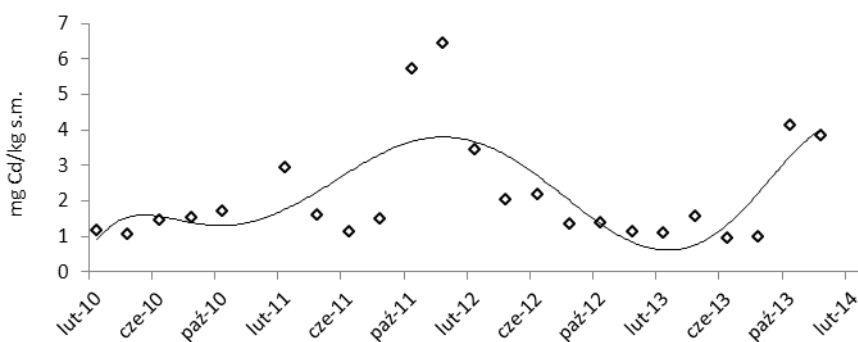


Rys. 5. Zawartości chromu w osadzie ściekowym w latach 2010-2013

Fig. 5. The chrome concentrations in the sewage sludge in years 2010-2013

Kadm bardzo łatwo przedostaje się do wód podziemnych i gruntowych, stanowi więc bardzo duże zagrożenie toksykologiczne [4]. Rośliny pobierają kadm proporcjonalnie do jego zawartości w glebie, magazynują go głównie w korzeniach i liściach. Już niewielki nadmiar tego pierwiastka powoduje chlorozę i brunatnienie liści [4]. W osadach ściekowych z terenu kraju stężenie kadmu zawiera się w przedziale od 0,3 do 83,8 mg Cd/s.m., przy czym jeśli brane są pod uwagę oczyszczalnie małe i średnie wyniki ograniczają się od 0,2 do 12,8 mg Cd/s.m. W osadach z oczyszczalni województwa podkarpackiego stężenie kadmu waha się w granicach 0,79-8,60 mg Cd/s.m. [7]. Poziom Cd w osadzie

ściekowym z oczyszczalni w Przemysłu jest niski, często osiąga wartości poniżej 2 mg Cd/kg s.m., jednakże są zauważalne wzrosty stężenia tego metalu pod koniec 2011 i 2013 r. (rys. 6., tab. 1.). Konieczne do wyjaśnienia tego zjawiska jest wykonanie szczegółowych badań pozwalających wyjaśnić cykliczne zmiany występujące w podanym okresie. Wyniki te jednak nie przekraczają limitu, który dla kadmu wynosi 20 mg Cd/s.m.



Rys. 6. Zawartości kadmu w osadzie ściekowym w latach 2010-2013

Fig. 6. The cadmium concentrations in the sewage sludge in years 2010-2013

Analiza zawartości metali ciężkich w osadach ściekowych z oczyszczalni ścieków w Przemysłu wykazała, że w latach 2010-2013 żaden z metali ciężkich nie przekroczył dopuszczalnych stężeń umożliwiających ich wykorzystywanie w celach rolniczych, zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Środowiska [3]. Nie odnotowano sezonowej zmienności poziomu poszczególnych metali ciężkich. Średnia roczna zawartość metali ciężkich w rozpatrywanym okresie utrzymywała się na zbliżonym poziomie (tab. 3.).

Tabela 3. Średnia zawartość metali ciężkich w osadzie ściekowym w poszczególnych latach

Table 3. The average heavy metals contents in the sewage sludge in different years

Metal ciężki	2010	2011	2012	2013
Miedź [mg Cu/kg s.m.]	146,3	156,7	162,1	166,6
Ołów [mg Pb/kg s.m.]	37,9	42,8	37,1	37,8
Nikiel [mg Ni/kg s.m.]	21,5	25,9	21,6	20,8
Cynk [mg Zn/kg s.m.]	1127,6	1111,1	960,3	1223,3
Chrom [mg Cr/kg s.m.]	55,5	44,3	36,6	39,7
Kadm [mg Cd/kg s.m.]	1,4	3,2	1,9	2,1

4. Podsumowanie i wnioski

Przeprowadzona analiza jakościowa osadów ściekowych z oczyszczalni ścieków w Przemysłu wykazała, że w latach 2010-2013 ich zawartość nie przekraczała określonego w Rozporządzeniu Ministra Środowiska dopuszczalnego poziomu w aspekcie wykorzystywania w celach rolniczych. Porównanie średnich zawartości poszczególnych metali ciężkich w osadzie ściekowym z wynikami badań osadów pochodzących z innych rejonów Polski wypada na korzyść oczyszczalni w Przemysłu, w której analizowane osady posiadają zdecydowanie mniejszą zawartość metali ciężkich.

Wyniki przeprowadzonej oceny wskazują kierunki przyszłych badań, które powinny objąć ocenę poziomu stężeń metali ciężkich w kanalizacji ogólnospławnej miasta Przemysłu, zbilansowanie ładunków wprowadzanych w ściekach surowych na oczyszczalnię i ich wpływu na biocenozę osadu czynnego. Równie ważne są analiza specjacyjna i frakcjonowanie osadów ściekowych planowanych do wykorzystania w rolnictwie. Sumaryczna zawartość metali ciężkich w badanych osadach nie pozwoliła określić ich biodostępności i wiążącej się z nią ekotoksyczności. Analiza specjacyjna metali ciężkich może pozwolić na określenie innych potencjalnych kierunków rolniczego wykorzystania osadów ściekowych, np. nawożenia gruntów pod zalesianie, terenów ogrodniczych i sadowniczych. W okolicach przemyskiej oczyszczalni występuje wiele terenów m.in. sady, ogrody botaniczne, szkółki leśne, na których można byłoby wykorzystywać osady ściekowe zawierające znacznie niższe stężenia metali ciężkich, niż odnotowane w osadach z innych obiektów komunalnych w Polsce.

Literatura

- [1] Podedworna J., Umiejewska K.: *Technologia osadów ściekowych*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2008.
- [2] Gawdzik J.: Specjacja metali ciężkich w osadzie ściekowym na przykładzie wybranej oczyszczalni komunalnej. *Ochrona Środowiska*, t. 32, nr 4, 2010, s. 15-19.
- [3] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 13 lipca 2010 r. w sprawie komunalnych osadów ściekowych (Dz. U. z 2010 r. Nr 137, poz. 924.).
- [4] Wilk M., Gworek B.: Metale ciężkie w osadach ściekowych. *Ochrona Środowiska i Zasobów Naturalnych*, nr 39, 2009, s. 40-59.
- [5] Materiały informacyjne udostępnione przez Przedsiębiorstwo Wodociągów i Kanalizacji Sp. z o.o. w Przemysłu z lat 2010-2013.
- [6] Masłoń A., Łuczyszyn J.: Analiza pracy oczyszczalni ścieków w Przemysłu po modernizacji i rozbudowie obiektu. *Forum Eksploatatora*, nr 5, 2011, s. 68-72.
- [7] Siuta J.: Uwarunkowania i sposoby przyrodniczego użytkowania osadów ściekowych. *Inżynieria Ekologiczna*, nr 9, 2003, s.7-42.
- [8] Maćkowiak C., Igras J.: Skład chemiczny osadów ściekowych i odpadów przemysłu spożywczego o znaczeniu nawozowym. *Inżynieria Ekologiczna*, nr 10, 2005, s. 70-77.

- [9] Gawdzik J.: Mobilność metali ciężkich w osadach ściekowych na przykładzie wybranej oczyszczalni. *Inżynieria i Ochrona Środowiska*, t. 15, nr 1, 2012, s. 5-15.
- [10] Gawdzik J., Latosińska J.: Analiza mobilności metali ciężkich w wybranych osadach ściekowych z oczyszczalni ścieków o różnej przepustowości. *Proc. of ECOpole*, nr 6 (1), 2012, s. 319-324.
- [11] Nowak M., Kacprzak M., Grobelak A.: Osady ściekowe jako substytut glebowy w procesach remediacji i rekultywacji terenów skażonych metalami ciężkimi. *Inżynieria i Ochrona Środowiska*, t. 13, nr 2, 2010, s. 121-131.
- [12] Gondek K.: Zawartość różnych form metali w osadach ściekowych i kompostach. *Acta Agrophysica*, nr 8 (4), 2008, s. 825-838.

ASSESSMENT OF HEAVY METALS IN THE SEWAGE SLUDGE FROM THE PRZEMYŚL WWTP IN THE ASPECT OF ITS USE IN AGRICULTURE

S u m m a r y

The paper presents the results of the concentration of heavy metals (copper, lead, nickel, zinc, chromium, cadmium) in the sludge from the WWTP in Przemyśl. Analysis of the results was carried out under the the possibilities of their use for agricultural purposes. Metal concentrations were compared with the maximum values set by applicable laws and with those obtained for sewage sludge from other WWTP. It has been shown that sludge obtained treatment in Przemyśl, not in any case exceed the permissible concentrations of heavy metals defined in terms of their use for agricultural purposes. He metal content in the dry matter of sewage sludge from the treatment of Przemyśl was characterized by lower values than similar objects from the area of the country, and how well, compared with the average Podkarpackie. There was no seasonal variation in the individual heavy metals. The annual average content of heavy metals during the relevant period was maintained at a similar level. As presented, the total concentration of heavy metals indicate only the degree of pollution of the environment, to fully assess their impact on the soil (mobility, bioavailability and ecotoxicity) proposes an analysis of speciation and fractionation. Following the interpretation of the results of the assessment indicated directions for future research, which should include an assessment of the level of concentration of heavy metals in the sewage system of the city of Przemyśl, balancing cargoes in raw wastewater to the treatment plant and their impact on the biocenosis of activated sludge.

Keywords: sewage sludge, heavy metals, qualitative analysis of sewage sludge

Przestano do redakcji: 02.03.2014 r.

Przyjęto do druku: 2.06.2014 r.

DOI:10.7862/rb.2014.4

Galina KALDA¹
Alicja FORNAGIEL²

OCHRONA ŚRODOWISKA I RACJONALNE ZUŻYCIE ENERGII

W pracy zaprezentowano regulacje prawne w Polsce i Unii Europejskiej dotyczące ochrony środowiska. Przedstawiono zasoby, strukturę i prognozę zużycia różnych źródeł energii, a także kategorie zasobów surowców energetycznych. Dokonano charakterystyki globalnych rezerw paliw naturalnych, takich jak węgiel kamienny i brunatny, ropa naftowa, gaz ziemny, uran, oraz odnawialnych źródeł energii, takich jak energia słoneczna, wiatrowa, energia wody, energia geotermalna. W pracy zaprezentowano strukturę i prognozy zużycia pierwotnych nośników energii. Czynnikiem, które przyczyniły się do ogromnego wykorzystania nośników energii pierwotnej, są przede wszystkim rewolucja naukowo-techniczna oraz gwałtowny wzrost liczby ludności na świecie. Energia chemiczna zawarta w paliwach naturalnych jest wykorzystywana do wytworzenia energii cieplnej (kotłownie, ciepłownie), energii elektrycznej (elektrownie), energii mechanicznej (układy napędowe). Istnieje również możliwość jednoczesnej produkcji energii cieplnej i elektrycznej, czyli tzw. kogeneracja w elektrociepłowniach. Polskie prognozy odnośnie wykorzystania nośników energii przewidują spadek wykorzystania węgla, co jest związane ze wzrostem cen uprawnień do emitowania gazów cieplarnianych. Rokowany wzrost zużycia gazu ziemnego będzie wynikiem zwiększenia liczby odbiorców końcowych z instalacjami zasilanymi gazem. W pracy analizowano wybrane techniki racjonalnego zużycia energii w aspekcie ochrony środowiska. Oszczędność energii nie musi być wyłącznie formą udoskonalania technologii energetycznych, budowlanych czy przemysłowych. Istotny potencjał redukcji zużycia energii można osiągnąć w gospodarstwach domowych, gdzie forma oszczędzania energii jest znacznie więcej niż w innych sektorach gospodarki. Ochrona środowiska w takich podstawowych jednostkach funkcjonowania społeczeństwa nie musi obniżać stopy życiowej ani też pogarszać warunków pracy obywateli.

Słowa kluczowe: ochrona środowiska, źródła energii, zużycie energii

1. Wprowadzenie

Styl życia i rozwój cywilizacyjny opiera się przede wszystkim na produkcji i wykorzystaniu energii, której zapotrzebowanie nieustannie wzrasta. Dominują-

¹ Autor do korespondencji/ corresponding author: Galina Kalda, Politechnika Rzeszowska, 35-959 Rzeszów, al. Powstańców Warszawy 6, tel. 17 8651068, e-mail: kaldagal@prz.edu.pl

² Alicja Fornagiel, Politechnika Rzeszowska

cymi surowcami energetycznymi są geopaliwa: ropa naftowa, węgiel oraz gaz ziemny. Ich konwersja na energię elektryczną, ciepłą i mechaniczną nie pozostaje obojętna dla środowiska. Powiększające się od kilkunastu lat globalne zanieczyszczenie osiągnęło skalę niepokojącą obecne społeczeństwo. Zmiany klimatu szczególnie ujawniają się we wzroście średniej temperatury na świecie, wywołanej pogłębiającym się efektem cieplarnianym. Niezbędne stało się znalezienie i wprowadzenie odpowiednich działań, które pozwolą na dalszy rozwój ludzkości, oparty na racjonalnej i przyjaznej środowisku naturalnemu polityce energetycznej.

Racjonalizacja zużycia energii, a co za tym idzie poprawa stanu środowiska to oszczędne i efektywne korzystanie z energii we wszystkich dziedzinach gospodarki. Wśród działań optymalizacji oddziaływania energetyki na środowisko należy wymienić technologie redukujące zanieczyszczenia w procesie wytwarzania energii. Na szczególną uwagę zasługują „czyste” technologie węglowe, których idea jest wychwytywanie dwutlenku węgla. Odbywa się to z zastosowaniem odpowiedniego systemu w instalacji energetycznej. Niezmiernie istotne jest zastępowanie konwencjonalnych paliw kopalnych odnawialnymi źródłami, zwłaszcza do produkcji elektryczności. Największe możliwości w wytwarzaniu tego typu energii posiadają instalacje wykorzystujące promieniowanie słoneczne oraz ruch mas powietrza. Przetwarzanie paliw konwencjonalnych w układach napędowych pojazdów to kolejne źródło wprowadzające toksyczne substancje do otoczenia. Dlatego wyjątkowo ważne jest wykorzystanie alternatywnych oraz nowoczesnych napędów samochodowych. Konsumenci nabywający i eksploatujący urządzenia zasilane energią mają także potencjalny wpływ na jej świadome zużycie. Zastosowanie kilku zasad właściwego użytkowania sprzętów w gospodarstwach domowych pozwoli zaoszczędzić energię oraz pieniądze [1, 2]. Oszczędne i efektywne korzystanie z energii niech będzie świadectwem zaangażowania i współodpowiedzialności za stan środowiska, w jakim żyjemy.

2. Regulacje prawne dotyczące ochrony środowiska

Ochrona środowiska oznacza zespół takich działań i zachowań jednostek, organów i państw, które zmierzają do zapewnienia obecnym i przyszłym pokoleniom korzystnych warunków życia oraz realizację ich prawa do korzystania z zasobów środowiska i zachowania jego wartości, a zwłaszcza zachowania lub przywrócenia równowagi przyrodniczej.

Międzynarodowe prawo środowiska stanowi gałąź prawa międzypaństwowego i zbiór norm powszechnego prawa w dziedzinie globalnej ochrony środowiska. Jest wynikiem światowej współpracy w celu przeciwdziałania negatywnym skutkom oddziaływania na środowisko, jakie niesie za sobą globalizacja. Ziemia jako planeta posiada ogólny system klimatu i jedną warstwę ozonową, co wyklucza jednostkową ochronę państw przed skutkami zmian klimatu i degradacji środowiska bez współpracy międzynarodowej [3].

Międzynarodowe prawo ochrony środowiska obejmuje nie tylko normy mające na celu regulację wprowadzania zanieczyszczeń i innych szkodliwych działań wobec środowiska, lecz także wszelkie przepisy, których celem jest zapobieganie, zmniejszanie lub przeciwdziałanie zagrożeniom środowiska. Jest to ogół norm prawa międzynarodowe oraz utworzonych przez nie instytucji, które wprost lub choćby pośrednio służą ochronie środowiska [4].

Charakter międzynarodowego prawa środowiska pozwala na ujęcie tego działu w podwójnym znaczeniu. W znaczeniu wąskim międzynarodowe prawo środowiska to tzw. *hard law* (prawo twarde), na które składają się umowy, zwyczaj oraz uchwały prawotwórcze organizacji międzynarodowych, rodzące bezpośrednio zobowiązania dla państw. Szersze znaczenie prawa środowiska pozwoliłoby objąć tym mianem (oprócz umów i zwyczaju) także *soft law* (prawo miękkie), czyli wszystkie uchwały organizacji międzynarodowych dotyczące środowiska, a więc takie uchwały (rezolucje, deklaracje, programy), które są wyrazem woli politycznej państw i które, mimo że nie mają prawotwórczego charakteru, mogą stymulować przyszłe rozwiązania prawne [3].

Do podstawowych narzędzi tworzenia prawa międzynarodowego, w tym także międzynarodowego prawa ochrony środowiska, należą umowy międzynarodowe. Umowy te mają charakter autonomiczny. Państwo czy organizacje międzynarodowe są ich twórcami, gwarantami, a zarazem adresatami, a więc występują w podwójnej roli: twórcy i podporządkowanego. Nazwa umowy pozostaje bez wpływu na ważność zawartych w niej zobowiązań. Istnieje wiele nazw umów międzynarodowych: traktat, umowa, konwencja, protokół, pakt, karta, statut, akt, konkordat, wymiana not, uzgodniony protokół, memorandum, porozumienie. Decydujący charakter nie ma jednak nazwa, lecz treść praw i obowiązków państw ustalana w procesie interpretacji umowy [4].

Prawo wspólnotowe Unii Europejskiej

W Unii Europejskiej funkcjonuje pojęcie *acquis communautaire*, czyli dorobek prawny Wspólnoty Europejskiej. W jego skład wchodzi prawo pisane (traktaty oraz prawo tworzone przez organy Unii) oraz prawo niepisane (wytworzone w sposób zwyczajowy ogólne zasady i prawa podstawowe). Do *acquis* zalicza się także wyroki Europejskiego Trybunału Sprawiedliwości (ETS), umowy międzynarodowe zawierane przez Wspólnotę i państwa członkowskie z państwami nieczłonkowskimi, a także polityki wspólnotowe [5].

Cele polityki UE w dziedzinie środowiska naturalnego zostały określone w art. 191 ust. 1 Traktatu o funkcjonowaniu Unii Europejskiej (TFUE). Są to [6]:

- zachowanie, ochrona i poprawa jakości środowiska naturalnego,
- ochrona zdrowia człowieka,
- ostrożne i racjonalne wykorzystanie zasobów naturalnych,

- promowanie na płaszczyźnie międzynarodowej środków zmierzających do rozwiązywania regionalnych lub światowych problemów środowiska naturalnego, w szczególności zwalczania zmian klimatu.

Prawo ochrony środowiska w UE zawiera regulacje sektorowe (dotyczące jakości i ochrony powietrza, wody, przyrody i bioróżnorodności, substancji chemicznych, odpadów, emisji przemysłowych, hałasu, GMO, ochrony lasów i ludności). Realizacja polityki środowiskowej odbywa się również w ramach innych polityk UE, takich jak polityka energetyczna czy polityka transportowa [7].

Regulacje prawne w Polsce

Zasadniczym aktem prawa w Polsce jest Konstytucja Rzeczypospolitej Polskiej z dnia 2 kwietnia 1997 r. (Dz.U. z 2006 r. Nr 78 poz. 483 zm. Dz.U. z 2006 r. Nr 200/2006 poz.1471), zgodnie z którą jedną z głównych funkcji państwa jest zapewnienie ochrony środowiska (art. 5). Podstawą jej realizacji jest zasada zrównoważonego rozwoju, tj. rozwoju społeczno-gospodarczego, w którym następuje proces integrowania działań politycznych, gospodarczych i społecznych, z zachowaniem równowagi przyrodniczej oraz trwałości podstawowych procesów przyrodniczych w celu zapewnienia możliwości zaspokajania podstawowych potrzeb poszczególnych społeczności lub obywateli zarówno współczesnego, jak i przyszłych pokoleń [8].

Konstytucja w art. 74 zobowiązuje władze publiczne do [9]:

- prowadzenia polityki zapewniającej bezpieczeństwo ekologiczne współczesnemu i przyszłym pokoleniom,
- ochrony środowiska,
- wspierania działania obywateli na rzecz ochrony i poprawy stanu środowiska.

Kierunek działań ekologicznych zapewniających odpowiednią ochronę środowiska naturalnego określono w uchwalonych przez Sejm RP dokumentach strategicznych, takich jak:

- II Polityka Ekologiczna Państwa,
- Polityka Ekologiczna Państwa w latach 2009-2012 z perspektywą do roku 2016.

Podstawową ustawą w dziedzinie ochrony środowiska jest ustawa z dnia 27 kwietnia 2001 r. Prawo ochrony środowiska (tekst jednolity Dz.U. z 2008 r. Nr 25, poz.150), która zastąpiła ustawę z dnia 31 stycznia 1980 r. o ochronie i kształtowaniu środowiska (uchylona). Obowiązująca ustawa ukształtowała podstawy ochrony wszystkich elementów środowiska oraz środowiska jako całości. Pełni rolę ustawy ramowej dla całego ustawodawstwa ochrony środowiska oraz stanowi punkt wyjścia do uchwalania przepisów dotyczących kwestii środowiskowych [8].

Ustawa określa zasady ochrony środowiska oraz warunki korzystania z jego zasobów z uwzględnieniem wymagań zrównoważonego rozwoju. Dodatkowo

ustawa zawiera regulacje uzupełniające problematykę unormowaną innymi ustawami (np. w dziedzinie ochrony wód) oraz wraz z wydanymi na jej podstawie aktami wykonawczymi reguluje wyczerpująco niektóre kwestie.

3. Źródła energii – zasoby, struktura i prognoza zużycia

Zasoby pierwotnych źródeł energii

Rozwój światowej gospodarki i wzrost populacji ludzi powoduje zwiększony popyt na energię, a więc również na surowce energetyczne. Podstawą bilansu energetycznego nadal są nieodnawialne źródła energii, więc naturalne jest zainteresowanie ich rezerwami.

Zasoby surowców energetycznych dzieli się na dwie kategorie:

- zasoby ogólne (*resources*) – złoża rozpoznane, których wydobywanie jest nieopłacalne przy zastosowaniu aktualnie znanych technologii oraz złoża niewystarczająco rozpoznane lub domniemane; zasoby te określa się także jako potencjalne, ukryte, przypuszczalne, pozabilansowe,
- rezerwy udokumentowane (*proved reserves in place*) – zasoby rozpoznane nadające się do eksploatacji z zastosowaniem dostępnych, opłacalnych ekonomicznie, technologii; rezerwy dzieli się również na udowodnione, potencjalne i prawdopodobne.

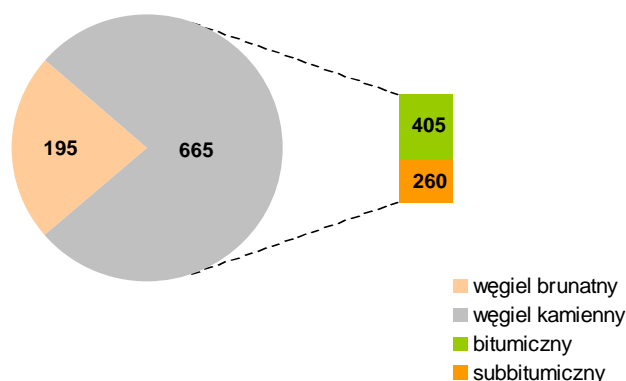
Do oszacowania wystarczalności rezerw surowców stosuje się wskaźnik *R/P* – stosunek rezerwy do produkcji z danego roku (*reserves to production*). Uwzględniając zmienny poziom wydobywania i rezerw, wskaźnik *R/P* ma charakter dynamiczny. Podczas eksploatacji złóż surowców mineralnych najważniejsze są: wielkość zasobów, warunki zalegania surowców, jakość, sposoby pozyskiwania, koszty wydobywania i cena końcowa [10].

Nieodnawialne surowce stosowane w energetyce konwencjonalnej można podzielić na paliwa naturalne:

- stałe – węgiel kamienny i brunatny, torf, łupki bitumiczne,
- płynne – ropa naftowa i inne oleje,
- gazowe – gaz ziemny,
- nuklearne – uran i tor.

Węgiel kamienny i brunatny. Światowe zasoby węgla (rys. 1.) kamiennego i brunatnego szacuje się na ok. 860 mld ton. Jak widać na rys. 1., zasoby węgla kamiennego wynoszą 665 mld ton, co stanowi 77% ogólnych zasobów, w tym 405 mld ton to węgiel bitumiczny i 260 mld ton węgiel subbitumiczny. Resztę stanowi 195 mld ton węgla brunatnego (23%).

Do państw o największych zasobach węgla należą przede wszystkim USA, a także Rosja i Chiny, które zaliczają się do światowych eksporterów. Znaczne rezerwy posiadają także Indie, Australia, południowa Afryka, Indonezja, Kazachstan, Niemcy i Polska.



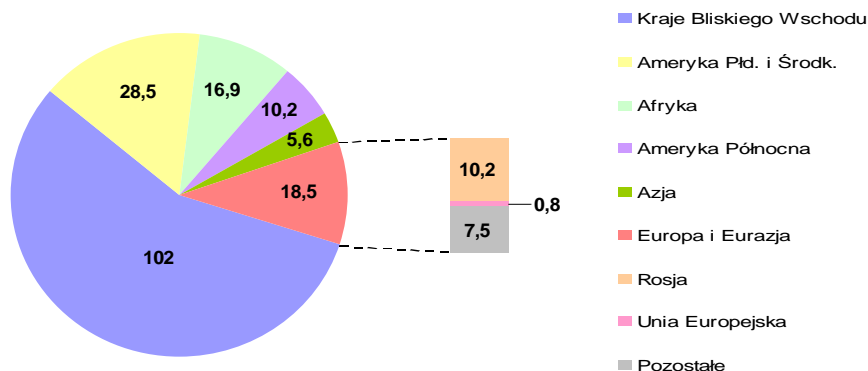
Rys. 1. Światowe zasoby węgla w mld ton (koniec 2012 r.)

Fig. 1. World coal reserves in billions of tons (the end of 2012)

Polskie zasoby węgla kamiennego są skoncentrowane głównie na terenie Górnośląskiego Zagłębia Węglowego (GZW) – ok. 79% ogólnych zasobów. Blisko połowa to złoża niezagospodarowane, a ok. 2% zasobów nie podlega wydobyciu ze względu na wysokie koszty technologiczne. Reszta udokumentowanych złóż jest ulokowana w okolicach Lublina, z czego tylko ok. 9% ogólnych zasobów podlega eksploatacji.

Jakość węgla z GZW jest ogólnie dość wysoka z względnie niską zawartością siarki i popiołów. Polska posiada również znaczne pokłady węgla brunatnego znajdujące się w centralnej i zachodniej Polsce. Udokumentowano 78 złóż o zasobach bilansowych 14,8 mld ton. Polska jest jednym z głównych producentów węgla na świecie. W 2011 roku wydobycie węgla kamiennego wyniosło ok. 70,9 mln ton, a węgla brunatnego 50 mln ton. Poza Rosją Polska jest jedynym światowej klasy eksporterem węgla w Unii Europejskiej. Głównymi odbiorcami polskiego węgla są Niemcy, Czechy i Austria [11].

Ropa naftowa. Globalne rezerwy ropy naftowej szacuje się na ok. 181,7 mld ton. Na rysunku 2. zobrazowano rezerwy tego surowca w poszczególnych regionach świata. Ponad 1/2 rezerw ropy naftowej posiadają kraje Bliskiego Wschodu: Arabia Saudyjska, Iran, Irak, Kuwejt i Zjednoczone Emiraty Arabskie. Tworzą one OPEC, czyli Organizację Krajów Eksportujących Ropę Naftową (ang. *Organization of the Petroleum Exporting Countries*), która kontroluje światowe wydobycie ropy naftowej, poziom cen i opłat eksploatacyjnych. Znaczące rezerwy występują również w Wenezueli, Rosji, Libii, Nigerii, Kazachstanie, USA i Kanadzie. W Unii Europejskiej jest ulokowane 0,5% ogólnych zasobów tego surowca.

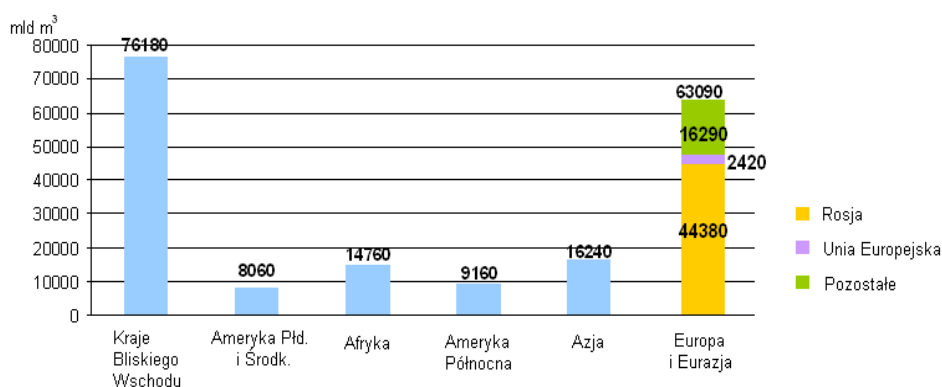


Rys. 2. Światowe rezerwy ropy naftowej w mld ton (2012 r.)

Fig. 2. World oil reserves in billions of tons (2012)

Polskie zasoby geologiczne ropy naftowej są określone na poziomie ponad 25 mln ton (2012 r.) w 84 złożach, z czego 68 jest zagospodarowanych. Wydobycie w 2012 r. wyniosło 0,66 mln ton [11].

Gaz ziemny. Rezerwy gazu ziemnego na świecie (rys. 3.) szacuje się na 187 490 mld m³. Największe rezerwy gazu ziemnego znajdują się w Federacji Rosyjskiej, stanowiąc ok. 1/4 światowych zapasów tego paliwa. Znaczne zasoby posiadają także kraje Bliskiego Wschodu: Iran (16%) i Katar (14%). Kraje Unii Europejskiej posiadają ok. 2420 mld m³ rezerw gazu ziemnego.



Rys. 3. Światowe rezerwy gazu ziemnego (2012 r.)

Fig. 3. World reserves of natural gas (2012)

Polska posiada 279 złóż gazu ziemnego o łącznym, udokumentowanym zasobie wynoszącym prawie 147 mld m³ gazu ziemnego [11].

Uran. To surowiec o stosunkowo niewielkim okresie wykorzystania jako paliwo energetyczne w porównaniu z pozostałymi kopalinami. Światowe rezerwy szacowane są na 2,44 mln ton uranu [12]. Największymi producentami uranu są Kazachstan, Kanada, Australia. Udział tych państw w światowym wydobyciu przekroczył 50%. Ponadto kraje te posiadają znaczne zasoby surowca. Do krajów o produkcji powyżej 1 000 ton należy zaliczyć Namibię, Niger, Rosję, Uzbekistan, USA. Dodatkowo państwa Południowej Afryki, Ukraina oraz Brazylii stanowią tereny o wysokich rezerwach uranu.

Odnawialne źródła energii

Odnawialne źródła energii w porównaniu z naturalnymi surowcami energetycznymi, takimi jak węgiel, ropa, gaz czy uran, utrzymują się na stałym poziomie. Nie ulegną wyczerpaniu dopóki będzie istnieć Układ Słoneczny i Ziemia. Są to źródła proekologiczne, ponieważ są wynikiem naturalnej aktywności Słońca, Księżycy i Ziemi, a ich wykorzystanie nie generuje zanieczyszczeń.

Energia słoneczna. Generowany przez Słońce strumień energii docierający do atmosfery ziemskiej wynosi 173-178 PW i jest to zaledwie jedna półmiliardowa część ogólnej energii promieniowania słonecznego [13]. Skład strumieni przenikających przez atmosferę kształtuje się następująco:

- około 30% to promieniowanie widzialne i ultrafioletowe (UV) odbijane od powierzchni Ziemi,
- około 47% stanowi promieniowanie podczerwone, które jest pochłaniane i ponownie emitowane do kosmosu,
- pozostałe 23% dociera do powierzchni ziemskiej i powoduje parowanie oceanów, ruch mas powietrza, przeprowadzanie fotosyntezy, rozwój życia na Ziemi, wartość tego promieniowania wynosi 39,66 PW.

Energia promieniowania słonecznego może być wykorzystywana bezpośrednio (z zastosowaniem kolektorów słonecznych, helioelektrowni) lub pośrednio (z zastosowaniem turbin wiatrowych i wodnych, biomasy). Średnia dzienna suma promieniowania globalnego jest zależna od pory roku i waha się od 0,47 kWh/m² w grudniu do 5,4 kWh/m² w czerwcu. Roczna suma napromienienia wynosi 974,1 kWh/m². W Polsce wartość ta zawiera się w przedziale 930-1050 (1250) kWh/m². Na terenie kraju wyodrębnia się 9 regionów helioenergetycznych, a najkorzystniejsze warunki słoneczne istnieją na Wybrzeżu Szczecińskim i Środkowym oraz na krańcach wschodnich (Polesie, Lubelszczyzna i Zamojszczyzna) [14].

Energia biomasy. Biomase można podzielić na następujące kategorie [14]:

- biomase roślinną i drzewną – uprawną,
- odpady z produkcji roślinnej i spożywczej,

- odpady leśne i przemysłu drzewnego oraz jego produkty,
- odpady w produkcji i użytkowaniu biopaliw i biomateriałów,
- odpady w procesie hodowli zwierząt,
- odpady organiczne, w tym komunalne i osady ściekowe.

Potencjał biomasy na świecie mieści się w przedziale 594-1756 EJ/rok. W Polsce potencjał techniczny biomasy szacuje się na ok. 684 PJ/rok, z czego 407,5 PJ przypada na biopaliwa stałe [15].

Energia wiatrowa. Energia wiatrowa jest wykorzystywana przez człowieka od tysięcy lat, najpierw jako napęd w maszynach roboczych, obecnie coraz częściej do generowania prądu elektrycznego. Ogólne światowe zasoby tej energii są ogromne, szacowane na 1 mln GW.

Najlepsze warunki na lokalizację turbin wiatrowych na całym świecie to wybrzeża lub tereny przybrzeżne. Możliwa jest także budowa farm wiatrowych w głębi lądu. Optymalna prędkość wiatru w przypadku aktualnie instalowanych turbin wynosi 3-25 m/s. Określenie potencjału wiatrowego konkretnego regionu wymaga wieloletnich obserwacji jego prędkości i kierunku. Energia wiatrowa jest przekształcana w turbinach wiatrowych na moc mechaniczną, wykorzystywaną w generatorach elektrycznych lub maszynach roboczych [16].

W Polsce potencjał generacji energii elektrycznej z wiatru zmienia się w przedziale 500-2500 kWh/m²-rok. W Polsce najkorzystniejsze prędkości wiatrów występują w pasie przybrzeżnym, północnej i środkowej Wielkopolsce, na Mazowszu i częściowo na Nizinie Lubelskiej [14].

Energia wody. Podział źródeł energii wody i potencjał energetyczny możliwy do technicznego wykorzystania przedstawia się następująco:

- energia rzek – 2,875 TW,
- energia fal morskich – 2,5 PW,
- energia pływów – 1,57 PW,
- energia termiczna mórz i oceanów – 1 TW.

Zasoby rzek na świecie określa się na 9800 TWh/rok i występują głównie w Azji, Ameryce Północnej i Południowej oraz Afryce. W Polsce rozkład energii rzek kształtuje się następująco: Wisła (6,2 TWh/rok), Odra (1,27 TWh/rok), dorzecze Wisły i Odry (5,97 TWh/rok), rzeki Przymorza (0,26 TWh/rok). Moc źródeł w polskiej energetyce wodnej przekracza 200 MW [14].

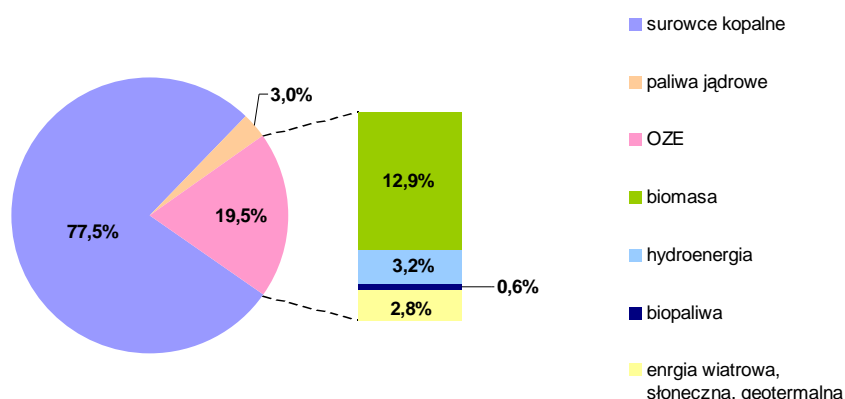
Energia geotermalna. Strumień energii zgromadzonej w skorupie ziemskiej szacuje się na poziomie 42 TW. Pojemność cieplna globu wynosi ok. 1027 kJ/K. W Europie geotermalne zasoby eksploatacyjne ocenia się na ok. 1,43 mld ton ekwiwalentu ropy/rok [13, 14]. Polska jest krajem o pokaźnych zasobach energii geotermalnej o temperaturze wód 30-130°C zalegających na głębokości 1-4 km, o potencjale technicznym 302 000 PJ [16].

Ponad połowa obszaru Polski posiada zasoby wód geotermalnych o ogólnej objętości przekraczającej 6 tys. km³ zaklasyfikowanych do 9 okręgów. Największe zasoby energii cieplnej posiadają okręgi szczecińsko-łódzki i grudziądzko-warszawski, obejmujące północną i środkową część kraju, oraz przedkarpaccy w południowej Polsce. Za region o największym wykorzystaniu zasobów geotermalnych należy uznać Podhale, gdzie funkcjonuje najstarsza w Polsce instalacja wykorzystująca ciepło wód podziemnych.

Struktura i prognozy zużycia pierwotnych nośników energii

Czynnikami, które przyczyniły się do ogromnego zastosowania nośników energii pierwotnej są przede wszystkim rewolucja naukowo-techniczna oraz gwałtowny wzrost liczby ludności na świecie. Energia chemiczna zawarta w paliwach naturalnych jest wykorzystywana do wytworzenia energii cieplnej (kociołownie, ciepłownie), energii elektrycznej (elektrownie), energii mechanicznej (układy napędowe). Istnieje również możliwość jednoczesnej produkcji energii cieplnej i elektrycznej, czyli tzw. kogeneracja w elektrociepłowniach.

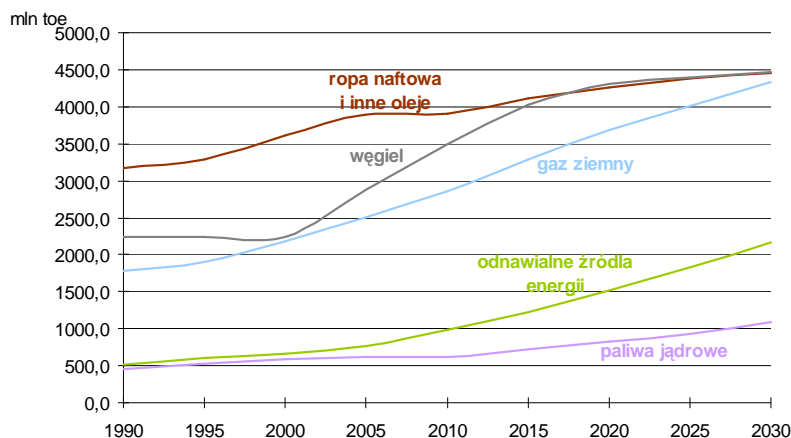
Uznaje się, że cywilizacja zużyła energię odpowiadającą ok. 500 mld tpu, z czego blisko 2/3 przypada na ostatnie stulecie [13]. Zużycie poszczególnych nośników w produkcji energii na świecie pokazano na rys. 4.



Rys. 4. Światowa produkcja energii według wykorzystania paliw

Fig. 4. World energy production by fuel use

Dominującymi surowcami w produkcji energii były naturalne surowce kopalne, tj. węgiel, ropa naftowa i gaz ziemny, a ich udział wyniósł 77,5% [17]. Prawie 20% osiągnęły odnawialne źródła energii z przewagą wykorzystania tradycyjnej biomasy oraz energii wód. Tylko 3% energii pochodziło z elektrowni jądrowych. Udział pierwotnych nośników w dotychczasowej produkcji energii i prognozę ich użycia przedstawia rys. 5.

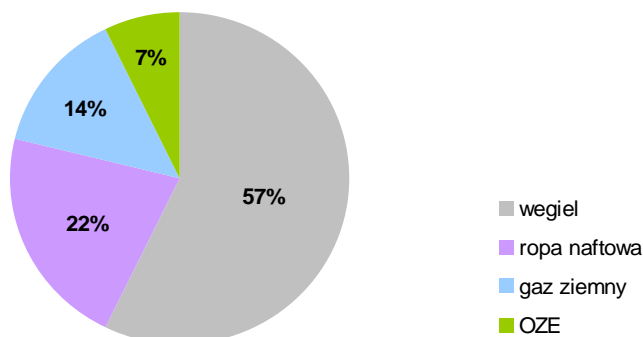


Rys. 5. Udział podstawowych surowców w produkcji energii na świecie – stan aktualny i prognoza

Fig. 5. The share of basic sources in the production of energy in the world – current status and outlook

Zużycie poszczególnych pierwotnych surowców energetycznych w produkcji energii światowej wzrasta i trend ten będzie się utrzymywał. Największy udział w wytworzeniu energii przypada ropie naftowej i jej pochodnym. Wykorzystanie węgla w latach 2000-2015 zwiększyło się gwałtownie, prawie dwukrotnie, dorównując zużyciu ropy naftowej i innym olejom. Przyczyną takiego stanu rzeczy jest oparcie światowej energetyki na tym surowcu. Prognozuje się również coraz większy udział gazu ziemnego w produkcji energii, który osiągnie poziom ropy i węgla. W przypadku OZE ich wykorzystanie w produkcji energii pierwotnej na świecie wynosi ok. 1000 mln toe, a do 2030 r. wzrośnie ponaddwukrotnie. Spowodowane jest to globalną polityką przeciw zmianom klimatycznym, promującą alternatywne źródła energii. Paliwa jądrowe mają najmniejszy udział w rynku energetycznym. Przewiduje się, że ich wykorzystanie również wzrośnie, ale nie będzie to tak gwałtowny proces, jak w przypadku pozostałych źródeł ze względu na sprzeciwy i protesty lokalnych społeczności przekonanych o niebezpieczeństwie eksploatacji takich elektrowni. Należy jednak przyznać, że siłownie wykorzystujące uran są znacznie bardziej ekologiczne od konwencjonalnych zakładów energetycznych. Znacznym problemem pozostają jednak odpady radioaktywne, ich utylizacja i szkodliwość dla środowiska [18].

Polska energetyka wykorzystuje przede wszystkim stałe paliwa kopalne, głównie krajowe zasoby węgla. Strukturę zużycia nośników energii pokazano na rys. 6.



Rys. 6. Struktura zużycia nośników energii w Polsce (2012 r.)

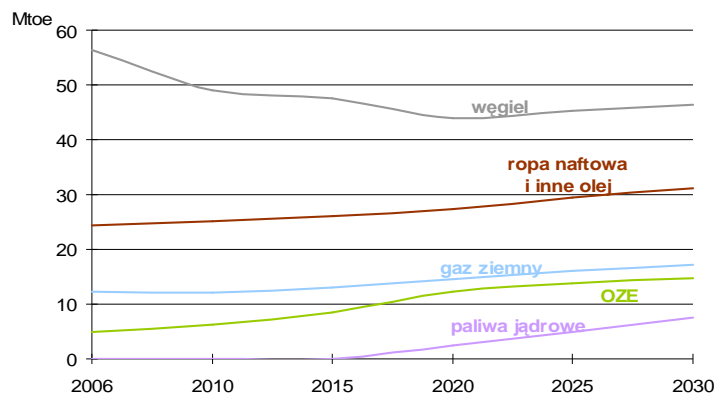
Fig. 6. The structure of energy consumption in Poland (2012)

Podstawowym paliwem wykorzystywanym w gospodarce narodowej jest węgiel, zarówno kamienny, jak i brunatny. Wraz z ropą naftową i gazem ziemnym są dominującymi surowcami energetycznymi, a ich łączne zużycie w 2012 r. osiągnęło 93%. Pozostała część to OZE, których wykorzystanie wyniosło 7%. W Polsce elektrownia atomowa jeszcze nie powstała, a etap realizacji zatrzymał się na wyborze miejsca jej lokalizacji. Prognozowane wykorzystanie nośników energii w produkcji energii pierwotnej w Polsce ilustruje rys. 7.

Polskie prognozy odnośnie zastosowania nośników energii przewidują spadek wykorzystania węgla, co będzie związane ze wzrostem cen uprawnień do emitowania gazów cieplarnianych. Rokowany wzrost zużycia gazu ziemnego będzie wynikiem zwiększenia liczby odbiorców końcowych z instalacjami zasilanymi gazem. Od 2015 roku wśród konwencjonalnych surowców pojawią się dodatkowo paliwa nuklearne. Pomimo zniszczenia japońskich reaktorów jądrowych w marcu 2011 r. w wyniku niespodziewanego, katastrofalnego w skutkach trzęsienia ziemi rząd Polski nie wycofał się z planów budowy siłowni atomowej w kraju.

Udział energii odnawialnej w całkowitym zużyciu energii pierwotnej wzrośnie z ok. 5% w 2006 r. do 12% w 2020 i 12,4% w 2030 r. W związku z przewidywanym rozwojem energetyki jądrowej w 2020 r. w strukturze energii pierwotnej pojawi się energia jądrowa, której udział w całości energii pierwotnej osiągnie w 2030 r. ok. 6,5% [19].

Gwałtowny wzrost populacji ludzi na świecie spowodował, że w drugiej połowie XX w. zużycie energii osiągnęło nieznana w dotychczasowej historii skalę. Ziemia jako zamknięty układ o skończonych rozmiarach posiada określone ilości poszczególnych nieodnawialnych geopaliw. Wystarczalność podstawowych kopalin na świecie zestawiono w tab. 1.



Rys. 7. Wykorzystanie nośników energii do produkcji energii pierwotnej w Polsce – stan aktualny i prognoza

Fig. 7. The use of energy for primary energy production in Poland – current status and outlook

Tabela 1. Wystarczalność kopalnych paliw pierwotnych na świecie

Table 1. Sufficiency of fossil primary energy in the world

Kopalina	Zasoby udokumentowane	Wystarczalność [lata]
Węgiel kamienny i brunatny [mld ton]	860	128
Ropa naftowa [mld ton]	181,7	48
Gaz ziemny [mld m ³]	187,49	63
Uran (<80 \$/kg) [mld ton]	2,44	48

Istniejące zasoby podstawowych kopalnych surowców pierwotnych ulegną wyczerpaniu w okresie ok. 50-130 lat. Wyczerpywanie się jednego źródła będzie powodowało wzrost zużycia pozostałych, skutkując ich całkowitym zużyciem. Żadna z obecnie wykorzystywanych metod pozyskiwania energii pierwotnej nie zaspokoi potrzeb energetycznych cywilizacji. Dotyczy to również energetyki jądrowej, która nie rozwiąże całkowicie problemu wyczerpywalności kopaliny ze względu na ograniczone zasoby surowców uranu i toru. Wystarczalność polskich zasobów paliw kopalnych przedstawiono w tab. 2.

Tabela 2. Wystarczalność polskich zasobów surowców kopalnych

Table 2. Sufficiency of Polish fossil resources

Kopalina	Zasoby udokumentowane	Wystarczalność [lata]
Węgiel kamienny [mld ton]	44,2	642
Węgiel brunatny [mld ton]	14,9	248
Ropa naftowa [mld ton]	25,9	39
Gaz ziemny [mld m ³]	146,8	25

Wystarczalność węgla kamiennego określa się na ok. 642 lat, a węgla brunatnego na blisko 250 lat. Taka długa wystarczalność wynika z rozpatrzenia całości udokumentowanych zasobów geologicznych, a ich realna eksploatacja będzie zależeć od rozwoju technik wydobywczych. Polska dysponuje jeszcze niewielkimi ilościami gazu i ropy, o wystarczalności szacowanej odpowiednio na 25 i 39 lat. Obecnie uran nie podlega wydobyciu w Polsce.

Jak wskazują wszystkie przedstawione dane, cywilizacja nieuchronnie zbliża się do wykorzystania dostępnych zasobów konwencjonalnych surowców energetycznych. Mimo że istnieje jeszcze wiele rezerw o niewykorzystanym potencjale, w obecnej fazie rozwoju człowiek nie opracował korzystnych technologii ich wydobycia. Przyszłość energetyki upatruje w paliwach jądrowych oraz alternatywnych surowcach energetycznych. Należy jednak zauważyć, że uran to również surowiec o ograniczonej ilości, ulegający wyczerpaniu. Energetyka oparta na promieniotwórczości pierwiastków być może pozwoli na wynalezienie bardziej efektywniejszych technologii. Analizując obecne wykorzystania odnawialnych źródeł energii, nasuwa się następujący wniosek: zainstalowana moc systemów alternatywnych nie jest w stanie zaspokoić aktualnego zapotrzebowania energetycznego cywilizacji.

4. Racjonalizacja zużycia energii w gospodarstwach domowych

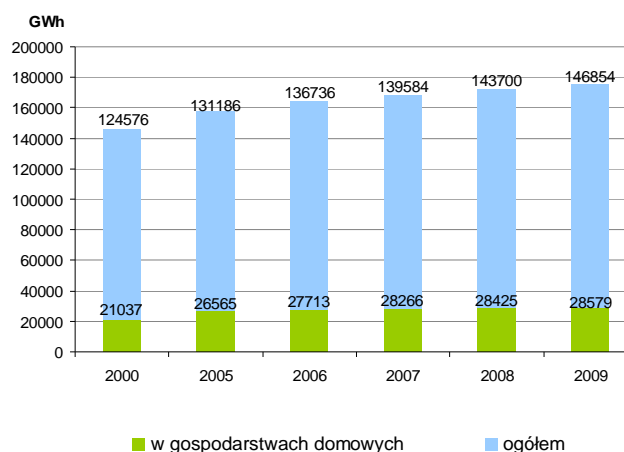
Oszczędność energii nie musi się odbywać wyłącznie jako udoskonalanie technologii energetycznych, budowlanych czy przemysłowych. Istotny potencjał redukcji zużycia energii można osiągnąć w gospodarstwach domowych, gdzie form oszczędzania energii jest znacznie więcej niż w innych sektorach gospodarki. Ochrona środowiska w takich podstawowych jednostkach funkcjonowania społeczeństwa nie musi obniżać stopy życiowej, ani pogarszać warunków pracy obywateli. Energię elektryczną i ciepłą można zaoszczędzić poprzez wprowadzanie nowoczesnych energooszczędnych technologii i urządzeń o powszechnej dostępności. Wiąże się to z odpowiednią polityką państwa, która stawia na promocję akcji oszczędzania energii, ale też zapewnia wystarczająco skuteczne impulsy motywujące odbiorców do odpowiednich działań. Największą skutecznością cechują się te o charakterze ekonomicznym [13].

Energooszczędne użytkowanie sprzętów domowych

Zużycie energii elektrycznej w Polsce w 2008 r. wynosiło 14685 GWh, z tego w gospodarstwach domowych 28579 GWh, tj. 19,5% (rys. 8.). W latach 2000-2009 wykorzystanie energii elektrycznej w kraju wzrosło o 18%, a w gospodarstwach domowych o 36% [20].

Według Narodowego Spisu Powszechnego obecnie w kraju istnieje 13337 tysięcy gospodarstw domowych. Większość z nich posiada podstawowy sprzęt elektryczny AGD i RTV (tab. 3.). Analizując dane zawarte w tab. 3., należy stwierdzić, że praktycznie we wszystkich mieszkaniach znajduje się telewizor,

chłodziarka, odkurzacz i pralka. Porównując lata 2009 i 2011, zauważa się wzrost wyposażenia gospodarstw domowych w urządzenia elektryczne, głównie w zmywarki do naczyń, kuchenki mikrofalowe czy komputery.



Rys. 8. Wzrost zużycia energii elektrycznej w gospodarstwach domowych i ogółem w Polsce w latach 2000-2009

Fig. 8. The increase in electricity consumption in households and total in Poland in 2000-2009

Zużycie energii elektrycznej w gospodarstwie domowym jest uzależnione od dostępności sieciowych mediów, tj. centralnego ogrzewania sieciowego, ciepłej wody użytkowej, gazu i energii elektrycznej. Roczne zużycie energii elektrycznej w mieszkaniach wynosi od ok. 1200 do ok. 2113 kWh [21].

Największy udział w poborze energii należy do chłodziarko-zamrażarki (blisko 26%), po ok. 18% dla oświetlenia wraz z drobnym sprzętem AGD oraz kuchni elektrycznej, co jest wynikiem codziennego użytkowania tych podstawowych sprzętów w każdym gospodarstwie. Zaskakujące jest zużycie energii przez czajnik elektryczny (ok. 5%), które jest porównywalne z zapotrzebowaniem pieców akumulacyjnych. Łączne wykorzystanie energii na cele ogrzewania i przygotowania ciepłej wody użytkowej wynosi ponad 8%. Najmniej energii zużywa zmywarka do naczyń, tj. ~0,4% ogólnego zapotrzebowania na energię elektryczną.

Wiek urządzeń znajdujących się w gospodarstwach domowych jest zróżnicowany. Na przykładzie pralek oraz chłodziarek i zamrażarek można stwierdzić, że blisko połowa sprzętu używanego w gospodarstwach domowych ma więcej niż 10 lat. Oczekuje się, że urządzenia starsze będą stopniowo wymieniane na nowsze.

Tabela 3. Wyposażenie gospodarstw domowych w sprzęt elektryczny

Table 3. Features household electrical equipment

Sprzęt	% gospodarstw domowych ogółem	
	2009 r.	2011 r.
Telewizor	98,2	98,5
Chłodziarka	97,3	97,9
Automat pralniczy	79,8	89,0
Pralka i wirówka	28,1	17,9
Zmywarka do naczyń	4,9	12,3
Kuchenka mikrofalowa	33,3	50,1
Robot kuchenny	54,9	61,3
Odkurzacz	93,0	95,1
Komputer	38,6	60,8
Drukarka	25,8	40,1
Telefon komórkowy	65,2	86,5
Odtwarzacz DVD	22,9	51,7
Zestaw Hi-fi (wieża)	43,8	42,3

Wybierając nowe urządzenia użytku domowego, należy zwrócić uwagę na etykietę, która informuje w zwięzły sposób o danych technicznych i efektywności energetycznej konkretnego urządzenia. Umożliwia to porównanie parametrów z innymi urządzeniami z tej samej grupy. Efektywność energetyczna jest to wielkość zużycia energii odniesionej do uzyskiwanej wielkości efektu użytkowego, a w przypadku urządzeń elektrycznych gospodarstwa – jest związana z ich energochłonnością [22].

Wysoka energochłonność cechuje również sprzęty RTV, głównie te, które są sterowane pilotami i panelami. W czasie pozornego wyłączenia nadal pobierają energię elektryczną – znajdują się w stanie gotowości, oczekiwania do działania (*stand-by*). Pobór mocy urządzeń w tym stanie ogranicza się tylko do poziomu pojedynczych wattów, trwa w całym czasie, kiedy odbiornik jest podłączony do sieci. Pomimo jednostkowo niewielkich mocy pobór energii jest wysoki ze względu na dużą liczbę sprzętów tego typu w każdym gospodarstwie. Moc pobierana w stanie gotowości zawiera się w granicach od 0,5 do nawet 35 W [23].

5. Podsumowanie

Analiza wybranych technik racjonalnego zużycia energii o aspekcie ochrony środowiska pozwoliła na postawienie następujących wniosków:

1. Ograniczona ilość konwencjonalnych surowców energetycznych oraz negatywne oddziaływanie ich konwersji na stan środowiska wymusza na ludzkości energooszczędność oraz poszukiwanie alternatywnych źródeł energii.

2. Odpowiedzialność społeczeństw za stan środowiska ma odzwierciedlenie w obowiązujących globalnie i lokalnie przepisach prawnych traktujących o ochronie przyrody.

3. Potrzeba obniżenia nadmiernej emisji gazów cieplarnianych, w tym szczególnie CO₂ pochodzącego z energetycznego wykorzystania paliw konwencjonalnych, przyczyniła się do rozwoju „czystych” technologii węglowych.

4. Wstępne doświadczenia z zastosowania badawczych metod wychwytywania zanieczyszczeń z procesu spalania geopaliw pozwalają stwierdzić, że osiągnięcie znacznej redukcji substancji toksycznych powoduje wzrost ostatecznych kosztów uzyskanej energii.

5. Konsumenci jako ostateczni odbiorcy mają najwięcej możliwości efektywnego użytkowania energii poprzez wprowadzenie i stosowanie kilku zasad poprawnej eksploatacji urządzeń domowych i wyboru nowych sprzętów czy źródeł światła.

6. Ogólnodostępna energia wiatru i promieniowania słonecznego wśród wszystkich odnawialnych źródeł energii posiada największe możliwości do wykorzystania ich mocy w instalacjach wytwarzających prąd elektryczny. Pomimo ekologicznego oddziaływania na środowisko oraz wysokiego potencjału energetycznego udział odnawialnych źródeł w produkcji energii jest nadal minimalny.

Literatura

- [1] Kalda G., Pietrucha-Urbanik K., Studziński A.: Możliwości zastosowania ogniw fotowoltaicznych w budownictwie, t. 2. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej. Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z. 59, 2012, s. 361-364.
- [2] Kalda G., Pietrucha-Urbanik K., Studziński A.: Możliwości zastosowania powietrznych kolektorów słonecznych w gospodarce polskiej, t. 2. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej. Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z. 59, 2012, s. 365-372.
- [3] Kenig-Witkowska M.: Międzynarodowe prawo ochrony środowiska. Wydaw. Wolters Kluwer Polska, Warszawa 2011.
- [4] Ciechanowicz-McLean J.: Międzynarodowe prawo ochrony środowiska, wyd. II. Wydaw. LexisNexis, Warszawa 2001.
- [5] Ochrona środowiska – przedsiębiorcy. Urząd Komitetu Integracji Europejskiej, Warszawa 2007.
- [6] <http://www.ekoportal.gov.pl>.
- [7] Garbowska G.: Europejskie prawo środowiska. Wydawnictwa Prawnicze PWN, Warszawa 2001.
- [8] Stelmasiak J.: Prawo ochrony środowiska. Wydaw. LexisNexis, Warszawa 2009.
- [9] Konstytucja Rzeczypospolitej Polskiej z dnia 2 kwietnia 1997 r.
- [10] Kuchciński K.: Energia w czasach kryzysu. Wydaw. Difin, Warszawa 2006.
- [11] Ochrona Środowiska 2010. Główny Urząd Statystyczny, Warszawa 2010.
- [12] Uranium – from mine to mill. World Nuclear Association Pocket Guide, 2010.

- [13] Lewandowski W.M.: Proekologiczne odnawialne źródła energii, wyd. 4. WNT, Warszawa 2007.
- [14] Chmielniak T.: Technologie energetyczne. WNT, Warszawa 2008.
- [15] <http://www.biomasa.org>.
- [16] Survey of Energy Resource 2010. World Energy Council.
- [17] Renewables 2010 Global Status Report. Renewable Energy Policy Network for the 21st Century. Deutsche Gesellschaft für Technische Zusammenarbeit, 2010.
- [18] BP Energy Outlook 2030, January 2011.
- [19] Bartosik M.: Ziemia w pułapce energetycznej. Energetyka, nr 9/2010.
- [20] Mały rocznik statystyczny Polski 2010. Główny Urząd Statystyczny. Zakład Wydawnictw Statystycznych, Warszawa 2010.
- [21] Wojtulewicz J., Osicki A., Pasierb S.: Oszacowanie potencjału zmniejszenia energii elektrycznej w gospodarstwach domowych w Polsce. Fundacja na rzecz Efektywnego Wykorzystania Energii, Katowice 2006.
- [22] <http://www.mg.gov.pl>.
- [23] Bućko P.: Racjonalizacja zużycia energii w gospodarstwach domowych. Czysta Energia, nr 6/2008.

ENVIRONMENTAL PROTECTION AND RATIONAL ENERGY USAGE

Summary

The article presents law regulations in Poland and European Union related to environmental protection. There are various categories of renewable energy resources, its structure and forecast consumption of their use. The article shows global reserves of natural fossil fuels such as coal, lignite, petroleum, natural gas, uranium. This publication presents the characteristics of renewable energy sources such as solar energy, wind energy, water energy, geothermal energy. There are also structures and forecast consumption of primary energy sources.

The factors that contributed to the massive use of primary energy sources are first of all scientific and technological revolution and the rapid population growth in the world. The chemical energy contained in natural fuels is used to generate heat (boilers, district heating), electricity (power plant), mechanical energy (power systems). There is also the possibility of simultaneous production of heat and electricity, ie. cogeneration in heat and power station. At present, Polish forecasts of energy use is expected to decline the use of coal, which is associated with an increase in the price of allowances to emit greenhouse gases. The projected increase in the consumption of natural gas is the result of increasing number of end-users of the systems, supplied with gas. The article analyses the selected energy efficiency techniques in terms of environmental protection. Saving energy does not have to be only as improvement of energy, construction and industrial technologies. Significant potential to reduce energy consumption can be achieved in household where saving forms of energy is more than in other sectors of the economy. Protection of the environment in such basic units of society does not have to lower the standard of living or deterioration of working conditions of the citizens.

Keywords: environmental protection, various types of energy, using energy

Przesłano do redakcji: 20.11.2013 r.

Przyjęto do druku: 2.06.2014 r.

DOI:10.7862/rb.2014.5

Galina KALDA¹
Maria LALICKA²

STAN I PERSPEKTYWY ROZWOJU BAZY UZDROWISKOWEJ W POLSCE

Praca przedstawia charakterystyki uzdrowisk balneologicznych w Polsce, opis najczęściej występujących na terenie kraju leczniczych wód mineralnych, podział uzdrowisk polskich, korozyjność wód leczniczych w uzdrowiskach, możliwości rozwoju uzdrowisk w Polsce. Celem uzdrowiska jest rehabilitacja po zabiegach kardiochirurgicznych i chirurgicznych, poprawa lub utrzymanie kondycji w chorobach przewlekłych oraz kuracje profilaktyczne. Lecznictwo uzdrowiskowe różni się od lecznictwa zamkniętego szpitalnego, ponieważ cały proces kuracji przebiega na obszarze uzdrowiska. Leczniczy wpływ klimatu dobrze wpływa na poprawę zdrowotną. Pobyt w tych miejscach coraz częściej jest związany z poprawą urody i odreagowaniem stresu. Obecnie w Polsce funkcjonują 44 uzdrowiska statutowe. Można w nich leczyć choroby układu krążenia, układu oddechowego, układu trawienia, narządu ruchu, choroby kobiece, choroby metaboliczne i endokrynologiczne, choroby skóry i układu moczowego. Kierunki lecznicze w poszczególnych uzdrowiskach pozwalają na zorientowanie się, w których uzdrowiskach mogą być leczone określone grupy chorób. Lekarze, którzy zajmują się kierowaniem i kwalifikowaniem chorych do leczenia uzdrowiskowego, posiadają opracowania zawierające szczegółowe wskazania i przeciwwskazania do leczenia uzdrowiskowego. Na obszarze Polski występują bogate zasoby surowców mineralnych. Klasyfikacja wód leczniczych zależy od ogólnej mineralizacji wody, stężenia składników, ciśnienia osmotycznego oraz temperatury mierzonej przy wypływie. Wody lecznicze reprezentują wszystkie typy wód w balneoterapii i znajdują się na terenach prawie całego kraju. Umożliwia to tworzenie nowych uzdrowisk i ośrodków lecznictwa balneologicznego.

Słowa kluczowe: korozyjność wód leczniczych, uzdrowiska balneologiczne, podział uzdrowisk polskich

¹ Autor do korespondencji/corresponding author: Galina Kalda, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. 17 8651068, e-mail: kaldagal@prz.edu.pl

² Maria Lalicka, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. 783408683, e-mail: marialalicka91@wp.pl

1. Wprowadzenie

Szybki rozwój uzdrowisk w Polsce oraz podniesienie ich standardów miało miejsce na przełomie XIX i XX w. W tym też czasie znacznie się zwiększyło zainteresowanie leczeniem uzdrowiskowym. Pod koniec lat 60. został zapoczątkowany również dynamiczny rozwój miejscowości uzdrowiskowych. Wzrost ten był spowodowany zapotrzebowaniem na prowadzenie rehabilitacji pacjentów z chorobami cywilizacyjnymi, różnego rodzaju urazami oraz prowadzoną profilaktyką w powoli starzejącym się społeczeństwie, zamieszkałym w miejsko-przemysłowych osiedlach o pogarszających się warunkach ekologicznych. W tym okresie wzrosło zainteresowanie wypoczynkiem z pełną odnową sił biologicznych człowieka, ze specyficznym sposobem spędzania czasu u wód, z bogatym życiem towarzyskim i kulturowym, z różnego rodzaju rozrywkami towarzyszącymi kuracjom. Zaobserwowano rozrost przestrzenny zdrojowisk, zwłaszcza większych, w których były prowadzone zabiegi pozalecnicze.

Obecnie coraz większym zainteresowaniem cieszą się naturalne metody leczenia. Najważniejszą zaletą tych metod jest to, że nie przynoszą one skutków ubocznych w porównaniu z leczeniem farmakologicznym, a wyniki leczenia są trwalsze i utrzymują się dłużej. W Polsce większość uzdrowisk znajduje się na terenach górskich i podgórskich, atrakcyjnych krajobrazowo. Pozostałe ośrodki to uzdrowiska nadmorskie i nizinne [1].

2. Charakterystyka uzdrowisk w Polsce

Opis istniejących uzdrowisk

Uzdrowiska to ośrodki o zwartej strukturze przestrzennej, które posiadają odpowiednie warunki klimatyczne i środowiskowe do lecznictwa z odpowiednimi walorami przyrodniczymi i zasobami naturalnymi, tj. wody mineralne, gazy, peloidy lub inne czynniki wpływające korzystnie na organizm człowieka i umożliwiające terapię występujących schorzeń [2, 3].

Zgodnie z ustawą z dnia 28 lipca 2005 r. o lecznictwie uzdrowiskowym, uzdrowiskach i obszarach ochrony uzdrowiskowej oraz o gminach uzdrowiskowych (Dz.U.05.167.1399), art. 34, pkt 1 (z późniejszymi zmianami) status uzdrowiska może być nadany obszarowi, który posiada:

- złoża naturalnych surowców leczniczych o potwierdzonych właściwościach leczniczych, które zostały określone w ustawie,
- klimat o właściwościach leczniczych, które zostały dokładnie określone i opisane w ustawie,
- zakłady lecznictwa uzdrowiskowego i urządzenia lecznictwa uzdrowiskowego, które są przystosowane do prowadzenia lecznictwa uzdrowiskowego,
- infrastrukturę techniczną w zakresie gospodarki wodno-ściekowej, energetycznej

oraz który prowadzi gospodarkę odpadami i zorganizowany transport zbiorowy, a także spełnia określone w przepisach o ochronie środowiska wymagania w stosunku do środowiska.

Woda podziemna, której jakość jest odpowiednia pod względem chemicznym i bakteriologicznym, w której składzie chemicznym nie występują zbyt duże wahania, mającej działanie lecznicze przy stosowaniu zewnętrznym lub wewnętrznym, jest uznawana za wodę leczniczą. Występowanie wód jest związane z regionami geologicznymi. W tabeli 1. przedstawiono rodzaje wód leczniczych, które najczęściej występują w Polsce. W większości uzdrowisk przeważają wody wodorowęglanowe i chlorkowo-sodowe, a tylko w trzech uzdrowiskach występują wody radocenne [4].

Tabela 1. Lecznicze wody mineralne najczęściej występujące w Polsce, na podstawie [5]

Table 1. The healing mineral waters most often used in Poland, based on [5]

Rodzaj wody	Skład wody	Występowanie (uzdrowiska)
Chlorkowo-sodowe > 1000 mg NaCl/dm ³	chlorkowo-potasowe, wapniowe, magnezowe, jodkowe, bromkowe, żelaziste, siarczkowe	Ciechocinek, Kołobrzeg, Połczyn-Zdrój, Kamień Pomorski, Świnoujście, Goczałkowice-Zdrój, Rabka-Zdrój, Solec-Zdrój, Iwonicz-Zdrój, Rymanów-Zdrój
Wodorowęglanowe > 1000 mg CO ₂ /dm ³	sodowe, potasowe, wapniowe, magnezowe, chlorkowo-sodowe, żelaziste	Czarniawa-Zdrój, Długopole-Zdrój, Duszniki-Zdrój, Iwonicz-Zdrój, Krynica, Kudowa-Zdrój, Muszyna, Polanica-Zdrój, Rymanów-Zdrój, Szczawno-Zdrój, Szczawnica, Wysowa-Zdrój, Żegiestów-Zdrój, Świeradów-Zdrój
Siarczkowo-siarkowodorowe > 1,0 mg S/dm ³	siarczkowe proste, siarczanowo-sodowe, wapniowe, siarczanowo-chlorkowe, sodowe, bromkowe, jodkowe	Busko-Zdrój, Ciechocinek, Duszniki-Zdrój, Horyniec-Zdrój, Przerzeczyń, Solec-Zdrój, Swoszowice, Wapienne, Wieniec-Zdrój
Radocenne > 74 Bq/dm ³	radonowe-siarczkowe, fluorkowe, szczawy-radocenne	Czarniawa-Zdrój, Łądek-Zdrój, Świeradów-Zdrój
Termalne > 20°C	chlorkowo-sodowe, radocenne, fluorkowe, radonowe-siarczkowe, szczawy-radocenne	Ciechocinek, Czarniawa-Zdrój, Cieplice, Śląskie-Zdrój, Łądek-Zdrój, Świeradów-Zdrój

Uzdrowiska są zazwyczaj położone na terenach o wartościach przyrodniczych i krajobrazowych, a sposób kształtowania ich przestrzeni jest różny od struktury miejskiej czy wiejskiej. W bezpośrednim sąsiedztwie wielu uzdrowisk znajdują się obszary leśne z bogatą siecią szlaków turystycznych, trasy rowerowe oraz drogi lokalne umożliwiające odwiedzenie przez kuracjuszy sąsiadujących obszarów.

Atrakcyjność uzdrowisk zależy od:

- wysokich standardów zaopatrzenia i urzędnictwa miejscowości,
- łatwego dostępu do usług specjalistycznych, a także zapewnienia wypoczynku z rekreacją,
- zapewnienia dominacji ruchu pieszego w ośrodkach uzdrowiskowych,
- zachowania bezpośredniego kontaktu z przyrodą,
- utrzymania dużych, zadbanych terenów zieleni stanowiących oprawę obszarów publicznych oraz leczniczych.

W miejscowościach uzdrowiskowych wprowadzono strefy ochrony terenów leczniczych przed nadmiernym ruchem samochodowym, hałasem, a także ograniczono prowadzenie różnego rodzaju działalności, które mogą negatywnie wpływać na środowisko. Zgodnie z ustawą z dnia 28 lipca 2005 r. art. 38, pkt 1 na obszarze uzdrowiska lub obszarze ochrony uzdrowiskowej wydziela się trzy rodzaje stref ochronnych, oznaczone literami „A”, „B” i „C”:

1) strefa „A” obejmuje obszar, na którym są zlokalizowane lub planowane zakłady i urzędnictwa lecznictwa uzdrowiskowego, a także inne obiekty służące lecznictwu lub obsłudze pacjenta lub turysty, w szczególności: pensjonaty, restauracje lub kawiarnie, dla której procentowy udział terenów zielonych wynosi nie mniej niż 65% powierzchni obszaru; w strefie ochronnej „A” zabrania się budowy zakładów przemysłowych oraz budownictwa wielorodzinnego i jednorodzinnego, a także uruchamiania pól biwakowych i campingowych, uruchamiania składowisk odpadów, lokalizacji domków turystycznych, prowadzenia targowisk, z wyjątkiem punktów sprzedaży pamiątek i wyrobów ludowych, trzymania zwierząt gospodarskich, organizowania rajdów samochodowych, wycięcia drzew leśnych i parkowych, organizowania imprez masowych;

2) strefa „B”, dla której procentowy udział terenów zielonych wynosi nie mniej niż 50%, obejmuje obszar przyległy do strefy „A”, stanowiący jej otoczenie, który jest przeznaczony dla niemających negatywnego wpływu na właściwości lecznicze uzdrowiska lub obszaru ochrony uzdrowiskowej oraz nieuciążliwych w procesie leczenia obiektów usługowych, turystycznych, rekreacyjnych, sportowych i komunalnych, budownictwa mieszkaniowego oraz innych związanych z zaspokajaniem potrzeb osób przebywających na tym obszarze lub objęty granicami parku narodowego lub rezerwatu przyrody albo jest lasem, morzem lub jeziorem; w strefie „B” zabrania się m.in. budowy stacji paliw w odległości mniejszej niż 500 m od granicy strefy „A”, urządzeń emitujących fale elektromagnetyczne, parkingów naziemnych powyżej 50 miejsc postojowych, a także wycięcia drzew leśnych i parkowych;

3) strefa „C” przyległa do strefy „B” i stanowiąca jej otoczenie obejmuje obszar mający wpływ na zachowanie walorów krajobrazowych, klimatycznych oraz ochronę złóż naturalnych surowców leczniczych; procentowy udział terenów biologicznie czynnych powinien wynosić nie mniej niż 45%, w strefie ochronnej „C” zabrania się nieplanowanego wyrębu drzew, prowadzenia działań powodujących niekorzystną zmianę stosunków wodnych, lokalizacji nowych uciążliwych obiektów budowlanych i innych uciążliwych obiektów, w tym zakładów przemysłowych, prowadzenia działań mających wpływ na fizjografię uzdrowiska i jego założenia przestrzenne lub właściwości lecznicze klimatu.

Zapisy w ustawie podnoszą wymagania dotyczące ochrony uzdrowiska, mogą także niekorzystnie wpłynąć na wewnętrzne obszary lecznicze i tereny bezpośrednio sąsiadujące. Z powodu trudności wprowadzania zmian utrzymują niekorzystny stan istniejący [2].

Podział uzdrowisk

Polska norma PN-Z-11000:2001 „Uzdrowiska – terminologia, klasyfikacja i wymagania ogólne” uwzględnia trzy główne kategorie.

1. Klasyfikacja surowców leczniczych posiadanych przez uzdrowisko:

- zdrojowiska – są to uzdrowiska, w których dominują zabiegi przeprowadzane z użyciem wody leczniczej,
- uzdrowiska borowinowe – są to uzdrowiska oparte na leczeniu borowiną,
- uzdrowiska klimatyczne – są to uzdrowiska wykorzystujące do leczenia głównie walory klimatu, czyli istotne jest zarówno usytuowanie uzdrowiska nad poziomem morza, jak i skład powietrza,
- uzdrowiska nadmorskie – są to uzdrowiska położone blisko morza, w których wykorzystuje się właściwości specyficznego klimatu oraz stosuje się wodę morską podczas zabiegów.

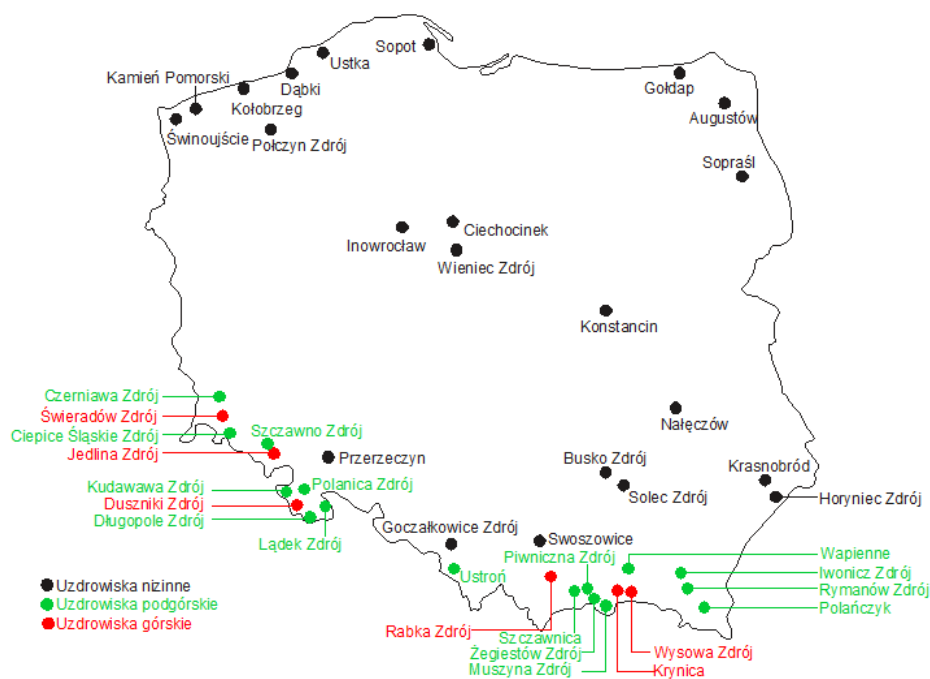
2. Klasyfikacja wynikająca z kombinacji występujących surowców leczniczych:

- zdrojowiska klimatyczne,
- uzdrowiska klimatyczno-borowinowe,
- zdrojowiska borowinowe,
- zdrojowiska klimatyczno-borowinowe.

3. Klasyfikacja według położenia nad poziomem morza:

- uzdrowiska nizinne – są to uzdrowiska położone na wysokości bezwzględnej do 300 m n.p.m.,
- uzdrowiska podgórskie – są to uzdrowiska położone na wysokości bezwzględnej od 300 do 500 m n.p.m.,
- uzdrowiska górskie – są to uzdrowiska położone na wysokości bezwzględnej od 500 do 700 m n.p.m.,
- uzdrowiska wysokogórskie – są to uzdrowiska położone na wysokości bezwzględnej powyżej 700 m n.p.m.

Zgodnie z rys. 1. można zaobserwować, że w Polsce południowej przeważają uzdrowiska górskie i podgórskie, które stanowią najbardziej gęstą sieć uzdrowisk.



Rys. 1. Klasyfikacja uzdrowisk według położenia n.p.m.

Fig. 1. Classification of spas by location above the sea level

Uzdrowiska górskie i podgórskie rozmieszczone są w województwach: dolnośląskim (10 uzdrowisk), małopolskim (8 uzdrowisk), podkarpackim (3 uzdrowiska) i śląskim (1 uzdrowisko). W pasie nadmorskim znajduje się 6 uzdrowisk. Pozostałe uzdrowiska nizinne występują już w dość dużym rozproszeniu. Podział uzdrowisk w Polsce ze względu na poziom położenia nad poziomem morza przedstawiono w tab. 2. Można zauważyć, że w województwie dolnośląskim znajduje się najwięcej uzdrowisk (11), a województwa lubuskie, wielkopolskie, łódzkie i opolskie nie posiadają żadnych uzdrowisk.

W Polsce najwięcej jest zdrojowisk borowinowych, w których do zabiegów leczniczych jest używana borowina. Takich typów uzdrowisk jest 24, a najwięcej z nich funkcjonuje w województwie zachodniopomorskim. W południowej Polsce znajduje się 13 spośród 16 zdrojowisk, najwięcej w województwie dolnośląskim (7). Na terenie kraju występują tylko trzy uzdrowiska klimatyczno-borowinowe, są to: Augustów (województwo podlaskie), Krasnobród (województwo lubelskie) i Supraśl (województwo podlaskie). Nałęczów to jedyne

w Polsce zdrojowisko klimatyczne, w którym podczas terapii wykorzystuje się działania naturalnych czynników klimatu lokalnego. Uzdrowisko to jako jedyne posiada terenowe urządzenia do klimatoterapii [5].

Tabela 2. Podział uzdrowisk według położenia nad poziomem morza, na podstawie [5]

Table 2. Classification of spas by location above the sea level, based on [5]

Uzdrowiska nizinne		Uzdrowiska podgórskie		Uzdrowiska górskie	
Nazwa uzdrowiska	wysokość m n.p.m	nazwa uzdrowiska	wysokość m n.p.m	nazwa uzdrowiska	wysokość m n.p.m
Augustów	120-135	Cieplice Śląskie-Zdrój	350	Duszniki-Zdrój	520-575
Busko-Zdrój	220-250	Czarniawa-Zdrój	480	Jedlina-Zdrój	500
Ciechocinek	45-50	Długopole-Zdrój	400	Krynica-Zdrój	650
Dąbki	3	Iwonicz-Zdrój	390-430	Lądek-Zdrój	440-560
Goczałkowice-Zdrój	250-260	Kudowa-Zdrój	380-400	Rabka-Zdrój	500-560
Gołdap	270	Lądek-Zdrój	440-560	Szczawnica	435-520
Horyniec-Zdrój	260	Muszyna-Zdrój	450-520	Świeradów-Zdrój	490-550
Inowrocław	90-100	Piwniczna-Zdrój	360-420	Wysowa-Zdrój	520-530
Kamień Pomorski	8-25	Polanica-Zdrój	380-410		
Kołobrzeg	2-5	Polańczyk-Zdrój	440		
Konstancin	95-100	Rymanów-Zdrój	375-400		
Krasnobród	210-250	Szczawnica	435-520		
Nałęczów	170-200	Szczawno-Zdrój	400-430		
Połczyn-Zdrój	80-100	Ustroń	340-450		
Przerzeczyn-Zdrój	240	Wapienne	400		
Solec-Zdrój	180	Żegiestów-Zdrój	440-480		
Sopot	2-25				
Supraśl	180				
Swoszowice	250				
Świnoujście	3				
Ustka	2-7				
Wieniec-Zdrój	64				

Ze względu na lokalizację w odniesieniu do terenów sąsiednich uzdrowiska statutowe i potencjalne można podzielić na:

- uzdrowiska solidarne – uzdrowiska położone samotnie na obszarach np. turystycznych, rolniczych,
- zespół uzdrowisk – pewnego rodzaju skupisko sąsiadujących ze sobą ośrodków leczniczych.

Rozpatrując szczegółowe powiązania uzdrowisk z ośrodkami potencjalnie uzdrowiskowymi i wypoczynkowymi, a także z kąpieliskami lub stacjami narciarskimi, można wyróżnić jeszcze kilka modeli przestrzennych układów.

W grupie uzdrowisk solidarnych występują:

- układy pojedyncze – uzdrowisko w takim układzie jest dominującym ośrodkiem leczniczym na większym obszarze; do tej grupy można zaliczyć takie ośrodki, jak: Polańczyk, Horyniec, Wapienne, Wysowa czy Połczyn-Zdrój,
- aglomeracje uzdrowiskowo-wypoczynkowe – mają miejsce, gdy w sąsiedztwie uzdrowiska występują ośrodki Spa, ośrodki wypoczynkowe, kurorty narciarskie lub kąpieliska. Takie położenie uzdrowiska jest korzystne, pod warunkiem że ruch turystyczny nie wpływa negatywnie na rozwój i funkcjonowanie lecznictwa balneologicznego.

Lokalizacja uzdrowiska w pobliżu ośrodków o funkcjach podobnych umożliwia zaproponowanie ciekawszej oferty form wypoczynku dla kuracjuszy, a także zapewnia opłacalność inwestycyjną. Tego typu sytuacje dotyczą większych miejscowości uzdrowiskowych, jednak prostsza kreacja przestrzenna miejscowości uzdrowiskowej jest bardziej pożądana od jej nadmiernej rozbudowy.

Uzdrowiska podkarpackie

Na terenie województwa podkarpackiego znajdują się uzdrowiska: Iwonicz-Zdrój, Horyniec-Zdrój, Rymanów-Zdrój, Polańczyk-Zdrój.

Iwonicz-Zdrój. To jedno z najstarszych uzdrowisk w Polsce opisanych przez Wojciecha Oczkę w XVI w. Miejscowe źródła dostarczają wody bromkowe, jodkowe, chlorkowo-wodorowęglano-sodowe, które są używane do kuracji pitnych, kąpeli. Jest to uzdrowisko podgórskie, położone na wysokości 390-430 m n.p.m. wśród wzgórz Beskidu Niskiego, w dolinie potoku Iwoniczkiego. Uzdrowisko posiada klimat górski o umiarkowanym natężeniu bodźców. Wyjątkowo czyste i zdrowe powietrze wynika z braku w pobliżu zakładów przemysłowych i powszechnie stosowanego ogrzewnictwa gazowego [6]. Profil leczniczy uzdrowiska to schorzenia reumatologiczne, neurologiczne, ortopedyczne, układu oddechowego i pokarmowego. Podstawowymi zabiegami przyrodolecznictwa są: kąpiele mineralne, kwasowęglowe, okłady borowinowe i parafinowe, inhalacje, elektroterapię, światłolecznictwo, krioterapie i kuracje pitne. Iwonicz-Zdrój może się także pochwalić produktami uzdrowiskowymi, takimi jak: kostka borowinowa, sól lecznicza jodkowa i sól kosmetyczno-kąpielowa. Wody lecznicze występujące na terenie uzdrowiska są to: wody kwasowęglowe, wodorowęglanowo-chlorkowo-sodowe, hipotermalne chlorkowo-wodorowęglanowo-sodowe, fluorkowe i borowe. Odwierty, z których pochodzą wody lecznicze, to: Elin 7, Iwonicz-Zdrój II, Iza 19, Klimkówka 27, Karol 2, Lubatówka 12 i Zofia 6 [7].

Horyniec-Zdrój. Uzdrowisko to znajduje się w klimacie nizinnym, łagodnie bodźcowym z cechami kontynentalnymi, czyli występują mroźne zimy i ciepłe lata. Główne źródła wód leczniczych to Róża III i Róża IV; są to wody

siarczkowe słabo zmineralizowane. Podstawowymi zabiegami przyrodolecznictwymi są: kąpiele mineralne, inhalacje, zawijania borowinowe, masaże podwodne, natryski wodolecznicze i kuracje pitne. Profilem leczniczym uzdrowiska są choroby narządów ruchu i reumatyczne [8].

Rymanów-Zdrój. Źródła mineralne zostały odkryte w 1876 r., a rok później po dokładnie przeprowadzonej analizie chemicznej rozpoczęto budowę pierwszych pensjonatów. Jest to uzdrowisko podgórskie o charakterze zdrojowiska borowinowego o klimacie podgórskim. Leży w jednym z najczystszych ekologicznie regionów kraju. Profile lecznicze uzdrowiska to: choroby układu oddechowego, choroby układu krążenia, schorzenia narządu ruchu, schorzenia układu moczowego, a także wiele profili leczniczych dla dzieci. Podstawowymi zabiegami balneologicznymi są: kąpiele mineralne, inhalacje, zawijania borowinowe, natryski wodolecznicze i kuracje pitne. Wody lecznicze, które występują na terenie uzdrowiska, to: wodorowęglanowo-chlorkowo-sodowo-wapienne, kwasowęglowe i szczawy chlorkowo-wodorowęglanowo-sodowe, wodorowęglanowo-chlorkowo-sodowe, chlorkowo-wodorowęglanowo-sodowe, chlorkowo-sodowe, bromkowe i jodkowe.

W sprzedaży są również dostępne wody:

- Celestynka – woda chlorkowo-wodorowęglanowo-sodowa pozyskiwana z odwiertu Rymanów-Zdrój 6 z głębokości 250 m,
- Klaudynka – woda wodorowęglanowo-sodowa pozyskiwana ze studni głębinowej w Rymanowie-Zdroju,
- Tytus – woda produkowana w ograniczonych ilościach.

Polańczyk-Zdrój. Jest to zdrojowisko podgórskie o klimacie podgórskim, na który ma wpływ zbiornik soliński. Do podstawowych zabiegów balneologicznych należą: kąpiele mineralne, inhalacje, masaże podwodne i natryski wodolecznicze. Głównymi profilami leczniczymi są: choroby układu oddechowego, moczowego, choroby kobiece. Wody lecznicze na obszarze uzdrowiska to wody: wodorowęglanowo-sodowe, wodorowęglanowo-chlorkowo-sodowe, chlorkowo-wodorowęglanowo-sodowe [7].

3. Korozyjność wód leczniczych w uzdrowiskach

W uzdrowiskach system wodno-kanalizacyjny jest bardzo rozbudowany. W systemie tym można wyróżnić dwie grupy, z których pierwszą jest klasyczna instalacja sanitarna ciepłej i zimnej wody użytkowej, kanalizacja i instalacja centralnego ogrzewania, drugą stanowi zaś instalacja wód leczniczych. Zazwyczaj w pomieszczeniach, w których odbywają się zabiegi balneologiczne, występują oddzielne podłączenia ciepłej i zimnej wody użytkowej oraz instalacje dostarczające wodę leczniczą. Ostatnia instalacja charakteryzuje się specyficznym doprowadzeniem do miejsc zabiegowych i do pijalni, a jej układ podłączenia wynika ze sposobu leczenia [9].

Skład wody leczniczej charakteryzuje się występowaniem związków mineralnych, których ilość jest znacznie większa niż jest to dopuszczalne w wodzie do picia. Charakteryzuje się ona również występowaniem jonów o specyficznej aktywności biologicznej. Trwałość instalacji balneotechnicznych zależy od rodzaju i stężenia związków występujących w wodzie [10, 11].

Instalacje do transportu wód mineralnych ze względu na ich charakter i przeznaczenie muszą spełniać pewne warunki:

- ograniczenie zmian organoleptycznych, składu mikrobiologicznego, chemicznego i temperatury wody podczas jej przepływu, jak również strat gazu,
- odporność na korozyjne oddziaływanie wody materiału, z którego jest wykonana instalacja,
- łatwość eksploatacji, np. podczas dezynfekcji instalacji.

W polskich uzdrowiskach jeszcze w latach 70. głównym materiałem instalacyjnym była stal ocynkowana. Ponieważ jest ona nieodporna na korozję, trwałość takich instalacji wynosiła od 2 do 5 lat. Obecnie materiały instalacyjne są bardziej odporne na korozję; są to najczęściej stale kwasoodporne, miedź oraz tworzywa sztuczne.

Materiał instalacyjny musi być dostosowany do składu wód zasilających przewody balneotechniczne. Powinien być poddany szczegółowej analizie obejmującej ocenę poszczególnych materiałów na korozyjne oddziaływanie wód, a także ocenę materiałów pod względem możliwości zapewnienia bezpieczeństwa mikrobiologicznego wody. Od zastosowanego materiału zależy również wybór oraz skuteczność metody dezynfekcji instalacji. Podczas projektowania, a podczas eksploatacji instalacji balneotechnicznych należy zachować szczególne środki ostrożności, które powinny zapewnić ochronę wody ze względu na legionellozę. Bakteria *Legionella pneumophila* występuje najczęściej w zbiornikach wody ciepłej, basenach kąpielowych, głowicach natryskowych oraz inhalatorniach [11, 12].

Dobierając materiał na instalacje balneotechniczne, należy przeprowadzić analizę agresywności korozyjnej wód mineralnych w stosunku do wybranych materiałów, tj. stali kwasolubnej, ocynkowanej, zwykłej oraz miedzi. Ponieważ woda zawiera związki przyspieszające oraz inhibitujące procesy korozyjne, wprowadzono wskaźniki, które pozwalają przewidywać korozyjne oddziaływanie wody wobec poszczególnych materiałów instalacyjnych [9, 11].

Do wyznaczenia korozyjności wody wykorzystuje się kilka metod. Pierwszym wskaźnikiem stosowanym w ocenie stopnia nasycenia wody w odniesieniu do węglanu wapnia był Indeks Nasycenia Langeliera. Wykorzystywano go do oceny korozyjnego oddziaływania wody wobec stali zwykłej i ocynkowanej. W normie PN-73/C-04609, która została wycofana i nie zastąpiono jej inną normą, zawarty jest wzór na obliczenie wartości indeksu z uwzględnieniem takich wskaźników wody, jak odczyn, temperatura, sucha pozostałość, zasadowość, a także zawartość wapnia. Interpretacja wyniku nie jest skomplikowana.

Przyjęto następującą skalę: jeśli indeks jest dodatni, woda ma zdolność do wytrącania osadu wapniowego, czyli posiada słabe właściwości korozyjne. Przy zerowym indeksie zakłada się, że woda nie ma tendencji do rozpuszczania ani wytrącania węglanu wapnia i również ma słabe właściwości korozyjne. Odwrotnie jest przy ujemnym indeksie – woda ma wzmocnione właściwości korozyjne, rozpuszcza związki wapnia. Metodę tę często stosuje się do oceny agresywności wody do picia wobec stali zwykłej i ocynkowanej. Jednak przy stężeniu niektórych parametrów wody wybiegających poza zakres ustalony dla Indeksu Nasylenia Langeliera metoda ta była już nieprzydatna. Dlatego dla wód silnie zmineralizowanych Buiteman zaproponował inny sposób obliczania odczynu w stanie nasylenia [13], który otrzymuje się z równania dysocjacji węglanu wapnia.

Wiele innych metod określa stabilność węglanową wód naturalnych, jest to np. Indeks Ryznara lub wskaźnik intensywności agresywności kwasowęglowej. Pozwalają one na ogólne szacowanie agresywnego charakteru wody. Wskaźniki określające stabilność węglanową wody nie mogą służyć ocenie jej korozyjności. Wody agresywne uznaje się zawsze za korozyjne, natomiast wody nieagresywne, mające skłonności do wytrącania węglanu wapnia, nie muszą być niekorozyjne. Na korozyjność wody wobec stali zwykłej i ocynkowanej mają wpływ inne składniki, są to przede wszystkim jony chlorkowe i siarczanowe [9].

Kryterium kompleksowej oceny korozyjności wody w stosunku do metalicznych materiałów instalacyjnych może być europejska norma PN-EN 12502:2006 [14]. Uwzględniono w niej składniki wody mające wpływ na jej stabilność węglanową, a także zawartość jonów chlorkowych, siarczanowych oraz zawartość jonów azotanowych i miedzi, które są ważne przy stali ocynkowanej. Dzięki tej metodzie można ocenić nie tylko stopień zagrożenia korozją, ale również przewidzieć typ korozji, jaka może wystąpić. Jednak zawsze należy uwzględnić zawartość składników specyficznych, tj. siarczki, ponieważ obecność siarkowodoru w wodzie czyni takie materiały, jak stal węglowa zwykłej jakości, stal ocynkowana oraz miedź, całkowicie nienadającymi się do wykorzystania przy instalacji [15].

4. Możliwości rozwoju uzdrowisk w Polsce

Przystąpienie Polski do Unii Europejskiej daje szansę rozwoju uzdrowisk. Kraje Europy Zachodniej w jakimś stopniu wymuszają konieczność dostosowania się do warunków ekologicznych, zasobów balneologicznych, higienicznych, organizacyjnych panujących w krajach UE [16, 17].

W wielu krajach Europy rośnie zainteresowanie lecnictwem balneologicznym. Wiąże się to przede wszystkim ze starzejącym się społeczeństwem, coraz większą świadomością i chęcią dbania o własne zdrowie. U zachodnich sąsiadów można zaobserwować nawet inwestowanie w uzdrowiska poprzez ich modernizację i rozbudowę. Są to często tereny tradycyjnie wypoczynkowe, jak i obszary położone blisko miast z zasobami naturalnych surowców leczniczych.

Dotyczy to krajów, w których od wielu pokoleń w tradycji zapisały się stale funkcjonujące uzdrowiska.

W Hiszpanii dawno zapomniane uzdrowiska zaczęto przywracać do stanu użytkowego. Dużą pomoc w ich rozbudowie zaoferowali państwo oraz Unia Europejska poprzez różnego rodzaju dotacje. Podobnie postąpiono we Francji, małe upadające zdrojowiska u wybrzeża Morza Śródziemnego i Pirenejów na początku lat 80. zostały odnowione. Przyczyniło się to do trzykrotnego wzrostu liczby odwiedzających w porównaniu z ośrodkami, które nie zostały odnowione.

Działania, które mogłyby poprawić stan istniejących uzdrowisk, to:

- zróżnicowanie programów zabiegowych,
- modernizacja istniejących uzdrowisk poprzez wykorzystanie funduszy pomocowych z Unii Europejskiej,
- rozwój działalności naukowej,
- wprowadzenie nowych technik marketingowych,
- wprowadzenie dodatkowych ofert do usług leczniczych,
- rozwój funkcji turystyki i aktywnego wypoczynku,
- zadbanie o walory historyczne, tradycje uzdrowiskowe.

Polskie uzdrowiska oferują bardzo podobne programy zabiegowe, nawet jeśli posiadają różne zasoby tworzyw leczniczych. Potrzebne jest zróżnicowanie ofert programowych i leczniczych. Gdyby uzdrowisko promowało specjalne, wyróżniające się w kraju zabiegi, oczywiście dostosowane do możliwości, miałyby to ważne znaczenie promocyjne. We Francji uzdrowisko Caunterets położone w południowo-zachodniej części kraju proponuje zabieg płukania jam nosowych przy użyciu wód leczniczych. Na wschodzie w miejscowości Alleverd wykonuje się inhalację ucha środkowego aerozolem z wodą siarczkową. Personel tego uzdrowiska jest wykwalifikowany, wymogiem jest ukończenie specjalnych kursów, a wszystkie zabiegi są dokładnie opisane z podanym wskazaniem leczenia przez profesorów z balneoterapii. W Polsce konieczne jest prowadzenie częstych badań naukowych, aby wykazać, czy następują jakieś zmiany w stosowanych tworzywach leczniczych. Jest to bardzo potrzebne, ponieważ w okresie rozwoju nauk medycznych i farmakoterapii należy promować naturalne metody leczenia. Poziom wiedzy naukowej nie jest zły, jednak zainteresowanie lekarzy pracą w uzdrowiskach jest nieduże i nie ma możliwości szkolenia w zakresie zarządzania urządzeniami i zakładami lecznictwa uzdrowiskowego. Należy rozwijać działalność naukową.

Dzięki finansowanym programom Unii Europejskiej są prowadzone badania wielośrodkowe międzynarodowe we współpracy z innymi ośrodkami krajów, co może pomóc poszerzeniu wiedzy na temat lecznictwa w Polsce. Gminy uzdrowiskowe dzięki funduszom pomocowym mogą m.in. poprawić infrastrukturę komunalną, zmodernizować układ komunikacyjny i poprawić rozwój wybranych miejscowości o statusie uzdrowiska.

Obecnie najczęściej do uzdrowisk przyjeżdżają osoby starsze, które oszczędnie korzystają z dodatkowych, proponowanych usług, przyzwyczajeni do

pobyków sponsorowanych przez zakłady pracy. Jednak w krajach Unii Europejskiej starsi kuracjusze coraz częściej spędzają czas aktywnie i na ten cel przeznaczają własne oszczędności. Polskie uzdrowiska powinny wprowadzić ofertę rekreacyjną i profilaktyczną o zróżnicowanym standardzie w zależności od potrzeb pacjenta. Ponieważ dla cudzoziemców ceny uzdrowisk są niskie, obywatele sąsiednich krajów należy zachęcić do korzystania z polskiego lecznictwa, stosując nowe techniki marketingowe promocji.

Wśród ośrodków europejskich są promowane nowe modele lecznictwa uzdrowiskowego, uzupełniające główne profile lecznicze. Przez pojęcie Spa można rozumieć miejscowość, obiekt lub usługę, która ma przyczynić się do regeneracji sił człowieka. Do zabiegów Spa można zaliczyć terapie kosmetyczne, relaksacyjne czy odchudzające, w których wykorzystuje się muzykoterapię, kolorowe światła, różnego rodzaju techniki medycyny wschodniej. Kształtowanie obiektów Spa na obszarze tradycyjnych uzdrowisk mogłoby się przyczynić do zwiększenia liczby odwiedzających kuracjuszy, a tym samym do korzystania z terapii i zabiegów zakładów uzdrowiskowych. Stali pacjenci leczący się w uzdrowisku mieliby możliwość uczestnictwa w większej liczbie zabiegów, przez co ich pobyt byłby bardziej urozmaicony. Takie osoby chętniej i częściej korzystałyby z usług uzdrowiskowych. Zabiegi typu Spa mogą pełnić funkcję dodatkowej oferty w tradycyjnych uzdrowiskach. Nie należy jednak dopuścić, aby ta działalność zdominowała tradycyjne usługi balneologiczne w uzdrowiskach.

Należy również podwyższyć standard usług leczniczych i hotelarskich. Przykładowo, w uzdrowisku Wiesbaden w Niemczech kliniki są przystosowane do potrzeb pacjenta, przypominają hotele z fachową opieką. Zwraca się tam szczególną uwagę na samopoczucie kuracjuszy, czego nie można doświadczyć w polskich szpitalach i sanatoriach. Zakłady uzdrowiskowe powinny podnieść jakość usług i wprowadzić nowe profile lecznicze. Obecnie uzdrowiska nie powinny tylko leczyć chorób przewlekłych i następstw urazów, ale również edukować w zakresie profilaktyki i poprawy jakości życia.

U południowych i zachodnich sąsiadów Polski można zaobserwować profilaktykę połączoną z turystyką uzdrowiskową. Turystyka w uzdrowiskach jest kontrowersyjnym tematem. Istnieje wiele przekonań, że turystyka musi wiązać się z zaburzeniem ciszy i chaosem, co nie powinno mieć miejsca w uzdrowiskach, które posiadają jedynie szpitale uzdrowiskowe i sanatoria. Oczywiście są to miejsca, w których nie wolno organizować głośnych imprez. Miejscowości uzdrowiskowe powinny proponować oferty turystyczne i kulturalne na miejscu lub w najbliższym regionie. Mogą to być małe, lokalne widowiska, pokazy czy występy lub większe imprezy odbywające się poza obszarem leczniczym. W Polsce atrakcyjną turystycznie miejscowością jest np. Szczawnica oferująca spływ Dunajcem, tzw. „Drogę Pienińską”, szlak pieszo-rowerowy wzdłuż Dunajca. Natomiast Kołobrzeg i inne uzdrowiska nadmorskie mogą zaproponować rejsy wycieczkowe po Morzu Bałtyckim. Uzdrowiska polskie są bardzo intere-

sującymi miejscami, powinny bardziej zachęcać turystów do korzystania z ich pijalni wód czy parków zdrojowych, promować i unowocześniać szlaki turystyczne, co mogłoby się przyczynić do wzmocnienia dochodów uzdrowisk i ich promocji. W działaniach organizacyjnych uzdrowiska należałoby opracować programy aktywności fizycznej z zakresu sportu i rekreacji towarzyszące kuracjom na obszarach uzdrowiskowych. W tym celu powinny powstać odpowiednio wydzielone tereny zieleni lub odpowiednie miejsca, np. hale sportowe. W niemieckim uzdrowisku Baden-Baden kuracjusze klinik mają zapewnione atrakcje i doskonałe warunki pobytu leczniczego. W okolicy uzdrowiska znajdują się m.in. pola golfowe, korty tenisowe, kolejka górską i szlaki turystyczne. Jest to dobra kombinacja wypoczynku i kuracji.

Ważnym aspektem są zasoby dziedzictwa kulturowego, czyli obiekty zabytkowe znajdujące się w uzdrowisku lub miejscowości, z którą są związane. Ochroną konserwatorską powinny być objęte obszary lecznicze, które posiadają historyczne miejsca, co może być z jednej strony atrakcją turystyczną, z drugiej utrudnieniem podczas modernizacji zabytkowego obiektu. Jako przykład można przytoczyć czeskie uzdrowisko Františkovy Lázně, które po konserwacji i restauracji zostało wzniesione w jednolitym stylu klasycyzmu, w żółto-białej kolorystyce. Obecnie uzdrowisko to jest często odwiedzane przez obcokrajowców ze względu na wody lecznicze, jak i atrakcyjne przestrzenie miejscowości.

5. Podsumowanie

Obecnie w Polsce istnieją 44 uzdrowiska statutowe, a także wiele miejscowości pretendujących do miana uzdrowiska. Zadaniem lecznictwa uzdrowiskowego jest:

- leczenie chorób przewlekłych, prowadzenie rehabilitacji i profilaktyki oraz edukacji zdrowotnej i promocji zdrowia,
- wspomaganie i uzupełnianie innych metod leczniczych oraz aktywne leczenie w wielu przypadkach chorób przewlekłych zastępujące leczenie szpitalne.

Najważniejszym tworzywem uzdrowiskowym są lecznicze wody mineralne stosowane do kąpieli i kuracji pitnych, a także borowiny do okładów. Ważnymi czynnikami wykorzystywanymi do leczenia chorych w uzdrowisku są też klimat i walory krajobrazowe.

Przeprowadzona ocena agresywności korozyjnej wybranych wód mineralnych na terenie Polski w stosunku do materiałów instalacyjnych pozwala stwierdzić, że chcąc obniżyć koszty eksploatacyjne w uzdrowiskach, należy odpowiednio dobrać materiał instalacyjny odporny na korozyjne oddziaływanie wód. Najlepszym wyborem byłyby instalacje z tworzywa sztucznego. Materiał ten jest odpowiedni dla wszystkich przeanalizowanych typów wód, nie wchodzi w reakcje z wodą i zawartymi w niej związkami oraz jest odporny na działanie wielu kwasów i zasad.

Poprawa obecnego stanu polskich uzdrowisk jest możliwa poprzez:

- zróżnicowanie programów zabiegowych,
- modernizację istniejących uzdrowisk poprzez wykorzystanie funduszy pomocowych z Unii Europejskiej,
- rozszerzenie działalności naukowej,
- wprowadzenie nowych technik marketingowych,
- wprowadzenie dodatkowych ofert do usług leczniczych,
- rozwinięcie funkcji turystyki i aktywnego wypoczynku,
- zadbanie o walory historyczne, tradycje uzdrowiskowe.

Literatura

- [1] Węclawowicz-Bilska E.: Historyczne założenia zdrojowisk w kształtowaniu współczesnych ośrodków balneologicznych w Polsce. Wydaw. Politechniki Krakowskiej, Kraków 1990.
- [2] Węclawowicz-Bilska E.: Uzdrowiska polskie. Wydaw. Politechniki Krakowskiej, Kraków 2008.
- [3] Fiszer J.: Uzdrowisko a gmina uzdrowiskowa. *Gaz, Woda i Technika Sanitarna*, z.10, 1999.
- [4] Rak J., Pietrucha K.: O złożach i źródłach wód uzdrowiskowych. *Technologia Wody*, z. 2/2010, s. 70-74.
- [5] Rak J., Tchórzewska-Cieślak B., Pietrucha K.: *Balneotechnika. Walory uzdrowiskowe*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2010.
- [6] Paruszewski R.: Uzdrowisko Iwonicz. *Gaz, Woda i Technika Sanitarna*, z.10, 2001.
- [7] Tchórzewska-Cieślak B., Rak J.: *Wody mineralne i lecznicze w uzdrowiskach Podkarpacia*. *Gaz, Woda i Technika Sanitarna*, z.11, 2006.
- [8] Paruszewski R.: Uzdrowisko Horyniec-Zdrój. *Gaz, Woda i Technika Sanitarna*, z. 4, 2005.
- [9] Toczyłkowska B., Siwiec T.: Ocena korozyjności wód mineralnych i stołowych z uzdrowisk polskich. *Gaz, Woda i Technika Sanitarna*, z. 7, 2000.
- [10] Szymański A.: *Wielki przewodnik po medycynie naturalnej*. Wydaw. WAB, Warszawa 1997.
- [11] Świerszcz A.: Wewnętrzne instalacje wodociągowe. Wydaw. Technika Budowlana, *Magazyn Instalatora*, z. 6 (118), 2008.
- [12] Brundrett G.W.: *Legionella and Building Services*. Butterworth Heinemann, Oxford 1992.
- [13] Buiteman J.P.: Conventional water treatment. IHE Delft, December 1991.
- [14] PN-EN 12502:2006. Ochrona materiałów metalowych przed korozją. Wytyczne do oceny ryzyka wystąpienia korozji w systemach rozprowadzania i magazynowania wody.
- [15] Jacobs S., Reiber S., Edwards M.: Sulfide-induced copper corrosion. *Journal AWWA*, z. 7, 1998.
- [16] Pietrucha-Urbanik K.: Analiza składu wybranych butelkowanych wód mineralnych występujących na europejskim rynku, t. 4. *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej. Budownictwo i Inżynieria Środowiska*, z. 59, 2012, s. 71-82.

- [17] Pietrucha-Urbanik K.: Analiza wielowymiarowa zróżnicowania wybranych butelkowanych wód mineralnych występujących na europejskim rynku, t. 4. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej. Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z. 59, 2012, s. 83-91.

RESORT RESOURCES CONDITION AND THEIR GROWTH PERSPECTIVES IN POLAND

S u m m a r y

The paper represents characteristics of balneological resorts in Poland, describes medical mineral waters mostly sited in Poland. It also represents Polish resort types, medical water corrosiveness, and perspectives for developing the resorts in the future. The objective of the spa is further rehabilitation after cardiac surgery and surgical, improve or maintain the condition of chronic diseases and preventive treatments. Health resort differs from inpatient hospital, because the entire treatment process takes place in the area of the spa. Therapeutic effect of climate is good for improving health. Today, stay in these places is associated with improvement in beauty and rebound stress. In Poland, currently operate 44 spas. One can treat there cardiovascular, respiratory, digestive, musculoskeletal, gynecological and metabolic diseases, endocrine disorders, skin and urinary tract. Directions healing in various spas allow you to ascertain where the spas can be treated with certain groups of diseases. Doctors who are involved in directing and qualifying patients for spa treatment, have papers containing detailed indications and contraindications for spa treatment. On the area of Poland there are rich mineral resources. Classification of medicinal water depends on the overall mineralization of water, concentrations of the ingredients, the osmotic pressure and the temperature detected by the discharge. The healing waters represent all types of waters in balneotherapy and can be found on almost all areas of the country. This allows the creation of new spas and treatment centers of balneology.

Keywords: medical water corrosiveness, balneological resorts, division of Polish spas

Przesłano do redakcji: 1.06.2013 r.

Przyjęto do druku: 02.06.2014 r.

DOI:10.7862/rb.2014.6

Galina KALDA¹
Paulina ŁOPUSZYŃSKA²

ANALIZA ZAGROZEŃ ŚRODOWISKA PODKARPACIA

W pracy przedstawiono wyniki analizy zagrożenia środowiska województwa podkarpackiego: powietrza, wody i gleby. Do najważniejszych zagrożeń środowiska w Polsce należą: emisja zanieczyszczeń przemysłowych, komunalnych i rolniczych, użytkowanie ziemi niszczące strukturę przyrody, zmniejszanie się różnorodności biologicznej oraz terenów biologicznie czynnych na terenach zurbanizowanych i uprzemysłowionych. Celem publikacji jest przedstawienie wyników badań zanieczyszczenia gazowego i pyłowego powietrza podkarpackiego. Analiza danych dotyczących wysokości stężeń poszczególnych zanieczyszczeń powietrza w województwie podkarpackim wykazała, że zanieczyszczenia gazowe osiągały niskie wartości stężeń i nie przekraczały obowiązujących dla tych substancji wartości odniesienia w powietrzu. Natomiast od kilku lat w województwie utrzymuje się duże zanieczyszczenie powietrza pyłem zawieszonym PM10. Przeprowadzone badania wskazują na zanieczyszczenie wód województwa podkarpackiego. Większość jednolitych części wód jest dotknięta problemem eutrofizacji wywołanej przez zanieczyszczenia pochodzące ze źródeł komunalnych. Jakość wód powierzchniowych wykorzystywanych do zaopatrzenia ludności w wodę mieści się w przedziale kategorii A2-A3, jednak występują również wody niekwalifikujące się nawet do kategorii A3. W związku z tym wody te wymagają wysokosprawnego procesu uzdatniania fizycznego i chemicznego, co wiąże się ze znacznymi kosztami. Stan gleb województwa podkarpackiego jest na ogół dobry. Podstawowymi czynnikami degradacji gleb są zakwaszenie gleb, zanieczyszczenie substancjami chemicznymi i eksploatacja surowców. Badania wykazały, że ponad 70% użytków rolnych ma odczyn kwaśny i bardzo kwaśny, a więc najwyższe w kraju potrzeby wapnowania. Stopień zanieczyszczenia chemicznego gleb w województwie na ogół jest niewielki i nie stwierdza się znaczącego wpływu emisji przemysłowych na poziom zawartości metali ciężkich w glebie.

Słowa kluczowe: środowisko, zagrożenie, powietrze, woda, gleba

¹ Autor do korespondencji/corresponding author: Galina Kalda, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. 17 8651068, e-mail: kaldagal@prz.edu.pl

² Paulina Łopuszyńska, Politechnika Rzeszowska, e-mail: paulina123_1@02.pl

1. Wprowadzenie

Obecnie bardzo ważną kwestią jest pogorszenie jakości środowiska spowodowane jego zanieczyszczeniem, które prowadzi do zatrucia jego naturalnych systemów, spadku ich produktywności, stabilności, trwałości, zdolności do samoczyszczenia, a także zagrożenia zdrowia ludzkiego. Skutki działalności ludzkiej mają zasięg globalny i są zauważalne niemal w każdym miejscu na Ziemi. Zanieczyszczenia wody i powietrza oddziałują na terenach niezaludnionych, pustyniach, dżunglach, na obszarach polarnych, wierzchołkach gór i dnach oceanów. Intensywność ludzkiej działalności jest zróżnicowana w poszczególnych regionach i krajach. Pod koniec lat 80. obszary o nienaruszonej lub słabo naruszonej przez człowieka przyrodzie obejmowały na wszystkich kontynentach ponad 48 mln km², czyli ok. 32,3% powierzchni lądów, natomiast bez uwzględnienia lądolodów – 24,7%. Główne obszary o niezmiętej przyrodzie znajdują się na Antarktydzie, w Rosji, Kanadzie, Australii, Grenlandii, Chinach i Brazylii.

Polska jest krajem o bardzo zróżnicowanym krajobrazie. Występują tam dobrze zachowane, często unikatowe obszary przyrodnicze, do których należą tereny północno-wschodniej Polski (przede wszystkim parki narodowe Białowiecki i Biebrzański), województwa południowo-wschodnie, wybrzeże Bałtyku oraz Pojezierze Pomorskie. Niestety w Polsce występują również obszary mocno zdegradowane, do których należą m.in. miasta, ośrodki przemysłowe oraz tereny Dolnego Śląska. Do najważniejszych zagrożeń środowiska w Polsce należą:

- emisja zanieczyszczeń przemysłowych, komunalnych i rolniczych,
- użytkowanie ziemi niszczące strukturę przyrody,
- zmniejszanie się różnorodności biologicznej oraz terenów biologicznie czynnych na terenach zurbanizowanych i uprzemysłowionych.

Województwo podkarpackie jest uznawane za jedno z najczystszych województw w Polsce, jednak i tu można dostrzec szkodliwe dla przyrody i człowieka oddziaływanie będące wynikiem ludzkiej działalności. Zarówno rozwój społeczny, jak i gospodarczy regionu pociąga za sobą konsekwencje w postaci zwiększonej emisji zanieczyszczeń z sektora przemysłowego, a także komunalno-bytowego.

2. Monitoring jakości powietrza województwa podkarpackiego

Państwowy Monitoring Środowiska w ramach podsystemu monitoringu powietrza obejmuje działania mające na celu określenie jakości powietrza atmosferycznego. Wojewódzki Inspektorat Ochrony Środowiska (WIOŚ) nadzoruje systemy monitoringu jakości powietrza występujące na terenie województwa. Na podstawie ich wyników jest realizowana ocena jakości powietrza.

W województwie podkarpackim w 2012 r. w skład systemu monitoringu powietrza wchodziło 11 stacji pomiarowych nadzorowanych przez WIOŚ

w Rzeszowie. Jakość powietrza badano w zakresie: dwutlenku siarki, dwutlenku azotu, tlenków azotu, tlenku węgla, ozonu, benzenu, pyłu zawieszonego PM10 i PM2.5, arsenu, kadmu, niklu, ołowiu i benzo(a)pirenu. Dodatkowo, w wyznaczonych punktach pomiarowych prowadzono badania: formaldehydu, węglowodorów i WWA w pyłe PM10. W ramach badań województwo zostało podzielone na dwie strefy: 1) miasto Rzeszów o liczbie mieszkańców przekraczającej 100 tys., 2) pozostała część województwa jako strefa podkarpacka. Każdą ze stref przyporządkowano do odpowiedniej klasy (A lub C) w zależności od poziomów stężeń zanieczyszczenia uzyskanych w rocznej ocenie jakości powietrza. Klasa A oznacza nieprzekroczenie poziomu dopuszczalnego zanieczyszczenia, natomiast klasa C – przekroczenie poziomu dopuszczalnego.

Emisja zanieczyszczeń gazowych i pyłowych w województwie podkarpackim

W 2012 roku w Polsce zostało wyemitowanych do atmosfery 57,5 tys. Mg zanieczyszczeń pyłowych, z czego w województwie podkarpackim 1954 Mg (3,3% emisji krajowej pyłów), oraz 1664,9 tys. Mg zanieczyszczeń gazowych (bez CO₂), z czego w województwie podkarpackim 20,5 tys. Mg (1,2% emisji krajowej gazów). Pod względem emisji zanieczyszczeń gazowych w 2011 r. województwo zajmowało 14. miejsce w kraju, a pod względem emisji zanieczyszczeń pyłowych – 13. miejsce [1].

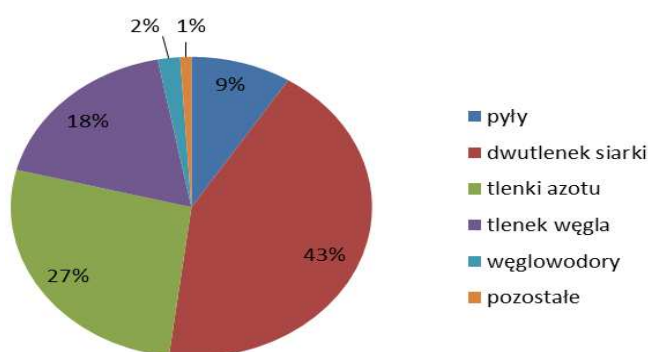
Pod względem emisji zanieczyszczeń do powietrza ze źródeł przemysłowych województwo podkarpackie corocznie znajduje się na jednym z ostatnich miejsc w kraju. Według danych Głównego Urzędu Statystycznego (GUS) w 2011 r. (podobnie jak w 2010) województwo zajmowało 14. miejsce w kraju ze względu na całkowitą emisję zanieczyszczeń gazowych oraz 13. miejsce ze względu na emisję zanieczyszczeń pyłowych. Szacunkowo 1,7% emitowanych do powietrza zanieczyszczeń w Polsce pochodzi z terenu województwa podkarpackiego.

Według danych GUS w 2012 r. na terenie województwa podkarpackiego zlokalizowanych było 84 zakładów szczególnie uciążliwych dla czystości powietrza, które do atmosfery łącznie wyemitowały 22 451 Mg zanieczyszczeń gazowych (bez CO₂) oraz pyłowych. Rysunek 1. przedstawia procentowy udział poszczególnych zanieczyszczeń wyemitowanych do atmosfery w województwie podkarpackim w 2012 r. Do atmosfery najwięcej emitowano dwutlenku siarki (43%) oraz tlenków azotu (27%). Prawie 1/5 stanowił tlenek węgla, natomiast 9% emitowanych zanieczyszczeń to pyły (rys. 1.).

Do największych punktowych źródeł emisji zanieczyszczeń do powietrza na obszarze województwa podkarpackiego należą:

- PGE Górnictwo i Energetyka Konwencjonalna S.A. Elektrociepłownia Rzeszów,
- „Fenice Poland” Sp. z o.o. Jednostka Operatywna Rzeszów,
- Cukrownia ROPCZYCE S.A.,

- EVONIK CARBON BLACK POLSKA Sp. z o. o. (Jasło),
- Miejskie Przedsiębiorstwo Gospodarki Komunalnej w Jasle Sp. z o. o.,
- Fibris S.A. w Przemyślu,
- O-I Produkcja Polska S.A. (Jarosław),
- Elektrociepłownia Mielec,
- Federal Mogul Gorzyce Sp. z o.o.,
- Przedsiębiorstwo Energetyki Ciepłej w Tarnobrzegu,
- Elektrownia Stalowa Wola S.A.,
- Kronospan Mielec Sp. z o.o.



Rys. 1. Zanieczyszczenia wyemitowane do atmosfery (bez CO₂) w województwie podkarpackim w 2012 r.

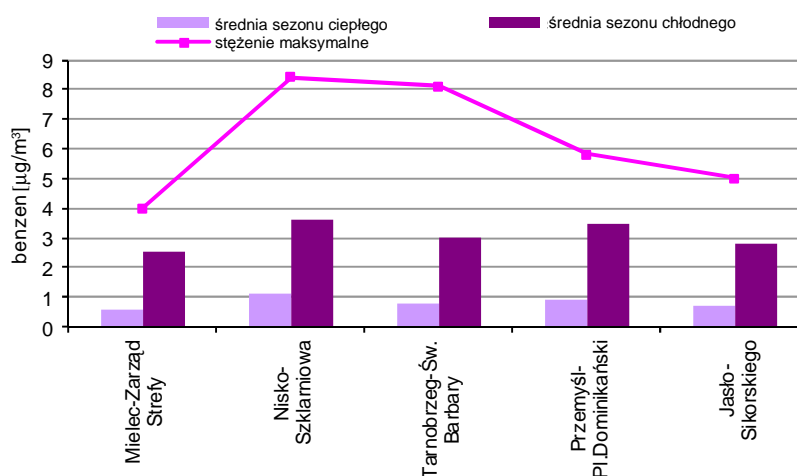
Fig. 1. Pollution emitted into the atmosphere (excluding carbon dioxide) in Podkarpackie Province in 2012

Spośród zakładów szczególnie uciążliwych dla czystości powietrza 64 posiadało urządzenia do redukcji zanieczyszczeń pyłowych, 21 zaś urządzenia do redukcji zanieczyszczeń gazowych. W 2012 roku na urządzeniach oczyszczających w województwie zatrzymano i zneutralizowano 12655 Mg zanieczyszczeń gazowych oraz 362301 Mg zanieczyszczeń pyłowych. Wśród zanieczyszczeń zatrzymanych na urządzeniach oczyszczających dominowały pyły (96,6%).

Pomiary stopnia zanieczyszczenia powietrza atmosferycznego benzenem były prowadzone w 2012 r. w 6 punktach pomiarowych: Rzeszowie, Jasle, Nisku, Przemyślu, Tarnobrzegu i Mielcu. Średnioroczne stężenia benzenu nie wykazały przekroczenia dopuszczalnej normy rocznej. Najwyższe stężenie średnioroczne benzenu na poziomie 2,6 µg/m³ (52% normy) zanotowano w Nisku. W porównaniu z 2011 r. w 2012 na wszystkich stanowiskach pomiarowych średnioroczne stężenia benzenu były nieco niższe. Z analizy wyników pomiarów oraz stężeń benzenu w Rzeszowie z ubiegłych lat stwierdzono, że w 2012 r. nie wystąpiło zagrożenie przekroczenia dopuszczalnej normy [2].

Prowadzone przez WIOŚ w Rzeszowie od kilku lat badania wykazują znaczne różnice w stężeniach benzenu w sezonach, co obrazuje rys. 2. W 2012

roku wartości stężeń zanotowane w miesiącach letnich były średnio trzykrotnie niższe niż w miesiącach zimowych. W strefie podkarpackiej najwyższe stężenia dwutygodniowe benzenu o wartościach przekraczających $8 \mu\text{g}/\text{m}^3$ zostały zanotowane w sezonie grzewczym w Nisku i Tarnobrzegu. Mimo to strefy miasto Rzeszów i podkarpacką zaliczono do klasy A, gdyż został dotrzymany roczny standard imisyjny dla benzenu.



Rys. 2. Stężenia benzenu w 2012 r. w województwie podkarpackim w rozbiciu na sezony

Fig. 2. Concentrations of benzene divided into seasons in Podkarpackie Province in 2012

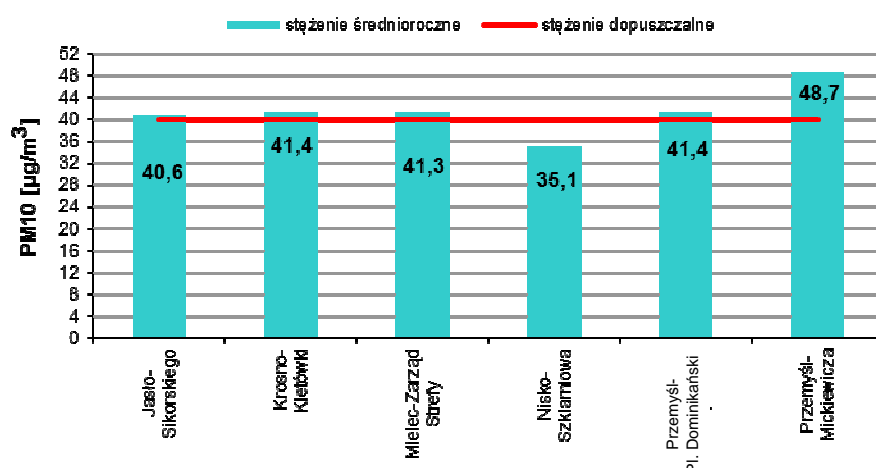
Zanieczyszczenia pyłowe. Pył zawieszony PM10

W 2012 roku badania zanieczyszczenia powietrza pyłem zawieszonym PM10 były prowadzone na 7 stanowiskach pomiarowych (Nisko, Mielec, Rzeszów, Jaśło, Krosno, Przemysł (2 stanowiska)). Od kilku lat obserwuje się ponadnormatywne zanieczyszczenie powietrza pyłem PM10. Od kilku lat na wszystkich stanowiskach pomiarowych obserwuje się przekroczenia standardów imisyjnych ustalonych dla tego zanieczyszczenia.

Według danych WIOŚ, podobnie jak w latach ubiegłych, w 2012 r. nie został dotrzymany dobowy standard imisyjny pyłu PM10. Przekroczenia 24-godzinne są notowane głównie w sezonie grzewczym. W 2012 roku najwięcej przekroczeń zanotowano w lutym, marcu i listopadzie, i właśnie w tych okresach wystąpiło narażenie ludzi na ponadnormatywne zanieczyszczenie powietrza pyłem.

Na podstawie pomiarów zawartości pyłu PM10 w powietrzu w strefie podkarpackiej stwierdzono przekroczenie normy średniorocznej w Jaśle, Kro-

śnie, Mielcu i Przemyślu. Na stanowisku pomiarowym w Nisku stężenie średnioroczne pyłu PM10 nie przekroczyło wartości $40 \mu\text{g}/\text{m}^3$, co było spowodowane awarią sprzętu pomiarowego, w rezultacie nie wykonano pomiarów pyłu w listopadzie. Stężenia średnioroczne pyłu PM10 na stanowiskach pomiarowych w strefie podkarpackiej obrazuje rys. 3. [2]. Na wszystkich stanowiskach pomiarowych liczba dni ze stężeniem pyłu PM10 wyższym od $50 \mu\text{g}/\text{m}^3$ znacznie przekroczyła określoną w rozporządzeniu dopuszczalną ilość. W 2012 roku najwięcej przekroczeń na stacjach pomiarowych w strefie podkarpackiej zanotowano w lutym, marcu i listopadzie, kiedy to – podobnie jak w przypadku strefy miasta Rzeszów – wystąpiło narażenie ludzi na ponadnormatywne zanieczyszczenie powietrza pyłem. Zanieczyszczenie powietrza pyłem PM10 w województwie podkarpackim w 2012 r. w kontekście wpływu na zdrowie człowieka przedstawia rys. 4., na którym widać, że liczba dni z niekorzystnymi warunkami nie przekracza 25%. Mimo to z powodu przekroczenia standardów imisyjnych określonych dla pyłu PM10 strefy miasto Rzeszów i podkarpacka zostały zaliczone do klasy C.

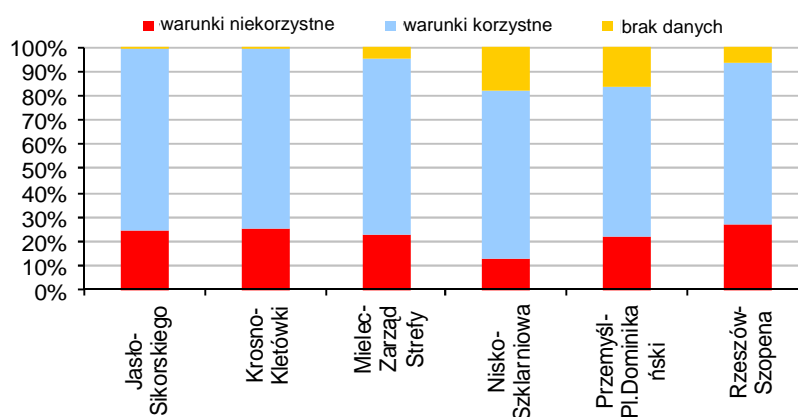


Rys. 3. Stężenia średnioroczne pyłu PM10 na stanowiskach pomiarowych w strefie podkarpackiej

Fig. 3. Average concentration of particulate matter PM10 in measuring positions in Podkarpackie Province

Analiza danych dotyczących wysokości stężeń poszczególnych zanieczyszczeń powietrza w województwie podkarpackim wykazała, że zanieczyszczenia gazowe osiągały niskie wartości stężeń i nie przekraczały obowiązujących dla tych substancji wartości odniesienia w powietrzu. Natomiast od kilku lat w województwie utrzymuje się duże zanieczyszczenie powietrza pyłem zawieszonym PM10. Również średnioroczne stężenia benzo(a)pirenu w pyłe zawie-

szonym PM10 przekroczyły wartość docelową. Podwyższone zawartości tych zanieczyszczeń mogą stanowić niebezpieczeństwo dla ludzi oraz przyrody. W związku z tym podjęto już odpowiednie działania mające na celu obniżenie poziomu stężenia tych substancji w powietrzu. Z powodu przekroczeń dopuszczalnych zawartości PM10 B(a)P strefa miasto Rzeszów oraz podkarpacka zostały zaliczone do klasy C.



Rys. 4. Zanieczyszczenie powietrza pyłem PM10 w województwie podkarpackim w 2012 r. w kontekście wpływu na zdrowie człowieka

Fig. 4. Air pollution caused by particulate matter PM10 in the context of the impact on human health in Podkarpackie Province in 2012

3. Zanieczyszczenie wód w województwie podkarpackim

Zasoby wód powierzchniowych w regionie są względnie rozległe i cechują się bardzo dużą zmiennością przepływów w czasie. Jest to wynikiem zróżnicowania warunków hydrogeologicznych oraz górskiego charakteru większości cieków województwa. Znaczna część zasobów wodnych pozostaje niewykorzystana ze względu na brak stosownej zabudowy hydrotechnicznej. W przypadku gospodarki wodnej województwa największe znaczenie mają rzeki: San, Wisłoka i Wisłok, które pokrywają ok. 85% zapotrzebowania na wodę w województwie i są głównym źródłem zaopatrzenia w wodę dla takich miast, jak: Rzeszów, Krosno (rzeka Wisłok), Sanok, Przemyśl, Jarosław (rzeka San), Jasło, Dębica, Mielec (rzeka Wisłoka). Dla gospodarki wodnej ważne znaczenie mają zbiorniki zaporowe: Besko na rzece Wisłok oraz Solina i Myczkowce na rzece San. Stanowią one podstawowe źródło zaopatrzenia w wodę na południu regionu, a także istotny element ochrony przed skutkami powodzi i suszy. Południowy obszar województwa jest zaopatrywany w wodę dodatkowo przez liczne, niewielkie ujęcia usytuowane na górskich potokach.

Dostęp do zasobów wód podziemnych jest zawężony, co wynika z ich nierównomiernego rozmieszczenia oraz specyficznych uwarunkowań hydrogeologicznych. Wody podziemne pokrywają ok. 16% zapotrzebowania na wodę i są głównie wykorzystywane w celu zaopatrzenia ludności w wodę pitną oraz na potrzeby przemysłu spożywczego. Największe ujęcia wód podziemnych występują w środkowej oraz północnej części województwa i zaopatrują w wodę następujące miasta: Głogów Młp., Kolbuszowa, Leżajsk, Lubaczów, Łańcut, Nisko, Nowa Sarzyna, Ropczyce, Sędziszów Młp., Stalowa Wola, Tarnobrzeg [3].

Emisja ścieków komunalnych

Głównym źródłem zanieczyszczeń wód powierzchniowych są ścieki komunalne. Jeżeli są one niedostatecznie oczyszczone, dostarczają do wód znaczne ładunki substancji organicznych, głównie związków azotu i fosforu, które powodują eutrofizację wód. Również spływy z terenów pól uprawnych i miejskich stanowią zagrożenie dla wód powierzchniowych. Na obszarach wiejskich wody deszczowe mogą wypłukiwać z gleby nadmiar nawozów mineralnych oraz naturalnych (gnojowica), które są źródłem związków azotu przedostających się do wód.

W województwie podkarpackim podstawowymi czynnikami powodującymi presje w środowisku wodnym są: punktowe źródła zanieczyszczeń, zanieczyszczenia obszarowe, znaczące pobory wód oraz zmiany morfologii wód naturalnych, co przedstawia tab. 1. [3].

Tabela 1. Czynniki powodujące presje w środowisku wodnym

Table 1. Factors leading to pressures on the aquatic environment

Punktowe źródła zanieczyszczeń	Zanieczyszczenia obszarowe	Pobór wód	Zmiany morfologii wód naturalnych
Oczyszczalnie ścieków komunalnych, oczyszczalnie ścieków przemysłowych, składowiska odpadów	zanieczyszczenia pochodzenia komunalnego, zanieczyszczenia pochodzenia rolniczego	znaczące pobory wód w gospodarce komunalnej, znaczące pobory wód w przemyśle	zmiany naturalnych warunków hydromorfologicznych wód powierzchniowych w wyniku zabudowy hydrotechnicznej oraz regulacji rzek i potoków, zaburzenia ciągłości biologicznej rzek i potoków, zagrożenie ekosystemów od wód zależnych

Na podstawie wyników badań przeprowadzonych przez WIOŚ w Rzeszowie ustalono, że największą presję na stan wód powierzchniowych w województwie podkarpackim wywiera emisja ścieków komunalnych. Skutek nieuporządkowanej gospodarki wodno-ściekowej w województwie jest widoczny głównie w zlewniach rzek, w których występuje zjawisko eutrofizacji, oraz w gminach

wiejskich charakteryzujących się najmniejszym odsetkiem skanalizowania (gminy Przecław, Brzozów, Jasienica Rosielna, Niebylec, Dynów, Błażowa, Jodłowa, Radomyśl Wielki, Brzostek, Hyżne, Kolbuszowa, Tyczyn). Wyniki badań WIOŚ potwierdzają istotny wpływ zanieczyszczeń komunalnych m.in. na wody rzek, z których jest pobierana woda do celów pitnych, tj.: Wisłoka, Wisłoki, Sanu. Ścieki komunalne wnoszą do wód powierzchniowych znaczące ładunki substancji biogenych (głównie związki azotu i fosforu), które powodują eutrofizację wód.

Problem eutrofizacji wód w województwie podkarpackim dotyczy m.in. takich rzek, jak: Mrowla, Mikośka, Sawa, Koniecpólka, Babulówka, Mokrzyżówka, Trześniówka, Brzeźnica, Stobnica, Wisłok, Wisłoka.

Według danych GUS w ostatnich latach ilość oczyszczonych ścieków komunalnych, a także liczba ludności korzystającej z oczyszczalni ścieków znacznie wzrosła. W związku z tym wody są narażone na coraz większą presję ze strony gospodarki komunalnej. Należy jednak podkreślić, że presja ta jest powodowana przez ścieki oczyszczone i nie jest tak istotna, jak w przypadku emisji ścieków nieczyszczonych. Największa presja sektora komunalnego na jakość wód powierzchniowych w województwie podkarpackim występuje w aglomeracjach: Rzeszów, Leżajsk, Jarosław, Krosno, Mielec, Dębica, Stalowa Wola, Jasło, Sanok, Łańcut i Tarnobrzeg.

Emisja ścieków przemysłowych

Województwo podkarpackie jest jednym z mniej uprzemysłowionych województw w Polsce, jednak na jego terenie istnieją obszary, które są potencjalnie zagrożone emisją substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego. Są to rejony Jasła, Dębicy, Mielca, Tarnobrzega, Nowej Sarzyny i Łańcuta. Największe ilości ścieków przemysłowych powstają w powiecie tarnobrzeskim oraz w miastach: Tarnobrzeg, Stalowa Wola, Rzeszów, Dębica, Jasło, Mielec i Jedlicze. Wytwarzają one ponad 80% objętości ścieków przemysłowych wymagających oczyszczenia w regionie [3].

Według danych WIOŚ w województwie podkarpackim funkcjonuje 31 zakładów przemysłowych posiadających własne oczyszczalnie ścieków i odprowadzających ścieki bezpośrednio do wód powierzchniowych własnymi systemami kanalizacyjnymi.

W ostatnich kilku latach podkarpackie zakłady przemysłowe ograniczyły ilość ścieków odprowadzanych bezpośrednio do wód powierzchniowych. Największy udział w emisji ścieków przemysłowych mają zakłady zlokalizowane w powiecie tarnobrzeskim oraz miastach: Tarnobrzeg, Stalowa Wola, Rzeszów, Dębica, Jasło, Mielec i Jedlicze.

Według danych WIOŚ w 2012 r. przemysł województwa odprowadził do wód powierzchniowych ok. 19,7 hm³ oczyszczonych ścieków (mniej niż w 2011 r.), natomiast emisja ścieków z sektora przemysłowego znacznie się zmniejszyła w powiecie tarnobrzeskim oraz w miastach: Tarnobrzeg, Dębica

Jasło i Jedlicze. Wzrost emisji ścieków przemysłowych odnotowano w Stalowej Woli (zakłady: Huta Stalowa Wola – Wodociągi Sp. z o.o., Elektrownia Stalowa Wola S.A., TAURON Wytwarzanie S.A. – Oddział Elektrownia Stalowa Wola). W pozostałych ośrodkach miejsko-przemysłowych województwa nie zaobserwowano istotnych zmian w emisji ścieków przemysłowych.

Zanieczyszczenia obszarowe

Istotnym źródłem zanieczyszczenia wód są zanieczyszczenia obszarowe. Do tej grupy zaliczają się: zanieczyszczenia trafiające do środowiska wodnego z wodami opadowymi z terenów zurbanizowanych, z obszarów nieposiadających kanalizacji miejskiej, zanieczyszczenia będące skutkiem działalności rolniczej oraz z obszarów leśnych.

Zanieczyszczenia pochodzące z obszarów wiejskich są związane zarówno z działalnością bytową człowieka, jak też produkcją rolną. Do głównych zanieczyszczeń pochodzących z rolnictwa należy zaliczyć przede wszystkim substancje biogenne, czyli związki azotu i fosforu, oraz w mniejszym stopniu pestycydy stosowane w ochronie upraw. Do istotnych źródeł zanieczyszczeń należą źródła związane z hodowlą zwierzęcą, takie jak niewłaściwie zabezpieczone przyzmy obornika, nieszczelne zbiorniki na gnojówkę oraz zanieczyszczenia pochodzące z wybiegów otwartych dla zwierząt.

Zanieczyszczenia obszarowe są także związane z nadwyżkami substancji biogenych w glebie pochodzącymi z nawozów sztucznych i naturalnych, niewykorzystanymi przez rośliny uprawne. Na wielkość odprowadzanych zanieczyszczeń w szczególności wpływa stopień skanalizowania obszarów wiejskich i możliwość oczyszczania ścieków powstających w gospodarstwie. Natomiast o przedostawaniu się zanieczyszczeń pochodzenia rolniczego do wód podziemnych i powierzchniowych decyduje rodzaj oraz intensywność produkcji rolnej, w tym ilość stosowanych nawozów sztucznych i naturalnych, sposób wykorzystania powierzchni ziemi, intensyfikacja produkcji zwierzęcej i rodzaj prowadzonej hodowli.

Wpływ zanieczyszczeń rolniczych na środowisko wodne jest bezpośrednio związany ze sposobem zagospodarowania powierzchni ziemi i intensywnością użytkowania gleb. Największy odsetek terenów użytkowanych rolniczo w województwie podkarpackim (grunty orne, strefy upraw mieszanych) występuje w powiatach: mieleckim, dębickim, ropczycko-sędziszowskim, strzyżowskim, krośnieńskim, rzeszowskim, łańcuckim, przeworskim, jarosławskim i przemyskim.

Nawożenie użytków rolnych stanowi istotne źródło emisji substancji biogenych do środowiska. Istotny wpływ na jakość wód oraz zagrożenie eutrofizacją ma intensywność upraw rolnych i stopień rolniczego wykorzystania nawozów. Według danych GUS w województwie podkarpackim w 2010 r. zużycie nawozów sztucznych NPK wynosiło 59,1 kg na hektar użytków rolnych. W największych ilościach są stosowane nawozy azotowe. Według oceny Regio-

nalnego Zarządu Gospodarki Wodnej (RZGW) w Krakowie w regionie Górnej Wisły nie występuje zagrożenie zanieczyszczenia wód związkami azotu ze źródeł rolniczych, w związku z czym nie wyznaczono obszarów szczególnie narażonych na zanieczyszczenia związkami azotu ze źródeł rolniczych.

Stan i potencjał ekologiczny jednolitych części wód

Według definicji zawartej w ustawie Prawo wodne (2001) jednolita część wód powierzchniowych stanowi oddzielny i znaczący element wód powierzchniowych, taki jak: jezioro lub inny naturalny zbiornik wodny, sztuczny zbiornik wodny, struga, strumień, potok, rzeka, kanał lub ich części, morskie wody wewnętrzne, wody przejściowe lub wody przybrzeżne.

Stan ekologiczny jednolitych części wód powierzchniowych (potencjał ekologiczny w przypadku wód silnie zmienionych i sztucznych) wyznaczają: elementy biologiczne charakteryzujące występowanie w wodach różnych zespołów organizmów, wspomagane przez elementy hydromorfologiczne odzwierciedlające cechy środowiska, które wpływają na warunki bytowania organizmów żywych, m.in.: reżim hydrologiczny wód, ciągłość rzeki, charakter podłoża, elementy fizykochemiczne obejmujące wskaźniki charakteryzujące stan fizyczny wód, warunki tlenowe, zanieczyszczenia organiczne, zasolenie, zakwaszenie, substancje biogenne, oraz wskaźniki chemiczne z grupy syntetycznych i niesyntetycznych substancji specyficznych [3]. Stan i potencjał ekologiczny jednolitych części wód powierzchniowych klasyfikuje się przez nadanie im jednej z pięciu klas jakości, co przedstawia tab. 2.

Tabela 2. Klasyfikacja stanu i potencjału ekologicznego

Table 2. Classification of status and ecological potential

Klasa	Stan ekologiczny	Potencjał ekologiczny
I	bardzo dobry	maksymalny
II	dobry	dobry
III	umiarkowany	umiarkowany
IV	słaby	słaby
V	zły	zły

Jednolita część wód powierzchniowych w obszarze chronionym jest w bardzo dobrym lub dobrym stanie ekologicznym (maksymalnym lub dobrym potencjale ekologicznym w przypadku wód silnie zmienionych lub sztucznych), jeśli jednocześnie spełnia wymagania dla bardzo dobrego lub dobrego stanu (maksymalnego i dobrego potencjału) ekologicznego i wymagania określone w odrębnych przepisach dotyczących danego obszaru chronionego. Jeśli jednolita część wód jest w bardzo dobrym lub dobrym stanie (maksymalnym lub dobrym potencjale) ekologicznym, lecz nie spełnia wymagań ustalonych dla danego obszaru

chronionego, wówczas określa się dla niej umiarkowany stan (lub potencjał) ekologiczny.

W województwie podkarpackim w grupie wód monitorowanych przez WIOŚ w 2012 r. znajdowały się zbiorniki zaporowe Solina na Sanie i Besko na Wisłoku, rzeki zaopatrujące w wodę duże ośrodki miejskie Podkarpacia: Rzeszów, Przemyśl, Krosno, Mielec, Jasło, Dębica, Jarosław, Brzozów oraz mniejsze cieki. Stan/potencjał ekologiczny poniżej poziomu dobrego (umiarkowany lub słaby) charakteryzował 54,3% badanych jednolitych części wód. W 45,7% części wód stwierdzono stan/potencjał ekologiczny na poziomie dobrym i wyższym niż dobry [3].

Przeprowadzone przez WIOŚ badania wskazują, że wody w województwie podkarpackim są zanieczyszczone. Większość jednolitych części wód jest dotkniętych problemem eutrofizacji wywołanej przez zanieczyszczenia pochodzące ze źródeł komunalnych. Potencjał ekologiczny poniżej dobrego (umiarkowany lub słaby) charakteryzował 54,3% badanych wód, natomiast ich zły stan – aż 78% badanych wód. Jakość wód powierzchniowych wykorzystywanych do zaopatrzenia ludności w wodę mieści się w przedziale kategorii A2-A3, jednak występują również wody niekwalifikujące się nawet do kategorii A3. W związku z tym wody te wymagają wysoko sprawnego procesu uzdatniania fizycznego i chemicznego, co wiąże się również z wysokimi kosztami.

W celu poprawy stanu i jakości wód od kilku lat na Podkarpaciu w ramach realizacji Krajowego Programu Oczyszczania Ścieków Komunalnych są prowadzone prace polegające na budowie, rozbudowie i modernizacji zbiorczych sieci kanalizacyjnych i komunalnych oczyszczalni ścieków. Dzięki programowi maleje presja ze strony nieuporządkowanej gospodarki ściekowej, a także wzrasta ilość ścieków oczyszczanych metodami podwyższonego usuwania biogenów.

4. Zagrożenia gleb w województwie podkarpackim

Czynniki stanowiące zagrożenie dla gleby to różnego rodzaju zanieczyszczenia przedostające się do jej struktur przede wszystkim w wyniku działalności antropogenicznej. Główne przyczyny degradacji gleb to m.in.:

- niewłaściwie odprowadzane ścieki,
- odpady składowane w nielegalnych miejscach, tzw. „dzikie wysypiska”,
- stosowanie chemicznych środków ochrony roślin,
- nadmierne nawożenie gleb,
- osuszanie podmokłych terenów i regulacja rzek obniżająca poziom wód gruntowych,
- monokultury, które prowadzą do zubożenia gleby,
- intensywny wypas bydła prowadzący do erozji,
- zajmowanie terenów rolniczych pod zabudowę,
- spalanie paliw na potrzeby energetyczne,
- transport.

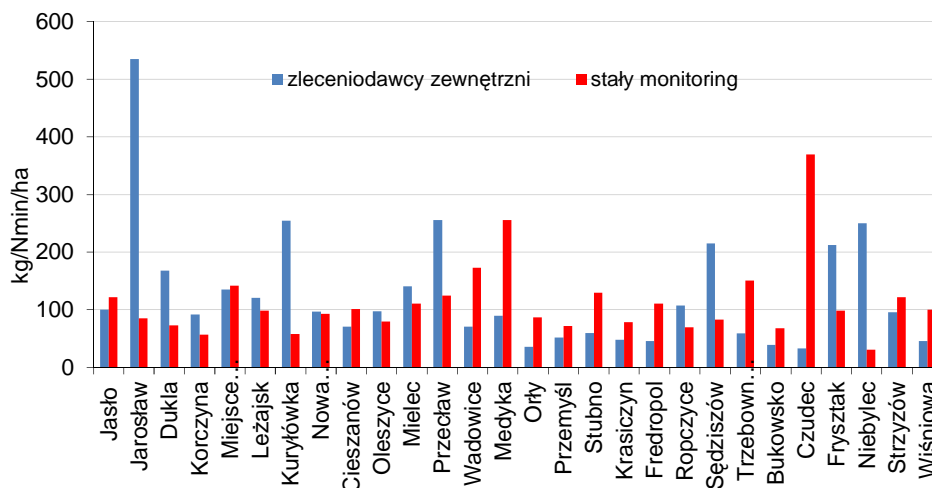
Źródła zanieczyszczeń można podzielić na punktowe i rozproszone (obszarowe). Wyemitowane zanieczyszczenia przedostają się do gleb poprzez opady atmosferyczne i pyły, wylewy wód powierzchniowych, rozpylanie agrochemikaliów, składowanie osadów ściekowych i kompostów, spływy z dróg, składowiska niebezpiecznych substancji, a także awarie instalacji przemysłowych bądź środków transportu chemikaliów. To co dzieje się z zanieczyszczeniami przedostającymi się do gleby jest uzależnione od właściwości sorpcyjnych gleby oraz chemicznej budowy zanieczyszczeń. Mogą one ulegać sorpcji, być pobierane przez rośliny, ulec rozkładowi mikrobiologicznemu, być wymywane w głąb gleby, np. do wód gruntowych, lub mogą ulatniać się z parą wodną.

Odpowiednia zawartość makroelementów, takich jak: fosfor, potas, magnez, siarka oraz azot mineralny w glebie wpływa na prawidłowy wzrost i rozwój roślin. Ich niedobór powoduje zaburzenia wegetacji roślin, natomiast zbyt intensywne nawożenie prowadzi do zaburzeń procesów metabolicznych roślin, a także do zanieczyszczeń gleb, wód powierzchniowych i gruntowych niewykorzystanymi przez rośliny składnikami pokarmowymi.

Według Rozporządzenia Ministra Środowiska z dnia 9 września 2002 r. w sprawie standardów jakości gleby oraz standardów jakości ziemi glebę lub ziemię uznaje się za zanieczyszczoną, gdy stężenie co najmniej jednej substancji przekracza wartość dopuszczalną, z zastrzeżeniem, jeżeli przekroczenie wartości dopuszczalnej stężenia substancji w badanej glebie lub ziemi wynika z naturalnie wysokiej jej zawartości w środowisku, uważa się, że przekroczenie dopuszczalnej wartości stężeń w glebie lub ziemi nie nastąpiło. Zawartość azotu mineralnego w glebach województwa podkarpackiego przedstawia rys. 5. Według danych w zależności od miejsca wykonywanych badań i liczby prób otrzymane wyniki zawartości azotu mineralnego w glebach wykazują niekiedy znaczne rozbieżności. Biorąc pod uwagę gminy, w których przebadano najwięcej punktów, można stwierdzić, że największa zawartość azotu występuje w glebach na terenie gminy Jarosław, Czudec oraz Przecław, Kuryłówka, Sędziszów, Czudec oraz Niebylec [3].

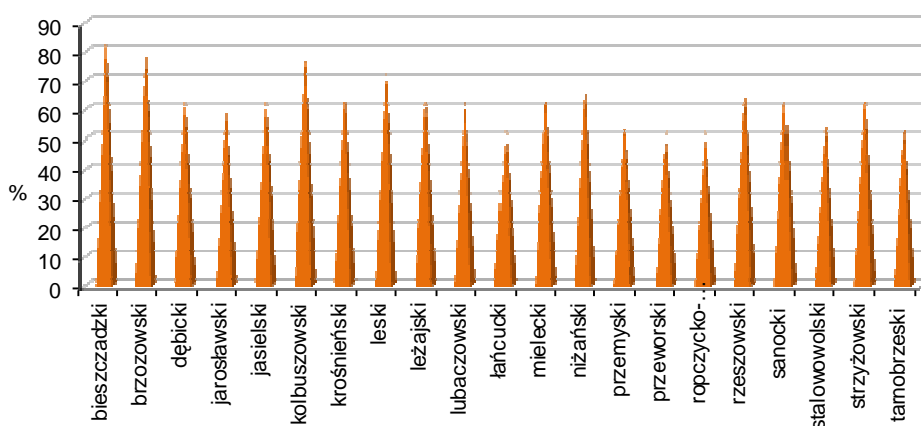
Według danych WIOŚ w 2012 r. (podobnie jak w poprzednich latach) stwierdzono tylko jeden przypadek przekroczenia wartości dopuszczalnej w przypadku rtęci (Hg) na terenie gminy Świlcza. Pozostałe wyniki oscylują w przedziałach zawartości normatywnej. Problem stanowi jednak bardzo wysokie zakwaszenie gleb, które może powodować zwiększoną mobilność metali ciężkich, które poprzez produkty roślinne będą wchodzić w łańcuch troficzny człowieka i wpływać negatywnie na jego zdrowie.

Badanie odczynu gleby pozwala określić potrzeby jej wapnowania. Analiza odczynu wykazała duże zróżnicowanie zakwaszenia gleby z przewagą gleb bardzo kwaśnych i kwaśnych w latach 2009-2012, co przedstawiono na rys. 6. Według danych WIOŚ w 2012 r. bardzo duże (największe) potrzeby wapnowania w stopniu koniecznym i potrzebnym (65-71% użytkowanych rolniczo gleb)



Rys. 5. Zawartość azotu mineralnego (N-min) w poziomie 0-60 cm gleby na podstawie badań zleconych przez producentów rolnych i stały monitoring w 2012 r.

Fig. 5. The content of mineral nitrogen in the soil level on the basis of a study commissioned by agricultural producers and constant monitoring in 2012



Rys. 6. Procentowy udział gleb bardzo kwaśnych i kwaśnych w powiatach województwa podkarpackiego w latach 2009-2012

Fig. 6. Percentage of highly acidic and acid soils in the counties of Podkarpackie Province between 2009-2012

stwierdzono w powiatach bieszczadzki, brzozowski, jasielski, leski, kolbuszowski, krośnieński, mielecki i strzyżowski. W latach 2009-2012 wskaźnik potrzeb wapnowania oscylował wokół przedziału 65-82%. Na terenie pozostałych powiatów niemal natychmiastowego wapnowania wymaga od

50-64% użytków rolnych i wskaźnik ten nie uległ znaczącej zmianie w stosunku do badań z lat poprzednich [3].

Stan gleb województwa podkarpackiego jest na ogół dobry. Podstawowymi czynnikami degradacji gleb są: zakwaszenie gleb, zanieczyszczenie substancjami chemicznymi i eksploatacja surowców. Badania przeprowadzone przez WIOŚ wykazały, że ponad 70% użytków rolnych ma odczyn kwaśny i bardzo kwaśny, w związku z czym najwyższe w kraju potrzeby wapnowania. Stopień zanieczyszczenia chemicznego gleb w województwie na ogół jest niewielki i nie stwierdza się znaczącego wpływu emisji przemysłowych na poziom zawartości metali ciężkich w glebie. Zanieczyszczenia gleb mają charakter punktowy (emisja dużych zakładów przemysłowych i składowiska odpadów) i liniowy (wzdłuż szlaków komunikacyjnych, o znacznym natężeniu ruchu).

Z badań wykonanych na zawartość makroelementów w glebach województwa podkarpackiego wynika, że 54% badanych gleb to gleby o niskiej i bardzo niskiej zawartości przyswajalnego fosforu, a 47% o niskiej i bardzo niskiej zawartości potasu. Mając na uwadze zróżnicowane zawartości poszczególnych makroelementów, należy rozsądnie podchodzić do nawożenia, które powinno być racjonalne, prowadzone z uwzględnieniem analizy gleby, tak aby składniki nawozowe pochodzenia rolniczego nie stanowiły zagrożenia dla środowiska.

5. Podsumowanie

Analiza zagrożeń środowiska występujących na terenie Podkarpacia w zakresie powietrza, wody i gleby potwierdziła powszechną opinię, że środowisko w tym regionie jest jednym z najczystszych w Polsce, jednak z pewnymi zastrzeżeniami. Sam fakt, że prawie połowa (45%) obszaru województwa jest obszarem chronionym, gdzie zakazana jest działalność mogąca powodować szkody w środowisku nie oznacza braku problemów związanych z zanieczyszczeniami środowiska.

Na podstawie wyników badań przeprowadzonych przez WIOŚ w Rzeszowie powietrze w województwie nie jest zagrożone ponadnormatywnym stężeniem substancji, takich jak: dwutlenek siarki, dwutlenek azotu, tlenek węgla, benzen. Ich stężenia w ostatnich kilku latach osiągały niskie wartości i nie przekraczały obowiązujących dla tych substancji wartości odniesienia w powietrzu. Również dla metali w pyłe PM₁₀ wartości odniesienia zostały dotrzymane. Powodem do niepokoju może być utrzymujące się od kilku lat duże zanieczyszczenie powietrza pyłem zawieszonym PM₁₀. Również średnioroczne stężenia benzo(a)pirenu w pyłe zawieszonym PM₁₀ przekraczają wartość docelową. Podwyższone zawartości tych zanieczyszczeń mogą stanowić niebezpieczeństwo dla ludzi oraz przyrody.

Bardzo niepokojącym zjawiskiem jest zły stan wód. Przeprowadzone przez WIOŚ badania wskazują, że wody w województwie podkarpackim są zanieczyszczone oraz dotknięte problemem eutrofizacji. Potencjał i stan ekologiczny

większości badanych wód odnotowuje się poniżej poziomu dobrego, natomiast jakość wód powierzchniowych wykorzystywanych do zaopatrzenia ludności w wodę zalicza się do kategorii A2-A3, co wiąże się z wysokimi nakładami finansowymi w procesie uzdatniania. Można stwierdzić, że realizacja Krajowego Programu Oczyszczania Ścieków Komunalnych przynosi oczekiwane efekty, które są potwierdzone wynikami badań. Dzięki temu maleje presja ze strony nieuporządkowanej gospodarki ściekowej.

Badania potwierdzają, że stan gleb województwa podkarpackiego jest dobry, jednak poważny problem stanowi duże zakwaszenie gleb na znacznych powierzchniach terenu, które wymagają procesu wapnowania. Zanieczyszczenia gleb mają charakter punktowy i liniowy, a więc najczęściej w miejscach działania ośrodków przemysłowych oraz szklaków komunikacyjnych. Stopień zanieczyszczenia chemicznego gleb w województwie na ogół jest niewielki i nie stwierdzono znaczącego wpływu emisji przemysłowych na poziom zawartości metali ciężkich w glebie, które nie przekraczają wartości dopuszczalnych.

Literatura

- [1] Wojewódzki Inspektorat Ochrony Środowiska w Rzeszowie. Jakość wód powierzchniowych wykorzystywanych do zaopatrzenia ludności w wodę przeznaczoną do spożycia w województwie podkarpackim wg badań wykonanych w latach 2008-2012.
- [2] Wojewódzki Inspektorat Ochrony Środowiska w Rzeszowie. Ocena jakości powietrza w województwie podkarpackim. Ocena za rok 2012.
- [3] Wojewódzki Inspektorat Ochrony Środowiska w Rzeszowie. Raport o stanie środowiska w województwie podkarpackim w 2012 roku.

ANALYSIS OF ENVIRONMENTAL THREATS OF PODKARPACIE

Summary

In thesis presented are results of analysis environmental threats of Podkarpackie Province: air, water and soil. The major threats in Poland are emissions of industrial, municipal and agricultural pollution; cultivate of the land which destroys natural structure; biodiversity decline and biologically active areas in urban areas and industrialized countries. Purpose of the publication is presentation results of research gaseous and dust pollution in Podkarpackie Province. Analysis of data on the concentrations of various air pollutants in Podkarpackie Province showed that gaseous pollutants reach low concentrations and not exceed existing reference value in the air for these substances. However, for several years remains high air pollution caused by particulate matter PM10 in the region. Studies indicate that the water is polluted in Podkarpackie Province. Most of the water bodies are affected by the problem of eutrophication caused by municipal pollution. Surface water quality used for the supply of water to local populations fall within category A2-A3, but there are also water not falling within the category A3. Therefore, these water require a high performance physical and chemical processes of water treatment, which is also associated with high costs. Soil condition of Podkarpackie Province is generally good. The main factors of soil degradation are soil acidification, chemical pollution and exploitation of raw materials. Studies have shown that more than 70% of arable lands is acidic and very acidic, therefore, the highest in

the country need for liming are in this region. The degree of chemical contamination of soil in the region is usually inconsiderable and does not indicate a significant impact of industrial emissions on the levels of metals in soil.

Keywords: environment, threat, air, water, soil

Przesłano do redakcji: 9.01.2014 r.

Przyjęto do druku: 02.06.2014 r.

DOI:10.7862/rb.2014.7

Galina KALDA¹
Katarzyna MAJ²

ANALIZA ZANIECZYSZCZEŃ PROMIENIOWANIEM ELEKTROMAGNETYCZNYM PODKARPACIA

W pracy przedstawiono metody pomiarów promieniowania elektromagnetycznego, źródła i instalacje elektroenergetyczne do wytwarzania i przesyłu energii elektrycznej stosowane na Podkarpaciu. Zaprezentowano instalacje elektroenergetyczne do wytwarzania i przesyłu energii elektrycznej. Linie energetyczne charakteryzują malejące natężenia składowej elektrycznej pola elektromagnetycznego wraz z odległością. Omówiono obiekty elektroenergetyczne istotnie wpływające na środowisko Podkarpacia. Oprócz wcześniej wymienionych źródeł pól elektromagnetycznych, które mają największy udział w emisji energii promieniowania elektromagnetycznego do środowiska, istnieją również inne urządzenia mające podobny wpływ na środowisko. Do jednej z takich grup należą urządzenia do zastosowań przemysłowych, takie jak: piece elektryczne i indukcyjne, sprzęt elektroiskrowy, spawarki, urządzenia do zgrzewania opakowań, hartowania, lutowania, topienia, produkcji materiałów półprzewodnikowych, suszenia, mierniki mikrofalowe, urządzenia do obróbki gastronomicznej oraz kuchenki mikrofalowe. Kolejną grupę stanowią urządzenia stosowane w medycynie. Pośród nich najwyższe natężenia pól elektromagnetycznych emitują rezonans magnetyczny, diatermie krótkofalowe i mikrofalowe. Następną grupę stanowią urządzenia łączności osobistej, radiostopowe i radiolinie (urządzenia służące do transmisji danych). W tej grupie znajdują się radiotelefony mające przewagę nad telefonią komórkową, łączą się bowiem bezpośrednio bez użycia dodatkowej infrastruktury. Jeszcze inną grupę stanowią urządzenia bezpieczeństwa, takie jak np. czujki mikrofalowe. W urządzeniach tego typu używa się pola stacjonarne bądź impulsowe, a wykorzystywane moce nie osiągają kilkudziesięciu watów. Przedstawiono także analizę wyników pomiarów pól elektromagnetycznych w latach 2009-2011 dla różnych województw.

Słowa kluczowe: metody pomiarów, promieniowanie elektromagnetyczne, pole elektromagnetyczne

¹ Autor do korespondencji/corresponding author: Galina Kalda, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. 17 8651068, e-mail: kaldagal@prz.edu.pl.

² Katarzyna Maj, Politechnika Rzeszowska

1. Wprowadzenie

Promieniowanie elektromagnetyczne jest kombinacją promieniowania elektrycznego i magnetycznego, którego energia oddziaływania na dane ciało materialne nie powoduje w nim procesu jonizacji. Naturalne pola elektryczne i magnetyczne nie są związane z działalnością człowieka, lecz mają swoje źródło w naturalnych procesach zachodzących na Ziemi. Ich źródłem są m.in. ziemskie pole elektryczne i magnetyczne, Słońce, wyładowania atmosferyczne. Naturalne procesy elektromagnetyczne stanowią istotny element środowiska Ziemi i rozwijają się we wszechświecie od początków jego istnienia.

Człowiek zakłócił naturalne środowisko elektromagnetyczne Ziemi przez wprowadzanie do niego urządzenia emitujące energię elektromagnetyczną w szerokim zakresie częstotliwości. Sztuczne pola elektromagnetyczne towarzyszą człowiekowi w każdym miejscu, zarówno w domu, pracy, podczas podróży, jak i w czasie odpoczynku.

Sztuczne pola elektromagnetyczne, nakładając się na pola naturalne, zmieniają warunki bytowania człowieka, a zanieczyszczenie naturalnego środowiska tym promieniowaniem traktuje się na równi z innymi czynnikami szkodliwymi dla środowiska naturalnego. Wymusza to rozwój metod badawczych wpływu promieniowania elektromagnetycznego na ludzi i środowisko naturalne oraz ustalenie progowych dopuszczalnych wartości tego pola, które nie wywołują szkód na organizm ludzki i środowisko.

2. Metody pomiarów promieniowania elektromagnetycznego

Ocena poziomów pola elektromagnetycznego (PEM) w środowisku jest realizowana w ramach Państwowego Monitoringu Środowiska (PMŚ) zgodnie z art. 123 ustawy Prawo ochrony środowiska (POŚ). Wojewódzki Inspektorat Ochrony Środowiska (WIOŚ) przeprowadza w sposób jednakowy dla wszystkich województw monitoring pól elektromagnetycznych od 2008 r. [1].

WIOŚ przeprowadza monitoring poziomów pól elektromagnetycznych i posiada aktualizowany corocznie rejestr, w którym są odnotowane informacje o terenach, gdzie wystąpiło przekroczenie dopuszczalnych wartości pól elektromagnetycznych w środowisku. Wyszczególnia się przekroczenia występujące na obszarach dotyczących [2]:

- terenów przeznaczonych pod zabudowę mieszkaniową,
- miejsc dostępnych dla ludności.

Pomiary przeprowadza się zgodnie z wymaganiami określonymi w Rozporządzeniu Ministra Środowiska z dnia 12 listopada 2007 r. w sprawie zakresu i sposobu prowadzenia okresowych badań poziomów pól elektromagnetycznych w środowisku. Rozporządzenie definiuje zakres przeprowadzenia badań, kryteria doboru punktów pomiarowych, obowiązującą częstotliwość prowadzenia pomiarów, a także metodę przedstawiania wyników pomiarów.

Na obszarze każdego województwa badania są wykonywane w 135 punktach pomiarowych w trzyletnim cyklu pomiarowym, po 15 punktów rocznie dla trzech typów terenów dostępnych dla ludności, tj.:

- w centralnych dzielnicach lub osiedlach miast o liczbie mieszkańców przekraczającej 50 tys. osób,
- w pozostałych miastach,
- na terenach wiejskich.

Lokalizacja punktów pomiarowych jest wskazana przez WIOŚ w wojewódzkim programie monitoringu środowiska.

Badania pomiarów są wykonywane w sposób ciągły przez dwie godziny z częstotliwością próbkowania minimum co 10 s, w godzinach od 10 do 16 w dni robocze. Temperatura powietrza musi wynosić co najmniej 0°C, wilgotność względna powietrza powinna być nie większa niż 75% oraz nie powinny występować opady atmosferyczne.

Monitoring PEM odbywa się poprzez pomiary natężenia składowej elektrycznej pola elektromagnetycznego w przedziale częstotliwości od 3 do 3000 MHz. Za wynik przyjmuje się średnią arytmetyczną zmierzonych wartości dla punktu pomiarowego oraz średnią arytmetyczną z uśrednionych wartości dla każdego typu terenu (15 punktów) określonego w rozporządzeniu. Co trzy lata podaje się średnią arytmetyczną z uśrednionych wartości natężeń pól elektromagnetycznych uzyskanych w 45 punktach składających się na trzyletni cykl pomiarowy [3].

Ocenę wpływu PEM na środowisko przeprowadza się dwiema podstawowymi metodami, tj. analizą teoretyczną rozkładu poziomów pola elektromagnetycznego w sąsiedztwie struktur promieniujących i metodą pomiarową.

Symulacje rozkładu PEM przeprowadza się np. w fazie projektowania systemów radiokomunikacyjnych, aby określić parametry użytkowe systemu i oddziaływania na środowisko, bądź podczas projektowania urządzeń mających spełniać wymogi kompatybilności elektromagnetycznej. W tym celu do rozwiązań analitycznych wykorzystuje się różne metody od tych stosujących nieskomplikowane modele propagacyjne w wolnej przestrzeni do analiz popartych szczegółowymi modelami numerycznych radiatorów, a także ich otoczenia [4].

Pomiary są najistotniejszym sposobem oceny poziomów pól elektromagnetycznych sprawdzającym w warunkach rzeczywistych teoretyczne analizy. W odniesieniu od przeznaczenia wykonywanych pomiarów przeprowadza się analizę parametrów PEM, które mają być mierzone odpowiednio dobranym sprzętem pomiarowym i odpowiednią metodą pomiaru.

Ze względu na cel pomiary dzieli się na propagacyjne i ochronne. Pomiary propagacyjne stosuje się w planowaniu i analizie systemów radiokomunikacyjnych. Służą one do wykonywania pomiarów zasięgu, pokrycia terenu, określania poziomów niepożądanych sygnałów czy prawidłowość systemów. Natomiast pomiary ochronne wykonuje się do oceny ekspozycji na PEM ludzi i środo-

wiska oraz spełniania wymagań dopuszczalnych poziomów. Wyróżnia się pomiary ochronne:

- selektywne,
- szerokopasmowe,
- szerokopasmowe wykonywane miernikiem selektywnym.

Pomiary selektywne są używane w przypadku pomiarów propagacyjnych i oszacowania parametrów PEM od jednego źródła. Pomiar jest realizowany z użyciem anteny przyłączonej do selektywnego odbiornika pomiarowego, aby znacznie zwiększyć czułość pomiaru.

Badania szerokopasmowe są najczęściej wykorzystywane do oszacowania oddziaływania promieniowania elektromagnetycznego na środowisko. Pomiaru dokonuje się miernikami z sondami szerokopasmowymi w bezpośrednim sąsiedztwie źródeł PEM (pierwotnych i wtórnych). Wyniki badań to wypadkowe natężenie pola z całkowitego pasma pomiarowego sondy.

Pomiary szerokopasmowe miernikiem selektywnym zawierają w sobie plusy dwu poprzednich metod, czyli znaczną czułość pomiarów selektywnych i ewentualne wyznaczenie wypadkowego natężenia pola charakterystycznego dla pomiarów szerokopasmowych. Podczas pomiaru bardzo niskich natężeń, które powszechnie występują w środowisku, wymienionymi metodami trzeba uwzględnić szumy własne miernika, co może fałszować wyniki, zawyżając je [4, 5].

Pomiary na terenie województwa podkarpackiego są wykonywane miernikiem PMM8053A wyposażonym w sondę pola elektrycznego EP 300 (zakres mierzonych częstotliwości 100 kHz-3 GHz o zakresie mierzonego natężenia pola elektrycznego 0,1-300 V/m) [1, 6, 7].

3. Instalacje elektroenergetyczne do wytwarzania i przesyłu energii elektrycznej

Linie i stacje elektroenergetyczne

Pola elektromagnetyczne występują jako działanie niezamierzone przy przesyłaniu energii elektrycznej. W Polsce, jak i w innych krajach europejskich energię przesyła się z częstotliwością 50 Hz. Przesył do odbiorców odbywa się za pomocą linii i stacji elektroenergetycznych.

Napięcia stosowane do transportu energii dzieli się na [8]:

- napięcia niskie (NN) do 1 kV (230 V, 400 V, 500 V),
- napięcia średnie (NS) od 1 kV do 60 kV (6, 10, 15, 20, 30 kV, rzadko 40 i 60 kV),
- napięcia wysokie (NW) (110 kV),
- napięcia najwyższe (NNW) (220 kV, 400 kV, 450 kV),
- napięcia ultrawysokie (UWN lub UHV) (750 kV i wyższe).

Linie energetyczne charakteryzuje malejące natężenie składowej elektrycznej pola elektromagnetycznego wraz z odległością. Dochodzą one nawet do wartości 1 kV/m, mierząc odległość od rzutu skrajnego przewodu na powierzchnię ziemi od 10 do 30 m [9].

Do odbiorców indywidualnych energia jest przesyłana napięciami niskimi 230 i 400 V. Energia elektryczna jest rozdzielana za pomocą linii napowietrznych bądź kablowych o znamionowych napięciach w granicach 6-10 kV. Wyższe napięcia 220 i 400 kV są stosowane do przesyłu liniami, zwłaszcza na większe odległości [8].

Układ linii wysokiego napięcia w województwie podkarpackim tworzą:

- linia 750 kV relacji Widełka – Ukraina (obecnie nie pracuje, ale jest zaplanowana modernizacja),
- linia 400/220 kV relacji Połaniec – Tarnów,
- linia 400 kV relacji Połaniec – Widełka,
- linia 400 kV relacji Widełka – Tarnów,
- linia 400 kV relacji Widełka – Iskrzynia k. Krosna,
- linia 400 kV relacji Iskrzynia k. Krosna – Słowacja,
- linia 220 kV relacji Połaniec – Chmielów,
- linia 220 kV relacji Połaniec – Boguchwała,
- linia 220 kV relacji Chmielów – Stalowa Wola,
- linia 220 kV relacji Stalowa Wola – Abramowice,
- linia 110 kV relacji Stalowa Wola – Boguchwała,
- linia 110 kV relacji Elektrownia Solina – główne punkty zasilania (GPZ) Ustrzyki, Bircza – Sanok,
- linie 110 kV stanowiące powiązania pomiędzy stacjami redukcyjnymi (głównymi punktami zasilania).

Linie energetyczne schodzą się w stacjach redukcyjnych, które stanowią tereny lokalizacji węzłów energetycznych lub głównych punktów zasilania. W węzłach energetycznych napięcie jest obniżane z 750, 400 i 220 kV do 110 kV. Natomiast w punktach głównych zasilania napięcie 110 kV jest ograniczane do niższych napięć średnich 30,15 lub 6 kV, którymi są zasilane rozdzielcze sieci terenowe.

Na obszarach stacji ujętych w granicach ogrodzenia natężenie pola elektromagnetycznego powinno nie przekraczać wartości wskazanych przepisami branżowymi. W razie niewywiązania się z przepisów stosuje się środki techniczne zmniejszające je do poziomów dopuszczalnych (ekrany, dodatkowe uziemienia, ograniczenie czasu przebywania ludzi).

W województwie podkarpackim znajdują się:

- węzeł energetyczny 750/400/110 kV – Widełka k. Rzeszowa,
- węzeł energetyczny 400/110 kV – Iskrzynia k. Krosna,
- węzeł energetyczny 220/110 kV – Chmielów k. Tarnobrzega,
- węzeł energetyczny 220/110 kV – Boguchwała k. Rzeszowa,
- projektowany węzeł energetyczny 400/110 kV – Jarosław,

- główne punkty zasilania – w całym województwie jest umiejscowionych 78 stacji redukcyjnych wysokiego napięcia; przewiduje się budowę 30 nowych stacji redukcyjnych [9].

Czynne linie wysokich napięć wytwarzają takie czynniki fizyczne, jak:

- pole elektryczne,
- pole magnetyczne,
- szumy akustyczne i wibracje,

które w pewnych warunkach mogą oddziaływać niekorzystnie bądź szkodliwie na organizm ludzki. Mogą mieć również negatywny wpływ na inne organizmy żywe i pozostałe elementy ekosystemu, np. na świat roślinny.

Linie przesyłowe o napięciu 110 kV mogą w odpowiednich warunkach stać się źródłem innych czynników chemicznych i fizycznych, np. ozonu czy dwutlenku azotu. Poziomy emisji tych czynników są całkowicie pomijane, zwłaszcza dla linii o wysokim napięciu [10].

Do innych obiektów elektroenergetycznych istotnie wpływających na środowisko w województwie podkarpackim należą [9]:

- Elektrownia Stalowa Wola,
- Zespół Elektrowni Wodnych Solina – Myczkowce,
- Elektrociepłownia Sarzyna,
- Elektrociepłownia Rzeszów – Załęże,
- Elektrociepłownia Sanok – Trepcza,
- Elektrociepłownia Przemyśl,
- elektrociepłownie przemysłowe.

Inne źródła pól elektromagnetycznych

Oprócz wcześniej wymienionych źródeł pól elektromagnetycznych, które mają największy udział w emisji energii promieniowania elektromagnetycznego do środowiska, są również inne urządzenia, mające podobny wpływ na środowisko. Do jednej z takich grup należą urządzenia do zastosowań przemysłowych. Są to piece elektryczne i indukcyjne, sprzęt elektroiskrowy, spawarki, urządzenia do zgrzewania opakowań, hartowania, lutowania, topienia, produkcji materiałów półprzewodnikowych, suszenia, mierniki mikrofalowe, urządzenia do obróbki gastronomicznej oraz kuchenki mikrofalowe. Urządzenia te produkują PEM o różnych zakresach częstotliwości, począwszy od fal radiowych krótkich, aż po mikrofałe. Wykorzystywane moce oscylują w granicach od setek watów do nawet setek kilowatów. Poziom natężenia pola elektromagnetycznego na ogół nie przekracza dużych wartości poza obszarami należącymi do zakładów pracy. Natomiast pomieszczenia, w których ten sprzęt jest umieszczony, są często ekranowane.

Na kolejną grupę składają się urządzenia stosowane w medycynie. Pośród nich najwyższe natężenia pól elektromagnetycznych emitują rezonans magnetyczny, diatermie krótkofalowe i mikrofalowe. Diatermie krótkofalowe wykorzystują do pracy częstotliwości 13, 27, 40 MHz, a mikrofalowe 430 MHz,

915 MHz, 2,3 GHz, 2,4 GHz. Urządzenia te wytwarzają promieniowanie elektromagnetyczne o wartościach w przedziale od kilku aż do setek watów. Poziomy tego promieniowania dotyczą wyłącznie pomieszczeń, w których są zainstalowane, w pozostałych natężenia pól nie uzyskują wyższych mocy.

Następną grupę stanowią urządzenia łączności osobistej, radiodostępowe i radiolinie (urządzenia służące do transmisji danych). W tej grupie znajdują się radiotelefony mające przewagę nad telefonią komórkową, ponieważ łączą się bezpośrednio bez użycia dodatkowej infrastruktury. Tę zależność wykorzystują służby profesjonalne: straż pożarna, policja, wojsko. Dla osób postronnych zostało wydzielone pasmo w zakresie częstotliwości od 26,96 do 27,4 MHz używane przez CB-radia.

Jeszcze inną grupę stanowią urządzenia bezpieczeństwa, takie jak np. czujki mikrofalowe. W urządzeniach tego typu używa się pola stacjonarne bądź impulsowe, a wykorzystywane moce nie osiągają kilkudziesięciu watów [8].

4. Analiza wyników pomiarów pól elektromagnetycznych

W celu określania poziomów pól elektromagnetycznych w województwie podkarpackim analizowano wyniki pomiarów z lat 2009-2011 udostępnionych przez WIOŚ w Rzeszowie [11]. W latach 2009 i 2010 pomiary przeprowadzono w ramach trzyletniego cyklu pomiarowego rozpoczętego w 2008 r., natomiast w 2011 badania realizowano dla trzyletniego cyklu obejmującego również lata 2012 i 2013.

Analiza wyników pomiarów dla 2009 r.

W 2009 roku WIOŚ Rzeszów przeprowadził badania poziomów pól elektromagnetycznych w 70 punktach pomiarowych: 24 pomiary w centralnych dzielnicach lub osiedlach miast o liczbie mieszkańców przekraczającej 50 tys., 23 pomiary w pozostałych miastach i 23 pomiary na terenach wiejskich [12].

W 2009 roku w miastach powyżej 50 tys. mieszkańców badań dokonano w 24 punktach pomiarowych. Najwyższe wyniki w tych miastach odnotowano w:

- Mielcu, osiedle Lotników – 0,59 V/m,
- Przemyślu, osiedle Pogórze Znisienie – 0,52 V/m,
- Stalowej Woli, osiedle Fabryczne – 0,51 V/m,
- Przemyślu, osiedle Bakończyce – 0,45 V/m,
- Przemyślu, osiedle Lampertówka – 0,43 V/m.

Średnia wartość tych pomiarów wynosi 0,249 V/m.

W miastach poniżej 50 tys. ludności najwyższe wartości zmierzono w:

- Lubaczowie, osiedle Jagiellonów – 0,71 V/m,
- Tarnobrzegu, osiedle Podzwierzyniec – 0,69 V/m,
- Brzozowie, Plac Grunwaldzki – 0,55 V/m,

- Jarosławiu, osiedle Kolonia oficerska – 0,45 V/m,
- Tarnobrzegu, osiedle Wystawa – 0,35 V/m.

Uśredniona wartość pomiarowa dla tego obszaru wynosi 0,228 V/m.

Na terenach wiejskich wartości PEM w żadnym punkcie pomiarowym nie przekroczyła nawet wartości 0,25 V/m. Najwyższe wyniki otrzymano w miejscowościach:

- Wylewa – 0,22 V/m,
- Radomyśl n/Sanem – 0,19 V/m,
- Grodzisko Dolne – 0,18 V/m,
- Żyraków – 0,17 V/m,
- Brzegi Dolne – 0,15 V/m.

Średnia pomiarów na tych terenach wynosi 0,076 V/m.

W 2009 roku na Podkarpaciu najwyższa wartość zmierzona pól elektromagnetycznych wynosiła 0,71 V/m, a najniższa – poniżej 0,10 V/m. Najwyższe wartości promieniowania otrzymano w miastach o liczbie mieszkańców powyżej 50 tys., najniższe zaś na terenach wiejskich.

Analiza wyników pomiarów dla 2010 r.

Pomiary dla 2010 r. rozpoczęły cykl trzyletnich pomiarów do „Programu monitoringu środowiska w województwie podkarpackim na lata 2010-2012”. Badania wykonano w 45 punktach pomiarowych, po 15 na każdy badany obszar [11].

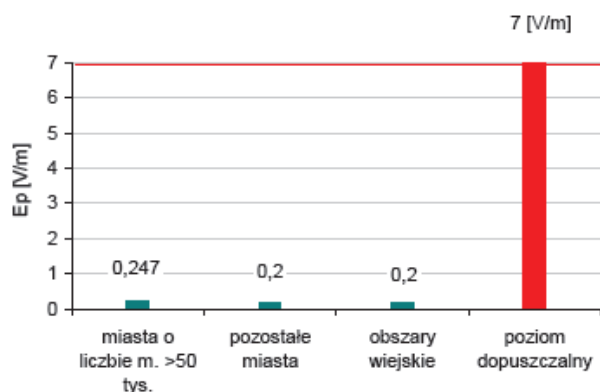
Najwyższą wartość składowej elektrycznej pola elektromagnetycznego zarejestrowano w mieście:

- Przemyślu, osiedle Garbarze – 0,6 V/m,
- Przemyślu, osiedle Budy Małe – 0,5 V/m.

W pozostałych punktach pomiarowych odnotowano wyniki poniżej 0,40 V/m, dlatego za wyniki pomiarów przyjęto połowę wartości progu czułości sondy pomiarowej – 0,20 V/m. Średnia arytmetyczna tych wyników wynosi 0,247 V/m.

Na obszarach miast poniżej 50 tys. ludności poziom pól elektromagnetycznych był niższy od wartości 0,4 V/m, będącej progiem czułości sondy pomiarowej. Na terenach wiejskich, podobnie jak na obszarach pozostałych miast, poziom pól elektromagnetycznych nie przekroczył wartości 0,4 V/m. Na rysunku 1. przedstawiono średnie wartości składowej elektrycznej pola elektromagnetycznego w 2010 r. [13].

Na obszarach wiejskich i w pozostałych miastach poziomy nie przekroczył wartości 0,2 V/m. Wyższą wartość odnotowano na terenach dużych miast, o liczbie ludności przekraczającej 50 tys. mieszkańców. W 2010 roku tylko w dwóch punktach pomiarowych wynik pomiarów wyniósł powyżej progu czułości sondy pomiarowej. Oba punkty znajdowały się na terenie miasta Przemyśla.



— dopuszczalny poziom składowej elektrycznej pola elektromagnetycznego – $E_p = 7$ [V/m]

Rys. 1. Średnie wartości składowej elektrycznej pola elektromagnetycznego E_p [V/m] w trzech kategoriach obszarów w województwie podkarpackim w 2010 r.

Fig. 1. Average values of the electrical component of the electromagnetic field E_p [V/m] in three different categories of Podkarpackie area in 2010

Analiza wyników pomiarów dla 2011 r.

Najwyższe poziomy pól elektromagnetycznych zarejestrowano na obszarach [14]:

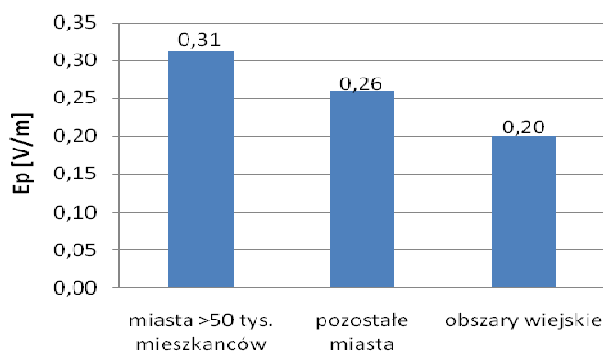
- Rzeszowa, o. Śródmieście – 0,65 V/m,
- Krosna, osiedle Śródmieście – 0,65 V/m,
- Mielca, osiedle Niepodległości – 0,50 V/m,
- Przemyśla, osiedle Bakończyce – 0,49 V/m,
- Rzeszowa, osiedle Generała Andersa – 0,41 V/m.

Średnia arytmetyczna dla wyników pomiarów monitoringu PEM w miastach powyżej 50 tys. mieszkańców wynosiła 0,31 V/m.

Najwyższe poziomy pól elektromagnetycznych odnotowano na obszarach miejskich, takich jak:

- Tarnobrzeg, osiedle Serbinów – 0,56 V/m,
- Lubaczów, osiedle Jagiellonów – 0,51 V/m,
- Tarnobrzeg, osiedle Piastów – 0,42 V/m.

W pozostałych punktach pomiarowych otrzymano wyniki poniżej 0,40 V/m, za wyniki pomiarów przyjęto połowę wartości progu czułości sondy pomiarowej – 0,20 V/m. Średnia arytmetyczna dla wyników pomiarów monitoringu PEM w pozostałych miastach wynosiła 0,26 V/m. Na obszarach wiejskich, podobnie jak przed rokiem, poziom nie przekroczył wartości progu czułości sondy pomiarowej wynoszący 0,40 V/m [15]. Na rysunku 2. zaprezentowano średnie wartości składowej elektrycznej pola elektromagnetycznego w 2011 r.



Rys. 2. Średnie wartości składowej elektrycznej pola elektromagnetycznego E_p [V/m] w środowisku w trzech kategoriach obszarów w województwie podkarpackim w 2011 r.

Fig. 2. Average values of the electrical component of the electromagnetic field E_p [V/m] in three different categories of Podkarpackie area in 2011

Najwyższe wartości składowej elektrycznej pola elektromagnetycznego odnotowano w miastach powyżej 50 tys. mieszkańców, niższy w pozostałych miastach i najmniejszy poziom w obszarach wiejskich (poniżej progu czułości sondy $<0,2$ V/m).

5. Porównanie wyników badań

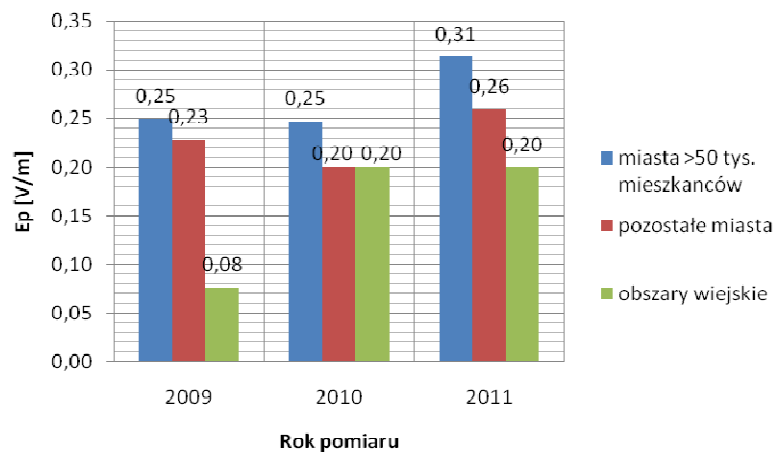
Porównanie z lat 2009-2011

Rysunek 3. obrazuje zestawianie wyników średnich wartości składowych elektrycznych PEM w środowisku w trzech kategoriach obszarów w województwie podkarpackim w latach 2009-2011. Na podstawie rys. 3. można stwierdzić, że podczas trzyletnich badań nie została przekroczona wartość dopuszczalnej emisji pole elektromagnetycznego, która wynosi 7 V/m. Najwyższe średnie poziomy na przestrzeni 3 lat uzyskano na terenach miast o liczbie ludności ponad 50 tys. Najniższe wartość zarejestrowano na obszarach wiejskich.

Wartości uzyskane w toku trzyletnich pomiarów są bardzo małe w porównaniu z dopuszczalnym poziomem. Najwyższa odnotowana wartość wynosiła 0,71 V/m, co stanowi niewiele ponad 10% wartości dopuszczalnej.

Porównanie z sąsiadującymi województwami

Wyniki pomiarów poziomów pól elektromagnetycznych w województwie podkarpackim porównano z województwami sąsiednimi: lubelskim, świętokrzyskim i małopolskim. Na podstawie tego zestawienia można ocenić poziom zanieczyszczenia promieniowaniem elektromagnetycznym w województwie podkarpackim, porównując wyniki badań z wynikami z innych obszarów kraju.



Rys. 3. Zestawienie wyników średnich wartości składowych elektrycznych PEM w środowisku w trzech kategoriach obszarów w województwie podkarpackim w latach 2009-2011

Fig. 3. The summary of the results of the average values of electrical components PEM in the environment in three different categories of Podkarpackie area in 2009-2011

Wyniki pomiarów PEM w województwie lubelskim w latach 2009-2011

Badania natężenia promieniowania elektromagnetycznego w województwie lubelskim wykonał WIOŚ w Lublinie [7]. Wyniki trzyletnich pomiarów przedstawiono w tab. 1. Wyniki pomiarów nie wykazały występowania przekroczeń obowiązujących norm.

Tabela 1. Zestawienie średnich arytmetycznych wyników pomiarów wykonanych w latach 2009-2011 w województwie lubelskim

Table 1. The summary of average arithmetic measurements made in 2009-2011 in Lubelskie Province

Rok pomiarów	Miasta >50 tys. mieszkańców	Pozostałe miasta	Obszary wiejskie
2009	0,48	0,35	0,31
2010	0,15	0,13	0,18
2011	0,17	0,14	0,20
Średnia	0,27	0,21	0,23

Wyniki promieniowania pól elektromagnetycznych w 2009 r. były najwyższe we wszystkich trzech obszarach pomiarowych. Zarówno w 2010, jak i 2011 r. najwyższe poziomy odnotowano na terenach wiejskich, najniższe w obszarach miast poniżej 50 tys. mieszkańców.

Wyniki pomiarów PEM w województwie świętokrzyskim w latach 2009-2011

W województwie świętokrzyskim badania poziomów pól elektromagnetycznych wykonał WIOŚ w Kielcach [7]. Pomiary w województwie świętokrzyskim wykonano na podstawie tych samych rozporządzeń i ustaw, co w województwie podkarpackim. Pomiary z lat 2009 i 2010 wchodzą w trzyletni cykl pomiarowy trwający od 2008 r., pomiary zaś z 2011 są wliczone do trzyletniego cyklu, który zakończy się w 2013 r. W tabeli 2. zestawiono wyniki pomiarów PEM z lat 2009-2011.

Tabela 2. Zestawienie średnich arytmetycznych wyników pomiarów wykonanych w latach 2009-2011 w województwie świętokrzyskim

Table 2. The summary of average arithmetic measurements made in 2009-2011 in Swietokrzyskie Province

Rok pomiarów	Miasta >50 tys. mieszkańców	Pozostałe miasta	Obszary wiejskie
2009	0,45	0,43	0,46
2010	0,20	0,05	0,02
2011	0,34	0,21	0,04
Średnia	0,33	0,23	0,17

Na podstawie wyników pomiarów stwierdzono nieprzekroczenie dopuszczalnego poziomu PEM. Najwyższą średnią odnotowano w 2009 r. na terenach wiejskich, a najniższą w miastach o liczbie mieszkańców mniejszej niż 50 tys.

W latach 2010 i 2011 najwyższe średnie poziomy pól zarejestrowano w miastach powyżej 50 tys. mieszkańców, najniższe zaś na obszarach wiejskich. Zestawienie wyników średnich wartości składowych elektrycznych PEM w środowisku w trzech kategoriach obszarów w województwie świętokrzyskim obrazuje, że podczas trzech lat badań nie została przekroczona wartość dopuszczalnej emisji pola elektromagnetycznego, która wynosi 7 V/m. Najwyższe wyniki uzyskano w 2009 r., najniższe zaś w 2010.

Wyniki pomiarów PEM w województwie małopolskim w latach 2009-2011

Pomiarów poziomów pól elektromagnetycznych w województwie małopolskim dokonał WIOŚ w Krakowie [7]. W tabeli 3. przedstawiono średnie wyniki pomiarów z lat 2009-2011.

Przez trzy lata w żadnym z obszarów badań nie odnotowano przekroczenia dopuszczalnych norm promieniowania. Najwyższe średnie w danym roku wartości to 0,53 V/m, a najniższe – 0,22 V/m.

Najwyższe średnie roczne poziomy PEM zarejestrowano w punktach pomiarowych usytuowanych w miastach powyżej 50 tys. mieszkańców. Najwyższą średnią wartość w tym obszarze pomiarowym odnotowano w 2011 r. Najniższe średnie roczne wyniki przypadają na obszary wiejskie.

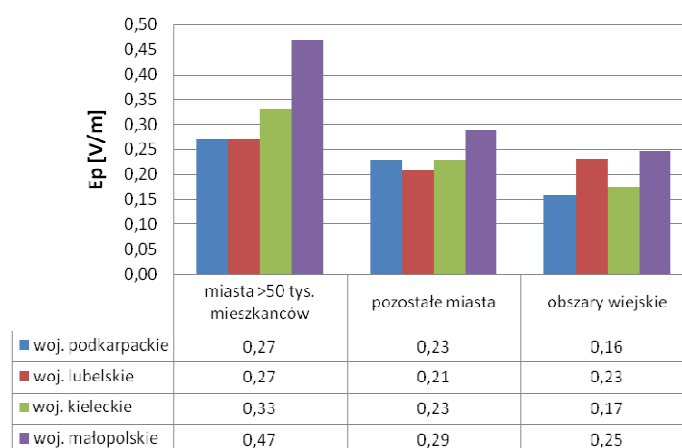
Tabela 3. Zestawienie średnich arytmetycznych wyników pomiarów wykonanych w latach 2009-2011 w województwie małopolskim

Table 3. The summary of average arithmetic measurements made in 2009-2011 in Malopolskie Province

Rok pomiarów	Miasta >50 tys. mieszkańców	Pozostałe miasta	Obszary wiejskie
2009	0,53	0,29	0,28
2010	0,31	0,32	0,22
2011	0,57	0,26	0,24
Średnia	0,47	0,29	0,25

Zestawienie wyników badań

Pomiary we wszystkich województwach wykonano zgodnie z takimi samymi przepisami prawnymi, lecz różnymi przyrządami mierniczymi. Wyniki na rys. 4. przedstawiono jako średnie arytmetyczne trzyletnie dla poszczególnych obszarów pomiarowych.



Rys. 4. Zestawienie średnich arytmetycznych wyników pomiarów pól elektromagnetycznych w latach 2009-2011 w województwie podkarpackim, lubelskim, świętokrzyskim i małopolskim

Fig. 4. The summary of average arithmetic measurements of electromagnetic fields in the years 2009-2011 in Podkarpackie Province, Lubelskie Province, Świętokrzyskie Province and Malopolskie Province

Na rysunku 4. zostały zobrazowane trzyletnie średnie wyniki pomiarów PEM w województwach podkarpackim, lubelskim, świętokrzyskim i małopolskim. W żadnym z wymienionych województw w czasie trzyletnich pomiarów

nie zostały przekroczone dopuszczalne wartości promieniowania, które wynoszą 7 V/m.

W miastach powyżej 50 tys. mieszkańców największe wartości otrzymano dla województw małopolskiego (0,47 V/m), kieleckiego (0,33 V/m) oraz lubelskiego i podkarpackiego (0,27 V/m). Na terenach pozostałych miast najwyższe poziomy zarejestrowano ponownie w województwach małopolskim (0,29 V/m), kieleckim i podkarpackim (0,23 V/m), a najniższe w lubelskim (0,21 V/m). W punktach pomiarowych na obszarach wiejskich ponownie największe wartości zmierzono w województwie małopolskim (0,25 V/m), kolejno w lubelskim (0,23 V/m), kieleckim (0,17 V/m) i najmniejsze w podkarpackim (0,16 V/m). Najwyższe średnie trzyletnie poziomy odnotowano w województwie małopolskim na wszystkich obszarach, na których wykonywano badania.

Nie można jednoznacznie określić województwa o najniższym średnim arytmetycznym trzyletnim poziomie promieniowania pól elektromagnetycznych, gdyż niskie wartości o nieznacznej różnicy uzyskano zarówno w województwie podkarpackim, jak i lubelskim. Województwo podkarpackie odnotowało najniższe średnie z trzyletnich pomiarów na obszarach wiejskich, również najniższe na równi z lubelskim w obszarze miast o liczbie mieszkańców powyżej 50 tys. Na terenach pozostałych miast zarejestrowano tylko o 0,02 V/m wyższe promieniowanie niż w województwie lubelskim.

6. Podsumowanie

1. Poziomy pól elektromagnetycznych w województwie podkarpackim nie przekraczają dozwolonej wartości 7 V/m.

2. Z przeprowadzonej analizy wynika, że poziomy promieniowania elektromagnetycznego w środowisku na terenie województwa podkarpackiego są bardzo niskie.

3. Wyższe wartości promieniowania niejonizującego występują na obszarach miejskich.

4. W odniesieniu do województw sąsiednich w województwie podkarpackim odnotowano niższe wartości promieniowania.

5. Najliczniejszą grupę źródeł promieniowania elektromagnetycznego, w szczególności na obszarach miejskich, stanowią stacje bazowe telefonii komórkowej.

6. Wielkość poziomów pól elektromagnetycznych w poszczególnych obszarach jest zmienna w czasie i zależy głównie od liczby źródeł promieniowania oraz zainstalowanych w nich mocy urządzeń nadawczych.

Literatura

- [1] Moskalik K.: Ocena poziomów pól elektromagnetycznych w Polsce na podstawie pomiarów wojewódzkich inspektoratów ochrony środowiska w 2011 roku. Główny Inspektorat Ochrony Środowiska, Warszawa 2012.

- [2] Ustawa z dnia 27 kwietnia 2001 r. Prawo ochrony środowiska (Dz. U. z 2008 r. Nr 25, poz. 150 z późn. zm.).
- [3] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 12 listopada 2007 r. w sprawie zakresu i sposobu prowadzenia okresowych badań poziomów pól elektromagnetycznych w środowisku (Dz. U. Nr 221 poz. 1645).
- [4] Bielski M., Bieńkowski P. i in.: Oddziaływanie pól elektromagnetycznych na środowisko. Oficyna Wydawnicza Rem Script Sp. z o.o., Warszawa 2010.
- [5] Bieńkowski P.: Pole elektromagnetyczne emitowane przez urządzenia w zakresie radio- i mikrofal – aparatura i metodyka pomiarów dla ochrony środowiska i bezpieczeństwa pracy. *Medycyna Pracy*, nr 6, 2008, s. 513-519.
- [6] Różycki S.: Ocena poziomów pól elektromagnetycznych na podstawie badań Wojewódzkich Inspektoratów Ochrony Środowiska w 2009 roku. Główny Inspektorat Ochrony Środowiska, Warszawa 2010.
- [7] Różycki S.: Ocena poziomów pól elektromagnetycznych w Polsce w oparciu o wyniki z trzyletniego cyklu pomiarów 2008-2010. Główny Inspektorat Ochrony Środowiska, Warszawa 2011.
- [8] Białaszewski P.: Pola elektromagnetyczne w środowisku – opis źródeł i wyniki badań. Główny Inspektorat Ochrony Środowiska, Warszawa 2007.
- [9] Rybak T.: Ocena poziomów pól elektromagnetycznych w województwie podkarpackim w latach 2005-2008. WIOŚ, Rzeszów 2009.
- [10] Aniołczyk H., Pachocki K. i Różycki S.: Pola elektromagnetyczne wielkiego miasta z punktu widzenia ochrony środowiska. Państwowa Inspekcja Ochrony Środowiska, Biblioteka Monitoringu Środowiska, Warszawa 1995.
- [11] Wyniki badań poziomów pól elektromagnetycznych w środowisku na terenie województwa podkarpackiego wykonanych w latach 2010-2012 udostępnione przez WIOŚ w Rzeszowie.
- [12] Raport o stanie środowiska w województwie podkarpackim w roku 2009. Biblioteka Monitoringu Środowiska, Rzeszów 2010.
- [13] Raport o stanie środowiska w województwie podkarpackim w roku 2010. Biblioteka Monitoringu Środowiska, Rzeszów 2011.
- [14] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 30 października 2003 r. w sprawie dopuszczalnych poziomów pól elektromagnetycznych w środowisku oraz sposobów sprawdzania dotrzymania tych poziomów (Dz. U. Nr 192 poz. 1883).
- [15] Raport o stanie środowiska w województwie podkarpackim w roku 2011. Biblioteka Monitoringu Środowiska, Rzeszów 2012.

ANALYSIS OF ELECTROMAGNETIC POLLUTION IN PODCARTHIA

S u m m a r y

The paper discusses methods for measuring electromagnetic radiation in its source and industrial power facilities for electric-power transmission, applied in Podcarpathia. It represents analysis results on measuring electromagnetic fields over 2009-2011 years period, and also assessing research results for various regions. The article presents the methods of measurement of electromagnetic radiation, sources and the electrical installations used for the production and

transmission of electricity that are applied in Podkarpackie Province. Electrical installations for the production and transmission of electricity are presented. It is shown that the power lines are characterized by decreasing intensity of the electrical component of the electromagnetic field accordingly to the distance. Presented electromagnetic devices have a significant impact on the environment in Podkarpackie Province. There are also other devices having a similar impact on the environment as previously mentioned sources of electromagnetic fields, which have the largest share of the emission of electromagnetic radiation into the environment. One of such groups includes devices used in industrial applications. These are: electric and induction furnaces, electrospark equipment, welding equipment, devices for sealing containers, tempering, soldering, melting, production of semiconductors, drying, microwave measuring instruments, food processing devices and microwave ovens. The next group consists of devices used in medicine. Among them, the highest intensity of electromagnetic fields emit: magnetic resonance, short-wave and microwave diathermy. Another group consists of personal communication devices having radio access and radio links (devices for data transmission). There are radiotelephones having an advantage over mobile telephony as they connect directly without the use of additional infrastructure. Yet another group consists of safety devices, such as, for example, microwave detectors. Stationery or pulsed fields are used in such devices. What is more, used powers do not reach tens of watts. The analysis of the results of measurements of electromagnetic fields in 2009-2011 and the summary of the results of the researches in various provinces is represented.

Keywords: methods for measuring, electromagnetic radiation, electromagnetic fields

Przesłano do redakcji: 20.11.2013 r.

Przyjęto do druku: 02.06.2014 r.

DOI:10.7862/rb.2014.8

Mateusz KARGULA¹
Jolanta WARCHOŁ²

SORPCJA LOTNYCH ZWIĄZKÓW ORGANICZNYCH NA MATERIAŁACH ILASTYCH

Lotne związki organiczne (LZO) jest to zbiór ok. 190 substancji organicznych emitowanych do atmosfery głównie przez przemysł chemiczny i petrochemiczny jako tzw. gazy odlotowe. Skutkiem ich negatywnych oddziaływań są zmiany klimatyczne i degradacja środowiska naturalnego. Obecnie są prowadzone intensywne badania nad modernizacją istniejących instalacji oczyszczania gazów lub nad poszukiwaniem nowych efektywnych i ekonomicznych metod. Ocenia się, że ok. 10% instalacji przemysłowych do redukcji/eliminacji zanieczyszczeń w gazach odlotowych stosuje się techniki adsorpcyjne. Jest to wysoko sprawny, a zarazem prosty pod względem aparaturowym proces, który zapewnia usunięcie większości zanieczyszczeń nawet w przypadku niskich stężeń ($<1 \text{ mg/dm}^3$). Zarówno efektywność, jak i ekonomika procesów adsorpcyjnych zależą od właściwości materiału sorpcyjnego, w tym możliwości odzysku zaadsorbowanych substancji oraz wielokrotnego użycia sorbentu. W pracy zamieszczono przegląd literatury dotyczący adsorpcji lotnych związków organicznych (LZO) na naturalnych oraz aktywowanych fizycznie i chemicznie (interkalacja, pilarowanie) materiałach ilastych. Stwierdzono, że każdy sposób modyfikacji prowadzi do poprawy ich właściwości sorpcyjnych związanych ze zwiększeniem pola powierzchni właściwej oraz selektywności względem wybranych zanieczyszczeń. Perfekcyjna sorpcja LZO na materiałach ilastych zależy od polarności sorbowanych cząstek oraz rodzaju oddziaływań pomiędzy cząsteczkami a powierzchnią sorpcyjną. Te ostatnie odnoszą się do rodzaju i liczby grup funkcyjnych obecnych na powierzchni sorpcyjnej materiału. Koszty oraz efektywność procesu wskazują, że są to sorbenty, które mogą stanowić alternatywę dla powszechnie stosowanych węgli aktywnych.

Słowa kluczowe: sorpcja LZO, materiały ilaste, interkalacja, pilarowanie

1. Wprowadzenie

Lotne związki organiczne (LZO) jest to szereg substancji organicznych, które najogólniej można podzielić na 4 grupy: 1) chlorowęglowodory, 2) wę-

¹ Mateusz Kargula, mateuszkargula@gmail.com

² Autor do korespondencji/coresponding author: Joanna Warchoł, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. 17 8651316, e-mail: jwarchol@prz.edu.pl

glowodory aromatyczne, 3) mono- i polialkohole, 4) ketony. Ich głównym źródłem jest przemysł chemiczny i petrochemiczny, z których do powietrza atmosferycznego są emitowane jako tzw. gazy odlotowe. Ponadto LZO są głównymi składnikami sadzy i smoły, rozpuszczalników, środków czyszczących i odtłuszczających, smarów oraz paliw ciekłych [1]. Ich występowanie w środowisku naturalnym jest niepożądane przede wszystkim ze względu na właściwości rakotwórcze. W wyniku fotochemicznej reakcji LZO z NO_x i innymi składnikami powietrza atmosferycznego powstaje ozon – główny składnik chmur czarnego pyłu (smogu). Inne składniki smogu – chlorofluorometany zwiększają absorpcję i emisję promieniowania podczerwonego. Skutkiem tych oddziaływań jest tzw. efekt cieplarniany i w konsekwencji zmiany klimatyczne. Zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Środowiska z dnia 22 kwietnia 2011 r. w sprawie standardów emisyjnych z instalacji oraz Dyrektywą Parlamentu Europejskiego i Rady 2010/75/UE z dnia 24 listopada 2010 r. w sprawie emisji przemysłowych dopuszczalny poziom emisji LZO do powietrza w przeliczeniu na całkowity węgiel organiczny (CWO) ustalony dla poszczególnych typów instalacji przemysłowych mieści się w zakresie 20-150 mg/m^3 .

Procesy oczyszczania gazów odlotowych najogólniej dzielą się na destrukcyjne oraz umożliwiające odzyskanie usuniętych substancji. Do pierwszej grupy zalicza się utlenianie termiczne, katalityczne lub adiabaticzne oraz biofiltrację do drugiej zaś – absorpcję, adsorpcję, kondensację oraz procesy membranowe [2]. Praktyczne zastosowanie wymienionych metod wymaga często dużych nakładów finansowych i zachowania ścisłych reżimów technologicznych.

Jednym z wysoko sprawnych, a zarazem prostych pod względem aparaturowym procesów jest adsorpcja. Metoda ta zapewnia usunięcie większości LZO występujących nawet w niskich stężeniach ($<1 \text{ mg}/\text{dm}^3$). Ponadto istnieje możliwość odzyskania zaadsorbowanych substancji oraz wielokrotnego użycia sorbentu. Ocenia się, że ok. 10% instalacji przemysłowych do redukcji/eliminacji zanieczyszczeń w gazach odlotowych stosuje techniki adsorpcyjne [3]. Ilość ta będzie rosła ze względu na nowe, zastrzone przepisy Prawa ochrony środowiska. Zarówno efektywność, jak i ekonomika procesów adsorpcyjnych zależą od zastosowanego materiału sorpcyjnego. Największe znaczenie komercyjne mają węgle aktywne. Charakteryzują się mikroporowatą strukturą oraz dużą powierzchnią sorpcyjną (właściwą) A_{BET} (750-1300 m^2/g). Obecne zapotrzebowanie na ten materiał sięga pół miliona Mg rocznie [4]. Niestety regeneracja węgla aktywnych przeprowadzona metodą wysokotemperaturowej desorpcji stwarza niebezpieczeństwo samozapłonu złoża, a także wiąże się z częściowym ubytkiem masy i zmniejszeniem pojemności sorpcyjnej. Dodatkowym problemem jest cena rynkowa, która waha się na poziomie 2,0-5,0 $\text{US}\$/\text{kg}$ w zależności od wielkości powierzchni właściwej, rodzaju oraz postaci węgla. W związku z tym obecnie prowadzone badania naukowe skupiają się na poszukiwaniu alternatywnych materiałów sorpcyjnych. Do grupy tej można zaliczyć rozpowszechnione w przyrodzie materiały ilaste.

2. Charakterystyka materiałów ilastych

Materiały ilaste są to uwodnione krzemiany o budowie warstwowej (pakietowej) lub warstwowo-wstęgowej. Podstawę pakietów stanowią:

- krzem w koordynacji z 4 atomami tlenu, centra tlenu tworzące figurę geometryczną tetraedru, w środku którego znajduje się atom Si,
- glin (lub magnez) w koordynacji z 6 atomami tlenu lub grupami OH tworzący łącznie figurę oktaedru.

Zasadniczo wyróżnia się trzy grupy materiałów ilastych różniące się od siebie rodzajem pakietów:

- pakiety dwuwarstwowe
- typ pakietu 1:1, np. kaolin (kaolinit, haloizyt),
- typ pakietu 2:1, np. pirofyllit, talk, smektyt (montmorillonit, bentonit), wermikulit, mika, ilit,
- pakiety trójwarstwowe, typ pakietu 2:1:1, np. chloryt.

Cechą charakterystyczną materiałów ilastych jest zdolność wymiany kationów oraz pęcznienie. Wymiana kationów polega na zamianie ruchliwych kationów (np. Ca^{2+} , Mg^{2+} , K^+ , Na^+) obecnych w przestrzeni międzypakietowej materiału z kationami fazy zewnętrznej (ciekłej). Natomiast pęcznienie makroskopowe jest rezultatem specyficznych oddziaływań z wodą, która formuje warstwy monomolekularne na zewnętrznych i wewnętrznych powierzchniach kryształów krzemianowych i wypełnia wolne przestrzenie pomiędzy nimi [5]. Materiały ilaste, które zastosowano do sorpcji LZO zestawiono w tab. 1. Analiza zamieszczonych danych wskazuje, że mają one wielokrotnie mniejszą powierzchnię właściwą niż komercyjne węgle aktywne. Są to cząsteczki o średnicy poniżej 2 μm o niewielkiej porowatości wewnętrznej. Różnica w wielkości powierzchni właściwej (A_{BET}) obserwowana dla dwu materiałów o podobnym składzie chemicznym i mineralogicznym (smektyty), ale pochodzących z różnych złóż (Porto Santo i Benavila) wynika z różnej objętości mikroporów ($3,4 \times 10^{-5} \text{ dm}^3/\text{g}$ smektyt z Porto Santo i $0,9 \times 10^{-5} \text{ dm}^3/\text{g}$ smektyt z Benavila) [6].

3. Sorpcja LZO na materiałach ilastych

Sorpccja na materiałach surowych (niemodyfikowanych chemicznie)

Badania sorpcji LZO na materiałach ilastych prowadzi się zazwyczaj w warunkach przepływowych z wykorzystaniem analizatora grawimetrycznego lub niekomercyjnych instalacji własnej konstrukcji. Kluczowymi elementami takiej instalacji są: zbiornik gazu ciekłego, mieszalnik gazu (umożliwiający uzyskanie gazu o określonym składzie), termostatowana kolumna sorpcyjna, odpowiednie urządzenia pomiarowe (przepływomierze) oraz analizator zmian stężenia na wejściu i wyjściu z kolumny.

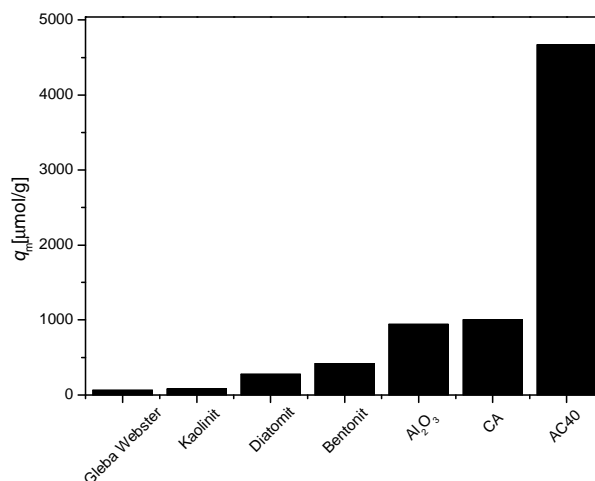
Tabela 1. Powierzchnia właściwa oraz skład chemiczny i mineralogiczny materiałów ilastych zastosowanych do sorpcji LZO

Table 1. Sorption area (A_{BET}), chemical and mineralogical composition of clay minerals

Materiał	Pa-kiet	Pocho-dzenie	Skład chemiczny	Skład mine-ralogiczny	A_{BET} [m^2/g]	Literatura
Bentonit	2:1	Maroko, region Nador	SiO ₂ 74%; Al ₂ O ₃ 13,1%; CaO 5,36%; MgO 2,9%; Fe ₂ O ₃ 1,88%; Na ₂ O 1,1%; K ₂ O 0,52%; SO ₃ 0,38%; Cl 0,32; CuO 0,13%; TiO ₂ 0,12%; ZnO 0,1%	–	83.5	[3]
Diatomit	–	Maroko, region Nador	SiO ₂ 72,8%; Al ₂ O ₃ 5,22%; CaO 5,86%; MgO 1,13%; Fe ₂ O ₃ 1,94%; Na ₂ O 0,83%; K ₂ O 0,901%; TiO ₂ 0,27%	kaolinit, dolomit, halit	21	[7]
Laponit	–	Laporte-Industries Ltd.	SiO ₂ 60,4%; Fe ₂ O ₃ 0,02%; CaO 0,2%; MgO 26,0%; Na ₂ O 3,0%; H ₂ O(strukturalny) 6,9%; SO ₃ 0,1%; Li ₂ O 1,1%	hektoryt	347	[8]
Smektyt	2:1	Porto Santo	SiO ₂ 50,1%; Al ₂ O ₃ 16,8%; Fe ₂ O ₃ 9,1%; TiO ₂ 1,8%; CaO 2,0%; MgO 4,1%; K ₂ O 0,58%; Na ₂ O 0,15%	smektyt 93%	142	[7]
Smektyt	2:1	Benavila	SiO ₂ 52,0%; Al ₂ O ₃ 15,9%; Fe ₂ O ₃ 8,6%; TiO ₂ 0,3%; CaO 2,8%; MgO 4,6%; K ₂ O 0,17%; Na ₂ O 0,052%	smektyt 84%	49	[7]
Montmorylonit	2:1	Wyoming	SiO ₂ 60,9%; Al ₂ O ₃ 21,0%; Fe ₂ O ₃ 3,7%; TiO ₂ 0,2%; CaO 1,4%; MgO 2,7%; K ₂ O 0,3%; Na ₂ O 2,4%	Na ⁺ -Ca ⁺ montmorylonit	67	[7]

Na rysunku 1. porównano efektywność sorpcji *o*-kсылenu (o stężeniu początkowym $C_o = 3600 \text{ mg/dm}^3$) na różnych materiałach sorpcyjnych. Wyznaczony na podstawie zamieszczonych danych szereg maleje wraz ze zmniejszaniem powierzchni właściwej (A_{BET}) sorbentu: węgiel aktywny AC40 ($A_{BET} = 1300 \text{ m}^2/\text{g}$) > węgiel aktywny China AC Industries Co. ($A_{BET} = 990 \text{ m}^2/\text{g}$) > bentonit ($A_{BET} = 83,5 \text{ m}^2/\text{g}$) > diatomit ($A_{BET} = 21 \text{ m}^2/\text{g}$) > kaolinit ($A_{BET} = 13,6 \text{ m}^2/\text{g}$) > gleba Webster ($2,6 \text{ m}^2/\text{g}$) [3]. Zaadsorbowane na powierzchni materiałów ilastych zanieczyszczenia gazowe można usunąć przepuszczając przez kolumnę sorpcyjną N₂. Sprawność desorpcji *o*-kсылenu w temperaturze 27°C ze złóż bentonitu i diatomitu wynosiła około 88%, co stanowi odpowiednio 370 i 137 ($\mu\text{mol/g}$). Całkowitą desorpcję z obu złóż uzyskano, podnosząc temperaturę do 200°C. Analogiczny proces desorpcji *o*-kсылenu przeprowadzony dla $\gamma\text{-Al}_2\text{O}_3$ wymagał podniesienia temperatury do 300°C. Należy również dodać, że po

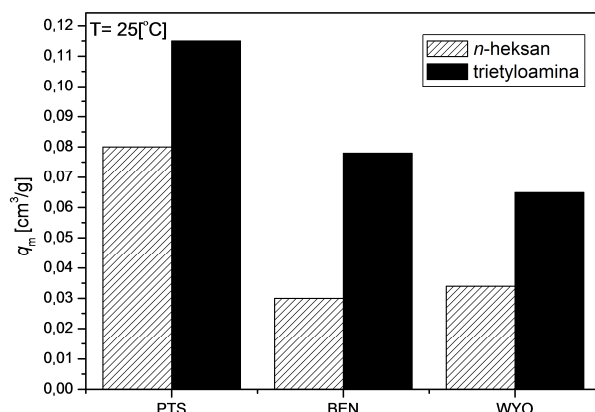
trzech kolejnych cyklach adsorpcja – desorpcja nie zaobserwowano zmniejszenia pojemności sorpcyjnej bentonitu.



Rys. 1. Porównanie efektywności sorpcji *o*-ksylenu na niemodyfikowanych materiałach sorpcyjnych (dla $C_o = 3600 \text{ mg/dm}^3$), na podstawie [3]

Fig 1. Comparison of *o*-xylene sorption on unmodified sorbents (for $C_o = 3600 \text{ mg/dm}^3$), based on [3]

Drugim obok powierzchni właściwej parametrem decydującym o efektywności sorpcji LZO na materiałach ilastych jest pojemność kationowymienna (CEC). Analiza sorpcji par *n*-ksylenu i trietyloaminy na smektytach z Porto Santo (PTS) i z Benavila (BEN) oraz montmorylonicie z Wyoming (WYO) (tab. 1.) wskazuje, że efektywność procesu maleje w szeregu malejącej CEC: smektyt z Porto Santo (CEC = 120,3 mg/g) > smektyt z Benavila (CEC = 116,5 mg/g) > montmorylonit z Wyoming (CEC = 115,5 mg/g). Ponadto badania Carvalho i in. [6] wskazują, że selektywna sorpcja LZO nie jest limitowana efektem sterycznym (stosunek rozmiaru kanałów sorpcyjnych do średnicy sorbowanych cząstek, rys. 2.). Większa efektywność sorpcji *n*-heksanu (średnica cząstki 0,49 nm) niż trietyloaminy (średnica cząstki 0,78 nm) wynika z większego powinowactwa materiałów ilastych do związków niepolarnych niż cząsteczek trudno polaryzowalnych. Według Piresa i in. [9] sorpcja *n*-heksanu na smektytach i montmorylonitach zachodzi w wyniku oddziaływań polaryzacyjnych, których wielkość jest uzależniona od rodzaju kationów wymiennych obecnych na powierzchni sorpcyjnej. Jest to istotna różnica pomiędzy sorbentami naturalnymi a komercyjnie stosowanymi do sorpcji LZO węglami aktywnymi, których selektywne właściwości sorpcyjne odnoszą się tylko do rozmiarów sorbowanych cząstek [1].



Rys. 2. Porównanie efektywność sorpcji n -heksanu i trietyloaminynasmektycie PTS, smektycie BEN, montmorylonicie WYO w temperaturze 25 °C, na podstawie [6]

Fig 2. Comparison of n -hexane and triethylamine ($\text{C}_2\text{H}_5)_3\text{N}$ sorption on smectite PTS, smectite BEN and montmorillonite WYO, at temperature 25 °C, based on [6]

Sorpcja na materiałach modyfikowanych

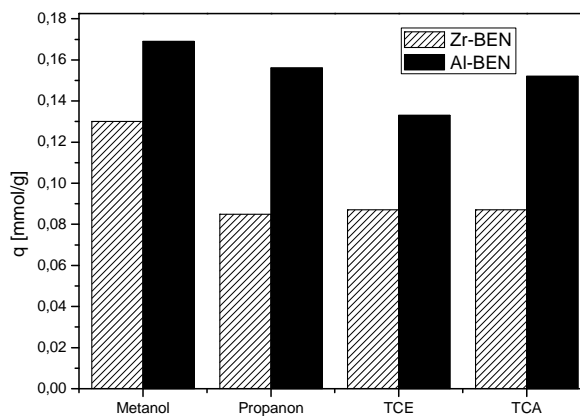
Mniejsza pojemność sorpcyjna materiałów ilastych w porównaniu z węglami aktywnymi wynika przede wszystkim ze znacznie mniejszej powierzchni właściwej. W literaturze można znaleźć różne przykłady obróbki chemicznej materiałów ilastych, której rezultatem jest zwiększenie powierzchni właściwej. Pierwszym etapem procesu jest zazwyczaj przygotowanie formy homojonowej materiału. Aktywacja polega na kontakcie materiału z solą chlorkową (najczęściej NaCl lub NH_4Cl) w celu podstawienia kationów wymiennych obecnych w strukturze międzypakietowej na jony Na^+ . Drugim etapem jest właściwa modyfikacja, którą można przeprowadzić na drodze pilarowania lub interkalacji.

Pilarowanie polega na dodaniu soli chlorkowych (AlCl_3 lub ZrOCl_2) do wodnej zawiesiny sorbentu. Mieszaninę utrzymuje się w wysokiej temperaturze (kalcynowanie w 350°C), po czym dokonuje korekty odczynu do $\text{pH} \approx 6$. Oddzieloną fazę stałą płucze się, a następnie poddaje liofilizacji (suszeniu sublimacyjnemu zamrożonych substancji). Pilarowane materiały ilaste mają nawet 7-krotnie większą powierzchnię właściwą niż materiały niemodyfikowane (tab. 2.). Wielkość uzyskanej powierzchni zależy od: właściwości materiału surowego (składu chemicznego, mineralogicznego, wielkości kryształów), rodzaju formy homojonowej i zastosowanej do interkalacji soli chlorkowej. Czynniki te wpływają na rozmiar i dystrybucję mikroporów, co w istotnym stopniu może różnicować właściwości sorpcyjne uzyskanych materiałów [6].

Tabela 2. Procentowy skład chemiczny, powierzchnia właściwa (A_{BET}) smektytu PTS, smektytu BEN i montmorylonitu WYO, surowych i interkalowanych AlCl_3 lub ZrOCl_2 Table 2. Sorption area (A_{BET}) and mineralogical composition of smectite PTS, smectite BEN and montmorillonite WYO, raw and intercalated by AlCl_3 or ZrOCl_2

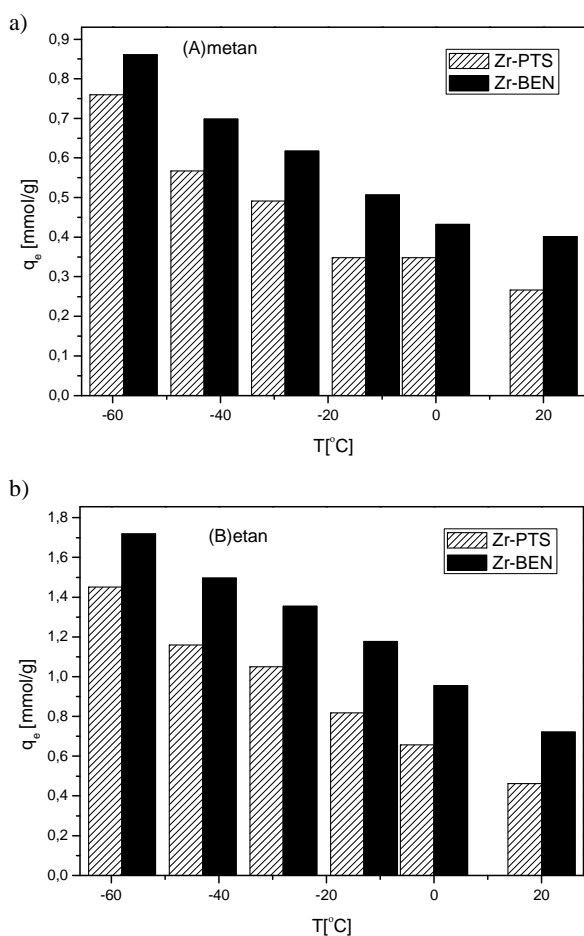
Materiał	Skład chemiczny								A_{BET} surowy [m ² /g]	A_{BET} AlCl_3 [m ² /g]		A_{BET} ZrOCl_2 [m ² /g]	
	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	TiO_2	CaO	MgO	K_2O	Na_2O		forma Na^+	forma NH_4^+	forma Na^+	forma NH_4^+
	PTS	50,1	16,8	9,1	1,8	2,0	4,1	0,58		0,15	142	252	-
BEN	52,0	15,9	8,6	0,3	2,8	4,6	0,17	0,05	49	302	335	266	263
WYO	60,9	21,0	3,7	0,2	1,4	2,7	0,3	2,4	67	270	-	-	-

Wyznaczony na podstawie danych zamieszczonych na rys. 3. szereg efektywności sorpcji wybranych LZO na pilarowanym smektycie (BEN) jest następujący: metanol > propanon > TCA > TCE. Miejsce w szeregu jest uwarunkowane zarówno rozmiarami sorbowanych cząstek, jak i ich właściwościami.

Rys. 3. Porównanie efektywności sorpcji metanolu, propanonu, TCE oraz TCA na Zr-BEN i Al-BEN, w formie NH_4^+ , na podstawie [9]Fig. 3. Comparison of methanol, acetone, TCE and TCA sorption on Zr-BEN and Al-BEN, in NH_4^+ form, based on [9]

Mniejsza efektywność sorpcji metanu (rys. 4a) niż etanu (rys. 4b) wynika z jego mniejszej polaryzowalności. Wiązanie LZO na powierzchni pilarowanych materiałów może zachodzić w wyniku: 1) oddziaływań niespecyficznych doty-

czących różnicy pomiędzy rozmiarami porów a średnicą adsorbowanych cząstek, 2) oddziaływań pomiędzy powierzchnią sorpcyjną a dipolem organicznym (np. dla sorpcji chlorowęglowodorów), 3) oddziaływań pomiędzy kationami wymiennymi obecnymi w strukturze wewnętrznej a spolaryzowanymi atomami chloru, 4) utworzenia wiązań wodorowych pomiędzy atomami wodoru adsorbentu a atomami tlenu sieci krystalicznej adsorbenta [1]. Te ostatnie są w głównej mierze odpowiedzialne za preferencyjne wiązanie metanolu [7]. Niezależnie od właściwości sorbowanych molekuł wraz ze wzrostem temperatury maleje efektywność ich sorpcji (rys. 4.).



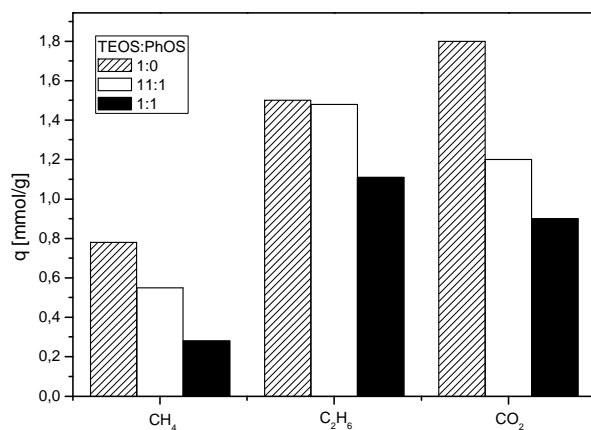
Rys. 4. Wpływ temperatury na efektywność sorpcji: a) metanu, b) etanu na Zr-PTS i Zr-BEN, w formie Na^+ , na podstawie [9]

Fig. 4. Temperature effect on: a) methane, b) ethane, sorption on Zr-PTS and Zr-BEN, in Na^+ form, based on [9]

Interkalacja polega na wprowadzeniu do przestrzeni międzypakietowej materiału ilastego soli organicznej. Najczęściej stosuje się IV-rzędowe aminy organiczne, tj. bromek heksadecylo-trimetylo-aminy (HDTMA-Br) jako surfaktant główny. Mieszaninę utrzymuje się w podwyższonej temperaturze (50°C), a następnie wypłukuje nadmiar modyfikanta i suszy do stałej masy. Drugim etapem interkalacji jest usztywnienie struktury materiału. W tym celu produkt pierwszego etapu kontaktuje się z mieszaniną oktyloaminy (DDA, surfaktant wspomagający) i krzemianu (tetraetylo-krzemian TEOS lub mieszanina TEOSu i fenylotrietylokrzemianu PhOS). Całość miesza się przez kilka godzin w temperaturze otoczenia, a oddzielną fazę stałą poddaje kalcynacji w temperaturze 550°C. Poddane takiej obróbce materiały ilaste zwiększają średnio 10-krotnie swoją powierzchnię właściwą [3, 10]. W literaturze nazywa się je heterostrukturnymi materiałami ilastymi (*Porous Clay Heterostructures* – PCH). Wykazują one większe powinowactwo do organicznych związków alifatycznych niż aromatycznych [10].

Na rysunku 5. porównano efektywność sorpcji CH₄, C₂H₆ i CO₂ na smektycie WYO usztywnianym mieszaniną tetraetoksykrzemianu (TEOS) i fenylotrietoksykrzemianu (PhOS) w różnym stosunku molowym. Wraz ze wzrostem PhOS zwiększa się liczba grup fenylowych na powierzchni sorbentu oraz objętość mezoporów. Analiza zamieszczonych danych wskazuje, że największą efektywność sorpcji użytych do badań związków uzyskano dla materiału sieciowanego samym TEOSem (TEOS:PhOS = 1:0). Wyznaczony dla tego sorbentu szereg selektywności jest następujący: CO₂ > C₂H₆ > CH₄. Natomiast materiały usztywniane mieszaniną TEOS i PhOS (TEOS:PhOS = 11:1 i 1:1) największe powinowactwo wykazują do etanu: C₂H₆ > CO₂ > CH₄ (rys. 5.). Przeprowadzone badania wskazują, że reaktywność sorbowanych cząstek zależy od ich polaryzowalności, entalpii parowania, pola przekroju poprzecznego i objętości krytycznej [11]. Powierzchnia sorpcyjna zawierająca pierścienie aromatyczne wykazuje większe powinowactwo do C₂H₆. Natomiast ze względu na większy moment kwadrupolowy CO₂ (3,3 x 10⁻¹⁹ dm²) będzie chętniej oddziaływał z grupami OH struktury krzemianowej niż grupami fenolowymi [11]. Zatem zmiana preferencyjnej sorpcji wraz ze zmianą stosunku TEOS:PhOS jest związana ze zmianą dominujących oddziaływań pomiędzy sorbowanymi cząsteczkami a powierzchnią sorpcyjną.

Wyniki sorpcji wybranych LZO na interkalowanym bentonicie ujawniają, że szereg efektywności sorpcji wyznaczony dla pojedynczej warstwy adsorpcyjnej (sorpcja monowarstwowa) (N₂ > aceton > etylobenzen > *o*-ksylen > toluen > *m*-ksylen > *p*-ksylen) nie pokrywa się z szeregiem wyznaczonym dla tych samych związków zaabsorbowanych wielowarstwowo (N₂ > aceton > etylobenzen > *p*-ksylen > *m*-ksylen > *o*-ksylen > toluen) [10]. Wynika stąd, że przy tworzeniu kolejnych warstw adsorpcyjnych główną siłą wiążącą są oddziaływania pomiędzy adsorbtywem a zaadsorbowanymi cząsteczkami.



Rys. 5. Porównanie efektywności sorpcji CH₄, C₂H₆ i CO₂ na smektycie WYO usztywnianym mieszaniną TEOS i PhOS w stosunku molowym: 1:0; 11:1; 1:1, na podstawie [11]

Fig. 5. Comparison of CH₄, C₂H₆ and CO₂ sorption on smectite WYO stiffened by mixture of TEOS i PhOS in molar ratio: 1:0; 11:1; 1:1, based on [11]

Tabela 3. Ceny sorbentów LZO

Table 3. Market price of materials used for LZO sorption

Material	Cena [\$/kg]	Źródło informacji
AC 40	2-5	Loco producent
Bentonit PTS	0,04	[6]
Bentonit „Zębiec” PL	0,2-0,23	Loco producent
Diatomit	0,25	[7]
γ-Al ₂ O ₃	3-4	Loco producent
SiO ₂	3-4	Loco producent
Zeolit SK	0,2-0,5	Loco producent
AC Organosorb 10	2,2-2,5	Loco producent
AC Organosorb 10 CO	2,6-2,9	Loco producent
AC Airpel 10	2,3-2,5	Loco producent
AC Organosorb 10 AA	2,8-3,1	Loco producent
AC Organosorb 11 AA	3,1-3,7	Loco producent
AC Organosorb 200-1 Wi	2,8-3,1	Loco producent
AC Airpel 1 DS-2	4,6-5,5	Loco producent
AC Airpel 1 DM-1	4-4,6	Loco producent
AC Organosorb 200 C 303	3,7-4,3	Loco producent
AC Paradox 20	1,5-1,8	Loco producent

W pracy Pinto i in. [12] interkalowany HDTMA smektyt (PTS) poddano dalszej modyfikacji solami cyrkonu IV (etoksylanemcyrkonu lub ZrOCl₂). Do-

datek soli cyrkonowej w ilości $> 10\%$ w stosunku do krzemianu może powodować destrukcję struktury krzemianowej. Natomiast dodatek w ilościach 5-10% zwiększa selektywność interkalowanych materiałów względem wybranych LZO (tj. *p*-ksylen, toluen, benzen). Właściwości selektywne zależą od rodzaju użytej soli cyrkonowej (organiczna, nieorganiczna). Stwierdzono, że wybiórcza sorpcja jest efektem specyficznych wzajemnych oddziaływań sorbatu z sorbtywem, a nie efektem sterycznym. Należy jednak podkreślić, że poddane dodatkowej obróbce materiały mają mniejszą powierzchnię właściwą (A_{BET}) i mniejszą całkowitą objętość porów niż materiały interkalowane [12]. W tabeli 3. zestawiono ceny przykładowych sorbentów służących do usuwania LZO.

4. Podsumowanie

Materiały ilaste są rozpowszechnione i łatwo dostępne w przyrodzie. Ich główną wadą jest mała pojemność sorpcyjna. Oznacza to, że do usunięcia danej ilości LZO konieczne jest zastosowanie znacznie większej ilości materiału (większe gabaryty adsorberów), niż w przypadku np. węgla aktywnego. Badania efektywności sorpcji *o*-ksylenu na surowym bentonicie i komercyjnie dostępnym $\gamma\text{-Al}_2\text{O}_3$ potwierdzają, że ten ostatni ma prawie 2-krotnie większą pojemność sorpcyjną. Z drugiej jednak strony, ponieważ gęstość nasypowa bentonitu (550 g/dm^3) jest 11-krotnie większa niż $\gamma\text{-Al}_2\text{O}_3$ (50 g/dm^3), wymagana objętość bentonitu konieczna do sorpcji *o*-ksylenu jest 6-krotnie mniejsza niż objętość $\gamma\text{-Al}_2\text{O}_3$ [7]. Warto również podkreślić, że istnieje możliwość desorpcji zaadsorbowanych na bentonicie LZO w temperaturze niższej niż wymagana dla $\gamma\text{-Al}_2\text{O}_3$. Nawet kilkukrotny cykl sorpcji–desorpcji nie powoduje obniżenia pojemności sorpcyjnej bentonitu.

Komercyjne dostępne węgle aktywne adsorbują większość LZO nieselektywnie, dlatego o efektywności sorpcji decyduje efekt steryczny (średnica porów wewnętrznych sorbentu). Stąd też głównym czynnikiem decydującym o czasie zatrzymania w kolumnie sorpcyjnej są rozmiary sorbowanych cząsteczek. Z kolei preferencyjna sorpcja LZO na materiałach ilastych zależy od polarności sorbowanych cząstek oraz rodzaju oddziaływań pomiędzy cząsteczkami a powierzchnią sorpcyjną. Te ostatnie odnoszą się do rodzaju i liczby grup funkcyjnych obecnych na powierzchni sorpcyjnej materiału. Odpowiednia chemiczna modyfikacja umożliwia regulowanie zarówno liczbą, jak i rodzajem grup funkcyjnych, a tym samym zwiększeniem pojemności sorpcyjnej i wpływaniem na zmianę selektywności. Otwiera to możliwość przygotowania (na drodze modyfikacji) materiału sorpcyjnego do oczyszczania konkretnej mieszaniny gazów odlotowych z dominującym (kluczowym) składnikiem mieszaniny, który będzie preferencyjnie sorbowany.

Literatura

- [1] Pires J., Carvalho A., Carvalho M.B.: Adsorption of volatile organic compounds in Y zeolites and pillared clays. *Micropor. Mesopor. Mater.*, no 43, 2001, pp. 277-287.
- [2] Khan F.I., Ghoshal A.K.: Removal of Volatile Organic Compounds from polluted air. *J. LossPreven. Proc. Ind.*, no 13, 2000, pp. 527-545.
- [3] Zaitan H., Bianchi D., Achak O., Chafik T.: A comparative study of the adsorption and desorption of oxylene onto bentonite clay and alumina. *J. Hazadr. Mater.*, no 153, 2008, pp. 852-859.
- [4] Marsh H., Rodriguez-Reinoso F.: *Activated carbon*. Oxford 2006.
- [5] Bednarek R., Dziadowiec H., Pokojaska U., Prusinkiewicz Z.: *Badania ekologiczno-geboznawcze*. PWN, Warszawa 2004, s. 176-181.
- [6] Carvalho M.B., Pires J., Carvalho A.P.: Characterisation of clay and aluminum pillared clays by adsorption of probe molecules. *Micropor. Mater.*, no 6, 1996, pp. 65-77.
- [7] Zatian H., Chafik T.: FTIR determination of adsorption characteristics for volatile organic compounds removal on diatomite mineral compared to commercial silica. *C.R. Chimie.*, no 8, 2005, pp. 1701-1708.
- [8] Neumann B.S., Sansom K.G.: The formation of stable sols from laptonite, a synthetic hectorite-like clay. *Clay Minerals.*, no 8, 1970, pp. 389-405.
- [9] Pires J., Carvalho M.B., Ribeiro F.R., Derouane E.G.: Adsorption of Fe(CO)₅ in Y and ZSM-20 zeolites: textural properties of thermally decomposed products. *Micropor. Mater.*, no 3, 1995, pp. 573-580
- [10] Qu F., Zhu L., Yang K.: Adsorption behaviors of volatile organic compounds (VOCs) on porous clay heterostructures (PCH). *J. Hazadr. Mater.*, no 170, 2009, pp. 7-12.
- [11] Pires J., Bestillerio M., Pinto M., Gil A.: Selective adsorption of carbon dioxide, methane and ethane by porous clays heterostructures. *Sep. Pur. Tech.*, no 61, 2008, pp. 161-167.
- [12] Pinto M.L., Marques J., Pires J.: Porous clay heterostructures with zirconium for the separation of hydrocarbon mixtures. *Sep. Pur. Tech.*, no 98, 2012, pp. 337-343.

SORPTION OF VOLATILE ORGANIC COMPOUNDS ONTO CLAY MATERIALS

Summary

VOCs are important hazard chemicals present outdoor and indoor air. They are the main source of chemical and petrochemical industry, which are emitted into atmosphere in the form of waste gases. Process of flue gas cleaning was divided into: destructive and allowing recovery of undesirable compounds. Adsorption is widely accepted due to their easy operation and low cost. This methods assures the removal of most the existing VOCs even at low concentration (<1 mg/dm³). Activated carbons are generally used in many adsorption process because of their highly developed surface area and large pore volume. However, some disadvantages have been frequently encountered, such as flammability, pore clog, hygroscopicity and problems with regeneration. Therefore, scientific research are focused on searching for alternative sorption materials. This group included widespread in nature clay materials. The abundance of them and their low

cost are likely to make it a strong candidate as an adsorbent for the removal of VOCs from waste gases. Various methods of modification and surface activation have been investigated in order to enhance both sorbents capacity and selectivity. The review collects the research results obtained for adsorption of volatile organic compounds (VOCs) on natural as well as surface modified (by intercalation or pillaring) clay materials. The mechanism of VOCs adsorption was discussed in relation to individual adsorbent-adsorbate interactions. Valorization of clay materials identified that the clay materials price is lower as compared to activated carbon.

Keywords: sorption of VOCs, clay materials, intercalation, pillaring

Przesłano do redakcji: 2.07.2013 r.

Przyjęto do druku: 02.06.2014 r.

DOI: 10.7862/rb.2014.9

Karolina MAZURKIEWICZ¹

Marek SOWIŃSKI²

WYZNACZENIE OPADÓW DESZCZU STATYSTYCZNIE NIEZALEŻNYCH NA PODSTAWIE DANYCH POMIAROWYCH

W pracy przedstawiono sposób wyodrębniania niezależnych opadów deszczu spośród danych opadowych poprzez wyznaczenie minimalnej przerwy pomiędzy tymi opadami. Na wstępie dokonano przeglądu istniejących kryteriów wyznaczania minimalnej przerwy pomiędzy niezależnymi opadami. Podawane w literaturze wartości minimalnej przerwy pomiędzy niezależnymi opadami deszczu są znacznie zróżnicowane – mieszczą się w zakresie od jednej do kilkunastu godzin. W niniejszej pracy założono, że pojawianie się zdarzeń opadowych jest procesem Poissona, w związku z tym długość przerwy między tymi zdarzeniami podlega rozkładowi wykładniczemu. Dane opadowe pochodziły z trzech posterunków pomiarowych na terenie Poznania (1 – Rataje, 2 – Kobylepole, 3 – Ogrody). Okres badawczy obejmował osiem lat w przypadku posterunku pomiarowego Rataje, siedem lat w przypadku posterunku pomiarowego Kobylepole i dziewięć lat w przypadku posterunku Ogrody. W ramach analizy statystycznej wyznaczono dystrybucję empiryczną (rozkład częstości) i teoretyczną dla kolejnych granicznych czasów przerw pomiędzy opadami deszczu oraz sprawdzono zgodność obu dystrybucji, opierając się na nieparametrycznym teście zgodności χ^2 Pearsona. Przyjęty poziom istotności testu wynosił $\alpha = 0,01$. Dla wszystkich rozpatrywanych posterunków pomiarowych uzyskano zbliżone wyniki. Na podstawie analizy danych opadowych stwierdzono, że za opady statystycznie niezależne można uznać opady deszczu rozdzielone przerwą nie mniejszą niż 675 min. Uzyskana wartość przerwy między niezależnymi opadami deszczu jest znacznie dłuższa od podawanych w większości publikacji innych autorów.

Słowa kluczowe: niezależne zdarzenia opadowe, proces Poissona, rozkład wykładniczy, test chi-kwadrat

¹ Autor do korespondencji/corresponding author: Karolina Mazurkiewicz, Politechnika Poznańska, 60-965 Poznań, ul. Piotrowo 3a, tel. 61 6652438, e-mail: karolina.mazurkiewicz@put.poznan.pl

² Marek Sowiński, Politechnika Poznańska, 60-965 Poznań, ul. Piotrowo 3a, tel. 61 6652438, e-mail: marek.sowinski@put.poznan.pl

1. Wprowadzenie

Opady atmosferyczne stanowią materiał badawczy dla specjalistów z wielu dziedzin nauki. Co roku wykonywane są liczne analizy wykorzystujące podstawowe parametry opadów atmosferycznych, takie jak suma opadu, czas jego trwania, natężenie. Parametry te są określane dla odrębnych zdarzeń opadowych i wymagają określenia przerwy między nimi. Mimo to w polskiej literaturze nadal brakuje jednoznacznego kryterium stanowiącego o uznaniu kolejnych opadów deszczu za zdarzenia niezależne. Niniejsza praca stanowi próbę wydzielenia z ciągu obserwacji opadów deszczu statystycznie niezależnych zdarzeń opadowych przez wyznaczenie minimalnej przerwy między nimi.

W ostatnich latach w przedsiębiorstwach wodno-kanalizacyjnych i jednostkach uczelnianych jest widoczny wzrost zainteresowania rozbudową sieci post-runków pomiarowych opadów deszczu. Zwiększająca się liczba stacji pomiarowych skutkuje rozszerzeniem baz danych opadowych, co z kolei powoduje potrzebę poszukiwania bardziej efektywnych metod ich analizy statystycznej. Kluczowym elementem analiz statystycznych jest określenie niezależnych i niepodzielnych (na krótsze zdarzenia niezależne) zdarzeń opadowych. Dalsze rozważania zostały ograniczone do zdarzeń charakteryzujących się takimi cechami, które skrótowo będą określane w dalszej części opracowania jako niezależne z pominięciem zaznaczania drugiego ich atrybutu – niepodzielności. Zdefiniowanie zdarzenia niezależnego wiąże się z wyznaczeniem minimalnego czasu przerwy pomiędzy sąsiednimi zdarzeniami niezależnymi, co z kolei wymaga ustalenia kryteriów wyodrębniania takiego zdarzenia.

2. Istniejące kryteria wyznaczania minimalnej przerwy pomiędzy niezależnymi opadami deszczu

W literaturze niewiele jest informacji na temat wyznaczania jednostkowych zjawisk opadowych deszczu. Istniejące kryteria wyznaczania minimalnej przerwy między opadami deszczu można podzielić na dwie grupy:

- I – kryteria oparte na charakterystykach fizycznych opadu deszczu, takich jak wysokość, czas trwania, jego intensywność,
- II – kryteria oparte na analizie reakcji obiektów inżynierskich na opad deszczu; taka reakcja może być mierzona czasem opróżnienia sieci kanalizacyjnej po intensywnym deszczu powodującym duże wypełnienia kanałów.

W przypadku analizowania spływu ze skanalizowanej zlewni miejskiej kryterium grupy II powinno stanowić uzupełnienie kryterium grupy I. Podczas wyznaczania czasu opróżniania sieci kanalizacji deszczowej należy uwzględnić indywidualne cechy zlewni (takie jak spadek terenu, szorstkość, retencja powierzchniowa) i charakterystykę sieci kanalizacyjnej (np. jej wielkość i konfigurację, spadki kanałów, ich stan techniczny). Zadanie to można rozwiązać

na podstawie analizy wieloletnich danych pomiarowych (dla istniejących sieci kanalizacyjnych) lub na podstawie wyników symulacji przeprowadzonych z zastosowaniem modelu utworzonego dla danego systemu kanalizacyjnego opisującego proces transformacji opadu w odpływ. Oddzielne zagadnienie stanowi przyjęcie miarodajnego opadu deszczu dla takiego modelu.

Do pierwszej z wymienionych grup należy propozycja Wischmeiera i Smitha [1]. Prowadzili oni badania dotyczące erozji glebowej w Stanach Zjednoczonych. Według ich kryterium przerwa między niezależnymi opadami deszczu jest definiowana jako okres co najmniej sześciu godzin, w czasie którego wysokość opadu nie przekracza 0,05 cala (1,3 mm). Ponadto opady deszczu, których wysokość jest mniejsza od 0,5 cala (13,0 mm), w ciągu co najmniej sześciu godzin powinny być pomijane jako mało znaczące dla erozji glebowej. Wyjątek stanowią opady, których maksymalna piętnastominutowa intensywność przekracza wartość 0,95 cala/h (24,1 mm/h). Tak sformułowane kryterium nie zawsze było prawidłowo interpretowane, czego dowodem jest definicja przerwy podana przez Wu, Bradena i Johnsona [2] oraz Pitta, Clarka i Lake'a [3]. Zgodnie z tą definicją za przerwę w opadzie deszczu należy uznać okres minimum 6,0 h przy maksymalnej wysokości opadu 0,5 cala.

We wcześniejszej amerykańskiej publikacji [4], na podstawie danych opadowych dla regionu Nowej Anglii w Stanach Zjednoczonych minimalna przerwa pomiędzy jednostkowymi zdarzeniami opadowymi została określona na 2,0 h. Z kolei w publikacji Jennifer K. Wynn [5] do określenia minimalnej przerwy pomiędzy statystycznie niezależnymi opadami użyto metody współczynnika zmienności [6] oraz metody punktu przecięcia linii regresji liniowych. Dane opadowe pochodziły ze stacji pomiarowych na terenie Stanów Zjednoczonych. W zależności od pory roku oraz regionu minimalna przerwa pomiędzy jednostkowymi opadami deszczu wynosi:

- wyznaczona metodą współczynnika zmienności – od 3,0 h w okresie zimowym dla regionu wschodniego do 80,0 h w okresie jesiennym dla regionu południowo-zachodniego USA,
- wyznaczona metodą punktu przecięcia regresji liniowych – od 5,0 h w okresie wiosennym i letnim dla regionu północno-zachodniego do 45,0 h w okresie letnim dla regionu południowo-zachodniego USA.

Duńscy badacze [7], którzy analizowali opady ekstremalne w Danii, zastosowali kryterium podziału opadów na zdarzenia niezależne dla opadów o czasie trwania $t \leq 1,0$ h minimalna przerwa pomiędzy niezależnymi zdarzeniami opadowymi została określona na 1,0 h, w którym nie może wystąpić żaden opad. W przypadku opadów o dłuższym czasie trwania ($t > 1,0$ h) przerwa w opadach powinna być dłuższa niż dłuższy czas trwania jednego z sąsiednich zdarzeń opadowych.

Kryterium dotyczące odstępu czasu między niezależnymi opadami deszczu zostało określone również w niemieckich wytycznych ATV-A118 [8]. Należy ono do II grupy kryteriów wyznaczania minimalnej przerwy między deszczami.

Według wytycznych ATV-A118 minimalny odstęp czasowy między niezależnymi zdarzeniami powinien wynikać z czasu opróżniania się systemu kanalizacyjnego, a przerwa w opadach powinna wynosić minimum 4,0 h. Kryterium to jest zalecane w przypadku opadów nawalnych, charakteryzujących się wydajnością opadu nie mniejszą niż 10,0 mm oraz minimalnym chwilowym natężeniem deszczu wynoszącym 0,1 mm w ciągu 5 min (względnie 0,5 mm w ciągu 1 h).

W literaturze polskiej Kupczyk i Suligowski [9] proponują kryterium uzależniające przerwę pomiędzy niezależnymi zdarzeniami opadowymi od rodzaju opadów. Zalecają przyjmować minimalną długość przerwy:

- równą 2,0 h w przypadku opadów krótkotrwałych (od kilku minut do 1,5 h), pochodzących z pojedynczych, szybko przemieszczających się konwekcyjnych komórek opadowych (kryterium przyjęte na podstawie badań Eaglesona z 1978 r. [4]),
- dłuższą od dłuższego spośród czasów trwania sąsiadujących ze sobą zdarzeń opadowych w przypadku opadów średnio- i długotrwałych (trwających ponad 3,0 h).

Uwagi dotyczące wymienionych kryteriów

Badania Wischmeiera i Smitha [1] były przeprowadzane na poletkach doświadczalnych w USA, zatem stosowanie ich wyników w polskich realiach wymaga weryfikacji. Ponadto przerwa między opadami została określona ze względu na właściwości erozyjne gleby, nie świadczy o statystycznej niezależności opadów. Wyniki badań Eaglesona [4] dotyczą tylko warunków lokalnych w Nowej Anglii, nie odnoszą się do innych lokalizacji o zróżnicowanym klimacie. Z kolei badania Jeniffer K. Wynn [5] wskazują na potrzebę lokalnego określenia minimalnej przerwy pomiędzy niezależnymi zjawiskami opadowymi. Jednak jednoznacznie nie zostało wskazane, która z dwóch przedstawionych przez Wynn metod powinna służyć do uzyskania takiej informacji.

Wykorzystane przez duńskich badaczy [7] kryterium określania minimalnej przerwy pomiędzy opadami stanowiło wstępną metodę podziału na deszcze jednostkowe i nie zostało udokumentowane wynikami badań.

Proponowana w ATV-A118 [8] minimalna przerwa między opadami niezależnymi, która powinna wynikać z czasu opróżniania sieci kanalizacyjnej i wynosić nie mniej niż 4,0 h, odnosi się do opadów o dużej wysokości i natężeniu, nie ma więc uniwersalnego zastosowania. Kryterium zawarte w ATV-A118 wymaga znajomości opadów, które w sieci kanalizacyjnej powodują przekroczenie ustalonego poziomu wypełnienia kanału, co z kolei narzuca konieczność przeprowadzenia badań lub symulacji na istniejącym obiekcie. Kryterium zaproponowane przez Kupczyka i Suligowskiego [9] jest trudne do zastosowania w praktyce, gdyż wymaga znajomości charakterystyk meteorologicznych opadów.

Duże zróżnicowanie proponowanych w literaturze wartości minimalnej przerwy między niezależnymi opadami nie daje jednoznacznej odpowiedzi, jaki czas należy przyjąć podczas ich wyznaczania. Celem niniejszego opracowania

jest wyznaczenie minimalnej przerwy między niezależnymi opadami deszczu na podstawie analizy statystycznej danych pomiarowych opadów z trzech posterunków pomiarowych na terenie Poznania.

3. Podstawy teoretyczne zastosowanej metody wyznaczania minimalnej przerwy pomiędzy niezależnymi opadami deszczu

Założenia

Zastosowana metoda została oparta na następujących założeniach:

- 1) zdarzenia opadowe są zdarzeniami niezależnymi,
- 2) pojawianie się zdarzeń opadowych jest procesem Poissona, w związku z tym długość przerwy między nimi podlega rozkładowi wykładniczemu,
- 3) czas trwania zdarzeń opadowych jest pomijany jako zaniedbywalnie mały w porównaniu z długością przerw pomiędzy nimi, w związku z czym długość okresów bezdeszczowych podlega rozkładowi wykładniczemu.

Przyjęcie założeń pozwala sformułować następujący wniosek [10]: jeżeli długości okresów bezdeszczowych podlegają rozkładowi wykładniczemu, to zjawiska opadowe oddzielone tymi okresami są statystycznie niezależne.

Podstawy teoretyczne analizy

Prawdopodobieństwo wystąpienia w okresie ΔT dokładnie k pojedynczych opadów opisuje rozkład Poissona:

$$P(k) = \frac{\lambda^k}{k!} e^{-\lambda} \quad \text{dla } k = 0, 1, 2, \dots \quad (1)$$

gdzie λ – średnia częstość opadów, $\lambda = \omega \cdot \Delta T$ (ω – średnia częstotliwość opadów [1/min]).

Prawdopodobieństwo niewystąpienia żadnego opadu (czyli $k = 0$), które odpowiada prawdopodobieństwu wystąpienia przerwy między opadami dłuższej niż wartość ΔT , można otrzymać z równania:

$$P(k=0) = P(t > \Delta T) = \frac{(\lambda)^0}{0!} e^{-\lambda} = e^{-\lambda} \quad (2)$$

Prawdopodobieństwo wystąpienia przerwy pomiędzy opadami o czasie trwania t [min] mniejszym od założonego granicznego czasu ΔT [min] opisuje zatem dystrybuanta rozkładu wykładniczego:

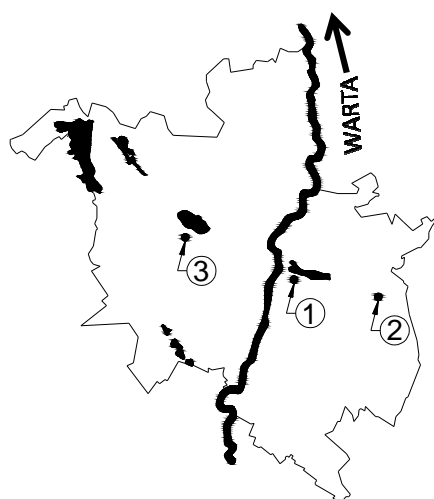
$$P(t < \Delta T) = 1 - e^{-\lambda} \quad (3)$$

Idea metody sprowadza się do sprawdzenia za pomocą nieparametrycznego testu chi-kwadrat zgodności dystrybuanty teoretycznej i empirycznej dla założonej długości przerwy pomiędzy opadami ΔT . W przypadku uzyskania pozytywnego wyniku testu długość przerwy ΔT rozdziela statystycznie niezależne opady.

4. Praktyczna weryfikacja metody

Źródła pozyskania danych

Dane pomiarowe pochodziły z deszczomierzy zlokalizowanych na terenie Poznania. Posterunki nr 1 i 2 znajdowały się na prawym brzegu Warty w zlewni jej dopływu Cybiny; posterunek nr 3 zlokalizowano na lewym brzegu Warty, niedaleko Jeziora Rusałka (rys. 1.).



Rys. 1. Lokalizacja posterunków pomiarowych opadów w Poznaniu: 1 – Rataje, 2 – Kobylepole, 3 – Ogrody

Fig. 1. Location of raingauges in Poznań city: 1 – Rataje, 2 – Kobylepole, 3 – Ogrody

Na posterunku nr 1 na dolnym tarasie Rataj, w sąsiedztwie Jeziora Maltańskiego początkowo był zainstalowany deszczomierz SR49, w czerwcu 2006 r. zastąpiony przez deszczomierz ISCO. Na posterunku nr 2 na terenie osiedla Kobylepole oraz na posterunku nr 3 w dzielnicy Ogrody niedaleko Jeziora Rusałka zostały ustawione deszczomierze typu SR49. Okres badawczy obejmował lata:

- 2003-2010 w przypadku posterunku pomiarowego nr 1 (Rataje),
- 2002-2003 i 2006-2010 w przypadku posterunku pomiarowego nr 2 (Kobylepole),
- 2002-2010 w przypadku posterunku pomiarowego nr 3 (Ogrody).

Pomiary były wykonywane od maja do listopada, w pozostałym okresie (od grudnia do kwietnia) nie prowadzono badań ze względu na ujemne temperatury (brano pod uwagę tylko opady deszczu) oraz ich negatywny wpływ na zasilenie baterijne deszczomierzy.

Dyskretyzacja danych

Dane opadowe o zróżnicowanej intensywności zarejestrowane przez deszczomierz z krokiem czasowym 1,0 min zamieniono na opady o czasie trwania stanowiącym wielokrotność przedziału 5,0 min i jednakowym natężeniu, przy czym początek opadu stanowił zawsze początek pięciominutowego przedziału. Podczas zaokrąglania czasów trwania zdarzeń opadowych do wartości stanowiącej wielokrotność pięciominutowego przedziału nie brano pod uwagę opadów o łącznej wysokości nie większej od 0,2 mm w ciągu 5,0 min, jeżeli w czasie co najmniej 60,0 min przed i po tym deszczu nie wystąpił inny opad. Odrzucenie tych opadów wynika z ich pomijalnie małego znaczenia dla odpływu powierzchniowego oraz z wysokości opadu odpowiadającej jednemu wychyleniu korytka deszczomierzy SR49 (wynoszącej 0,2 mm). Następnie przyjęto graniczne czasy przerw ΔT pomiędzy opadami. Stanowią one górne granice dla dyskretnej wartości argumentów dystrybuanty rozkładu tych czasów. Opady rozdzielone przerwą o czasie ΔT mniejszą od 30,0 min (0,5 h) uznano za jeden niepodzielny opad, natomiast opady rozdzielone przerwą o czasie ΔT większą od 975,0 min (ponad 16,0 h) uznano za opady niezależne.

Dla każdego j -tego czasu granicznego przerwy ΔT_j wyznaczono przedział czasów przerw pomiędzy opadami zgodnie z relacją:

$$(\Delta T_j - 30) \leq t \leq (\Delta T_j - 1) \quad \text{dla } j = 2, 3, \dots, 32 \quad (4)$$

Minimalna długość granicznego czasu przerwy wynosiła $\Delta T_1 = 45,0$ min. Przerwę tę zwiększano dla kolejnych wartości $j > 1$ o kolejne 30 min w celu uzyskania kolejnych czasów ΔT_j , aż do osiągnięcia maksymalnej długości przerwy 975,0 min (dla $j = 32$) (tab. 1.).

Tabela 1. Przykładowe wartości granicznych czasów przerw ΔT_j i odpowiadających im granic przedziałów czasów przerw

Table 1. Examples values of limiting time intervals ΔT_j and corresponding limits of intervals of break between storms

j	ΔT_j [min]	$\Delta T_j - 30$ [min]	$\Delta T_j - 1$ [min]
1	45	30	44
2	75	45	74
3	105	75	104
4	135	105	134
...
32	975	945	974

Dla pierwszego ($j = 1$) przedziału ograniczenie jego lewego brzegu wynikające z równania (4) ulegało zmianie zgodnie z relacją:

$$(\Delta T_j - 15) \leq t \leq (\Delta T_j - 1) \quad (5)$$

Po podstawieniu $\Delta T_1 = 45,0$ min otrzymano: $30 \leq t \leq 44$.

5. Analiza statystyczna

Analiza statystyczna polegała na wyznaczeniu dystrybuanty empirycznej (rozkładu częstości) i teoretycznej dla kolejnych granicznych czasów przerw pomiędzy opadami deszczu i sprawdzeniu ich zgodności na podstawie nieparametrycznego testu zgodności χ^2 Pearsona.

Przyjęto poziom istotności testu $\alpha = 0,01$. Testy przeprowadzono kolejno dla każdego posterunku pomiarowego, zwiększając stopniowo wartość ΔT_j , aż do uzyskania ich pozytywnych wyników. Podczas przeprowadzania testów konieczne było zastąpienie granicznych czasów przerw ΔT_j przez skorygowane czasy graniczne ΔT_j^{mod} , tak aby w każdym zestawie danych dla danego testu długość pierwszego przedziału była jednakowa ($\Delta T_1^{mod} = 45,0$ min). Wynika to z analizy równania dystrybuanty teoretycznej rozkładu wykładniczego (równanie (4)). Dla zerowej wartości argumentu ΔT_0 wartość dystrybuanty przyjmuje wartość zerową:

$$F(\Delta T = 0) = 1 - e^{-\omega \cdot 0} = 1 - 1 = 0 \quad (6)$$

Zatem teoretyczna dystrybuanta zmiennej ΔT powinna przechodzić przez początek układu współrzędnych. Jeżeli dla pierwszego przedziału przyjmie się długość przerwy pomiędzy opadami ($\Delta T_1 - \Delta T_0$) $\neq 45,0$ min, to warunek ten nie zostanie spełniony.

W tabeli 2. przedstawiono wyniki testu χ^2 Pearsona dla posterunku pomiarowego nr 3 (Ogrody). Symbole zamieszczone w kolejnych kolumnach tabeli oznaczają odpowiednio:

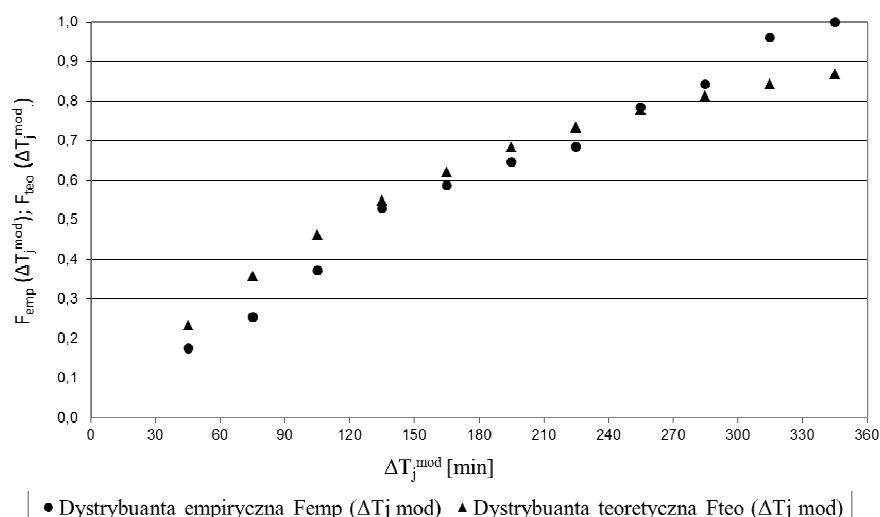
- m – liczbę granicznych czasów przerw ΔT_j pomiędzy opadami deszczu,
- ΔT_j – długość przerwy pomiędzy opadami,
- ΔT_j^{mod} – skorygowany czas graniczny przerwy pomiędzy opadami,
- n_j – liczbę zmierzonych przerw pomiędzy opadami w przedziale przynależnym ΔT_j ; gdzie $j = 1, 2, 3, \dots, m$,
- $P_{emp}(\Delta T_j^{mod})$ – prawdopodobieństwo empiryczne zmiennej ΔT_j^{mod} ,
- $F_{emp}(\Delta T_j^{mod})$ – dystrybuantę empiryczną zmiennej ΔT_j^{mod} ,
- $F_{teo}(\Delta T_j^{mod})$ – dystrybuantę teoretyczną zmiennej ΔT_j^{mod} ,
- p_j – prawdopodobieństwo teoretyczne zmiennej dyskretnej ΔT_j^{mod} ,
- N – sumę zmierzonych przerw pomiędzy opadami (we wszystkich przedziałach).

Rysunek 2. przedstawia wykres dystrybuanty teoretycznej i empirycznej uzyskanej dla posterunku pomiarowego nr 3 (Ogrody) dla wartości początkowej granicznego czasu przerwy $\Delta T_1 = 675,0$ min (wynik testu pozytywny).

Tabela 2. Test χ^2 Pearsona – posterunek pomiarowy nr 3 (Ogrody) dla wartości początkowej przerwy $\Delta T_1 = 675,0$ min

Table 2. The χ^2 Pearson test – measuring station number 3 (Ogrody) for beginning value of break between storms $\Delta T_1 = 675,0$ min

m	ΔT_j [min]	ΔT_j^{mod} [min]	n_j	P_{emp} (ΔT_j^{mod})	F_{emp} (ΔT_j^{mod})	F_{teo} (ΔT_j^{mod})	p_j	$\frac{(n_j - N \cdot p_j)^2}{N \cdot p_j}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	675	45	9	0,176	0,176	0,233	0,233	0,698
2	705	75	4	0,078	0,255	0,357	0,124	0,863
3	735	105	6	0,118	0,373	0,461	0,104	0,089
4	765	135	8	0,157	0,529	0,549	0,087	2,830
5	795	165	3	0,059	0,588	0,622	0,073	0,143
6	825	195	3	0,059	0,647	0,683	0,061	0,005
7	855	225	2	0,039	0,686	0,734	0,051	0,146
8	885	255	5	0,098	0,784	0,777	0,043	3,586
9	915	285	3	0,059	0,843	0,814	0,036	0,733
10	945	315	6	0,118	0,961	0,844	0,030	12,901
11	975	345	2	0,039	1,000	0,869	0,025	0,389
Suma			51	1,000	Suma		0,869	22,382



Rys. 2. Dystrybuanta empiryczna i teoretyczna – posterunek pomiarowy nr 3 (Ogrody) dla wartości początkowej przerwy $\Delta T_1 = 675,0$ min

Fig. 2. Empirical and theoretical distribution- measuring station number 3 (Ogrody) for the beginning value of dry period $\Delta T_1 = 675,0$ min

W tabeli 3. przedstawiono wyniki testów χ^2 przeprowadzonych dla wszystkich posterunków pomiarowych. Symbole zawarte w kolumnach tabeli oznaczają odpowiednio:

- $\overline{\Delta T}$ – wartość średnią ważoną zmiennej ΔT obliczoną ze wzoru

$$\overline{\Delta T} = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^m \Delta T_j \cdot n_j \quad (7)$$

- ω – parametr rozkładu wykładniczego, średnia częstotliwość opadów,
- $\chi^2_{\alpha=0,01}$ – wartość statystyki χ^2 odczytaną z tablicy rozkładu χ^2 dla poziomu istotności $\alpha = 0,01$,
- χ^2_{zaobs} – wartość statystyki χ^2 obliczoną z zależności

$$\chi^2_{\text{zaobs}} = \sum_{j=1}^m \frac{(n_j - N \cdot p_j)^2}{N \cdot p_j} \quad (8)$$

Tabela 3. Wyniki testów χ^2 Pearsona dla poszczególnych posterunków pomiarowych i wartości początkowych ($j = 1$) przerwy ΔT_j

Table 3. The results of χ^2 Person tests for raingauge stations and the values ΔT_1 at which dry period starts

Posterunek pomiarowy	ΔT_1 [min]	$\overline{\Delta T}$	ω	$\chi^2_{\alpha=0,01}$	χ^2_{zaobs}	Wynik testu
Rataje (nr 1)	45,0	160,07	0,0062	50,892	441,833	negatywny
	675,0	156,06	0,0064	23,209	19,846	pozytywny
Kobyle-pole (nr 2)	45,0	172,25	0,0057	50,892	376,193	negatywny
	675,0	160,38	0,0062	23,209	16,208	pozytywny
Ogrody (nr 3)	45,0	169,73	0,0059	50,892	378,477	negatywny
	675,0	160,71	0,0059	23,209	22,382	pozytywny

Wyniki pozytywne testu χ^2 Pearsona uzyskano jednakowo dla wszystkich posterunków pomiarowych dla czasu $\Delta T_j = 675,0$ min.

6. Wnioski

Dla wszystkich posterunków pomiarowych uzyskano zbieżne wyniki – statystycznie niezależne opady powinny być rozdzielone przerwą o minimalnym czasie $\Delta T_j = 675,0$ min. Wartość ta jest zbliżona do wartości podawanych przez Jennifer K. Wynn [5], jednakże jest znacznie dłuższa od przyjmowanych do analiz zjawisk opadowych przez większość innych autorów. Wyznaczona przerwa

ΔT_j odpowiada czasowi opróżniania dużej sieci kanalizacyjnej (odwadniającej dużą zlewnię) po intensywnych opadach deszczu wykorzystujących przepustowości kanałów. W przypadku zlewni mniejszych, o krótszym czasie opróżniania sieci kanalizacyjnych wymagany czas pomiędzy opadami jest zatem krótszy. Oznacza to, że przy wyznaczaniu niezależnych opadów deszczu decydującą rolę odgrywa I kryterium oparte na charakterystykach fizycznych zjawisk opadowych, a nie kryterium II oparte na analizie reakcji obiektów inżynierskich. Uzasadnione jest zatem dalsze prowadzenie badań nad określeniem minimalnej długości przerwy pomiędzy opadami, które mogą doprowadzić do skrócenia czasu tej przerwy, a w związku z tym do rozszerzenia zbioru danych opadowych obejmujących analizowany okres i konsekwencji stąd wynikających.

Podczas wykonywania analizy podjęto próbę wyznaczenia minimalnej przerwy pomiędzy statystycznie niezależnymi opadami tylko dla lat o zwiększonej liczbie opadów, bez tzw. lat „suchych” (lata 2002-2003). Nie stwierdzono jednak żadnych zmian długości okresów bezdeszczowych.

Na uzyskane wyniki może mieć wpływ kilka czynników metodycznych:

- 1) przyjęcie za Schillingiem [10] założenia, że czas pomiędzy opadami deszczu można utożsamiać z okresami bezdeszczowymi, co oznacza pominięcie w analizie czasów trwania opadów,
- 2) model Poissona, choć ciągle szeroko stosowany, należy do najprostszych modeli wykorzystywanych w analizie procesów losowych. Rozszerzenia tego modelu zostały opracowane (i w licznych przypadkach lepiej opisują rzeczywistość) przez m.in. Coxa, Barletta- Lewisa, Neymana-Scotta [11-14]. Są one jednak bardziej skomplikowane, dlatego też podjęto próbę zastosowania stosunkowo prostego narzędzia.

Uzyskane wyniki należy oceniać z dużą ostrożnością i poddać weryfikacji z zastosowaniem innych modeli.

Przerwa pomiędzy statystycznie niezależnymi opadami jest dla trzech posterunków pomiarowych taka sama (675 min). Świadczy to o braku czynnika obszarowej zmienności opadów (w badanym zakresie na terenie Poznania) na wielkość przerwy pomiędzy nimi.

Posterunki pomiarowe, z których pochodziły dane wykorzystane w badaniach, leżą w jednej linii prostopadłej do osi doliny Warty (oraz samej rzeki) i są oddalone od siebie o ok. 4,0 km. Mogło to mieć wpływ na brak różnic pomiędzy długością przerw pomiędzy opadami dla badanych posterunków pomiarowych.

Podczas przygotowania danych do analizy korzystano z funkcji dostępnych w arkuszu kalkulacyjnym Microsoft Excel. Mimo to, ze względu na dużą liczbę danych procedura ta wymagała dużego nakładu pracy.

Dane wykorzystane w badaniach pochodziły ze stosunkowo krótkiego okresu, tj. od 7 lat dla posterunku pomiarowego nr 2 (Kobylepole) do 9 dla posterunku pomiarowego nr 3 (Ogrody) oraz z niewielkiej liczby posterunków pomiarowych. Wyniki badań powinny więc być potwierdzone dla większej liczby lat i posterunków pomiarowych.

Literatura

- [1] Wischmeier W.H., Smith D.D.: Predicting rainfall erosion losses – a guide to conservation planning. Agriculture Handbook No. 537, USDA/Science and Education Administration, US. Government. Printing Office, Washington 1978.
- [2] Wu Pei-Ing, Braden J.B., Johnson G.V.: Economic differences between cumulative and episodic reduction of sediment from cropland. Project Report No. S-099-ILL, Water Resources Center, 2535 Hydrosystems Laboratory, Urbana, IL61801, September 1986.
- [3] Pitt R., Clark S.E., Lake D.: Construction site erosion and sediment controls. Planning, design and performance. DEStech Publications, Lancaster 2006.
- [4] Eagleson P.S.: Climate, soil and vegetation, 2. The distribution of annual precipitation derived from observed storm sequences. Water Resource Research, no 14, 1978, pp.713-721.
- [5] Wynn J.K.: Seasonal and geographic variability in rainstorm parameter distributions. Massachusetts Institute of Technology, Department of Civil and Environmental Engineering, May 1994.
- [6] Eagleson P.S., Restrepo-Posada P.J.: Identification of independent rainstorms. Journal of Hydrology, no 55, 1982, pp. 303-319.
- [7] Madsen H., Mikkelsen P.S., Rosbjerg D., Harremoës P.: Estimation of regional Intensity-Duration-Frequency curves from extreme precipitation, Water, Science and Technology, vol. 37, no.11, 1998, pp. 29-36.
- [8] Komentarz do ATV – A 118: Hydrauliczne wymiarowanie systemów odwadniających ATV. Wydaw. Seidel-Przywecki Sp. z o.o., Warszawa 2000.
- [9] Kupczyk E., Suligowski R.: Statystyczny opis struktury czasowej opadów atmosferycznych jako elementu wejścia do modeli hydrologicznych, [w:] Predykcja opadów i wezbrań o zadanym okresie powtarzalności, red. U. Soczyńska. Wydaw. UW, Warszawa 1997, s. 21-86.
- [10] Schilling W.: Univariate versus multivariate rainfall statistics- problems and solutions (A discussion), Water Science and Technology, vol. 16, 1984, p. 139-146.
- [11] Cox D.: Some statistical methods connected with series of events. Journal of the Royal Statistical Society, no 17 (2), 1955, pp.129-164.
- [12] Neyman J., Scott E.: Statistical approaches to problems of cosmology. Journal of the Royal Statistical Society B 20, 1958, p.1-43.
- [13] Rodriguez-Iturbe I., Cox D., Isham V.: Some models for rainfall based on stochastic point processes. Proc. of the Royal Society A, 410, 1987, p. 269-288.
- [14] Rodriguez-Iturbe I., Cox D., Isham V.: A point process model for rainfall: further developments, Proc. of Royal Society of London Series, 417, 1988, p. 283-298.

DETERMINATION OF STATISTICAL INDEPENDENT RAINFALL EVENTS ON THE BASIS OF RAINFALL DATA

Summary

The paper presents a method to determinate independent rainfalls by defining the minimum break between them. The paper also contains a review of existing criteria for determining

the minimum interval between independent rains and comments on those criteria. In the literature a minimum breaks between independent rainfalls are much varied in the range from one to several hours. In the paper it is assumed that the appearance of rain events is a Poisson process and the length of the intervals between these events is exponentially distributed. The rainfall data are provided from three measuring stations in Poznan (1 – Rataje, 2 – Kobylepole, 3 – Ogrody). Research period included eight years in the case of a measuring station Rataje, seven years in the case of a measuring station Kobylepole and nine years in the case of a measuring station Ogrody. In the statistical analysis, an empirical and theoretical distribution functions were determined for the subsequent time intervals between rains and the compatibility of both distribution functions was checked by χ^2 test. The accepted significance level test was $\alpha = 0.01$. For all concerned measuring stations convergent results were obtained. On the basis of an analysis of rainfall data, it was found that the statistically independent rainfall can be separated by an interval of not less than 675 min. This obtained value is much longer than in most other authors publications.

Keywords: independent rainfall events, Poisson process, exponential distribution, chi-squared (χ^2) test

Przesłano do redakcji: 4.02.2014 r.

Przyjęto do druku: 02.06.2014 r.

DOI: 10.7862/rb.2014.10

Witold NIEMIEC¹

Monika ZDEB²

NAWOŻENIE PLANTACJI ROŚLIN ENERGETYCZNYCH OSADAMI ŚCIEKOWYMI W POSTACI STAŁEJ – ZAGROŻENIA I NOWE ROZWIĄZANIA

W pracy poruszono problematykę związaną ze stosowaniem komunalnych osadów ściekowych do nawożenia upraw roślin przeznaczonych na cele energetyczne. Główne kryteria, jakie musi spełniać osad ściekowy, aby mógł być dopuszczony do użytkowania jako nawóz, są związane ze stężeniami metali ciężkich, obecnością bakterii z rodzaju *Salmonella* i liczbą jaj pasożytów jelitowych. Ocena zagrożeń dla środowiska, jakie niesie ze sobą nawożenie osadami z użyciem tradycyjnych maszyn i urządzeń, głównie z rozprzestrzenianiem się patogenów poza wyznaczony areał, determinuje poszukiwanie alternatywnych rozwiązań jego zadania do gleby. Uwagę skupiono głównie na iniekcji osadów ściekowych w postaci stałej jako najczęstszej formie nawozu tego typu ze względu na odwodnienie osadów w procesach stabilizacji i higienizacji. W pracy przedstawiono możliwości wykorzystania nowego, chronionego patentem urządzenia do iniekcyjnego dawkowania nawozów w postaci stałej, w tym również osadów ściekowych. Technika iniekcji pozwala na zachowanie wymaganych prawem warunków sanitarnych, co wiąże się z niezwłocznym przykryciem osadu po zadaniu do gleby. Minimalizuje ryzyko skażenia patogenami oraz zwiększa efektywność działania substancji nawozowych na rośliny. Ma to szczególne znaczenie w przypadku uprawy roślin energetycznych, takich jak Wierzba wiciowa czy Paulownia omszona, gdzie istotne jest uzyskanie dużych przyrostów biomasy w krótkim czasie.

Słowa kluczowe: osady ściekowe, zagrożenie sanitarne, nawożenie, iniekcja osadów ściekowych, rośliny energetyczne

1. Wprowadzenie

W 2000 roku w komunalnych oczyszczalniach ścieków w Polsce wytworzono ok. 359 tys. ton suchej masy osadów. W 2005 roku powstało ok. 486 tys.

¹ Autor do korespondencji/corresponding author: Witold Niemieć, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. 17 8651504, e-mail: wniemiec@prz.edu.pl

² Monika Zdeb, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. 17 8651949, e-mail: mzdeb@prz.edu.pl

ton suchej masy osadu, a w 2010 – blisko 527 tys. ton suchej masy [1]. Do przyczyn wzrostu ilości osadów ściekowych można zaliczyć: rozbudowę sieci kanalizacyjnej, coraz wyższy odsetek ludności odprowadzającej ścieki, modernizację istniejących już oczyszczalni ścieków i budowę nowych, wzrost społecznej świadomości zagrożeń, jakie niesie ze sobą nielegalne odprowadzanie ścieków do środowiska. Do tej pory większość osadów była deponowana w oczyszczalniach ścieków na specjalnych składowiskach, poletkach, lagunach czy stawach osadowych, co rozwiązywało problem doraźnie, przed właściwym ich deponowaniem poza oczyszczalnię. W 2005 roku odnotowano 782,7 tys. ton suchej masy osadów zgromadzonych na terenach oczyszczalni ścieków, a w 2011 już znacznie mniej – ok. 212 tys. ton [1]. Zmniejszająca się ilość składowanych osadów ściekowych w Polsce jest efektem ich wykorzystywania, głównie w rolnictwie, do rekultywacji terenów zdegradowanych, w uprawach roślin przemysłowych oraz przeznaczonych na kompost lub paszę. Jednak sposoby te są ograniczane przez rygorystyczne wymogi ustawowe w odniesieniu do ilości i jakości stosowanych osadów na areałach upraw. Wzrastający odsetek stanowią osady przekształcane termicznie, ale wymaga to dużych nakładów finansowych, powierzchni (podobnie jak składowanie) oraz czasu i energii. W związku ze stale wzrastającą ilością osadów, ograniczeniami związanymi z ich składowaniem i wykorzystaniem oraz całkowitym zakazem ich składowania na składowiskach, jaki będzie obowiązywać od 2016 r., istnieje konieczność nie tylko ich zabezpieczenia czy unieszkodliwienia, ale przede wszystkim nowych metod zagospodarowania [2, 3].

Słuszne zatem wydaje się zwiększenie ilości osadów wykorzystywanych jako nawóz do upraw roślin energetycznych. Rośliny te nie są przeznaczone do spożycia, w związku z czym istnieje minimalne ryzyko bezpośredniego włączenia substancji zawartych w osadach do sieci pokarmowych, których częścią jest człowiek. Roślinami uprawianymi na cele energetyczne, tj. do produkcji paliwa lub opału, są: rośliny oleiste (rzepak, słonecznik, len, konopie), zboża (kukurydza, owies), okopowe (ziemniaki, słonecznik bulwiasty), rośliny drzewiaste i krzewiaste (topola sp., wierzba wiciowa, róża bezkolcowa, róża wielokwiatowa, Paulownia omszona) oraz burak cukrowy, trzcina cukrowa, Ślazier pensylwański, Rdest sachaliński, Mozga trzciniowata oraz Miskant olbrzymi. Gatunki te posiadają cechy pożądane, takie jak duży przyrost suchej masy w sezonie wegetacyjnym, wysoka wartość opału i niska wilgotność, niewygórowane wymagania klimatyczno-glebowe oraz możliwość zmechanizowania upraw wielkoobszarowych. Uprawa roślin energetycznych umożliwia także zagospodarowanie coraz większych powierzchni terenów niezagospodarowanych rolniczo bądź nienadających się do użytkowania rolniczego. W większości spełniają one wymagania fizjologiczne wspomnianych roślin [4, 5].

Województwo podkarpackie jest jednym z regionów Polski o największej powierzchni nieużytków rolnych (10938 ha w 2011 r.) oraz gruntów zdegradowanych i zdewastowanych wymagających rekultywacji i zagospodarowania

(1809 ha w 2010 r.). W 2011 roku na Podkarpaciu zanotowano największy w skali Polski ubytek gruntów ornych na rzecz nieużytków rolnych – 8643 ha. Większość z nich spełnia wymagania roślin energetycznych. Grunty orne na cele nierolnicze zaklasyfikowane do IV klasy bonitacyjnej (korzystnej z punktu widzenia plantatora roślin energetycznych) to aż 811 ha [1].

Celem artykułu jest wskazanie zagrożeń, jakie niesie ze sobą stosowanie komunalnych osadów ściekowych jako nawozu oraz zaproponowanie rozwiązań pozwalających na ich wykorzystanie do zagospodarowania nieużytków rolnych, zrehabilitowania terenów zdegradowanych i zdewastowanych oraz produkcję biomasy opałowej.

2. Podstawowe uregulowania prawne dotyczące stosowania osadów ściekowych

W Polsce stosowanie osadów ściekowych jest regulowane przez kilka podstawowych aktów prawnych:

- ustawę o odpadach z dnia 14 grudnia 2012 r. [6],
- ustawę Prawo Ochrony Środowiska z dnia 27 kwietnia 2001 r. [7],
- Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 13 lipca 2010 r. w sprawie komunalnych osadów ściekowych [8],
- Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 9 września 2002 r. w sprawie standardów jakości gleby i standardów jakości ziemi [9].

Są one w pełni zgodne z Dyrektywą Rady w sprawie ochrony środowiska, a szczególnie gleb, przy stosowaniu osadów ściekowych w rolnictwie [10], Dyrektywą Parlamentu Europejskiego i Rady w sprawie odpadów (tzw. Dyrektywa Ramowa) [11] oraz Dyrektywą Rady w sprawie składowania odpadów [12].

Podstawowym aktem prawnym dotyczącym przyrodniczego zagospodarowania osadów ściekowych jest Rozporządzenie Ministra Środowiska w sprawie komunalnych osadów ściekowych, w którym zawarto wymagania dotyczące parametrów, jakim powinien odpowiadać osad stosowany do nawożenia. Są to zawartość metali ciężkich, obecność bakterii z rodzaju *Salmonella*, liczba jaj pasożytów jelitowych *Ascaris sp.*, *Trichuris sp.*, *Toxocara sp.* Istotny jest też zapis o zachowaniu jakości gleby nawożonej, a zwłaszcza o nieprzekraczalności dopuszczalnych wartości stężeń szeregu substancji, głównie metali ciężkich. W związku z tym konieczne jest badanie każdej partii osadów oraz składu gleby przed nawożeniem i każdorazowe ustalanie dawki osadu [8].

Warunkiem stosowania osadów ściekowych jako nawozu jest nie tylko jego odpowiedni skład, ale również agrotechnika prawidłowego wprowadzania do gruntu. Dla osadów w postaci płynnej konieczne jest zastosowanie iniekcji. Natomiast osady w postaci mazistej i ziemistej muszą być niezwłocznie zmieszane z gruntem [8]. Takie postępowanie jest podyktowane przede wszystkim niebezpieczeństwem rozprzestrzenienia się mikroorganizmów patogennych w środowisku, w którym zastosowano tego typu nawożenie.

3. Zagrożenie sanitarne

Osady ściekowe poddane procesom obróbki posiadają korzystny skład chemiczny i właściwości glebotwórcze. Jednak stosunkowo wysokie stężenia metali ciężkich oraz obecność organizmów patogennych należą do najczęstszych

Tabela 1. Wybrane organizmy chorobotwórcze występujące w komunalnych osadach ściekowych, na podstawie [13]

Tabele 1. Some pathogenic organisms present in municipal sewage sludge, based on [13]

Czynnik chorobotwórczy	Nazwa jednostki chorobowej
Wirusy <i>Poliovirus</i> <i>Coxsackie wirus A</i> <i>Coxsackie wirus B</i> <i>Echovirus</i> <i>Adenovirus</i> <i>Hepatitis typ A</i> <i>Rotavirus</i>	paraliż dziecięcy, zapalenie opon mózgowych wady serca, choroby dróg oddechowych zapalenie opon mózgowych, wady serca wysypka, biegunka infekcja oczu, choroby dróg oddechowych zapalenie wątroby wymioty, biegunka
Bakterie <i>Salmonella typhi</i> <i>Salmonella paratyphi A, B, C</i> <i>Shigella dysenteriae</i> <i>Escherichia coli</i> <i>Vibro cholerae</i> <i>Mycobacterium tuberculosis</i> <i>Leptospira sp.</i> <i>Clostridium perfringens</i> <i>Yersinia enterocolitica</i> <i>Bacillus anthracis</i>	dur brzuszny dur rzekomy, salmonelloza czerwonka, ostre zapalenie żołądka, biegunki ostre biegunki cholera gruźlica płuc żółtaczką krętkową, leptospiroza zatrucie pokarmowe, zgorzel gazowa niezżyt żołądka i jelit wąglik
Pierwotniaki <i>Entamoeba histolytica</i> <i>Giardia lamblia</i>	pełzakowica jelitowa lamblioza
Nicienie <i>Ascaris lumbricoides</i> <i>Enterobius americanus</i> <i>Toxocara sp.</i> <i>Trichuris trichura</i>	askarydoza ludzka owsica glistnica psia lub kocia niezżyt przewodu pokarmowego
Tasiemce <i>Taenia solium</i> <i>Taeniarhynchus saginatus</i> <i>Echinococcus granulosus</i>	wągryca mięśni tasiemczyca bąblowica
Przywry <i>Dicrocoelium sp.</i> <i>Fasciola hepatica</i>	schorzenie dróg żółciowych motylca wątrobowa
Grzyby <i>Aspergillus sp.</i> <i>Cladosporium sp.</i>	- aspergilloza oskrzelowo-płucna - ostre alergie

przyczyn zaniechania stosowania osadów ściekowych pod uprawy roślin. Mikroorganizmy chorobotwórcze stwarzają duże zagrożenie sanitarne. Najliczniej występują w ściekach bytowo-gospodarczych, gdzie ich głównym źródłem są wydaliny i odchody ludzi i zwierząt. Większość z nich wywołuje infekcje układu pokarmowego, ale niektóre mogą być przyczyną bardzo poważnych chorób, takich jak zapalenie opon mózgowo-rdzeniowych, zapalenie mięśnia sercowego czy zapalenie wątroby, często prowadzących do śmierci (tab. 1.). W powietrzu atmosferycznym, które jest niekorzystnym środowiskiem dla patogennych mikroorganizmów, ze względu na brak dostępnych substancji pokarmowych, niedostateczną wilgotność i promieniowanie słoneczne mikroorganizmy występują tylko czasowo. Pochodzą głównie z gleb i wód, a czasami ich źródłem są organizmy wyższe (kręgowce, człowiek). Osad w oczyszczalniach ścieków, kompostowniach czy składowiskach odpadów jest źródłem bioaerozolu.

Bioaerozol może powstawać w wyniku napowietrzania, mieszania czy rozlewania ścieków, składowania i przewożenia osadów, a także podczas ich dawkowania do gleby [14, 15]. Chorobotwórcze bakterie i grzyby mogą się rozprzestrzeniać z prądem powietrza na odległość 550 m, a wirusy nawet powyżej 200 m. Zanieczyszczenia bioaerozolem są deponowane na powierzchniach nie-

Tabela 2. Mikroorganizmy specyficzne, izolowane z powietrza atmosferycznego „czystego” i zanieczyszczonego mikrobiologicznie przez bioaerozol pochodzenia ściekowego, na podstawie [13]

Tabela 2. Specific microorganisms isolates from atmospheric air and polluted air by microbial aerosol origin of sewage, based on [13]

Mikroorganizmy występujące w powietrzu	
atmosferycznym	zanieczyszczonym bioaerozolem pochodzenia ściekowego
Bakterie	
<i>Bacillus sp.</i> , <i>Mycobacterium sp.</i> , <i>Micrococcus sp.</i> , <i>Sarcina sp.</i> , <i>Streptomyces sp.</i> , bakterie hemolizujące	<i>Aeromonas sp.</i> , <i>Achromobacter sp.</i> , <i>Aerobacter aerogenus</i> , <i>Alcaligenes fecalis</i> , <i>Bacillus sp.</i> , <i>Citrobacter sp.</i> , <i>Clostridium perfringens</i> , <i>Corynebacterium sp.</i> , <i>Enterobacter aerogenes</i> , <i>Enterobacter cloacae</i> , <i>Escherichia coli</i> , <i>Klebsiella pneumoniae</i> , <i>Pseudomonas sp.</i> , <i>Proteus sp.</i> , <i>Sarcina sp.</i> , <i>Serratia marcescens</i> , <i>Streptococcus faecalis</i> , <i>Staphylococcus sp.</i> , <i>Salmonella sp.</i> , <i>Shigella sp.</i> , <i>Streptomyces sp.</i> , bakterie hemolizujące
Grzyby	
<i>Aspergillus sp.</i> , <i>Cladosporium sp.</i> , <i>Fusarium sp.</i> , <i>Penicillium sp.</i> ,	<i>Aspergillus sp.</i> , <i>Cladosporium sp.</i> , <i>Fusarium sp.</i> , <i>Mucor sp.</i> , <i>Penicillium sp.</i> , <i>Rhizopus sp.</i>
Wirusy	
–	<i>Adeno</i> , <i>Coxsackie</i> , <i>Entero</i> , <i>Polio</i> , <i>Rota</i> , <i>Echo</i>
Bakteriofagi	
–	fagi coli

objętych uprawami, a następnie ulegają wtórnej emisji, co stanowi zagrożenie sanitarne dla sąsiednich areałów [16, 17] (tab. 2.). Pozostawienie osadów ściekowych na powierzchni gruntu niesie za sobą ryzyko skażenia zwierząt dziko żyjących oraz ludzi.

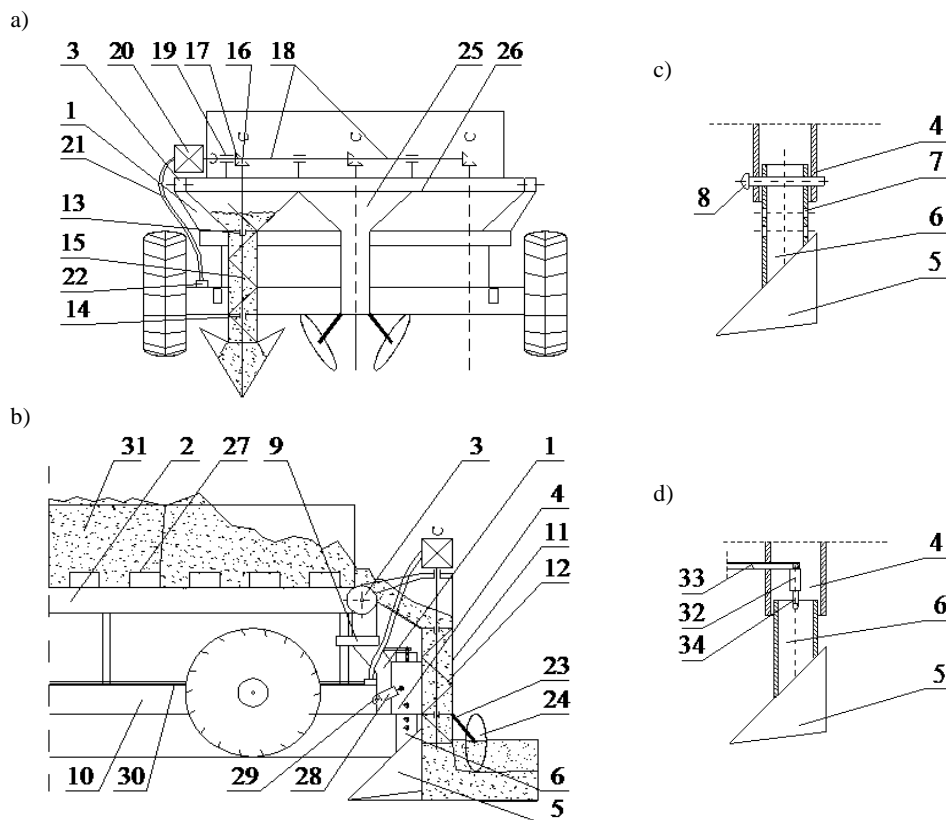
4. Urządzenie do iniekcji nawozów mineralnych i organicznych w postaci stałej

Typowe maszyny do rozsiewu nawozów sypkich powinny równomiernie dawkować nawóz na powierzchnię gleby. Stosowanie tarcz, łopatek, wadliwych przewodów rurowych lub dysz pneumatycznych powoduje rozrzucanie nawozu na duże odległości [18]. Rozprowadzanie osadów wiąże się z ryzykiem uniesienia jego cząstek przez wiatr i niekontrolowane wprowadzenie do różnych komponentów środowiska (gleba, woda, powietrze). Podobne niebezpieczeństwa niesie ze sobą używanie maszyn do nawożenia nawozami płynnymi, gdzie cząsteczki bioaerozolu są przenoszone z prądami powietrza poza nawożony areał. Wymagania dotyczące zadawania osadów w postaci płynnej zostały zrealizowane w konstrukcji urządzenia do wprowadzania osadów pod powierzchnię gruntu już w latach 80. zeszłego stulecia. Wprowadzenie nawozów ciekłych pod powierzchnię gleby pól uprawnych i łąk umożliwiło zastosowanie trójkątnego kroju tworzącego rowek, do którego był wlewany nawóz, oraz systemu obsypników lub rolek dociskowych, które zamykały nawóz w rowku [19]. Obecnie najczęściej jako nawóz stosuje się jednak osady ściekowe w postaci stałej (sypkiej). Taka sytuacja wynika głównie z procesów ich stabilizacji przed nawożeniem, podczas których dochodzi do usunięcia znacznych ilości wody.

Opatentowane urządzenie (patent nr 382062) do iniekcyjnego dawkowania nawozów stałych w postaci sypkiej umożliwia ich wprowadzenie do gruntu na wyznaczoną głębokość i natychmiastowe przykrycie warstwą gleby. Ma to szczególne znaczenie w przypadku nawożenia osadami ściekowymi. Konstrukcję urządzenia przedstawiono na rys. 1. Podajniki nawozu przesuwają nawóz w kierunku komór zasypowych urządzenia, skąd podajniki ślimakowe umieszczone w cylindrycznych obudowach wyprowadzają nawóz z komór zasypowych do wytworzonego za pomocą trójkątnego kroju rowka w glebie. Za podajnikiem nawozu umieszczono tarczowy obsypnik, które zasypuje warstwą gleby umieszczony w rowku nawóz. Jak już wspomniano, niezwłoczne przykrycie osadów zapobiega rozprzestrzenianiu patogenów z prądami powietrza oraz ogranicza unoszenie się nieprzyjemnego zapachu. Chroni również przed utratą substancji lotnych wzbogacających glebę. Regulacja w zakresie głębokości rowka pozwala dostarczyć nawóz w pobliże masy korzeniowej, zwiększając dostępność składników pokarmowych dla roślin, jednocześnie nie uszkadzając samych korzeni. Opcja agregatowania urządzenia do obecnie funkcjonujących rozrzutników nawozów czyni je uniwersalnym rozwiązaniem. Istotną zaletą jest również możliwość realizacji trzech zabiegów: transportu na miejsce docelowe, zadanie do

gleby oraz natychmiastowe przykrycie jej warstwą za jednym przejazdem [20]. Szerokość maszyny jest nie większa niż klasycznego ciągnika, co pozwala na jej wykorzystanie na plantacjach roślin energetycznych

Na przełomie lat 2012 i 2013, dzięki zaangażowaniu producenta maszyn rolniczych SIPMA S.A. z Lublina i wsparciu finansowemu gminy Świlcza powstał prototyp urządzenia do iniekcyjnego dawkowania do gleby nawozów sypkich (rys. 1.) [20].



Rys. 1. Schemat urządzenia do iniekcyjnego dawkowania do gleby nawozów sypkich: a) widok z tyłu, b) urządzenie agregowane do rozrzutnika nawozów: 1 – rama, 2 – rozrzutnik nawozu, 3 – przegubowe połączenie, 4 – część stała pionowej belki, 5 – krój belki, 6 – część ruchoma pionowej belki, 7 – otwory części ruchomej pionowej belki, 8 – sworzeń, 9 – szybkozłącze, 10 – rama rozrzutnika nawozu, 11 – cylindryczna obudowa podajnika ślimakowego, 12 – podajnik ślimakowy, 13 – górne łożysko promieniowe, 14 – dolne łożysko promieniowe, 15 – oś ślimakowego podajnika, 16 – koło stożkowe górnej części podajnika ślimakowego, 17 – koło stożkowe napędzające, 18 – wał napędowy, 19 – łożyska sprzęgające wał napędowy z ramą urządzenia, 20 – silnik hydrauliczny, 21 – przewód, 22 – złącze, 23 – osie, 24 – tarcza obsypnika, 25 – komory zasypowe, 26 – krawędź cylindrycznej obudowy podajnika ślimakowego, 27 – podajnik nawozu, 28 – hydrauliczny podnośnik teleskopowy, 29 – gniazdo sprzęgające hydrauliczny podnośnik teleskopowy

wy z konstrukcją rozrzutnika i częścią stałą belki, 30 – przewód, 31 – podawany nawóz, 32 – siłownik hydrauliczny, 33 – przewód, 34 – końcówka siłownika

Fig. 1. Diagram of the device for injection dosing of powdery fertilizers to ground: a) plan view of back, b) device units for fertilizer spreader; 1 – frame, 2 – fertilizer spreaders, 3 – combining swivel, 4 – immobile part of the vertical beam, 5 – beam typeface, 6 – mobile part of the vertical beam, 7 – apertures of mobile part of the vertical beam, 8 – pivot, 9 – quick hitch, 10 – fertilizer spreader frame, 11 – cylindrical feed screw case, 12 – feed screw, 13 – upper beam bearing, 14 – lower beam bearing, 15 – axis of feed screw, 16 – bevel gear the top of the feed screw, 17 – propulsive bevel gear, 18 – propeller shaft, 19 – bearings combining shaft and the device frame, 20 – hydraulic motor, 21 – wire, 22 – connector, 23 – axis, 24 – lister shield, 25 – fill chambers, 26 – brink of cylindrical feed screw case, 27 – container of fertilizer, 28 – hydraulic telescopic boom lift, 29 – hydraulic telescopic boom combined from spreader construction and immobile part of beam, 30 – wire, 31 – fertilizer, 32 – hydraulic actuator, 33 – wire, 34 – tip of actuator

5. Wnioski

1. Wzrastająca ilość osadów ściekowych oraz obowiązek ich zagospodarowania determinują poszukiwanie nowych i doskonalenie już istniejących metod wykorzystywania tego typu odpadów.

2. Osady ściekowe wprowadzają do gleby pewien ładunek substancji biogennych i wykazują działanie glebotwórcze korzystne dla uprawianych roślin, ale jednocześnie są źródłem mikroorganizmów chorobotwórczych oraz substancji toksycznych i kancerogennych.

3. Zagrożenie sanitarne związane ze stosowaniem osadów ściekowych ogranicza ich zastosowanie wyłącznie do upraw niezwiązanych z przemysłem spożywczym i farmaceutycznym.

4. Stosowanie osadów ściekowych tylko i wyłącznie do nawożenia roślin nieprzeznaczonych do spożycia czy produkcji pasz nie zabezpiecza przed ryzykiem przedostania się substancji patogennych do sieci troficznej, której częścią jest człowiek.

5. Do zanieczyszczania arealów sąsiadujących może dochodzić nie tylko poprzez spływy wód powierzchniowych czy podziemnych, ale również podczas transportu i samego procesu nawożenia. W zależności od stopnia uwodnienia osadów z wiatrem może być unoszona ich frakcja pylista lub kropelki wody osadowej wraz z patogenami (bioaerozol).

6. Stosowanie specjalnych urządzeń do iniekcyjnego dawkowania osadów ściekowych do gleby w znacznym stopniu ogranicza niekontrolowaną emisję zanieczyszczeń do środowiska.

7. Konieczne wydaje się przeprowadzenie wielu badań nad wpływem zastosowania urządzenia iniekcyjnego na jakość gleby, wody glebowej oraz mikroorganizmów warstw uprawnych gleby.

8. Zaplanowano długookresowe badania eksploatacyjne nad możliwością bezpiecznej dla obsługi i środowiska pracy maszyny.

Literatura

- [1] Dmochowska H. (red.): Rocznik statystyczny Rzeczypospolitej Polskiej 2012. Główny Urząd Statystyczny, Warszawa 2012.
- [2] Bień J., Neczaj E., Worwąg M., Grosser A., Nowak D., Milczarek M., Janik M.: Kierunki zagospodarowania osadów w Polsce po 2013 roku. *Inżynieria i Ochrona Środowiska*, t. 14, nr 4, s. 375-384.
- [3] Kazanowska J., Szaciło J.: Analiza jakości osadów ściekowych oraz możliwości ich przyrodniczego wykorzystania. *Acta Agrophysica*, t. 19, nr 2, 2012, s. 343-353.
- [4] Baran S.: Zasoby i gospodarka odpadami organicznymi w Polsce, [w:] Wybrane aspekty zagospodarowania odpadów organicznych a produkcja biomasy wierzby energetycznej, J. Kaniuczak, J. Kostecka, W. Niemiec (red.). Uniwersytet Rzeszowski, Politechnika Rzeszowska, Rzeszów 2005, s. 17-40.
- [5] Kaniuczak J., Hajduk E., Błażej J., Niemiec W., Jasiński T.: Wybrane właściwości fizykochemiczne i chemiczne odłogu piaszczystego przed aglomeracją osadami ściekowymi, [w:] Wybrane aspekty zagospodarowania odpadów organicznych a produkcja biomasy wierzby energetycznej, J. Kaniuczak, J. Kostecka, W. Niemiec (red.). Uniwersytet Rzeszowski, Politechnika Rzeszowska, Rzeszów 2005, s. 79-100.
- [6] Ustawa o odpadach z dnia 14 grudnia 2012 r. (Dz.U. 2013 Nr 0, poz. 21).
- [7] Ustawa Prawo ochrony środowiska z dnia 27 kwietnia 2001 r. (Dz. U. z dnia 20 czerwca 2001 r.).
- [8] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 13 lipca 2010 r. w sprawie komunalnych osadów ściekowych (Dz. U. Nr 137, poz. 924).
- [9] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 9 września 2002 r. w sprawie standardów jakości gleby i standardów jakości ziemi (Dz. U.02.165.1359 z dnia 4 października 2002 r.).
- [10] Dyrektywa Rady 86/278/EEC z dnia 12 czerwca 1986 r. w sprawie ochrony środowiska, a szczególnie gleb, przy stosowaniu osadów ściekowych w rolnictwie.
- [11] Dyrektywa Parlamentu Europejskiego i Rady 2008/98/WE z dnia 19 listopada 2008 r. w sprawie odpadów oraz uchylająca niektóre dyrektywy.
- [12] Dyrektywa Rady 1999/31/WE z dnia 26 kwietnia 1999 r. w sprawie składowania odpadów.
- [13] Papciak D., Zamorska J.: Podstawy biologii i biotechnologii środowiskowej. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2005.
- [14] Bień J.B.: Osady ściekowe, teoria i praktyka. Wydaw. Politechniki Częstochowskiej, Częstochowa 2002.
- [15] Butarewicz A.: Higieniczne aspekty procesu kompostowania osadów ściekowych. II Międzynarodowa, XIII Krajowa Konferencja Naukowo-Techniczna „Nowe spojrzenie na osady ściekowe – odnawialne źródła energii”, cz. 1. Wydaw. Politechniki Częstochowskiej, Częstochowa 2003.
- [16] Berezna-Boruta B.: Ocena mikrobiologicznego zanieczyszczenia powietrza na terenie oczyszczalni ścieków. *Woda – Środowisko – Obszary Wiejskie*, nr 3, 2010, s. 49-57.
- [17] Kołwzan B., Jadczyk P., Pasternak G., Głuszczyk J., Pawlik M., Krawczyńska M., Klein J., Rybak J.: Ocena stanu sanitarnego powietrza w otoczeniu wybranej oczyszczalni ścieków. *Ochrona Środowiska*, t. 34, nr 2, s. 9-14.

- [18] Marks N.: Maszyny do uprawy, pielęgnacji, nawożenia, siewu, sadzenia i ochrony roślin, cz. I, wyd. II, <http://mr.wipie.ur.krakow.pl/index.html> (06.08.2013).
- [19] Niemiec W., Puchała J.: Urządzenie do wprowadzania cieczy pod powierzchnię gleb i łąk, W-39050. Urząd Patentowy Rzeczypospolitej Polskiej, Warszawa 1985.
- [20] Niemiec W.: Urządzenie do iniekcyjnego dawkowania do gleby sypkich nawozów organicznych i mineralnych, opis patentu nr 382062. Urząd Patentowy Rzeczypospolitej Polskiej, Warszawa 2013.

FERTILIZING PLANTATIONS OF ENERGETIC PLANTS BY SEWAGE SLUDGE IN SOLID FORM

Summary

This paper deals with problems related to the use of sewage sludge to fertilize cultivation for energy purposes. The main criteria to be met by the sludge in order to be approved for use as fertilizer is: a metal concentration, the presence of salmonella bacteria and the quantity of eggs of intestinal parasites. Assessment of the environmental risks posed by sludge fertilization using traditional machinery and equipment – especially the spread of pathogens outside the appointed area – determines the search for alternatives to the reference to the soil. Attention has been focused mainly on the injection of sludge in a solid form, as the most common form of fertilization, due to the dehydration of sludge in the process of stabilization and hygienization. The paper presents the possibilities of using new, proprietary equipment injection dosage of fertilizers in solid form, including sewage sludge. Injection technique preserves, as required by law, the sanitary conditions, minimizing the risk of contamination with pathogens and increases the efficiency of nutrient for plants. This is particularly important in the case of energy crops such as *Salix viminalis* or *Paulownia tomentosa*, where it is important to obtain large increases in biomass in a short time.

Keywords: sewage sludge, health risks, fertilization, injection of sewage sludge, energy crops

Przestano do redakcji: 16.11.2013 r.

Przyjęto do druku: 02.06.2014 r.

DOI:10.7862/rb.2014.11

Leszek OPYRCHAŁ¹

FUNKCJA NIEZAWODNOŚCI I CZAS BEZAWARYJNEJ PRACY ODPOWIADAJĄCY LINIOWEJ INTENSYWNOŚCI USZKODZEŃ

Funkcja niezawodności odgrywa podstawową rolę w nauce o niezawodności, gdyż pozwala na obliczenie prawdopodobieństwa uszkodzenia w określonym czasie t . Aby obliczyć funkcję niezawodności, należy wyznaczyć całkę z funkcji intensywności uszkodzeń. W dotychczasowej praktyce obliczeń niezawodności stosowano funkcję intensywności uszkodzeń, która jest stała w czasie. Jednocześnie wielu autorów wskazuje, że intensywność uszkodzeń nie jest stała w czasie. Najprostszym przypadkiem jest liniowa zależność funkcji intensywności uszkodzeń od czasu. W związku z tym w niniejszej pracy został przedstawiony sposób obliczeń funkcji niezawodności oraz średniego czasu bezawaryjnej pracy, w przypadku gdy intensywność uszkodzeń λ zmienia się liniowo w czasie, czyli $\lambda = at + b$. Podano wzory na średni czas bezawaryjnej pracy, gdy współczynnik $a > 0$ oraz $a < 0$. Przedstawiono przykładowe obliczenia dla oceny niezawodności sieci wodociągowej. Obliczenia całek przeprowadzono za pomocą narzędzi udostępnionych na stronie internetowej WWW Wolfram-Mathematica. Pokazano, że otrzymane za pomocą zaproponowanej metody wartości średniego czasu bezawaryjnej pracy znacznie się różnią od dotychczasowego sposobu opartego na założeniu czasowej niezmienności intensywności uszkodzeń. Różnice wynoszą od 20 do 43%.

Słowa kluczowe: funkcja niezawodności, czas bezawaryjnej pracy, intensywność uszkodzeń

1. Wprowadzenie

W ogólności funkcja niezawodności wyraża się wzorem [1]:

$$R(t) = \exp\left(\int_0^t -\lambda(\tau) d\tau\right) \quad (1)$$

gdzie: $R(t)$ – funkcja niezawodności,
 $\lambda(t)$ – intensywność uszkodzeń,

¹ Leszek Opyrchał, Akademia Górniczo-Hutnicza, al. Mickiewicza 30, 30-059 Kraków, e-mail: opyrchał@agh.edu.pl, tel. 12 6174497

t – czas,
 τ – zmienna całkowania.

Średni czas bezawaryjnej pracy T_S jest definiowany jako:

$$T_S = \int_0^{\infty} R(t) dt \quad (2)$$

Przyjmując założenie, że intensywność uszkodzeń λ nie zależy od czasu, otrzymuje się znane wzory:

$$R(t) = e^{-\lambda t}, \quad T_S = \frac{1}{\lambda}.$$

Jednakże wielu autorów (np. [2]) wskazuje, że intensywność uszkodzeń jest funkcją czasu. Powstaje wówczas problem, jaką postać przyjmuje funkcja niezawodności oraz jaką funkcją wyraża się średni czas bezawaryjnej pracy. Odpowiedź na to pytanie zostanie udzielona dla najprostszego przypadku, czyli gdy intensywność uszkodzeń jest liniową funkcją czasu. Wyniki całkowań otrzymano za pomocą narzędzi udostępnionych na stronie WolframAlfa [3].

2. Funkcja niezawodności i bezawaryjny czas pracy

Obliczenie funkcji niezawodności

Gdy intensywność uszkodzeń jest liniowo zależna od czasu, wtedy:

$$\lambda(t) = at + b \quad (3)$$

gdzie a i b są stałymi. Intensywność uszkodzeń maleje lub rośnie w czasie w zależności od znaku stałej a . Podstawiając zależność (3) do wzoru (1) i wykonując całkowanie, otrzymuje się wzór na funkcję niezawodności:

$$R(t) = \exp\left(\int_0^t -(a\tau + b) d\tau\right) = \exp\left[\left(-\frac{1}{2}a\tau^2 - b\tau\right)\Big|_0^t\right] = \exp\left[-t\left(\frac{1}{2}at + b\right)\right] \quad (4)$$

Obliczenie średniego czasu bezawaryjnej pracy

Średni czas bezawaryjnej pracy otrzymuje się, podstawiając zależność (4) do wzoru (2). W tym przypadku wynik jest nieco bardziej skomplikowany i wymaga rozważenia dwu przypadków.

Przypadek $a > 0$

Jeżeli $a > 0$, wtedy:

$$T_S = \int_0^{\infty} e^{-\frac{1}{2}at^2 - bt} dt = \sqrt{\frac{\pi}{2a}} e^{\frac{b^2}{2a}} \operatorname{erf}\left(\frac{at+b}{\sqrt{2a}}\right) \Big|_0^{\infty} \quad (5)$$

Aby jednak równość (5) była określona, musi być spełniony warunek $a > 0$.

Funkcja $\operatorname{erf}(x)$, zwana funkcją błędu, występująca we wzorze (5) wyraża się następującym wzorem [4]:

$$\operatorname{erf}(x) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^x e^{-\tau^2} d\tau$$

Posiada ona następujące właściwości:

$$\operatorname{erf}(0) = 0,$$

$$\operatorname{erf}(\infty) = 1.$$

Funkcja erf jest funkcją nieparzystą, czyli:

$$\operatorname{erf}(-x) = -\operatorname{erf}(x).$$

Dla $|x| \ll 1$ można zastosować rozwinięcie Maclaurina [4]:

$$\operatorname{erf}(x) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \left(x - \frac{1}{3}x^3 + \frac{1}{10}x^5 - \frac{1}{42}x^7 \dots \right).$$

Dla $x \ll 1$ wartość funkcji $\operatorname{erf}(x)$ może być obliczona także ze wzoru:

$$\operatorname{erf}(x) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} e^{-x^2} \left(x + \frac{2}{3}x^3 + \frac{4}{15}x^5 \dots \right).$$

Dla $x \gg 1$ wartość funkcji $\operatorname{erf}(x)$ jest obliczana na podstawie rozwinięcia:

$$\operatorname{erf}(x) = 1 - \frac{e^{-x^2}}{\sqrt{\pi}} \left(x^{-1} - \frac{1}{2}x^{-3} + \frac{3}{4}x^{-5} - \frac{15}{8}x^{-7} \dots \right).$$

Wartości funkcji erf są podawane także w tablicach statystycznych.

W celu dokończenia obliczenia średniego czasu bezawaryjnej pracy należy obliczyć wartość funkcji (5) w granicach całkowania 0 i ∞ . Ponieważ

$$\lim_{t \rightarrow \infty} \frac{at+b}{\sqrt{2a}} = \infty$$

oraz $\operatorname{erf}(\infty) = 1$, w górnej granicy całkowania $t = \infty$ otrzymuje się $\sqrt{\frac{\pi}{2a}} e^{\frac{b^2}{2a}}$.

Dla dolnej granicy całkowania $t = 0$, po podstawieniu tej wartości do wzoru (5),

otrzymuje się wartość dolnej granicy całkowania $\sqrt{\frac{\pi}{2a}} e^{\frac{b^2}{2a}} \operatorname{erf}\left(\frac{b}{\sqrt{2a}}\right)$.

Wynik uzyskuje się, odejmując wartość dolnej granicy całkowania od górnej:

$$T_s = \sqrt{\frac{\pi}{2a}} e^{\frac{b^2}{2a}} \left(1 - \operatorname{erf}\left(\frac{b}{\sqrt{2a}}\right)\right) \quad (6)$$

Ponieważ $\operatorname{erf}(\infty) = 1$, więc wielkość T_s jest zawsze nieujemna.

Przypadek $a < 0$

W analizowanym przypadku należy wykonać podstawienie:

$$a' = -a.$$

Wówczas równanie (4) przyjmie postać:

$$R(t) = \exp\left(\frac{1}{2} a' t^2 - bt\right) = \exp\left[t\left(\frac{1}{2} a' t - b\right)\right] \quad (7)$$

Średni bezawaryjny czas pracy będzie się wyrażać wzorem:

$$T_s = \int_0^{\infty} e^{\frac{1}{2} a' t^2 - bt} dt = \sqrt{\frac{\pi}{2a}} e^{\frac{b^2}{2a}} \operatorname{erfi}\left(\frac{a' t - b}{\sqrt{2a}}\right) \Big|_0^{\infty} \quad (8)$$

Funkcja $\operatorname{erfi}(z)$, urojona funkcja błędu jest zdefiniowana jako:

$$\operatorname{erfi}(z) = \frac{\operatorname{erf}(iz)}{i},$$

gdzie z – liczba zespolona, i – jednostka urojona, i posiada następujące właściwości:

$$\operatorname{erfi}(0) = 0,$$

$$\operatorname{erfi}(1) = \frac{2}{\sqrt{\pi}},$$

$$\operatorname{erfi}(\infty) = \infty.$$

Funkcja $erfi$ jest funkcją nieparzystą:

$$erfi(-x) = -erfi(x).$$

W rozwinięciu Maclauriena dla $x \approx 0$ funkcja $erfi(x)$ przyjmuje postać:

$$erfi(x) = \frac{2}{\sqrt{\pi}}x + \frac{2}{3\sqrt{\pi}}x^3 + \frac{1}{5\sqrt{\pi}}x^5 + \frac{1}{21\sqrt{\pi}}x^7 \dots$$

Dla dużych wartości x funkcja $erfi(x)$ może być przybliżona szeregiem:

$$erfi(x) = e^{x^2} \left(\frac{1}{\sqrt{\pi}x} + \frac{1}{2\sqrt{\pi}x^3} + \frac{3}{4\sqrt{\pi}x^5} \dots \right)$$

Ponieważ w nieskończoności funkcja $erfi$ przyjmuje wartość nieskończoną, całka (8) jest rozbieżna. Wynika to z faktu, że funkcja intensywności uszkodzeń jest funkcją malejącą, co teoretycznie może doprowadzić do sytuacji, w której od pewnego czasu granicznego T_L intensywność uszkodzeń $\lambda(t)$ będzie przyjmować wartości ujemne. Ponieważ jest to przypadek nieinżynierski, należy zmodyfikować funkcję niezawodności w następujący sposób: Jeżeli funkcja intensywności uszkodzeń jest liniowo zależna od czasu, czyli:

$$\lambda(t) = at + b$$

i jest spełniony warunek $a < 0$, to przez czas graniczny należy roznieść czas, dla którego funkcja intensywności uszkodzeń przyjmuje wartość zerową:

$$\lambda(t = T_L) = aT_L + b = 0 \quad (9)$$

czyli

$$T_L = -\frac{b}{a}.$$

Funkcja niezawodności $R(t)$ będzie definiowana następująco:

$$R(t) = \exp\left(\frac{1}{2}at^2 - bt\right) = \exp\left[t\left(\frac{1}{2}at - b\right)\right] \quad \text{dla } t \in (0, T_L),$$

w pozostałych zaś przypadkach $R(t) = 0$. Dla tej definicji funkcji niezawodności wzór (8) na średni czas bezawaryjnej pracy przyjmij postać:

$$\begin{aligned}
 T_s &= \int_0^{T_L} e^{\frac{1}{2}a't^2 - bt} dt = \sqrt{\frac{\pi}{2a'}} e^{\frac{b^2}{2a'}} \operatorname{erfi}\left(\frac{a't - b}{\sqrt{2a'}}\right) \Big|_0^{T_L} = \\
 &= \sqrt{\frac{\pi}{2a'}} e^{\frac{b^2}{2a'}} \left[\operatorname{erfi}\left(\frac{a'T_L - b}{\sqrt{2a'}}\right) - \operatorname{erfi}\left(\frac{-b}{\sqrt{2a'}}\right) \right]
 \end{aligned} \tag{10}$$

gdzie $a' = -a$.

Uwzględniając równość (9), można stwierdzić, że mianownik w pierwszej funkcji erfi jest równy zero, a ponieważ $\operatorname{erfi}(0) = 0$ oraz wykorzystując nieparzystość tej funkcji, otrzymuje się:

$$T_s = \sqrt{\frac{\pi}{2a'}} e^{\frac{b^2}{2a'}} \operatorname{erfi}\left(\frac{b}{\sqrt{2a'}}\right) \tag{11}$$

3. Praktyczne obliczenia

Tablice funkcji $\operatorname{erf}(x)$ i $\operatorname{erfi}(x)$

W celu wykonania praktycznych obliczeń niezbędna jest znajomość wartości funkcji $\operatorname{erf}(x)$ oraz $\operatorname{erfi}(x)$. Zamiast stosować rozwinięcia prościej jest skorzystać z tablic bądź kalkulatorów funkcji dostępnych na stronie internetowej WolframAlfa (tab. 1. i 2.).

Tabela 1. Wartości funkcji $\operatorname{erf}(x)$ wyliczone za pomocą WolframAlfa

Table 1. The values of the function $\operatorname{erf}(x)$ calculated using WolframAlfa

x	$\operatorname{erf}(x)$	x	$\operatorname{erf}(x)$	x	$\operatorname{erf}(x)$	x	$\operatorname{erf}(x)$	x	$\operatorname{erf}(x)$
0	0	0,5	0,5204999	1	0,8427008	2	0,9953223	3	0,9999779
0,05	0,0563720	0,55	0,5633234	1,1	0,8802051	2,1	0,9970205	3,1	0,9999884
0,1	0,1124629	0,6	0,6038561	1,2	0,9103140	2,2	0,9981372	3,2	0,9999940
0,15	0,1679960	0,65	0,6420293	1,3	0,9340079	2,3	0,9988568	3,3	0,9999969
0,2	0,2227026	0,7	0,6778012	1,4	0,9522851	2,4	0,9993115	3,4	0,9999985
0,25	0,2763264	0,75	0,7111556	1,5	0,9661051	2,5	0,9995930	3,5	0,9999993
0,3	0,3286268	0,8	0,7421010	1,6	0,9763484	2,6	0,9997640	–	–
0,35	0,3793821	0,85	0,7706681	1,7	0,9837905	2,7	0,9998657	–	–
0,4	0,4283924	0,9	0,7969082	1,8	0,9890905	2,8	0,9999250	–	–
0,45	0,4754817	0,95	0,8208908	1,9	0,9927904	2,9	0,9999589	–	–

Tabela 2. Wartości funkcji $erfi(x)$ wyliczone za pomocą WolframAlfaTable 2. The values of the function $erfi(x)$ calculated using WolframAlfa

x	$erfi(x)$	x	$erfi(x)$	x	$erfi(x)$	x	$erfi(x)$	x	$erfi(x)$
0	0	0,5	0,6149521	1	1,6504257	2	18,564802	5	$8,2982739 \cdot 10^6$
0,05	0,0564460	0,55	0,6892998	1,1	1,9911672	2,1	26,167703	5,5	$1,432099 \cdot 10^{12}$
0,1	0,1132152	0,6	0,7678531	1,2	2,4159130	2,2	37,747109	6	$4,112751 \cdot 10^{14}$
0,15	0,1705349	0,65	0,8512658	1,3	2,9560866	2,3	55,739693	6,5	$1,962253 \cdot 10^{17}$
0,2	0,2287213	0,7	0,9402829	1,4	3,6569575	2,4	84,263074	7	$1,553486 \cdot 10^{20}$
0,25	0,2880836	0,75	1,0357573	1,5	4,5847332	2,5	130,39576	8	$4,432450 \cdot 10^{26}$
0,3	0,3489493	0,8	1,1386709	1,6	5,8377254	3	1629,9946	9	$9,500777 \cdot 10^{33}$
0,35	0,4116694	0,85	1,2501594	1,7	7,5641752	3,5	$3,5282288 \cdot 10^4$	10	$1,524307 \cdot 10^6$
0,4	0,4666246	0,9	1,3715432	1,8	9,9911198	4	$1,2969597 \cdot 10^6$	20	$1,47479 \cdot 10^{172}$
0,45	0,5442317	0,95	1,5043632	1,9	13,471816	4,5	$8,0197459 \cdot 10^7$	30	$1,37904 \cdot 10^{389}$

Przykład obliczeniowy

Kwietniewski, badając intensywność uszkodzeń sieci wodociągowej, otrzymał następujące zależności [2]:

- dla przewodów azbestowo-cementowych AC

$$\lambda_{AC} = 0,3915t + 0,9168 \left[\frac{\text{uszk.}}{\text{km} \times \text{rok}} \right],$$

- dla przewodów stalowych

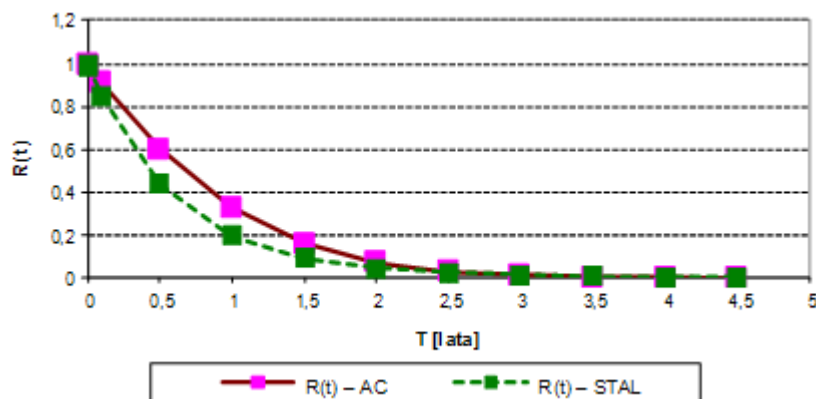
$$\lambda = -0,1328t + 1,6883 \left[\frac{\text{uszk.}}{\text{km} \times \text{rok}} \right].$$

Zgodnie ze wzorem (4) odpowiednie funkcje niezawodności wynoszą:

$$R_{AC}(t) = \exp[-0,1958t^2 - 0,9168t],$$

$$R_{STAL}(t) = \exp[0,0664t^2 - 1,6883t].$$

Kształt funkcji niezawodności pokazano na rys. 1.



Rys. 1. Wykres funkcji niezawodności $R(t)$ dla rurociągów stalowych (STAL) i azbestowo-cementowych (AC)

Fig. 1. The plot of the reliability function $R(t)$ for steel (STEEL) and asbestos-cement (AC) pipelines

W celu obliczenia średniego bezawaryjnego czasu pracy dla przewodów AC stosuje się wzór (6), ponieważ stała $a = 0,3915 > 0$.

$$T_{S(AC)} = \sqrt{\frac{3,14159}{2 \cdot 0,3915}} e^{\frac{0,9168^2}{2 \cdot 0,3915}} \left(1 - \operatorname{erf}\left(\frac{0,9168}{\sqrt{2 \cdot 0,3915}}\right)\right) \quad [\text{km} \times \text{rok}],$$

gdzie wartość funkcji $\operatorname{erf}(1,036080) = 0,85632$ była interpolowana na podstawie danych zawartych w tab. 1.

W celu obliczenia czasu bezawaryjnej pracy dla rurociągu stalowego należy zastosować wzór (11), gdyż współczynnik a w liniowej funkcji intensywności uszkodzeń jest mniejszy od zera.

$$T_S = \sqrt{\frac{3,14159}{2 \cdot 0,1328}} e^{\frac{1,6883^2}{2 \cdot 0,1328}} \operatorname{erfi}\left(\frac{1,6883}{\sqrt{2 \cdot 0,1328}}\right) = 0,625 \quad [\text{km} \times \text{rok}].$$

Wartość funkcji $\operatorname{erfi}(3,27594) = 8324,21$ obliczono kalkulatorem funkcji znajdującym się na stronie WolframAlfa.

4. Dyskusja

Obliczona na podstawie danych podanych przez Kwieniewskiego [2] średnia uszkodzalność przewodów w latach 207-2011 wynosiła odpowiednio:

$$\bar{\lambda}_{AC} = 2,0912 \left[\frac{\text{uszk.}}{\text{km} \times \text{rok}} \right], \quad \bar{\lambda}_{STAL} = 1,2898 \left[\frac{\text{uszk.}}{\text{km} \times \text{rok}} \right].$$

Przyjmując model stałości uszkodzalności w czasie, czyli $\lambda(t) = \text{const}$, można obliczyć średni czas bezawaryjnej pracy, który dla odpowiednich przewodów wynosi:

$$\bar{T}_{S(AC)} = \frac{1}{\bar{\lambda}_{AC}} = \frac{1}{2,0912} = 0,478 \quad [\text{km} \times \text{rok}],$$

$$\bar{T}_{S(STAL)} = \frac{1}{\bar{\lambda}_{STAL}} = \frac{1}{1,2898} = 0,775 \quad [\text{km} \times \text{rok}].$$

Porównując otrzymane wyniki z rezultatami z poprzedniego punktu $T_{S(AC)} = 0,842 \text{ km} \cdot \text{rok}$ oraz $T_{S(STAL)} = 0,625 \text{ km} \cdot \text{rok}$, otrzymuje się względne różnice rezultatów:

$$\Delta T_{S(AC)} = \frac{|0,842 - 0,478|}{0,842} = 0,432 = 43,2\%,$$

$$\Delta T_{S(STAL)} = \frac{|0,625 - 0,775|}{0,625} = 0,240 = 24,0\%.$$

Można zauważyć znaczną rozbieżność wyników, ponieważ czas bezawaryjnej pracy jest obliczany na podstawie całki (2) od zera do nieskończoności, czyli obejmuje cały okres istnienia badanego wytworu techniki. Czas bezawaryjnej pracy jest zatem prognozą. Natomiast intensywność uszkodzeń jest otrzymywana na podstawie rzeczywistych, zaobserwowanych awarii. Jeżeli na tej podstawie, tj. intensywności uszkodzeń, oblicza się prognozę bezawaryjnego czasu pracy, to poprawność modelu wyjściowego, czyli funkcji intensywności uszkodzeń, odgrywa decydującą rolę w wiarygodności otrzymanych wyników.

5. Wnioski

Uwzględnienie liniowego modelu funkcji intensywności uszkodzeń znacznie poprawia wyniki obliczeń średniego bezawaryjnego czasu pracy. Dlatego należy kontynuować proponowane obliczenia zwłaszcza dla wykładniczych w czasie funkcji intensywności uszkodzeń.

Literatura

- [1] Jaźwiński J., Waryńska-Fiok K.: Bezpieczeństwo systemów. PWN, Warszawa 1993.

- [2] Rak J.R. (red.), Kwietniewski M., Kowalski D., Tchórzewska-Cieślak B., Zimoch I., Bajer J., Iwanejko R., Miszta-Kruk K., Studziński A., Boryczko K., Pietrucha-Urbanik K., Piegoń I.: Metody oceny niezawodności i bezpieczeństwa dostawy wody do odbiorców. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2013.
- [3] WolframAlfa, www.wolframalpha.com (7.12.2013 r.).
- [4] Dwight H.: Tables of integrals and other mathematical data. The MacMillan Company, New York 1961.

THE RELIABILITY FUNCTION AND ERROR FREE RUNNING TIME RESPECTIVE TO THE LINEAR FAILURE RATE

Summary

The reliability function plays in the science of the reliability of the fundamental role since it allows the calculation of the probability of damage at a given time t . To calculate the reliability function should calculate the integral of the function of the failure rate function. In current practice, the calculation of reliability the failure rate function is used which is constant over time. At the same time, many authors indicates that the failure rate is not constant over time. The simplest case is a linear correlation function of the intensity of damage over time. Therefore, in this article is the reliability function calculation method, and the mean error free running time in the case where λ failure intensity varies linearly in time, that is, $\lambda = at + b$. Formulas are given for the mean time between failures when the original coefficient if $a > 0$, and if $a < 0$. There are examples estimated to assess the reliability of the water supply system. The calculation of the integrals were performed using the tools available on the web site Wolfram-Mathematica. It is shown that calculated using the proposed method the mean time to failure-free operation are significantly different from the previous method based on the assumption of time invariance intensity of damage. The difference amounts from 20% to 43%.

Keywords: reliability function, error free running time, failure rate

Przesłano do redakcji: 11.12.2013 r.

Przyjęto do druku: 02.06.2014 r.

DOI:10.7862/rb.2014.12

Zenon PIJANOWSKI¹

KSZTAŁTOWANIE I ROZWÓJ OBSZARÓW WIEJSKICH W ASPEKCIE INŻYNIERII ŚRODOWISKA

Obszary wiejskie w ostatnich latach przeszły duże zmiany strukturalno-przestrzenne i ekonomiczne. Biorąc pod uwagę zasoby środowiska przyrodniczego oraz stan rozwoju wsi i rolnictwa, istnieją duże potrzeby w zakresie ochrony i zrównoważonego rozwoju tych obszarów. W pracy dokonano analizy i oceny rozwoju rolnictwa i obszarów wiejskich w Polsce w latach 1918-2013 w aspekcie realizacji polityki strukturalnej (inwestycyjnej) jako części polityki rolnej, która została zdefiniowana w końcu XIX w. jako część polityki gospodarczej państwa obejmująca ogół zasad, jakimi państwo powinno się posługiwać, udzielając pomocy rolnictwu. Obecna polityka strukturalna składa się z polityki cenowo-dochodowej, socjalnej i strukturalnej. Analiza stanowiła podstawę do określenia zakresu i rodzaju wykonanych przedsięwzięć i ich wpływu na rozwój rolnictwa oraz znaczenia dyscypliny naukowej „inżynieria środowiska” dla rozwoju obszarów wiejskich. Integracja z UE wyraźnie ochroniła polską wieś i rolnictwo przed głębokim kryzysem zapoczątkowanym w 1990 r. Uzyskane kwoty produkcyjne i dopłaty bezpośrednie ze względu na zbyt niski stan produkcji w okresie stowarzyszeniowym nie były adekwatne do możliwości produkcyjnych polskiego rolnictwa. Przyjęta polityka rolna UE korzystna z punktu widzenia Polski nie uwzględniała jednak w pełni potrzeb rozwoju rolnictwa i obszarów wiejskich, szczególnie w zakresie polityki strukturalnej. W opracowaniu przedstawiono także sposoby postępowania inwestycyjnych dla realizacji polityki strukturalnej w wybranych krajach Europy Zachodniej. Podano również genezę braku właściwej polityki strukturalnej na obszarach wiejskich w Polsce, sposoby postępowania oraz potrzeby organizacyjne celem stworzenia nowego procesu inwestycyjnego w zakresie kształtowania i wielofunkcyjnego i zrównoważonego rozwoju tych obszarów, jak również znaczenie dyscypliny naukowej „inżynieria środowiska” dla realizacji tych przedsięwzięć.

Słowa kluczowe: środowisko, obszar wiejski, rolnictwo, polityka strukturalna, rozwój zrównoważony, inżynieria środowiska

¹ Zenon Pijanowski, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. 17 8651068, e-mail: rmpijano@cyf-kr.edu.pl

1. Wprowadzenie

Obserwowany w Polsce rozwój gospodarczy i cywilizacyjny wymusza konieczność prowadzenia racjonalnych działań dla gospodarowania przestrzenią i krajobrazem. Dotyczy to zarówno przestrzeni mocno zurbanizowanych, jak i wiejskich.

Wielofunkcyjny i zrównoważony rozwój obszarów wiejskich wprowadza w przestrzeń elementy antropogeniczne, które nie zawsze są pozytywnie postrzegane. W działaniach tych niezbędne jest planowanie przestrzenne, które stanowi podstawowe narzędzie realizacji rozwoju poprzez zmiany w strukturze przestrzennej, w przeznaczeniu terenów, w ustalaniu zasad ochrony środowiska, przyrody, krajobrazu i dziedzictwa kulturowego. Proces planowania, a w następnych etapach realizacja przedsięwzięć inwestycyjnych może być wspomagana przez stosowanie nowoczesnych metod wizualizacji 3D jako narzędzie służące podniesieniu akceptacji społeczności lokalnych.

Negatywnym zjawiskiem jest bardzo marginalne traktowanie przestrzeni rolniczo-leśnej w planach zagospodarowania przestrzennego gmin. Samorządy, podmioty gospodarcze i inwestorzy indywidualni są zainteresowani wyłącznie wydzielaniem nowych terenów budowlanych i inwestycyjnych, marginalizując przestrzeń rolniczo-leśną.

Celem niniejszego opracowania jest przedstawienie potrzeb i aktualnych możliwości rozwoju obszarów wiejskich w południowo-wschodniej części Polski na tle dotychczasowych funkcji i prowadzonej polityki inwestycyjnej oraz znaczenia dyscyplin naukowych, takich jak kształtowanie i ochrona środowiska oraz inżynieria środowiska.

2. Pojęcie kształtowania środowiska

Każda przestrzeń czy obszar wiejski składa się z elementów przyrodniczych już przekształconych oraz elementów antropogenicznych ukształtowanych przez człowieka własną pracą. Powierzchnia ziemi podlega stałym przeobrażeniom zarówno w zakresie sposobu jej użytkowania, jak i władania.

Patrząc na przestrzeń w skali makro, dostrzega się rezultaty działalności człowieka, który w miarę rozwoju cywilizacyjnego i gospodarczego utworzył i ukształtował użytki rolne, obszary zabudowane, drogi i koleje, uregulował cieki itp. W ostatnich latach wydziela biotopy, chroni, względnie kształtuje krajobraz. Mówiąc zwięźle, kształtuje środowisko. Czym jest więc kształtowanie środowiska?

Przytaczając najprostszą definicję, kształtowanie środowiska jest to celowe, świadome oddziaływanie na środowisko dla nadania mu cech, treści korzystnych dla człowieka. Czy człowiek ma zatem prawo kształtować środowisko? Człowiek może przekształcać przyrodę w celu stworzenia sobie optymalnych warunków egzystencji, z tym jednak zastrzeżeniem, że nie wolno mu dopuścić do nie-

korzystnych zmian zarówno dla niego samego, jak i przyrody. Elementy środowiska przyrodniczego ulegają więc ciągłym zmianom. Nieprawdą jest, że składniki środowiska przyrodniczego, w tym przestrzeń, zmienia wyłącznie człowiek – zmienia ją zarówno człowiek w wyniku swej działalności gospodarczej, jak i sama przyroda.

Człowiek w ostatnich 150 latach przekształca również stosunki własnościowe, czyli kształtuje obszary wiejskie. Wracając do definicji kształtowania, kształtowanie w aspekcie utylitarnym jest to przystosowanie elementów środowiska i panujących stosunków własnościowych, inaczej aktualnego stanu obszarów wiejskich, do pełnienia odpowiednich funkcji zgodnie z potrzebami człowieka i przyrody. Może to być m.in. funkcja rolnicza (przystosowanie obszaru głównie do produkcji rolniczej), funkcja leśna, turystyczna, mieszkaniowa. W ujęciu historycznym można tu mówić o rozwoju mono- lub wielofunkcyjnym. Co jednak należy rozumieć pod pojęciem funkcji obszaru?

Definicję funkcji obszaru czy terenu określa sposób, w jaki obszar jest użytkowany i wykorzystywany do wytwarzania dóbr materialnych (jak np. rolniczych czy przemysłowych) oraz przeznaczony na inne cele według stopnia zaspokajania niematerialnych potrzeb ludzkich. Przystosowanie obszaru do pełnienia jakiegokolwiek funkcji wymaga prawie zawsze wykonania przedsięwzięć z zakresu inżynierii środowiska, prowadzonych w określonym procesie inwestycyjnym. W przeciwieństwie do takich działań, jak np. w rolnictwie, uprawa gleby, siew nasion czy nawozów, które są zabiegami uprawowymi i które wykonuje się cyklicznie (nawet niekiedy kilka razy w roku), kształtowanie elementów przyrodniczych i antropogenicznych to przedsięwzięcie inwestycyjne, które wykonane jednorazowo w określonym przedziale czasu służy człowiekowi i przyrodzie przez długi okres (np. 10, 30 czy 50 lat). Przykładem takiego kształtowania jest wykonanie regulacji rzeki połączone z budową wałów przeciwpowodziowych, melioracje wodne, scalenie gruntów rolnych, leśnych czy budowlanych, budowa zbiorników wodnych, dróg i autostrad. Wykonanie tych inwestycji jest nośnikiem rozwoju gospodarczego i cywilizacyjnego. Kompleksowe planowanie i wykonawstwo pozwala lepiej chronić zasoby środowiska, obniżyć koszty i zwiększać efekty.

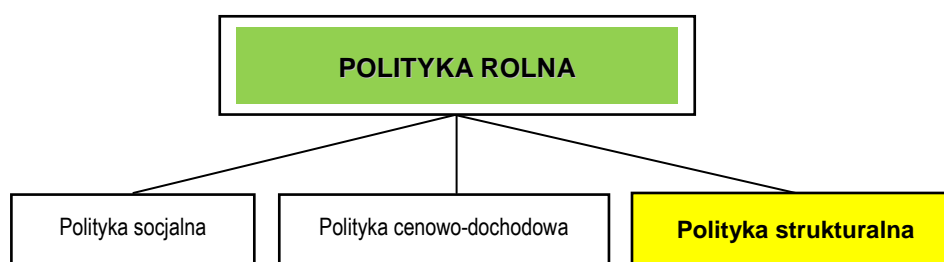
3. Rozwój obszarów wiejskich w Polsce

Obecny stan rozwoju obszarów wiejskich w Polsce jest skutkiem pryncypiów polityki gospodarczej minionego okresu. Polityka ta oraz niedorozwój cywilizacyjny spowodowały, że na obszarach tych nie wykształciły się normalne, właściwe dla standardów europejskich zasady kształtowania i rozwoju.

Postęp w naukach technicznych i medycznych w Europie w XIX w. oraz związany z tym rozwój gospodarczy i cywilizacyjny spowodował przyspieszone, niespotykane wcześniej zmiany przestrzenne i środowiskowe, w tym również zmiany w użytkowaniu ziemi. Kształtowanie i rozwój obszarów wiejskich był

determinowany przede wszystkim przez rozwój produkcji rolniczej. Realizowany był on poprzez powiększenie powierzchni użytków rolnych w ramach melioracji całych dolin rzecznych (regulacja rzek wraz z ochroną przed powodzią i osuszaniem terenów bagiennych) oraz poprawę stosunków własnościowych w wyniku komasacji, czyli scalenia gruntów.

Od połowy XIX w. datuje się powolny, niemniej znaczący i systematyczny udział ówczesnych rządów wiodących krajów europejskich w rozwiązywaniu problemów gospodarczych i ważnych zagadnień społecznych, w tym wspieranie rolnictwa środkami publicznymi. W tym czasie ekonomista niemiecki Buchenberger po raz pierwszy użył pojęcia polityki agrarnej (rolnej) państwa (które obowiązuje do dziś), definiując ją jako część polityki gospodarczej obejmującej ogół zasad, jakimi państwo powinno się posługiwać, udzielając pomocy wsi i rolnictwu. Obecnie polityka rolna składa się z polityki cenowo-dochodowej, socjalnej i strukturalnej (rys. 1.). W końcu XIX i do połowy XX w. była to wyłącznie polityka strukturalna (inwestycyjna), której zadaniem było włączenie nowych obszarów do produkcji rolnej oraz ochrona i organizacja przestrzeni wiejskiej celem poprawy jakości i obniżenia kosztów produkcji. Przedsięwzięcia inwestycyjne z zakresu polityki strukturalnej będące częścią polityki rolnej stanowią fundament wielofunkcyjnego rozwoju wsi i rolnictwa (rys. 1.).



Rys.1. Podział polityki rolnej na różne przedsięwzięcia ze względu na charakter pomocy

Fig. 1. Division of agricultural policy into various enterprises according to the character of assistance

Lata 1918-1939

Odzyskanie w 1918 r. niepodległości przez Polskę było związane z integracją obszarów o różnym stopniu rozwoju gospodarczego. Działania na rzecz rozwoju rolnictwa i obszarów wiejskich były natychmiastowe i imponujące. Zgodnie z najnowszymi standardami europejskimi postawiono na politykę strukturalną, uchwalając w sejmie podstawowe akty prawne i ustawę o reformie rolnej (1919 r.), melioracjach (1921 r.) oraz o scaleniach gruntów (1923 r.), których zakresy przedsięwzięć były znacznie szersze niż dziś.

Zakres przedsięwzięć inwestycyjnych realizowanych w ramach polityki strukturalnej w Polsce w okresie międzywojennym, mający głównie na celu rozwój rolnictwa, a pośrednio wsi, obejmował dwa podstawowe działania:

- regulacje rzek, obwałowania i melioracje rolne, które miały za zadanie przystosowanie i włączenie całych dolin rzecznych jako obszarów nieużytecznych (zabagnionych, zalewanych kilka razy w roku) do produkcji rolniczej, oraz poprawę jakości gleb przez regulację stosunków wodnych za pomocą drenowań,
- scalenia gruntów, które miały za zadanie organizację i tworzenie gospodarstw rodzinnych poprzez poprawę rozłogu działek, a tym samym zmniejszenie kosztów produkcji i zwiększenie dochodu.

Stosownie do przepisów ustawy z 1923 r. przy scalaniu gruntów należało jednocześnie przewidzieć z urzędu:

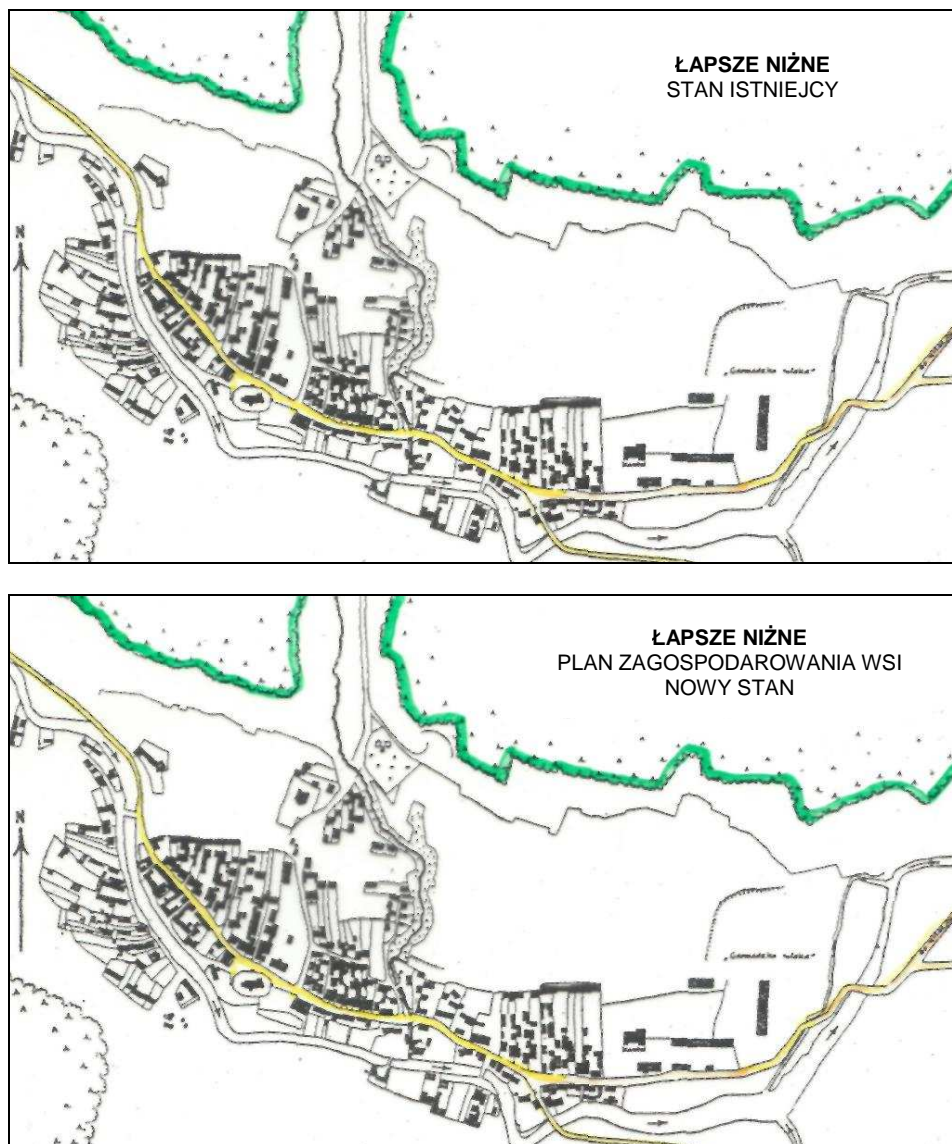
- ustalenie ogólnego planu rozwoju wraz z realizacją niezbędnych inwestycji dla tworzącej się na podstawie scalenia nowej struktury władania,
- wydzielenie gruntów na cele miejscowej użyteczności publicznej,
- melioracje skalanych gruntów niezbędne do racjonalnego zagospodarowania,
- regulację dróg, dojazdów przez dostosowanie ich do stanu zwykłej użyteczności.

W ramach tych działań prowadzono inwestycje z zakresu wodociągownia, a także budownictwa rolniczego. Zakres przedsięwzięć oraz sposoby ich prowadzenia były podobne do przyjętych w wiodących krajach Europy. Tworzono spółki melioracyjne lub stowarzyszenia, które były głównym inwestorem wymienionych przedsięwzięć.

W okresie międzywojennym zmeliorowano ponad 2,5 mln ha użytków rolnych oraz wykonano scalenia użytków rolnych i leśnych na powierzchni ponad 5,4 mln ha, należących do prawie 900 tys. gospodarstw położonych w 11 tys. wsi. Od 1929 roku scalano ponad 400 tys. ha rocznie do ponad 500 tys. ha w latach 1930 i 1931. Prace prowadzono na poziomie europejskim. Przykładem jest scalenie gruntów we wsi Łapsze Niżne na Spiszu Polskim. W ramach prac scaleniowych prowadzonych w latach 1937-1939 wykonano także scalenie obszaru zabudowanego wraz z wydzieleniem nowych terenów budowlanych, terenów dla inwestycji publicznych oraz obwodnicę wsi (rys. 2.) [1].

Lata 1944-1989 (gospodarka planowa)

Realizacja polityki rolnej w Polsce po II wojnie światowej była związana z powstaniem nowego ustroju społeczno-politycznego, w którym upaństwowiono przemysł, transport i bankowość oraz wprowadzono gospodarkę planową. Kreowana przez ówczesne władze polityka rolna zakładała zbudowanie socjalistycznych podstaw rozwoju rolnictwa, opanowanie trudnego problemu zaopatrzenia ludności w żywność oraz tworzenie państwowych gospodarstw rolnych,



Rys. 2. Koncepcja planistyczna i realizacyjna rozwoju obszaru zabudowanego wsi Łapsze Niżne, opracowanie własne na podstawie [1]

Fig. 2. Planning concept and realization of built-up area development in Łapsze Niżne village, author's own studies based on [1]

zwanych również ośrodkami kultury rolnej i postępu. Zasadniczym dokumentem, który stworzył podwaliny tej polityki, był dekret z 1944 r. o przeprowadzeniu reformy rolnej. Po jej wprowadzeniu i stabilizacji sytuacji politycznej od 1948 r. prowadzono działania na rzecz kolektywizacji i uspołecznienia ziemi.

Zlikwidowano reaktywowaną po wojnie działalność wielu przedwojennych organizacji społeczno-zawodowych i spółdzielni rolniczych, wprowadzając nowe „krzewiące socjalizm na wsi”. Zmiany, jakie wówczas nastąpiły w gospodarce, a zwłaszcza w rolnictwie ograniczyły funkcje obszarów wiejskich do wytwarzania środków żywnościowych oraz do obszaru kumulującego rezerwę siły roboczej dla nierolniczych gałęzi gospodarki zlokalizowanych poza terenami wiejskimi.

Pomimo braku zdecydowanych działań na rzecz zmiany struktur agrarnych gospodarstw rodzinnych państwo w miarę możliwości popierało przedsięwzięcia inwestycyjne na rzecz rozwoju rolnictwa. Od początku lat 60. służyły temu działania prowadzone w ramach polityki cenowo-dochodowej i polityki strukturalnej mające na celu wyrównanie dochodów i poziomu życia ludności na wsi i w mieście.

Polityka strukturalna miała jedynie na celu zwiększenie produkcji roślinnej i zwierzęcej poprzez prowadzenie przedsięwzięć melioracyjnych, scaleniowych, budownictwa inwentarskiego, jak również budowę (tylko niektórych) urządzeń infrastruktury technicznej wsi, głównie elektryfikacji, oraz sieci dróg lokalnych. Podstawowymi inwestycjami, które służyły rozwojowi produkcji rolnej, były melioracje wodne. Miały one za zadanie głównie włączenie do obszarów nieużytków produkcji rolnej, poprawę stosunków wodno-powietrznych gleb za pomocą drenowań oraz ochronę terenów rolnych przed powodzią.

Równoległe do melioracji prowadzono scalenia i wymiany działek, mające poprawić rozkład gruntów oraz ułatwić i zmniejszyć koszty gospodarowania rolniczego. Prace scaleniowe do końca lat 80. obejmowały głównie te wsie, w których łączny obszar użytków rolnych stanowiących własność Państwowego Funduszu Ziemi wynosił ponad 10%. Po scaleniu działek oddanych państwu za rentę lub gospodarstw upadłych obszar scalony włączano do państwowych gospodarstw rolnych, spółdzielni produkcyjnych lub kółek rolniczych. Scalenia gruntów były więc narzędziem powolnej koncentracji i upaństwowienia ziemi, a ich pozytywny wpływ na poprawę struktury gospodarstw indywidualnych był stosunkowo niewielki [2].

W okresie realnego socjalizmu w Polsce w latach 1944-89 polityka strukturalna obejmowała wyłącznie rozwój rolnictwa za pomocą melioracji wodnych oraz wykonywanie scaleń gruntów, które wykorzystywano do tworzenia na wsi sektora państwowego i spółdzielczego. Zaniechano tworzenia i wspierania tawarowych gospodarstw rodzinnych.

Lata 1990-2004 (gospodarka wolnorynkowa)

Zmiany społeczno-polityczne, jakie dokonały się w Polsce w 1989 r., zapoczątkowały proces wdrażania mechanizmów rynkowych w miejsce nakazowo-rozdzielczego systemu zarządzania gospodarką narodową. Wolny rynek bardzo radykalnie i negatywnie zmienił sektor rolny w Polsce. W latach 1990-1991, zwanych „okresem terapii szokowej”, nastąpiła liberalizacja mechanizmów ce-

nowych (całkowite uwolnienie cen) połączona z całkowitym otwarciem polskiej gospodarki na konkurencję zagraniczną przy równoczesnej likwidacji dotacji do produktów rolno-żywnościowych.

Recesja gospodarcza w latach 1990-1993 spowodowała drastyczne obniżenie cen za produkty rolnicze, a tym samym obniżenie dochodów realnych ludności rolniczej na obszarze całego kraju. W 1992 roku stanowiły one zaledwie 53% dochodów z 1989 r. i były najniższe ze wszystkich pozostałych sektorów polskiej gospodarki [3]. Nastąpiła praktycznie likwidacja polityki strukturalnej, bez której niemożliwy jest rozwój obszarów wiejskich (np. dotacje do postępu biologicznego, oświaty rolniczej, inwestycji melioracyjnych i scaleń były na poziomie 5% z lat 1965-1989). Na koniec analizowanego okresu stan pogłowia bydła, produkcja mleka i innych produktów zmniejszył się o około 30% w porównaniu z 1989 r.

Pozytywnymi działaniami tego okresu, szczególnie po 1998 r., była realizacja programów przedakcesyjnych PHARE (1998-2000) i SAPARD (2000-2004) przygotowujących Polskę do wejścia do Unii Europejskiej.

4. Kształtowanie i rozwój obszarów wiejskich po akcesji

Integracja z UE wyraźnie ochroniła polską wieś i rolnictwo przed dalszym głębokim kryzysem zapoczątkowanym w 1990 r. Należy tu jednak dodać, że prowadzone pertraktacje stowarzyszeniowe dotyczące rolnictwa odbywały się, gdy produkcja rolna znajdowała się na niskim poziomie, stąd uzyskane kwoty produkcyjne i dopłaty były niewielkie, nieadekwatne do potrzeb produkcyjnych polskiego rolnictwa. Działania realizowane w 2004 r. w ramach WPR dotyczyły głównie polityki cenowo-dochodowej (dopłaty powierzchniowe, środowiskowe i inne). Przywracano działania inwestycyjne w ramach polityki strukturalnej, które były jednak (podobnie jak w latach 1960-1990) przedsięwzięciami ograniczonymi, nieskoordynowanymi, uniemożliwiającymi w pełni zrównoważony rozwój wsi i rolnictwa.

Przekształcenia realizowane na obszarach wiejskich i w rolnictwie, głównie ze względu na ogromne zapóźnienie i problemy socjalne na wsi, stanowiły i stanowią zgodnie z Narodowym Planem Rozwoju (NPR) na lata 2004-2006 oraz 2007-2013 podstawowy kierunek rozwoju społeczno-gospodarczego Polski. Założenia NPR były realizowane na obszarach wiejskich w ramach Sektorowego Programu Operacyjnego „Restrukturyzacja i Modernizacja Sektora Żywnościowego oraz Rozwój Obszarów Wiejskich 2004-2006” (SPO-ROL) oraz Planu Rozwoju Obszarów Wiejskich (PROW). Rozwiązywanie problemów wsi wspierały również inne programy, wśród których najważniejszy był Zintegrowany Program Operacyjny Rozwoju Regionalnego (ZPORR). Wymienione programy oraz płatności bezpośrednie zrealizowano na terenie całej Polski. Dzięki pomocy UE obszary wiejskie zyskały ponad 10 mld euro, kilkanaście razy więcej niż przed akcesją.

Wsparcie obszarów wiejskich zaplanowane na lata 2007-2013 odbywało się w ramach trzech osi priorytetowych: poprawa konkurencyjności sektora rolnego i leśnego, poprawa środowiska przyrodniczego i obszarów wiejskich, jakość życia na obszarach wiejskich i różnicowanie gospodarki wiejskiej oraz programu Leader. Alokacja środków na te przedsięwzięcia łącznie ze środkami budżetowymi wynosiła ponad 16 mld euro [4].

Podstawą realizacji założeń NPR są konkretne działania, w tym inwestycje w gospodarstwach rolnych, scalenia, melioracje, odnowa wsi, renty strukturalne, wspieranie obszarów o niekorzystnych warunkach gospodarowania, programy rolno-środowiskowe, zalesienia itp. Niestety są one wdrażane w ramach instytucjonalnych i organizacyjnych, w warunkach braku kompetencji instytucji administracji rządowej i samorządowej. Ramy te stanowią oprócz świadomości politycznej i społecznej zasadniczą barierę w uzyskaniu właściwego efektu tych działań, ponieważ obecnie obowiązujące przepisy wdrażania programów UE lub inaczej – instrumenty realizacji polityki strukturalnej w Polsce kreuja sektorowość działania i brak koordynacji.

Realizacja wycinkowych, ograniczonych oraz nieskoordynowanych przedsięwzięć inwestycyjnych najczęściej skutkuje efektem niespójnym z innymi działaniami, a taki właśnie model postępowania jest powszechny podczas realizacji inwestycji na obszarach wiejskich w Polsce. Najlepszym przykładem są melioracje wodne i scalenia gruntów wykonywane w różnych okresach. Również infrastruktura techniczna i regulacja gruntów na terenie wiejskich jednostek osadniczych są nieskoordynowanymi rzeczowo i czasowo działaniami. W konsekwencji powstaje przestrzenie i ekonomicznie nieuzasadniony beżład. Dotyczy to głównie terenów zabudowanych, które tracą swoje walory atrakcyjnego miejsca zamieszkania i inwestowania [2, 5].

W obecnych warunkach społeczno-gospodarczych obszary wiejskie spełniają znacznie więcej różnorodnych funkcji niż do 1989 r. Stanowią one przede wszystkim przestrzeń życiową i miejsce pracy ludności rolniczej i nierolniczej oraz miejsce pozarolniczej aktywności gospodarczej, takiej jak: średni i drobny przemysł, usługi, turystyka, w tym agroturystyka, rzemiosło, sfera socjalna. Do pełnienia nowych funkcji i zadań tereny te muszą być przygotowane pod względem odpowiedniego ukształtowania infrastruktury technicznej i socjalnej, terenów komunikacyjnych, stosunków własnościowych, ochrony zasobów środowiska i tym podobnych. Polityka strukturalna państwa i narzędzia jej realizacji muszą umożliwiać zrównoważony rozwój tych funkcji, również w aspekcie przestrzennym. Aby procesy racjonalnego kształtowania tych terenów były właściwe, muszą być one także długofalowe [6, 7].

5. Postępowanie inwestycyjne w celu realizacji polityki strukturalnej w wybranych państwach UE

W rozwiniętych krajach Europy Zachodniej, które są obecnie partnerami Polski w poszerzonej UE, realizacja polityki rolnej w ciągu ostatnich 150 lat ulegała systematycznej zmianie. Do 1939 roku tendencje rozwoju rolnictwa i obszarów wiejskich były podobne jak w Polsce, ich zakres rzeczowy był jednak znacznie szerszy.

Po 1945 roku ze względu na zniszczenia wojenne działania ukierunkowano na zwiększenie produkcji roślinnej i zwierzęcej głównie poprzez wspieranie polityki strukturalnej. Szybki rozwój gospodarczy i cywilizacyjny spowodował zapotrzebowanie na siłę roboczą, natomiast niskie dochody w rolnictwie – stopniowy odpływ ludności wiejskiej do miast. Pozostawione gospodarstwa stanowiły podstawę restrukturyzacji gospodarstw większych. Przemiany te wymagały jednak przeprowadzenia wielu przedsięwzięć technicznych i organizacyjnych. W ramach polityki strukturalnej na początku lat 60. powstały nowe procesy inwestycyjne, które były podstawą nie tylko rozwoju rolnictwa, ale także ochrony środowiska i rozwoju wsi. W okresie tym tworzone zasady i podstawy oraz wcielano w życie Wspólną Politykę Rolną (WPR). W ramach polityki cenowo-dochodowej koncentrowano się na organizacji rynków rolnych oraz wprowadzaniu w życie systemu jednolitych cen na produkty rolne. Polityka strukturalna jako część polityki rolnej nie była unifikowana, lecz realizowana według standardów poszczególnych państw.

W ramach polityki strukturalnej w gminach Europy Zachodniej w jednym procesie są realizowane wszystkie inwestycje mogące mieć wpływ na polepszenie i rozwój struktur obszarów wiejskich. Ścisła koordynacja z planowaniem przestrzennym umożliwia ponadto dopasowanie tych struktur nie tylko do potrzeb lokalnych (rolnictwo, pozarolniczy rozwój gospodarczy i inne), lecz także do ponadlokalnych potrzeb, takich jak duże inwestycje infrastrukturalne czy ochrona środowiska przyrodniczego i krajobrazu. Polityka strukturalna jako część polityki rolnej dąży zatem do całościowego kształtowania obszarów wiejskich i jest ukierunkowana na ich wielofunkcyjny rozwój.

W ramach niemieckiego postępowania (*Flurbereinigung – Gestaltung – Landentwicklung*), zdefiniowanego jako część zagospodarowania przestrzennego, integrującego strategiczne planowanie rozwoju z planowaniem, przygotowaniem i przeprowadzaniem wszystkich inwestycji służących rozwojowi obszarów wiejskich, w jednym procesie inwestycyjnym są realizowane następujące działania:

- kompleksowe planowanie rolnicze, krajobrazowe oraz odnowy wsi,
- przestrzenne i strukturalne przygotowanie danego obszaru na potrzeby rolnictwa poprzez
 - scalanie i wymianę gruntów, projektowanie i budowę dróg rolniczych oraz cieków i urządzeń melioracyjnych,

- urbanizację i kształtowanie terenów otwartych,
- nową organizację praw rzeczowych i ograniczonych praw rzeczowych do nieruchomości,
- przygotowanie terenów do celów budownictwa i inwestycji publicznych poprzez
 - pozyskanie gruntów dla lokalnych i ponadlokalnych inwestycji publicznych,
 - nową organizację przestrzeni na pozyskanych terenach inwestycyjnych,
- kompleksowa odnowa wsi,
- przygotowanie terenów dla urządzeń infrastrukturalnych i turystycznych,
- przygotowanie terenów do celów ochronnych i innych w ramach wymiany gruntów.

Postępowanie niemieckie jest ściśle skoordynowane z planowaniem przestrzennym. Za realizację polityki strukturalnej na obszarach wiejskich w Niemczech jest odpowiedzialna administracja ds. rozwoju wsi funkcjonująca w każdym z krajów związkowych (*Flurbereinigungsdirektion*). Administracja ta podlega związkowemu ministerstwu ds. obszarów wiejskich i rolnictwa. Jej zadaniem jest techniczne przeprowadzanie postępowań oraz koordynacja interesów publicznych. Drugim z podmiotów niemieckiego postępowania jest Stowarzyszenie Uczestników. Ma ono osobowość prawną, a jego przewodniczącym jest przedstawiciel regionalnej dyrekcji ds. rozwoju wsi, odpowiedzialny przede wszystkim za pozyskiwanie środków pomocowych dla poszczególnych inwestycji [8, 9].

Holandia ma podobny proces inwestycyjny (*Landinrichting*), uważany w Europie i na świecie za nowocześniejszy od niemieckiego, charakteryzujący się szerszym podejściem. W Holandii w ramach jednego procesu inwestycyjnego są realizowane następujące działania:

- dopasowanie przestrzennych struktur do najnowszych technicznych możliwości rolnictwa,
- przygotowanie terenów do ponadlokalnych inwestycji publicznych oraz uzbrojenie terenu do celów rolniczych i pozarolniczych,
- rozwój wiejskich jednostek osadniczych (obszary mieszkaniowe, komercyjne i przestrzeń publiczną),
- minimalizacja negatywnych wpływów wielkich aglomeracji oraz suburbanizacji poprzez nowe ukształtowanie struktur w rolniczej przestrzeni produkcyjnej,
- wkład w rozwój turystyki poprzez kształtowanie krajobrazu i elementów infrastruktury.

Dzięki precyzyjnej koordynacji polityki strukturalnej, regionalnej, gospodarczej i przestrzennej w Holandii możliwe jest włączenie do postępowania konkretnych przedsięwzięć służących rozwojowi przemysłu, uwzględniając lokalny rynek pracy oraz wkomponując te inwestycje w przestrzeń wiejską.

Postępowanie holenderskie jest równocześnie instrumentem realizacji planowania przestrzennego na obszarach wiejskich. Holandia, podobnie jak Niemcy, w celu realizacji polityki strukturalnej przyjęła rozbudowaną formę administracji państwowej (*Landeskulturamt*). Jest ona jednak bardziej scentralizowana niż w Niemczech.

6. Geneza braku właściwej polityki strukturalnej na obszarach wiejskich w Polsce

Procesy zmian, jakie wystąpiły w gospodarce i rolnictwie Polski po II wojnie światowej, postawiły bardzo wąskie wymagania wobec obszarów wiejskich. Funkcje tych obszarów ograniczono do: wytwarzania środków żywnościowych, miejsca zamieszkania i pracy w rolnictwie dla ponad 60% ludności kraju oraz rezerwy siły roboczej dla nierolniczych gałęzi gospodarki skupionych poza terenami wiejskimi.

Podstawowymi inwestycjami, które służyły rozwojowi rolnictwa, były melioracje wodne. Miały one za zadanie ochronę terenów rolnych przed powodzią, włączenie do produkcji rolnej obszarów nieużytecznych (nieużytki, tereny nadmiernie uwilgotnione, w tym torfowiska) i poprawę stosunków wodno-powietrznych gleb za pomocą drenowań. W ujęciu korzyści rolniczych w wyniku uzasadnionego drenowania gruntów ornych plony wzrastały o 9-19 jednostek zbożowych, użytki zielone zaś o 15-19 jednostek zbożowych (przyrost jest porównywalny z całym plonem z 1 ha gleb najszłabszych). Charakterystyczne dla przedsięwzięć realizowanych w ramach polityki strukturalnej był brak koordynacji oraz przywiązywanie zbyt małej uwagi ekologicznym funkcjom terenów wiejskich. Podnoszona w ostatnich czasach kwestia ujemnych skutków regulacji stosunków wodnych gleb nie znalazła potwierdzenia w badaniach naukowych (z wyjątkiem torfowisk).

Scalenia w większości były narzędziem koncentracji i upaństwowienia ziemi, a ich pozytywny wpływ na poprawę struktury gospodarstw indywidualnych był stosunkowo mały. Prace scaleniowe obejmowały do końca lat 80. głównie te wsie, w których była możliwość tworzenia lub powiększania sektora państwowego lub spółdzielczego. Po scaleniu działek oddanych państwu za rentę lub gospodarstw upadłych obszar scalony włączano do państwowych gospodarstw rolnych, spółdzielni produkcyjnych lub kółek rolniczych.

7. Potrzeby działań w celu kształtowania i rozwoju obszarów wiejskich w Polsce

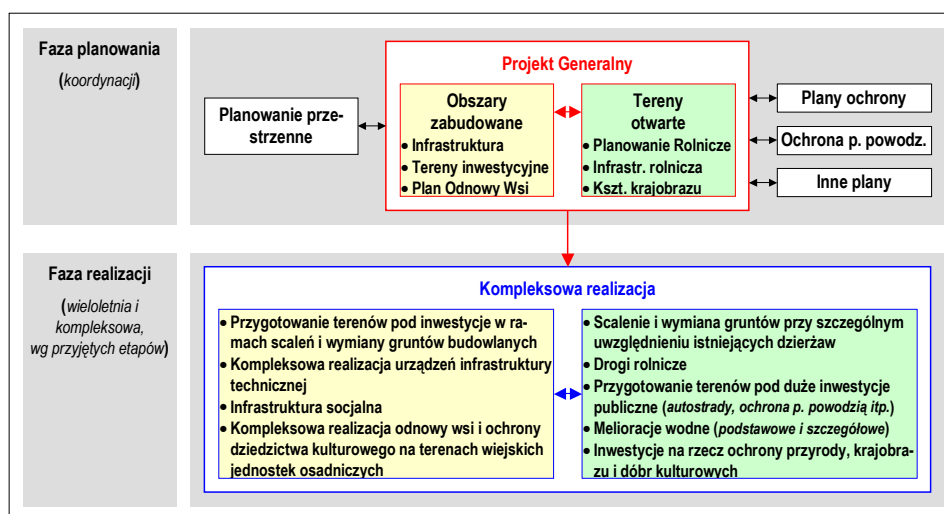
W Polsce konieczne jest wprowadzenie podobnego jak w krajach UE procesu inwestycyjnego, nastawionego jednak ściśle na rozwiązanie polskich problemów. Daleko zaawansowana metodyka takiego postępowania została stwo-

rzona we współpracy z Politechniką Federalną w Zurychu (ETH Zürich) w latach 1986-1990 oraz doprecyzowana w latach 1995-2002 pod kątem przewidywanej akcesji Polski do UE. Metodyka ta opiera się na doświadczeniach Szwajcarii, Holandii i Niemiec oraz pracach studialnych prowadzonych w Polsce od 1984 r. [5, 8]. Stworzony proces inwestycyjny o roboczej nazwie „Postępowanie dla kształtowania i rozwoju obszarów wiejskich” jest osadzony w systemie prawnym i finansowym Polski oraz UE.

Jak powszechnie wiadomo, aby rozwój obszarów wiejskich był zrównoważony, musi być wielofunkcyjny i dotyczyć równocześnie:

- gospodarki na wsi, ze szczególnym uwzględnieniem rolnictwa,
- osadnictwa wraz z infrastrukturą techniczną i socjalną,
- ochrony środowiska.

Szczególnie istotne jest, aby wszystkie te aspekty były uwzględniane w fazie programowania działań na obszarze danego sołectwa – gminy. Daje to podstawę do koordynacji oraz wykorzystania synergii. Fazę tę proponuje się nazwać fazą projektu generalnego. Schemat nowego „Postępowania dla kształtowania i rozwoju obszarów wiejskich” oraz jego stosunek do wybranych opracowań planistycznych przedstawiono na rys. 3. Projekt generalny powinien ujmować rzeczowy zakres niezbędnych przedsięwzięć inwestycyjnych, czasowy plan ich realizacji oraz źródła finansowania.



Rys. 3. Schemat nowego „Postępowania dla kształtowania i rozwoju obszarów wiejskich” oraz jego stosunek do wybranych opracowań planistycznych, na podstawie [5]

Fig. 3. Scheme of new „Procedure for shaping and development of rural areas” and its attitude to selected planning studies, based on [5]

Nowy proces inwestycyjny musi być ściśle skoordynowany z miejscowym planowaniem przestrzennym, ponieważ w ramach miejscowego planu zagospodarowania przestrzennego (MPZP) są wyznaczane funkcje terenu. Dokumenty te powinny więc znajdować się na obszarach wiejskich zgodne z ustaleniami projektu generalnego. Jeśli dany obszar jest objęty prawomocnym miejscowym planem zagospodarowania przestrzennego, ustalenia projektu generalnego muszą stanowić część lokalnego prawa.

W fazie realizacji nowego procesu inwestycyjnego zamierzone przedsięwzięcia inwestycyjne są realizowane w jednym czasowo, merytorycznie i organizacyjnie skoordynowanym procesie, według kolejności określonej w planie generalnym, a poszczególne inwestycje – w ściśle określonych etapach zależnych m.in. od procedur obowiązujących przy pozyskiwaniu środków pomocowych UE [5, 10-13].

8. Wojewódzkie urzędy ds. kształtowania i rozwoju obszarów wiejskich

Realizacja polityki rolnej jest zadaniem rządowym. Ramy instytucjonalne nowego procesu inwestycyjnego powinien stanowić samorząd województwa. W kompetencji samorządu znajduje się polityka strukturalna (jako zadanie rządowe i część polityki rolnej) dotycząca rozwoju obszarów wiejskich i rolnictwa oraz polityka regionalna. Urzędowi marszałkowskiemu są podległe zarówno wojewódzkie zarządy melioracji i urzędów wodnych (WZMiUW), jak i wojewódzkie biura geodezji i terenów rolnych (WBGiTR).

Działalność WZMiUW oraz WBGiTR powinna być ściśle skoordynowana. Jedną z możliwości wzmocnienia tej koordynacji jest powołanie wspólnego urzędu, w skład którego weszłyby władze obu instytucji. Istnieje także możliwość powołania takiego urzędu, ale tylko opierając się na WBGiTR. Urząd ten powinien podlegać pod odpowiedni merytorycznie Departament Urzędu Marszałkowskiego.

Wojewódzkie urzędy ds. kształtowania i rozwoju obszarów wiejskich (KiROW) pełniłyby funkcje koordynatora i wykonawcy działań na rzecz rozwoju obszarów wiejskich. Do kompetencji tych urzędów należałoby sporządzenie projektów generalnych oraz koordynacja i uczestnictwo w ich realizacji [2].

W przypadku województw, w których WBGiTR zostały zlikwidowane, powinny być powołane (na bazie istniejących WZMiUW) nowe jednostki, tj. urzędy ds. kształtowania i rozwoju obszarów wiejskich, skupiające również specjalistów z zakresu prac urzędniowo-rolnych (scaleniowych). Nowe urzędy powinny być podległe odpowiedniemu merytorycznie Departamentowi Urzędu Marszałkowskiego.

Analogicznie do przedstawionych przykładów z UE każdą gminą i sołectwem w czasie prowadzonych prac inwestycyjnych powinien opiekować się właściwy terytorialnie urząd wojewódzki i wyznaczony z niej pracownik. Jego głównym zadaniem byłby nadzór nad przebiegiem realizacji projektu generalnego według założonych etapów oraz odpowiednio wczesne przygotowanie i składanie wniosków o uzyskanie środków UE. Nadzorowałby on również realizację interesów publicznych w postępowaniu.

9. Podsumowanie

Wprowadzenie nowego procesu inwestycyjnego i utworzenie wojewódzkich urzędów ds. kształtowania i rozwoju obszarów wiejskich oraz prywatnych i/lub komunalnych przedsiębiorstw wykonawczych, włączając zaplecze materiałowo-techniczne (żwirownie, prefabrykaty, transport itp.), spowodowałoby powstanie docelowo ok. 300 tys. nowych miejsc pracy (szacunek porównawczy z administracją niemiecką). Większość z zatrudnionych byłaby rekrutowana z obszarów wiejskich.

W 1995 roku na Akademii Rolniczej w Krakowie opracowano wstępny projekt nowej ustawy o kształtowaniu i rozwoju obszarów wiejskich. W zamyśle autorów ustawa ta, oprócz realizacji polityki strukturalnej na terenach użytkowanych rolniczo, zapewniłaby skoordynowany rozwój obszarów zabudowanych i stanowiłaby ważne uzupełnienie ustaw: o zagospodarowaniu przestrzennym i ochronie środowiska. Ustawa ta z przyczyn zmian personalnych w ówczesnym Ministerstwie Rolnictwa i Gospodarki Żywnościowej nie została wprowadzona w życie. Ważne jest również to, że wydziały inżynierii środowiska politechnik i uczelni rolniczych w Polsce są w pełni przygotowane do kształcenia wysoko kwalifikowanych kadr, zajmujących się nowoczesnym kształtowaniem i rozwojem obszarów wiejskich w Polsce i Europie.

Najbardziej oczekiwanym pozytywnym efektem będzie jednak możliwie pełna absorpcja środków pomocowych UE i ich właściwe wykorzystanie. Tylko możliwie pełne wykorzystanie tych środków może spowodować założony efekt w postaci szybkiego rozwoju obszarów wiejskich w Polsce (infrastruktura techniczna, atrakcyjne tereny inwestycyjne, nowe miejsca pracy, nowe inwestycje rolnicze itd.). Nie można również pominąć ważnej roli, jaką w rozwoju konkurencyjności rolnictwa polskiego odegrają odpowiednie struktury rolniczej przestrzeni produkcyjnej. Można zaryzykować stwierdzenie, że wprowadzenie w życie „Postępowania dla kształtowania i rozwoju obszarów wiejskich” byłoby po reformie samorządowej i stabilizacji wzrostu rozwoju gospodarczego „trzecim kołem zamachowym rozwoju Polski”. Jego powszechne wprowadzenie zaowocowałoby niewątpliwie również w sferze niematerialnej. Chodzi o takie wartości, jak:

- wkład w rozwój cywilizacyjny polskiej wsi,
- aktywizacja społeczności wiejskich dla nowej wspólnej idei,

- porządek przestrzenny,
- efektywniejszy wkład w ochronę przyrody, krajobrazu i wartości kulturowych.

Wpływie to także na dowartościowanie wsi i środowisk lokalnych zarówno z zewnątrz (postrzeganie wsi), jak i „od środka” (poczucie więzi i dumy ze swojej małej ojczyzny). Przede wszystkim jednak przyczyni się do rozwoju wsi, co się już dokonało w krajach będących partnerami Polski w UE.

Literatura

- [1] Odlanicki-Poczobut M.: Zagadnienia scalenia rolnego w planowaniu regionalnym. Roczniki Ziemi Górskich, Nowy Sącz 1939, s. 165-171.
- [2] Pijanowski Z.: Rozwój obszarów wiejskich w Polsce a dyscyplina naukowa „kształtowanie środowiska”. Przegląd Naukowy Inżynieria i Kształtowanie Środowiska, R. XV, z. 2(34), 2006, s. 5-18.
- [3] Kożuch A., Kożuch B., Kutkowska B.: Polska polityka rolna u progu XXI wieku. Nauka-Edukacja, Warszawa 2000, s. 1-174.
- [4] Ministerstwo Rolnictwa i Gospodarki Żywnościowej. Spójna Polityka Strukturalna Rozwoju Obszarów Wiejskich i Rolnictwa. Warszawa 1999, s. 43.
- [5] Pijanowski J.M.: Gestaltungsverfahren. Entwicklung eines Verfahrens zur koordinierten Gestaltung räumlicher Strukturen im ländlichen Raum Polens unter Ausnutzung des systemtheoretischen Ansatzes. Doktorat, Institut für Raum- und Landschaftsentwicklung, ETH Zürich 2006, s. 233.
- [6] Kołodziejcki J.: Założenia koncepcji polityki przestrzennego zagospodarowania kraju – POLSKA 2000 PLU. Symposium naukowe „Polityka regionalna w rozwoju obszarów wiejskich”. SGGW, Warszawa 1995, s. 9-44.
- [7] Bański J. i in.: Ocena wpływu instrumentów polityki spójności oraz wspólnej polityki rolnej na rozwój społeczny i gospodarczy obszarów wiejskich w województwie małopolskim. Instytut Geografii i Przestrzennego Zagospodarowania, Warszawa 2009, s. 1-23.
- [8] Flury U.: Landumlegung, Infrastrukturverbesserung und Bodenordnung. Raumplanung, Strukturverbesserung und Bodenordnung, ETH Zürich, Institut für Kulturtechnik.
- [9] Schönn H.: Tendenzen künftiger Landbewirtschaftung aus der Sicht des „technischen Fortschritts”. Arbeitsmaterialien des Zentralinstituts für Raumplanung und Umweltforschung der TU München. Heft 6, 1996, s. 7-21.
- [10] Pijanowski Z.: Rozwój obszarów wiejskich w Polsce w aspekcie polityki rolnej. Postępy Nauk Rolniczych, PAN, z. 1, 2011, s. 11-24.
- [11] Landeskulturamt..., Ländliche Neugestaltung in den Niederlanden. Ministerstwo Rolnictwa, Zasobów Naturalnych i Rybołówstwa, Amsterdam 1999.
- [12] Parlament Europejski: Sprawozdanie w sprawie sytuacji i perspektyw rolnictwa na obszarach górskich (2008/2066 INI). Komisja Rozwoju Rolnictwa i Rozwoju Wsi. A6-0327/2008, Bruksela 2008, s. 1-26.
- [13] Woś A.: Nowy wymiar uwarunkowań polskiego rolnictwa. Wieś i Rolnictwo, nr 3, 2001, s. 28-40.

SHAPING AND DEVELOPMENT OF RURAL AREAS IN TERMS OF ENVIRONMENTAL ENGINEERING

Summary

In recent years rural areas have been and still are undergoing serious structural and spatial changes. Considering the natural environment resources and the state of rural and agriculture development, there are still great needs for protection and sustainable development of these areas. An analysis and assessment of the state of agriculture and rural development in 1918-2013 in Poland were conducted in the paper in terms of realization of structural (investment) policy, as a part of agricultural policy, defined by the end of the 20th century as a part of the State economic policy addressing general principles which the State should apply while granting assistance for rural areas and agriculture". Today the structural policy is composed of price and income policy, social and structural policy. Conducted analysis provided a basis for determining the range and kind of accomplished enterprises, their influence on the development of agriculture and rural areas, and presentation of the importance of "environmental engineering" scientific discipline for rural development. Integration with the European Union apparently protected Polish rural areas and agriculture from deep crisis initiated in 1990. Obtained production quotas and direct payments, due to a low production level during the pre-accession period, were inadequate for production potential of Polish agriculture. However, adopted EU agricultural policy, although favourable from Polish perspective, did not fully satisfy our needs concerning agriculture and rural development, particularly in the area of structural policy. The paper presents also methods of investment procedures for realization of structural policy in selected countries of the Western Europe. Genesis of the lack of appropriate structural policy in rural areas in Poland was presented, as well as procedures and organizational needs in order to create a new investment process of shaping and multifunctional sustainable development of these areas, but also the importance of "environmental engineering" scientific discipline for the realization of these endeavours.

Keywords: environment, rural area, agriculture, structural policy, sustainable development, environmental engineering

Przesłano do redakcji: 05.03.2014 r.

Przyjęto do druku: 02.06.2014 r.

DOI:10.7862/rb.2014.13

Michał PROKSA¹

JESZCZE O DALEKICH ANALOGIACH DO ROTUNDY ŚW. MIKOŁAJA W PRZEMYŚLU

Rotunda św. Mikołaja, której relikty zostały odkryte pod prezbiterium katedry ob. łac. w Przemyślu, mieści się w licznej grupie budynków centralnych o złożonym programie przestrzennym z nawą i otaczającym ją pierścieniu ambitu, ponad którym znajdowała się galeria emporowa. Taka forma pojawia się w IV w. w kręgu fundacyjnym Konstantyna Wielkiego, Heleny i Konstancji. O analogiach europejskich i na terenie Palestyny była już mowa we wcześniejszych pracach. Omawiano obiekty w Rzymie (baptysterium św. Jana na Lateranie i mauzoleum S. Constanza) oraz na terenie Palestyny (kościół Grobu Świętego). Do największych obiektów powstałych na przełomie IV/V w. należy kościół św. Wawrzyńca (San Lorenzo) w Mediolanie. Wzorem dla autorów wielu realizacji był kościół Sergiusza i Bakchusa w Konstantynopolu, który wraz z Hagia Sophia należy do najwybitniejszych budowli wczesnochrześcijańskich. Świątynie te składały się z trzech elementów: kolistej nawy przekrytej kopułą, narteksu i atrium. W niniejszej pracy zostaną omówione realizacje gruzińskie i armeńskie, które dowodzą, że docierała tam idea budowli centralnej, co można zapewne wyjaśnić wczesnym okresem dominacji chrześcijaństwa w Gruzji i Armenii. Opisanie kolejnych przykładów założeń centralnych wczesnych świątyń chrześcijańskich jeszcze raz potwierdza powszechność tego typu rozwiązań w okresie od IV do XIV wieku. Dalsze studia, zarówno terenowe, jak i gabinetowe, zapewne ujawnią kolejne przykłady.

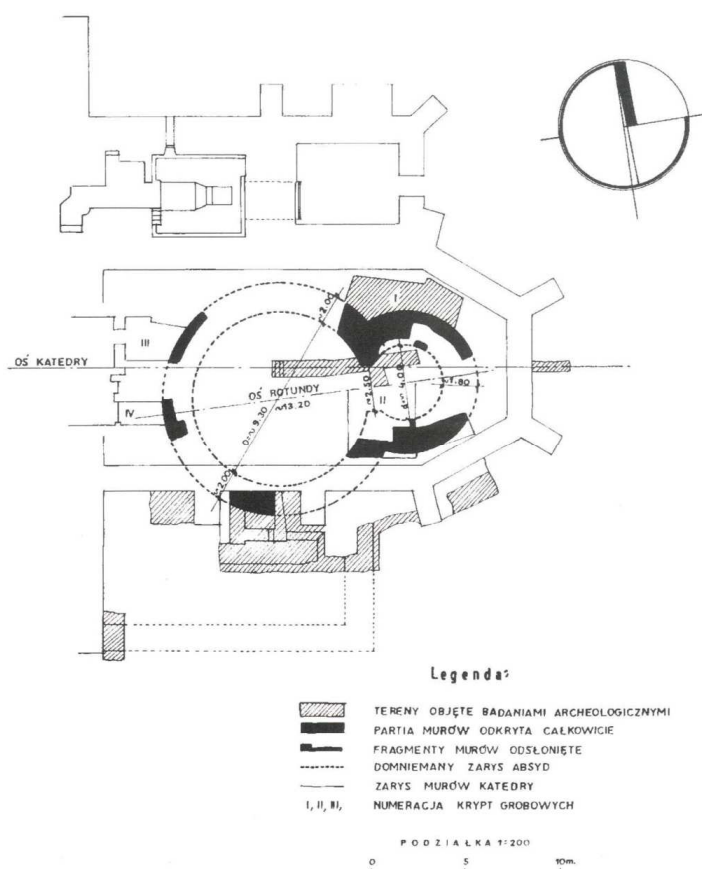
Słowa kluczowe: rotunda, ambit, baptysterium

Relikty rotundy znajdujące się pod prezbiterium katedry ob. łac. w Przemyślu odkrył w 1961 r. A. Kunysz. Pierwsze wyniki badań nad tym obiektem zostały szybko opublikowane². Wtedy też przygotowano wstępny rzut poziomy

¹ Michał Proksa, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, tel. 17 8651001, e-mail: mopro@prz.edu.pl

² A. Kunysz, J.T. Frazik, *Badania archeologiczne na terenie Przemyśla w roku 1961*. Sprawozdania Rzeszowskiego Ośrodka Archeologicznego za rok 1961, Rzeszów 1961, s. 6-12; J.T. Frazik, *Relikty rotundy pod prezbiterium katedry przemyskiej w świetle dotychczasowych badań*. Biuletyn Historii Sztuki, t. 24, nr 2, 1962, s. 222-225; tenże, *Technika muru rotundy na placu katedralnym w Przemyślu i uwagi z tym związane*. Czasopismo Techniczne, R. 67, 1962, s. 28-33; A. Kunysz, *Wyniki badań archeologicznych na terenie Przemyśla w rejonie Starego Miasta w roku 1961*. Rocznik Przemyski, t. IX, 1962, z. 2, s. 352-361; tenże, *Najnowsze wyniki badań archeologicznych na terenie Przemyśla w rejonie Starego Miasta*, Rocznik Województwa Rzeszowskiego, t. III, Rzeszów 1963, 294-301.

budowli (rys. 1.) oraz dokonano analizy odkrytych murów i źródeł historycznych³. Odkryciem zainteresowali się również badacze ukraińscy i rosyjscy (J. Bałyk, W. Aulich, W. Petryk, O.M. Joannisjan), którzy łączyli obiekt z architekturą ruską lub wpływami polskimi na architektoniczną szkołę halicką, datując go na XI w. Późniejsze poglądy wypowiedane przez badaczy polskich umieszczały obiekt w szerokim kontekście chronologicznym od XI do XIII w., od czasów panowania Bolesława Szczodrego do Leszka Białego i Kolomana króla węgierskiego.

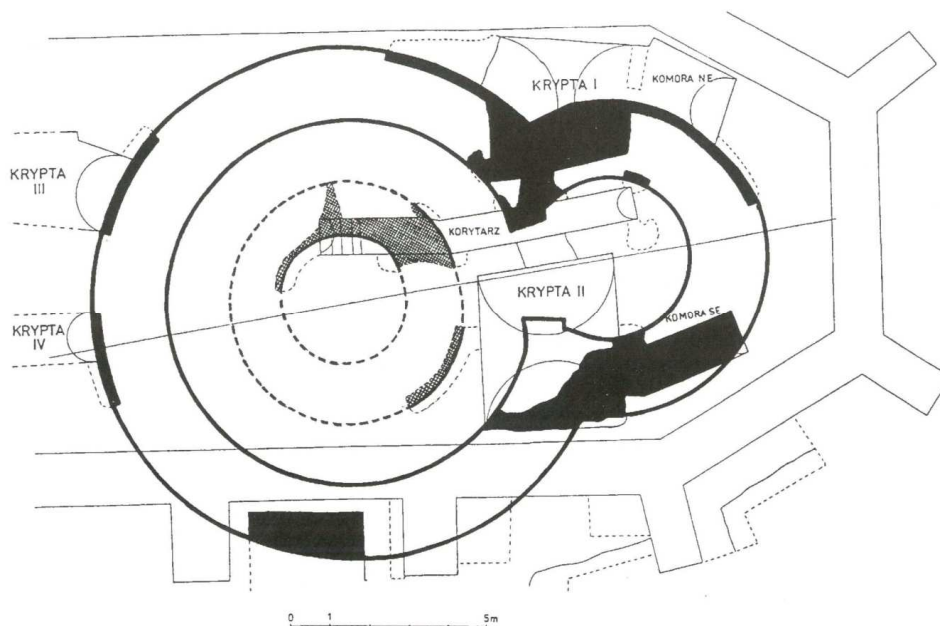


Rys. 1. Przemyśl – rotunda św. Mikołaja, plan R. Halickiego (wersja uproszczona), za Z. Pianowski i M. Proksa

Fig. 1. Przemyśl – St. Nicolas' Rotunda, R. Halicki's plan (simplified version), from Z. Pianowski and M. Proksa

³ Pełny opis prac badawczych i próby ich interpretacji zamieszczono w: Z. Pianowski, M. Proksa, *Najstarsze budowle Przemyśla. Badania archeologiczno-architektoniczne do roku 2006*. Rzeszów 2008; tam też podstawowa literatura.

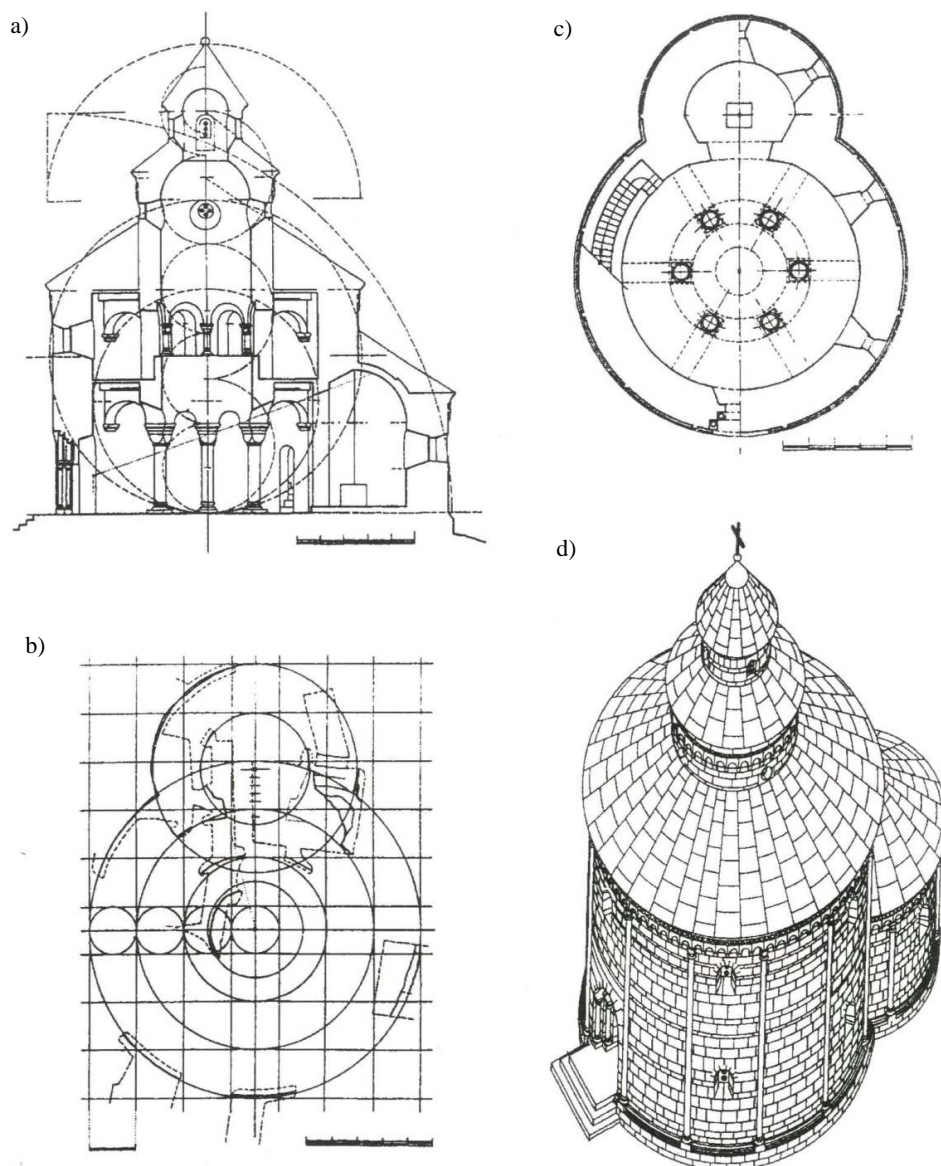
Terenowe studia archeologiczno-architektoniczne przeprowadzone przez Z. Pianowskiego i M. Proksę przyniosły nieoczekiwane rezultaty dotyczące głównie elementów muru wewnętrznego. Podana przez A. Kunysza informacja o posadzce „z dzikiego kamienia” była nieprawdziwa, gdyż rzekoma posadzka okazała się murem kamiennym na glinianej zaprawie otaczającym krąg wewnętrznej średnicy około 3 m, usytuowany centralnie do murów magistralnych rotundy (rys. 2.). Wobec tego postawiono tezę, że wewnętrzny pierścień fundamentu w obrębie kołowego kościoła stanowi podstawę pod kolumnadę obejścia. Obserwacja ta pozwoliła na próbę rekonstrukcji bryły i programu przestrzennego. Mimo że pierwszej rekonstrukcji dokonał J. Dyba⁴, rekonstrukcja autorstwa Z. Pianowskiego i M. Proksy weszła na trwałe do literatury, znalazła się nawet na nowych drzwiach prowadzących do przemyskiej katedry (rys. 3.).



Rys. 2. Przemyśl – rotunda św. Mikołaja, stan badań do 2001 r. wg Z. Pianowskiego i M. Proksy, rys. K. Musiał

Fig. 2. Przemyśl – St. Nicolas' Rotunda, State of research until the year 2001, by Z. Pianowski and M. Proksa. Fig. K. Musiał

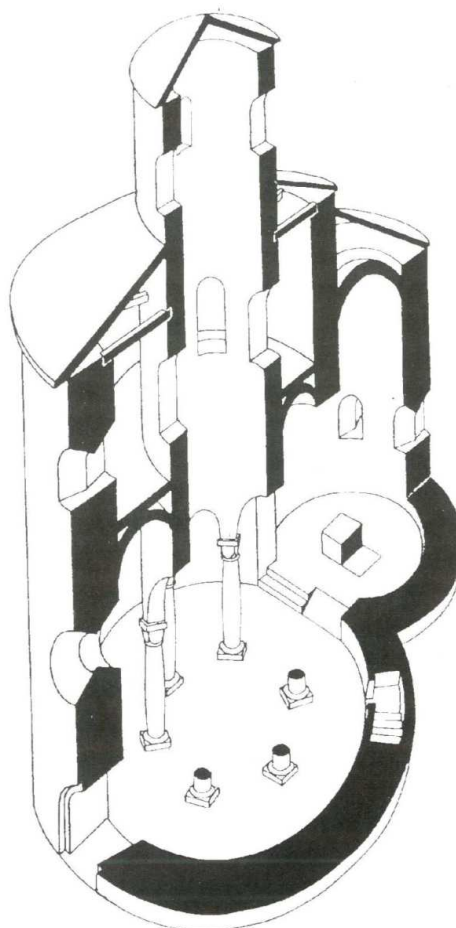
⁴ J. Dyba, *Etymologijna prinaložnost rotund X-XIII ST. ukraiŋsko-polskogo ta ukraiŋsko-ugorskogo porubizija*. Narodoznawczy Zoziti 2/2000, s. 222-227; tenże, *Architektura rotundy św. Mikołaja w Peremiszli*. Drogobickij Krajeznawczij Zbirnik, VI, 2002, s. 66-79.



Rys. 3. Przemyśl – rekonstrukcja rotundy św. Mikołaja według J. Dyby (2002 r.): a) przekrój poprzeczny, b) próba ustalenia modułu architektonicznego, c) rekonstrukcja planu, d) aksonometria bryły świątyni, za Z. Pianowski i M. Proksa

Fig. 3. Przemyśl – reconstruction of St. Nicolas' Rotunda by J. Dyba (2002): a) cross-section, b) attempt at determination of the architectural model, c) plan reconstruction, d) axonometry of church structure, from Z. Pianowski i M. Proksa

Obiekt składa się z podkowiastej absydy o średnicy około 4 m przechodzącej przez wyodrębniony występem łuk tęczyowy w kolistą nawę o średnicy około 9,5 m (rys. 4.).



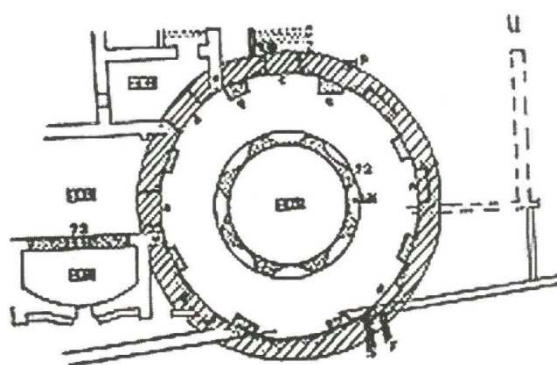
Rys. 4. Przemyśl – rotunda św. Mikołaja, próba rekonstrukcji według Z. Pianowskiego i M. Proksy

Fig. 4. Przemyśl – St. Nicolas' Rotunda, attempt at a reconstruction by Z. Pianowski and M. Proksa

Wobec niezachowania partii nadziemnej lokalizacja wejścia do świątyni jest czysto teoretyczna – wejście mogło się znajdować na osi absydy/prezbi-terium od zachodu lub od południa, natomiast ze względu na konfigurację terenu mało prawdopodobna jest jego lokalizacja od północy. Krąg wewnętrzny muru mimo różnic technologicznych należy do tego samego założenia architektonicz-nego, a łączenie go z okrągłą wieżą wzniesioną przed budową rotundy lub już po jej dezolacji, a tym bardziej ze starszą rotundą według dzisiejszego stanu wiedzy jest mało prawdopodobne. Wobec tego w pracy będziemy się opowiadać za jed-nocześnie postawieniem wewnętrznego pierścienia i murów magistralnych,

a pierścień ten uważać za mur pod kolumnadę ambitu. Podczas rekonstrukcji zastosowano wariant sześciopodporowy (filary lub kolumny), gdyż przy czterech podporach zastosowano by raczej fundamenty punktowe, większa zaś liczba podpór (rys. 8.) zmniejszyłaby ilość światła w części centralnej. Przyjmując obecność ambitu w nawie, zrekonstruowano nad nim dookólną galerię doświetloną zarówno oknami zewnętrznymi, jak i przepruciami do części środkowej. Zwieńczeniem budowli była zapewne latarnia, również przepruta otworami doświetlającymi. Jest mało prawdopodobne, aby kolumnada mogła dźwigać jedynie wieżę latarniową, gdyż dla uzyskania lepszego doświetlenia wystarczyłoby wykonać drugi rząd okien w murze magistralnym. Nieprawdopodobna jest również teza o przeznaczeniu kolumnady do dźwigania jedynie więźby dachowej, do tego bowiem wystarczyłby środkowy filar. Dodanie galerii emporowej w świątyni niezwiązanej z działalnością dworu i ulokowanej u stóp grodu można tłumaczyć jedynie koniecznością schronienia się większej liczby mieszkańców grodu (większa powierzchnia) w razie niebezpieczeństwa. Refugialna funkcja wczesnośredniowiecznych kościołów była powszechna, np. kościoły św. Andrzeja w Krakowie i „cerkiew zamkowa” w Sandomierzu pełniły funkcje schronienia podczas najazdów tatarskich. Przykładem może być również często cytowany spór o wykorzystanie empory kościoła w Potvorovie w Czechach⁵.

Wyniki badań archeologiczno-architektonicznych rotundy⁶ pozwalają na opisaną próbę rekonstrukcji oraz umieszczenie obiektu wśród licznej grupy budynków centralnych o złożonym układzie przestrzennym, którego głównym elementem był podział na nawę i otaczający ją pierścień ambitu, ponad którym znajdowała się galeria emporowa. Najstarsze budowle centralne z dookólnym obejściem datowane na IV w. należą do kręgu fundacyjnego Konstantyna, Heleny i Konstancji. W Rzymie jest to baptysterium św. Jana na Lateranie (rys. 5., 6.) i mauzoleum S. Constanza (rys. 7.), w Palestynie zaś kościół Grobu



Rys. 5. Rzym – Baptysterium na Lateranie (faza I), według B. Filarskiej

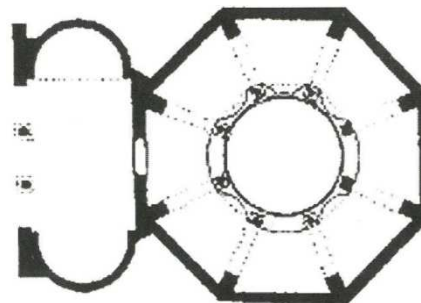
Fig. 5. Rome – Baptistery of St John Lateran (phase I), by B. Filarska

⁵ A. Tomaszewski, *Romańskie kościoły z emporami zachodnimi na obszarze Polski, Czech i Węgier*. Wrocław-Warszawa-Kraków-Gdańsk 1974, s. 245-247, 356 i nn.

⁶ Z. Pianowski, M. Proksa, *Najstarsze budowle Przemysła...*, op.cit.

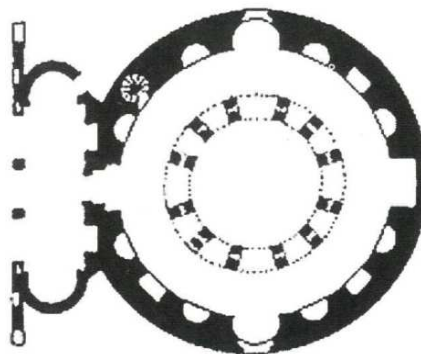
Rys. 6. Rzym – baptysterium św. Jana na Lateranie (faza II), według W. Katchatrian

Fig. 6. Rome – baptistery of. St John Lateran (phase II), by W. Katchatrian



Rys. 7. Rzym – S. Contanza, według A. Isabelle

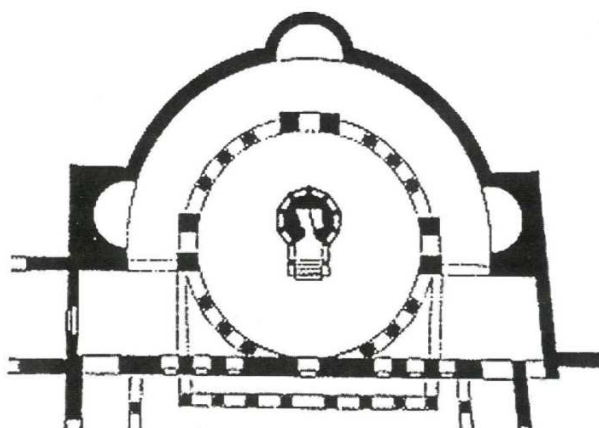
Fig. 7. Rome – S. Contanza, by A. Isabelle

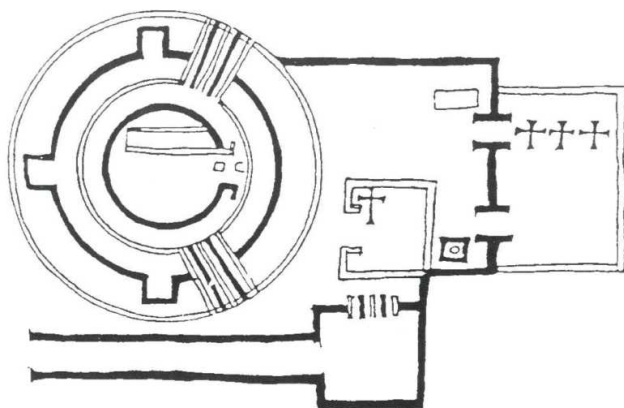


Świętego (Anastasis) i Kościół Wniebowstąpienia (Inbomon) na Górze Oliwnej w Jerozolimie oraz Kościół nad Skałą Narodzenia Pańskiego w Betlejem (rys. 8-11.).

Rys. 8. Jerozolima – Kościół Grobu Świętego (*Anastasis*) – rekonstrukcja rzutu świątyni konstantyńskiej z IV w., według R. Krautheimer

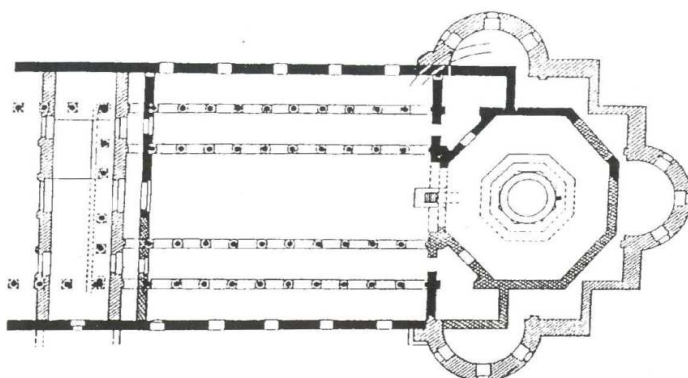
Fig. 8. Jerusalem – Church of the Holy Sepulchre (*Anastasis*) – reconstruction of Constantinian church section from the 4th century, by R. Krautheimer





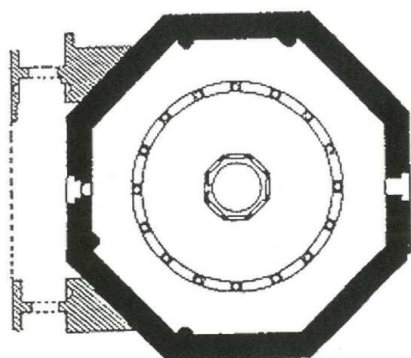
Rys. 9. Jerozolima – Kościół Grobu Świętego (*Anastasis*), IX-wieczny przerys szkicu Arkulfa z ok. 680 r., za A. Grzybkwskim

Fig. 9. Jerusalem – Church of the Holy Sepulchre (*Anastasis*). 9th century's redrawing of Arkulf's draft from ca. 680 AD, from A. Grzybkwski



Rys. 10. Betlejem – Kościół nad Skałą Narodzenia, według O. Grabar

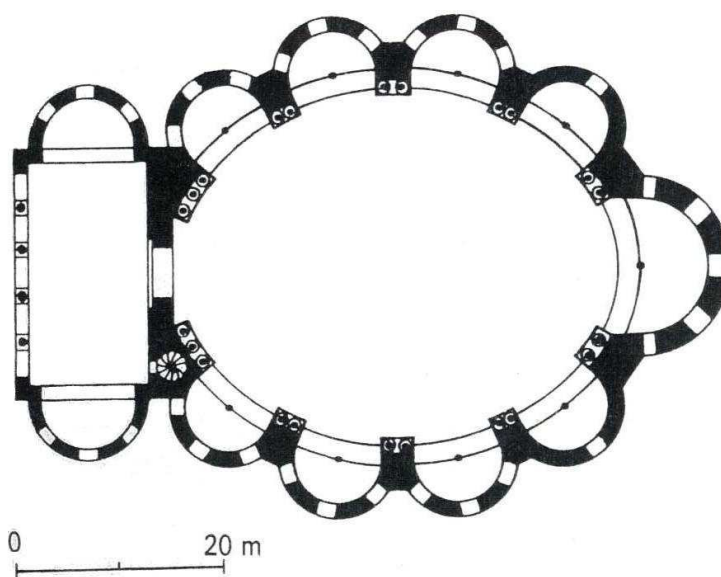
Fig. 10. Bethlehem – Church of the Holy Sepulchre, by O. Grabar



Rys. 11. Jerozolima – Kościół Wniebowstąpienia (*Inbomon*) na Górze Oliwnej, według O. Grabar

Fig. 11. Jerusalem – Church of the Ascension (*Inbomon*) on the Mount of Olives, by O. Grabar

Od V wieku znacznie się zwiększyła liczba wznoszonych świątyń na terenie Europy, łącznie z Wyspami i Skandynawią. Lista zacytowanych już przykładów⁷ zostanie rozszerzona o kolejne realizacje. Być może do tej grupy można włączyć zbudowany w Kolonii w czwartej ćwierci IV w. (ok. 380), włączony później w obręb świątyni romańskiej Sankt Gereon (rys. 12.), mimo że nie udało się zrekonstruować ambitu. Świątynią centralną jest kościół św. Wawrzyńca (San Lorenzo) w Mediolanie zbudowany zapewne w końcu IV w. (do 420 r.?) (rys. 13.).

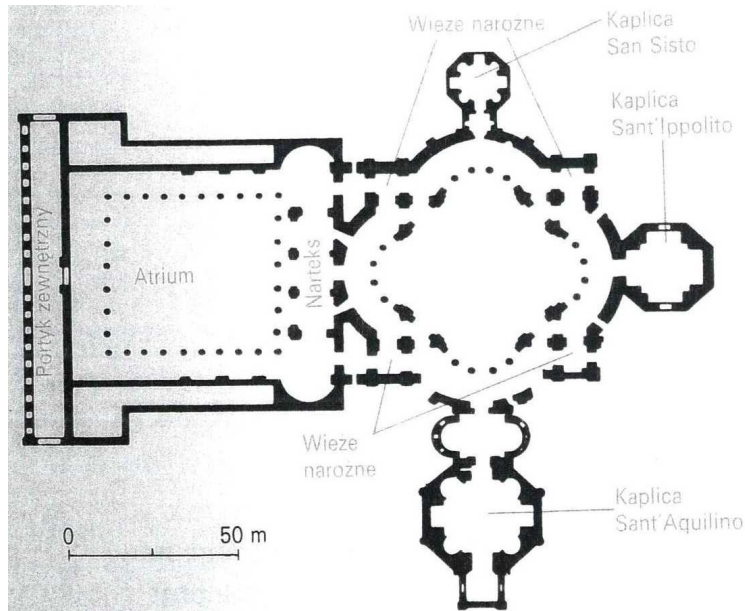


Rys. 12. Kolonia – plan kościoła o nieznanym wezwaniu z ok. 380 r. w obrębie kościoła Sankt Gereon, za Pedro de Palol

Fig. 12. Cologne – plan of a church of unknown dedication from ca. 380 AD within St. Gereon's Church, from Pedro de Palol

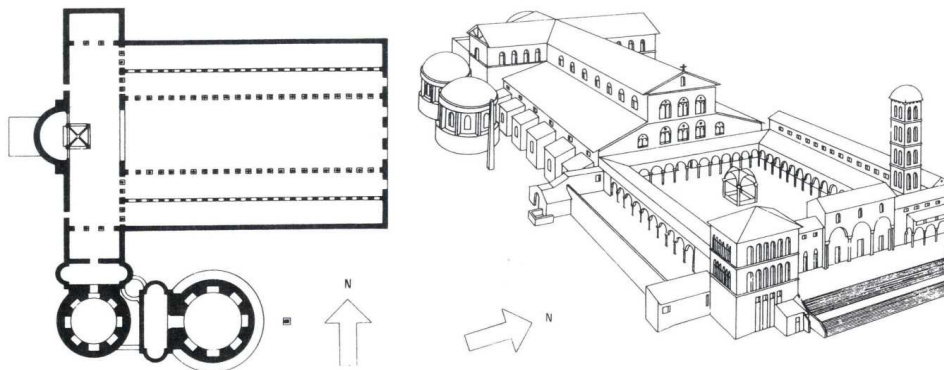
Również do północnego ramienia transeptu bazyliki św. Piotra na Watykanie dobudowano dwie kaplice centralne pełniące funkcje mauzoleum i baptysterium (rys. 14.).

⁷ Z. Pianowski, M. Proksa, *Rotunda św. Mikołaja w Przemyślu po badaniach archeologiczno-architektonicznych w latach 1996-1998*. Przemyśl 1998; Z. Pianowski, M. Proksa, *Najstarsze budowle Przemyśla...*, op. cit.



Rys. 13. Mediolan – plan kościoła San Lorenzo, za Pedro de Palol

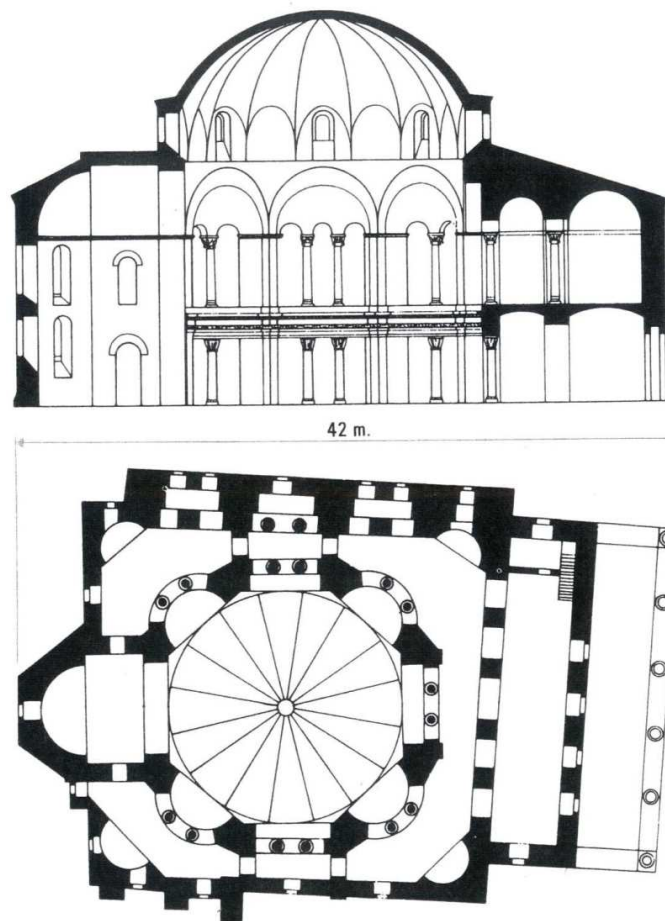
Fig. 13. Milan – plan of San Lorenzo, from Pedro de Palol



Rys. 14. Rzym – rekonstrukcja planu i bryły dawnej bazyliki św. Piotra w Watykanie, za Pedro de Palol

Fig. 14. Rome – reconstruction of the plan and structure of St. Peter's Basilica in Vatican City, from Pedro de Palol

Budowlą, która mogła stać się przykładem dla wielu późniejszych realizacji był kościół św. Sergiusza i Bakchusa w Konstantynopolu (rys. 15.). Zbudowano go w latach 30. VI w. z centralnie ułożoną, przekrytą kopułą nawą, wokół

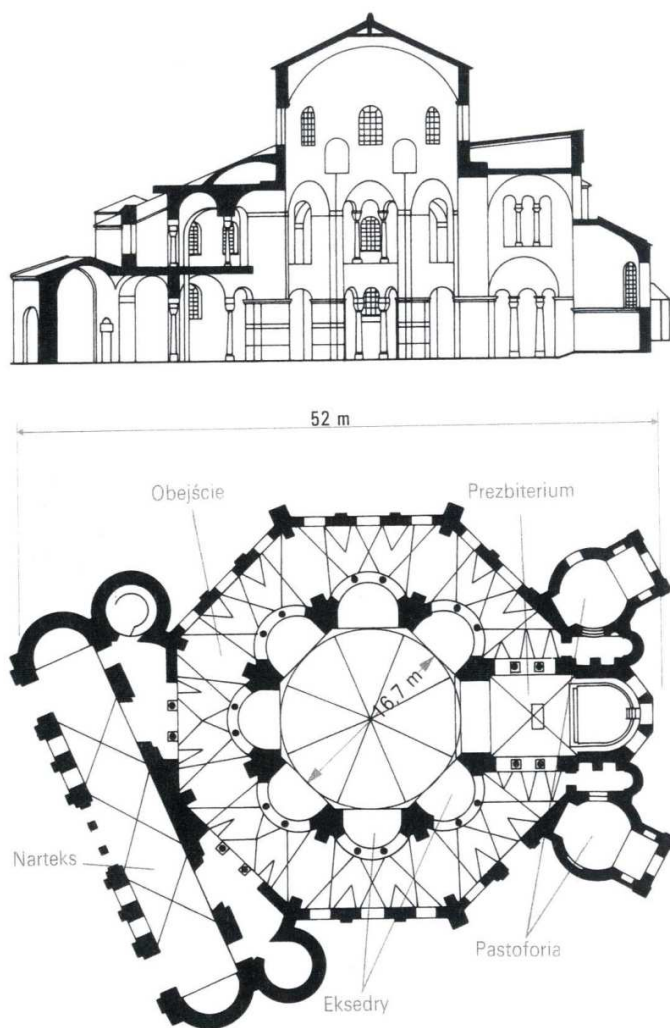


Rys. 15. Konstantynopol – przekrój podłużny i plan kościoła św. Sergiusza i Bakchusa, za J. Pijoan

Fig. 15. Constantinople – longitudinal section and plan of the Church of the Saints Sergius and Bacchus, from J. Pijoan

której biegł dwukondygnacyjny ambit. Wraz z kościołem Hagia Sophia należy on do najwybitniejszych wczesnochrześcijańskich realizacji. Budowa kościoła św. Witalisa (San Vitale) w Rawennie (rys. 16.) była zapewne inspirowana przez świątynię Konstantynopola. Fundatorami byli biskup Eklezjusz i bankier Julianus. Centralną część świątyni stanowi sklepiony ośmiobok z siedmioma eksedrami otwartymi tryforiami na dwukondygnacyjne obejście. Eksedry wyraźnie zwiększały powierzchnię nawy, a przeprocia kolumnowymi arkadami komunikowały nawę z ambitem. Ciąg obejścia został przerwany od wschodu dostępem do prezbiterium zamkniętego trójbocznie. Poszerzanie nawy kosztem innych

części świątyni – w analizowanym przypadku kosztem obejścia – było charakterystyczne dla chrześcijańskiej architektury bizantyjskiej.

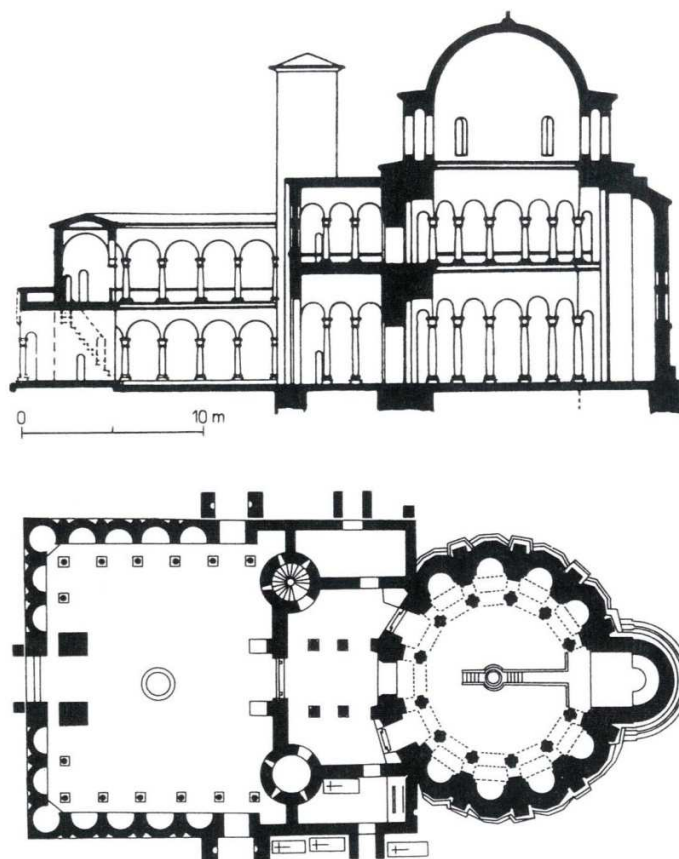


Rys. 16. Rawenna – przekrój podłużny i plan kościoła San Vitale, za J. Pijoan

Fig. 16. Ravenna – longitudinal section and plan of San Vitale Church, from J. Pijoan

Na przełomie IX i X w. centralną świątynię zbudował car Symeon w założonej przez siebie nowej stolicy Bułgarów w Presławiu. Uważana do niedawna za główną świątynię pałacową, zwaną Okrągłą Cerkwią lub Złotą Cerkwią, za-

chowana we fragmentach, składała się z trzech elementów: kolistej nawy (10,5 m) przekrytej kopułą, narteksu i atrium (rys. 17.).



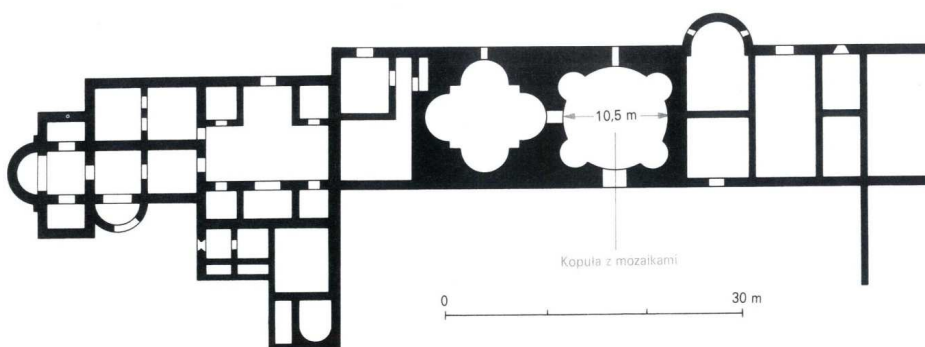
Rys. 17. Presław – okrągła Cerkiew, za M. Machowski

Fig. 17. Preslav – circular Orthodox Church, from M. Machowski

Wnętrze nawy z amboną w środku otaczają dwie grupy eksedr, a od wschodu ulokowano czworoboczne prezbiterium zamknięte absydą. Obejście nawy tworzyło dwanaście kolumn, którym odpowiadały zewnętrzne lizeny. Narteks flankowany z dwiema okrągłymi wieżami (w jednej z nich ulokowano klatkę schodową) zaopatrzone w empore przeznaczoną dla cara i jego świty. Być może wzorem była kaplica akwizgrańska (starsza o wiek) Karola Wielkiego lub któryś z niezachowanych kościołów w Konstantynopolu⁸.

⁸ Z. Pianowski, *Sedas regni principal es. Wawel i inne rezydencje piastowskie do połowy XIII wieku na tle europejskim*. Kraków 1994, s. 145.

Wczesną realizacją jest mauzoleum w Centcelles koło Tarragony w Hiszpanii (rys. 18.) budowane (według tradycji) dla Konstansa, syna Konstantyna Wielkiego ok. połowy IV w. W dużym zespole obejmującym rezydencję, termy oraz inne budowle znajdowały się komory grobowe, a niektóre z elementów mogły mieć charakter budowli centralnych, choć podczas realizacji nie zachowano czysto formalnego podobieństwa bądź też nie dało się go zrekonstruować⁹.



Rys. 18. Centcelles k. Tarragony – mauzoleum z połowy IV w., za Pedro de Palol

Fig. 18. Centcelles near Tarragona – mausoleum from mid-4th century, from Pedro de Palol

Jedną z ostatnich centralnych świątyń z dookólnym ambitem w ciągu rozwojowym trwającym całe tysiąclecie (IV-XIV w.) jest cerkiew w Ravanicy (1376-1381)¹⁰ (rys. 19.) w Serbii. Świątynia ta została zbudowana na planie prostokąta, gdzie od północy i południa zaprojektowano półkoliste aneksy z przeprutymi otworami wejściowymi. Zbudowana przez księcia Łazarza należy do grupy świątyń charakterystycznych dla wczesnej architektury Macedonii, a wnętrza ołtarzowe (również od wschodu) nadają jej plan trójkąta. Dominantę stanowi pięć kopuł z długimi otworami okiennymi doświetlającymi wnętrza.

Budowle centralne pojawiają się wcześniej również na terenie Gruzji¹¹ i Armenii¹². Gruzja o starych tradycjach państwowych wykształciła swoisty obraz kulturowy o własnym obliczu, ale wyraźnych wpływach zarówno bizantyjskich i perskich, później arabskich, jak i chrześcijańskich; obok Bizancjum była drugą potęgą chrześcijańską na Bliskim Wschodzie. Początki sztuki średniowiecznej należy wiązać z przyjęciem chrześcijaństwa przez króla Iberii Mirjana w IV w., kiedy to zaczęto budować pierwsze kościoły z ciosanych kamieni.

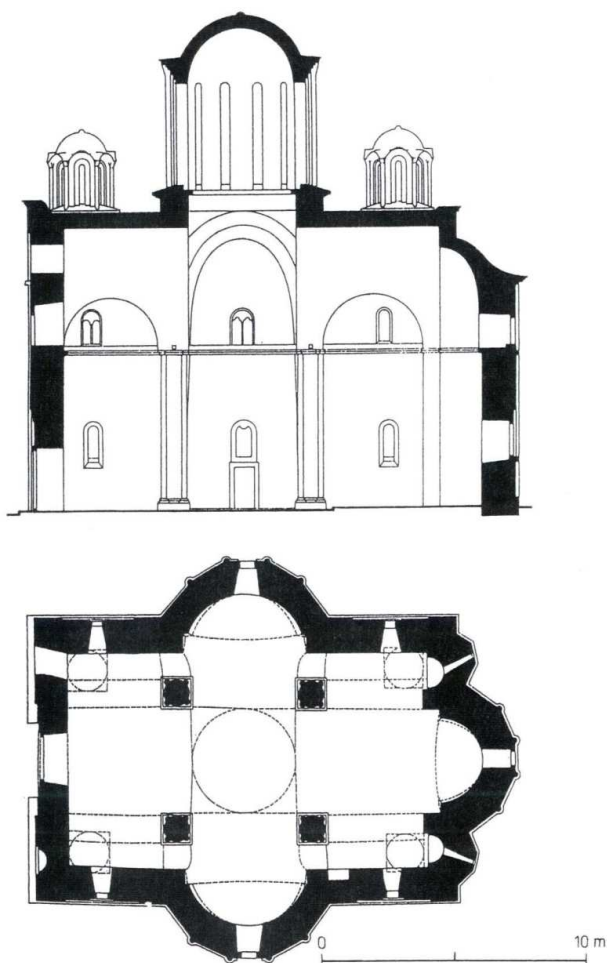
⁹ P. de Palol, *Wczesnochrześcijańska Sztuka Zachodu*, [w:] *Sztuka Świata*, t. 3, Warszawa 1993, s. 40.

¹⁰ M. Machowski, *Ekspansja sztuki bizantyjskiej. Sztuka Bałkanów i Rusi*, [w:] *Sztuka Świata*, t. 3, Warszawa 1993, s. 157.

¹¹ A. Lewicka-Morawska, *Sztuka dawnej Gruzji*, op.cit.

¹² P. Trzeciak, *Sztuka dawnej Armenii*, op.cit.

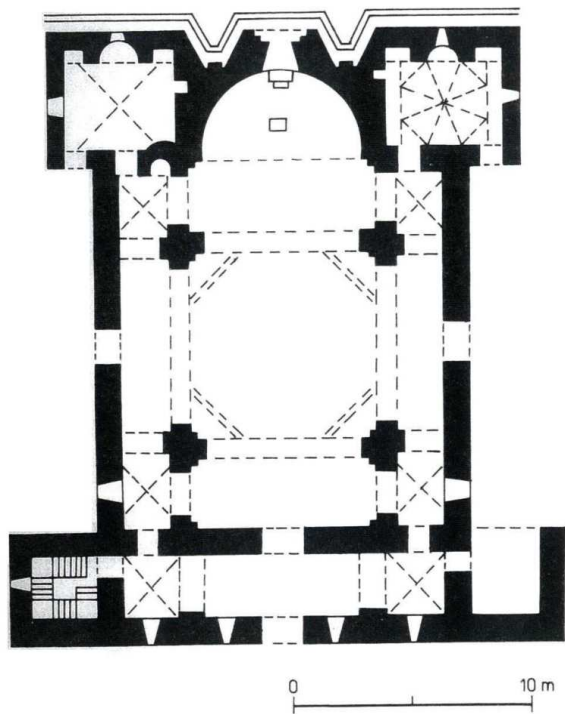
W V stuleciu wykształcił się typ gruzińskiej bazyliki trójnawowej rozwijający się do X w. z powszechnie znaną, wczesną katedrą w Bolnisi. Najbardziej charakterystyczną formą architektury Gruzji jest budowla krzyżowo-kopułowa. Wzorem dla kolejnych realizacji była świątynia w Dźwari w Mcchecie, tetra-konchos zbudowany na przełomie VI i VII w., będący fundacją monarszej rodziny iberyjskiej. Wybitnymi dziełami są kościoły w Cromi (626-635) (rys. 20.), Bana (VII lub koniec IX w.) (rys. 21.) i Nikorcmindzie (około 1014)¹³ (rys. 22.).



Rys. 19. Ravanica – przekrój podłużny i plan cerkwi, za M. Machowskim

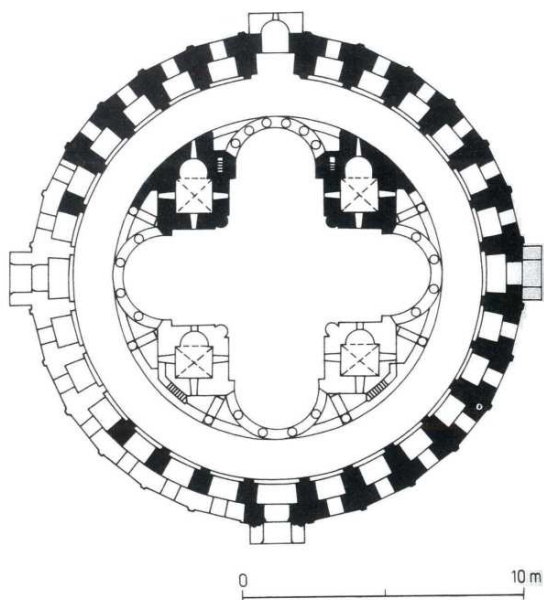
Fig. 19. Ravanica – longitudinal section and plan of the Orthodox Church, from M. Machowski

¹³ C. Mango, *Architettura bizantina*, b.m., 1976.



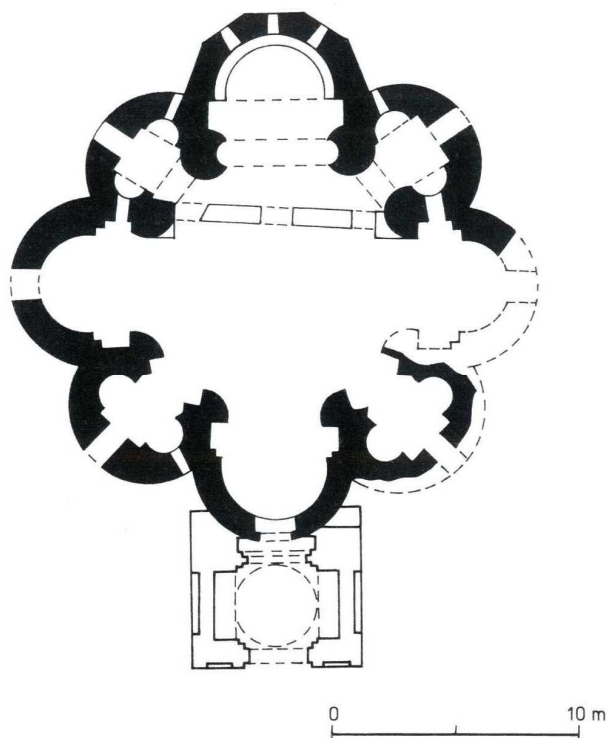
Rys. 20. Cromi – plan kościoła, za A. Lewicką-Morawską

Fig. 20. Cromi – plan of the church, from A. Lewicka-Morawska



Rys. 21. Bana – plan kościoła, za A. Lewicką-Morawską

Fig. 21. Bana – plan of the church, from A. Lewicka-Morawska



Rys. 22. Nikorcminda – plan kościoła, za A. Lewicką-Morawską

Fig. 22. Nikorcminda – plan of the church, from A. Lewicka-Morawska

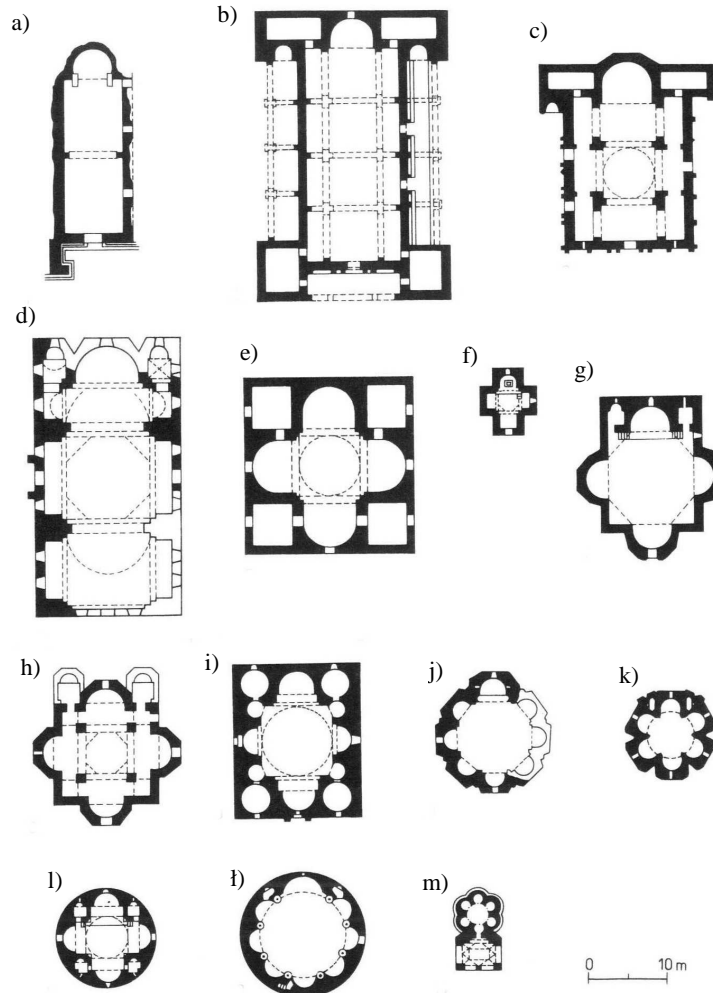
Dwa z nich posiadają narteksy, które nie występują na obszarze sąsiedniej Armenii. Natomiast ukształtowanie elewacji wschodniej kościoła w Cromi jest zupełnie wyjątkowe i niespotykane. Absyda ołtarzowa tej świątyni należy do pierwszych w Gruzji zdobionych polichromią: przedstawia wizerunek Chrystusa i świętych o cechach zarówno bizantyjskich, jak i gruzińskich. Najwspanialszym pod względem konstrukcyjnym jest tetrakonchos wpisany w okrąg i otoczony kolistym ambitem w Bana. Kopułę dźwigają ściany pomieszczeń ulokowanych między ramionami krzyża, a empory otwierają się do wnętrza podwójnymi arkadami na masywnych i intensywnie rzeźbionych kapitelach. Plan trójliścia otrzymał kościół w Alawerdi w Katechii zbudowany ok. 1040 r.; rzut podłużny powiązany z założeniem centralnym. Jeśli dodać do tego katedrę w Kutaisi, to otrzymamy wyraźnie rysującą się grupę katedr o programie przestrzennym ukształtowanym przez kopułę na wysokim bębnie dźwiganym przez filary podkopułowe (rys. 23.).



Rys. 23. Alaverdi w Kachetii – wnętrze kościoła (około XI w.), za A. Lewicką-Morawską

Fig. 23. Alaverdi in Kakheti – interior of the church (ca. 11th century), from A. Lewicka-Morawska

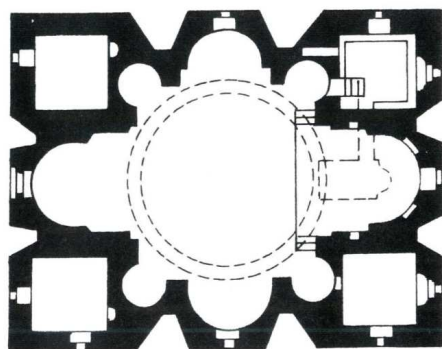
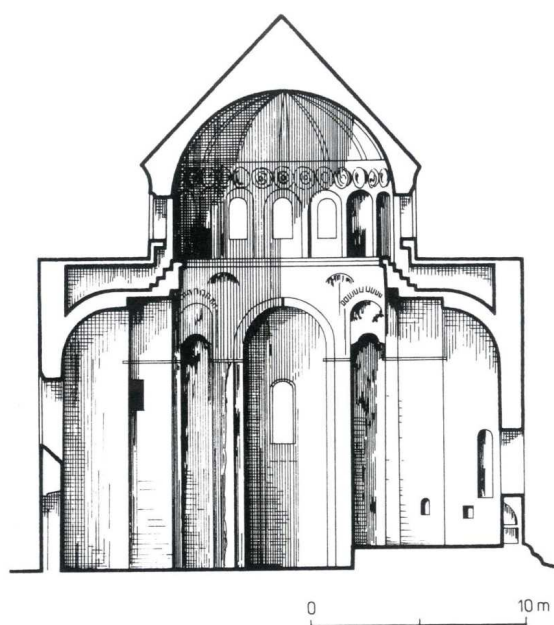
Również na terenie Armenii, państwa, gdzie religia chrześcijańska najwcześniej stała się dominującą (301 rok – Tiridates III), a chrystianizacja była dziełem św. Grzegorza Oświeciciela (według tradycji zaprowadzenie chrześcijaństwa łączy się z działalnością apostołów Bartłomieja i Judy Tadeusza), już od V w. wznoszono liczną grupę świątyń centralnych (rys. 24.) z kopułą na wysokim bębnie. Ich cechą wyróżniającą są różne plany i brak narteksu. Początkowo dominującą formą była bazylika, która ideowo miała wzmocnić pozycję króla i państwa. Formą między bazyliką a kościołem centralnym jest kościół św. Gajane w Wagarszapat (Eczmiadzyn) zbudowany w latach 630-636, zaopatrzonej w absydę i flankujące ją pastoforia w masywnych murach. Świątynią, która stała



Rys. 24. Rzuty wybranych kościołów Armenii: a) bazylika w Jeghward (V w.), b) bazylika w Jererujk koło Ani (V w.), c) kościół w Tekor (V w.), d) kościół w Pytyghni (VI w.), e) katedra w Eczmiadzyn (V w.), f) kościół Karmrawor w Ashtarak (VII w.), g) katedra w Bagaran (624-631), h) kościół św. Jana w Mastara, i) katedra w Awan (609-611), j) kościół Zoravar w Jeghward (VII w.), k) kościół św. Grzegorza Oświeciciela w Ani (początki XI w.), l) kościół św. Sarkisa w Chyckonk (1027 r.), ł) kościół Zbawiciela w Ani (1036 r.), m) kościół św. Hripsime w Ani (XIII w.), za P. Trzeciakiem

Fig. 24. Sections of selected churches in Armenia: a) basilica in Yeghvard (5th century), b) basilica in Jererujk near Ani (5th century), c) church in Tekor (5th century), d) church in Pytyghni (6th century), e) cathedral in Echmiadzin (5th century), f) Karmravor Church in Ashtarak (7th century), g) cathedral in Bagaran (624-631 AD), h) St. John's Church in Mastara, i) cathedral in Awan (609-611 AD), j) Zoravar Church in Yeghvard (7th century), k) Saint Gregory the Illuminator's Church in Ani (the beginning of 11th century), l) St. Sarkis' Church in Chyckonk (1027), ł) Church of the Holy Savior in Ani (1036), m) St. Hripsime's Church in Ani (13th century), from P. Trzeciak

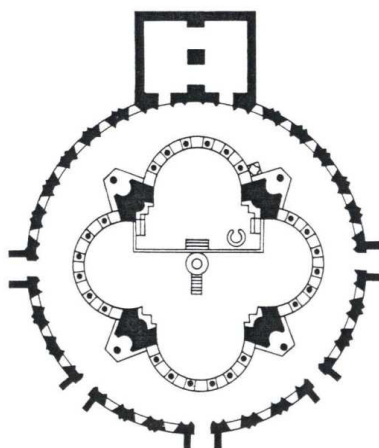
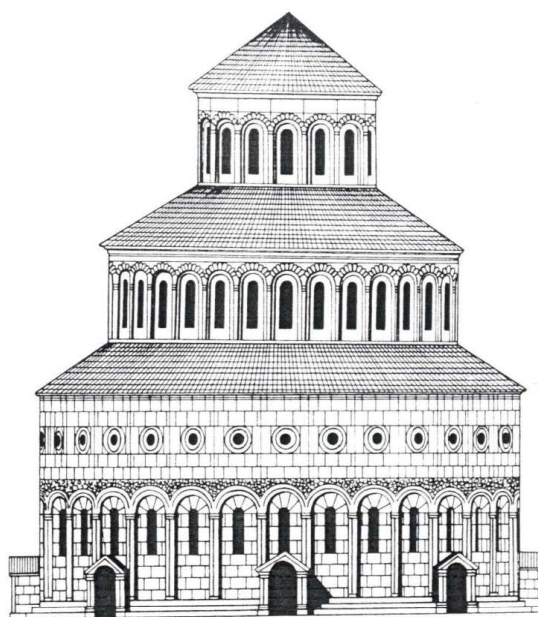
się wzorem dla późniejszych realizacji w Armenii, był kościół św. Hripsime w Wagarszapat zbudowany po 618 r. z fundacji katolikosy (od V w. tytuł głowy kościoła armeńskiego) Komitasa (rys. 25.), uważany za najdoskonalszą architektonicznie budowlę centralną. W planie wyraźnie zaznaczono wysokie nisze, które akcentują rzut krzyża, z dominantą w postaci kopuły na wyższym niż obecnie bębnie. Z innych budowli o podobnych programach przestrzennych można wymienić katedrę w Awan (609-611) oraz kościoły w Mastara i Woşkepar (VII w.). O ile kościół w Hripsime jest uważany za najdoskonalszą pod względem architektonicznym i konstrukcyjnym, o tyle katedra w Zwartnoc niedaleko



Rys. 25. Wagarszapat – kościół św. Hripsime, za P. Trzeciakiem

Fig. 25. Vagharshapat – St. Hripsime's Church, from P. Trzeciak

Wagarszapat (fundacja Nersesa III) uchodziła za najwspanialszą (rys. 26.). Zbudowano ją w latach 645-660 na planie trzydziestoboku o średnicy 36 m i wysokości wnętrza 45 m. Składała się z trzech rotund postawionych jedna na drugiej, a całą konstrukcję dźwigały cztery potężne filary. Wszystkie kondygnacje przeproto długimi, wąskimi otworami, a najniższą zaopatrzono jeszcze w ciąg okulusów. Świątynia została zniszczona w X w. przez trzęsienie ziemi, a znana jest

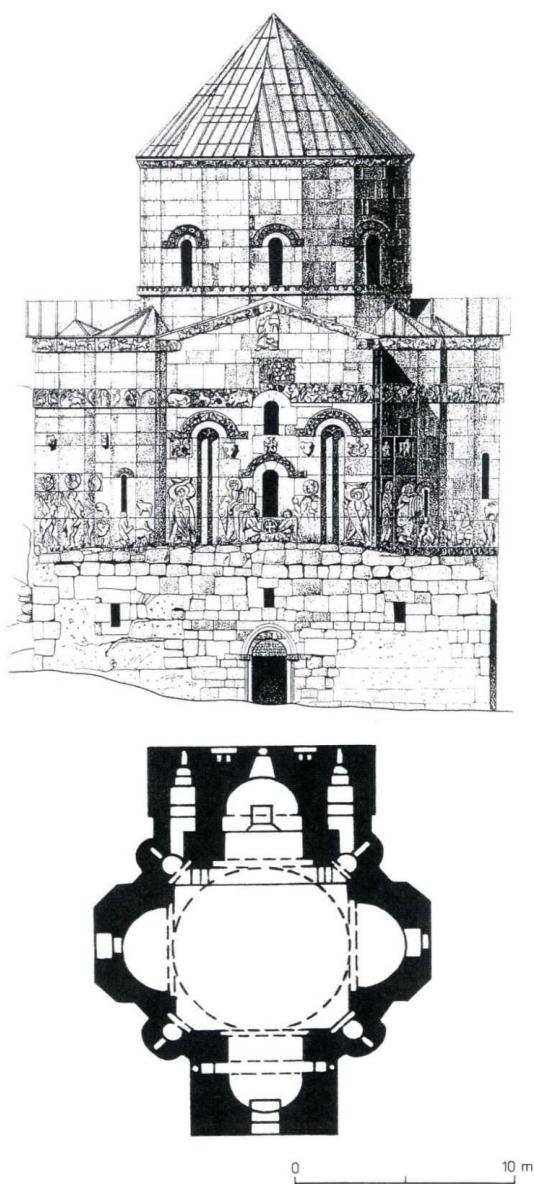


Rys. 26. Zvartnoc – katedra, rekonstrukcja i plan według T. Toramaniana, za P. Trzeciakiem

Fig. 26. Zvartnots – cathedral, reconstruction and plan by Toramaniana, from P. Trzeciak

0 10 m

wyłącznie z rekonstrukcji wykorzystującej opisy i źródła ikonograficzne. Skromniejszą, ale przestrzennie nawiązującą do niej budowlą może być kościół św. Grzegorza Oświeciciela (1001-1020) w Ani, ówczesnej stolicy Bagratydów. Perłą architektury ormiańskiej jest kościół Świętego Krzyża na wyspie jeziora Wan zbudowany w latach 915-921 przez króla Gagika I o bogatej dekoracji rzeźbiarskiej (rys. 27.).



Rys. 27. Kościół Świętego Krzyża na wyspie Achtamar jeziora Wan, za P. Trzeciakiem

Fig. 27. Holy Cross Church on Akdamar Island in Lake Van, from P. Trzeciak

Przedstawione informacje nie zmieniają obrazu architektury sakralnych obiektów centralnych z obejściem, ale zapewne poszerzą stan wiedzy o tej wyraźnie wyodrębnionej grupie. Można tu jeszcze raz zaakcentować tezę wyrażaną już w literaturze¹⁴, że obecność tego typu rozwiązań w całym świecie chrześcijańskim była powszechna i mieściła się w granicach chronologicznych od IV do XIV w. Dalsze studia, zarówno terenowe, jak i gabinetowe, zapewne ujawnią kolejne przykłady.

Wykaz źródeł rysunków

- Rys. 1. Pianowski Z., Proksa M.: Najstarsze budowle Przemyśla. Badania archeologiczno-architektoniczne do roku 2006, Rzeszów 2008, s. 65 (rys. 73.).
- Rys. 2. Pianowski Z., Proksa M.: Najstarsze budowle Przemyśla. Badania archeologiczno-architektoniczne do roku 2006, Rzeszów 2008, s. 68 (rys. 74.).
- Rys. 3. Dyba J.: Architektura rotundy św. Mikołaja w Peremyszli. Drogobickij Krajeznawczij Zbirknik, 2002, VI, s. 73.
- Rys. 4. Pianowski Z., Proksa M.: Najstarsze budowle Przemyśla. Badania archeologiczno-architektoniczne do roku 2006, s. 71 (rys. 75.).
- Rys. 5. Filarska B.: Początki architektury chrześcijańskiej, Lublin 1983.
- Rys. 6. Pianowski Z., Proksa M.: Najstarsze budowle Przemyśla. Badania archeologiczno-architektoniczne do roku 2006, s. 78 (rys. 80.).
- Rys. 7. Pianowski Z., Proksa M.: Najstarsze budowle Przemyśla. Badania archeologiczno-architektoniczne do roku 2006, s. 79 (rys. 81.).
- Rys. 8. Pianowski Z., Proksa M.: Najstarsze budowle Przemyśla. Badania archeologiczno-architektoniczne do roku 2006, s. 79 (rys. 82.).
- Rys. 9. Pianowski Z., Proksa M.: Najstarsze budowle Przemyśla. Badania archeologiczno-architektoniczne do roku 2006, s. 79 (rys. 83.).
- Rys. 10. Pianowski Z., Proksa M.: Najstarsze budowle Przemyśla. Badania archeologiczno-architektoniczne do roku 2006, s. 80 (rys. 84.).
- Rys. 11. Pianowski Z., Proksa M.: Najstarsze budowle Przemyśla. Badania archeologiczno-architektoniczne do roku 2006, s. 80 (rys. 85.).
- Rys. 12. Pedro de Palol: Wczesnochrześcijańska sztuka Zachodu, [w:] Sztuka Świata, t. 3, Warszawa 1993, s. 18.
- Rys. 13. Pedro de Palol: Wczesnochrześcijańska sztuka Zachodu, [w:] Sztuka Świata, t. 3, Warszawa 1993, s. 1.
- Rys. 14. Pedro de Palol: Wczesnochrześcijańska sztuka Zachodu, [w:] Sztuka Świata, t. 3, Warszawa 1993, s. 18.
- Rys. 15. Jose Pijoan: Złoty wiek sztuki bizantyjskiej, [w:] Sztuka Świata, t. 3, Warszawa 1993, s. 81.
- Rys. 16. Pianowski Z., Proksa M.: Najstarsze budowle Przemyśla. Badania archeologiczno-architektoniczne do roku 2006, s. 85 (rys. 100.).
- Rys. 17. Machowski M.: Ekspansja sztuki bizantyjskiej. Sztuka Bałkanów, [w:] Sztuka Świata, t. 3, Warszawa 1993, s. 162.
- Rys. 18. Pedro de Palol: Wczesnochrześcijańska sztuka Zachodu, [w:] Sztuka Świata, t. 3, Warszawa 1993, s. 40.
- Rys. 19. Machowski M.: Ekspansja sztuki bizantyjskiej. Sztuka Bałkanów, [w:] Sztuka Świata, t. 3, Warszawa 1993, s. 157.
- Rys. 20. Lewicka-Morawska A., Sztuka dawnej Gruzji, [w:] Sztuka Świata, t. 3, Warszawa 1993, s. 218.

¹⁴ Z. Pianowski, M. Proksa, *Najstarsze budowle Przemyśla...*, op.cit., s. 97.

- Rys. 21. Lewicka-Morawska A.: Sztuka dawnej Gruzji, [w:] Sztuka Świata, t. 3, Warszawa 1993, s. 218.
- Rys. 22. Lewicka-Morawska A.: Sztuka dawnej Gruzji, [w:] Sztuka Świata, t. 3, Warszawa 1993, s. 219.
- Rys. 23. Lewicka-Morawska A.: Sztuka dawnej Gruzji, [w:] Sztuka Świata, t. 3, Warszawa 1993, s. 220.
- Rys. 24. Trzeciak P.: Sztuka dawnej Armenii, [w:] Sztuka Świata, t. 3, Warszawa 1993.
- Rys. 25. Trzeciak P.: Sztuka dawnej Armenii, [w:] Sztuka Świata, t. 3, Warszawa 1993, s. 193.
- Rys. 26. Trzeciak P.: Sztuka dawnej Armenii, [w:] Sztuka Świata, t. 3, Warszawa 1993, s. 194.
- Rys. 27. Trzeciak P.: Sztuka dawnej Armenii, [w:] Sztuka Świata, t. 3, Warszawa 1993, s. 196.

ONCE MORE ABOUT FAR ANALOGIES OF ST. NICOLAS ROTUNDA IN PRZEMYŚL

Summary

St. Nicolas Rotunda, whose relics were discovered under the chancel of the Cathedral of Latin Rite in Przemyśl, is one of the numerous buildings with a complex central plan. It comprises a nave and its surrounding ambit, above which there used to be a matroneum. Such a form emerged in the 4th century in the funding circle of Constantine the Great, Helena and Constance. European and Palestinian analogies were referred to in my previous works. They include buildings in Rome (the Baptistery of St John Lateran and Santa Constanza) and Palestine (Church of the Holy Sepulchre). Since the 5th century the number of churches across Europe had increased, among which one of the largest was Basilica of San Lorenzo in Milan (4th/5th century). Constantinople's Church of the Saints Sergius and Bacchus served as a model for many other buildings, and together with Hagia Sophia it is one of the most significant early Christian buildings. Such churches consisted of three parts: circular nave covered with a dome, narthex and atrium. Here we will expand on Georgian and Armenian buildings. They prove that the concept/idea of central buildings reached even that far, which can be explained with Christianity's early dominance in Georgia and Armenia. Subsequent examples described of early Christian central churches once again confirm that solutions of this kind were common in the period from 4th to 14th century. Further studies, both in the field and in the office will certainly reveal more such instances.

Keywords: rotunda, ambit, baptistery

Przesłano do redakcji: 02.03.2014 r.

Przyjęto do druku: 02.06.2014 r.

DOI:10.7862/rb.2014.14

Janusz RAK¹

METODA PLANOWANIA REMONTÓW SIECI WODOCIĄGOWEJ NA PRZYKŁADZIE MIASTA KROSNA

Eksploracja sieci wodociągowej wymaga nie tylko utrzymania jej funkcjonowania i prawidłowego nią zarządzania, ale także przywracania zdolności technicznych i użytkowych. W pracy przedstawiono propozycję strategii remontowej sieci wodociągowej miasta Krosna. Zaprezentowano prostą metodę planowania remontów sieci wodociągowej opartą na czasie trwałości rur wykonanych z danego rodzaju materiału. W tym celu przeanalizowano w okresach dziesięcioletnich budowę sieci wodociągowej w Krośnie. Na tej podstawie określono czas trwałości, co z kolei umożliwiło wyznaczenie daty przystąpienia do procesów odnowy sieci wodociągowej. Przedstawiono podstawowe dane mające związek z trwałością i awaryjnością sieci wodociągowej w tym mieście. Dodatkowo analizie niezawodnościowej poddano rurociąg tranzytowy łączący ujęcie wody w Sieniawie z Krosnem. Wykazano konieczność przeprowadzenia odnowy jego funkcji eksploatacyjnych. Okres trwałości technicznej przewodów sieci wodociągowej jest ograniczony. Prawidłowo wykonane remonty mogą się przyczynić do wydłużenia okresu eksploatacji danego odcinka sieci nawet o kilka dziesięcioleci. Należy uwzględnić, że rzeczywista trwałość techniczna przewodów może albo znacznie przekroczyć czasokres amortyzacji, albo znacznie go skrócić. Zależności mają charakter wieloprzyczynowy i tylko monitorowanie awaryjności sieci pozwoli na wyciąganie prawidłowych wniosków. Remonty sieci wodociągowej powinny być wykonywane według długofalowej strategii, bez ograniczenia się wyłącznie do usuwania losowo występujących awarii.

Słowa kluczowe: zaopatrzenie w wodę, sieć wodociągowa, renowacja

1. Wprowadzenie

Eksploracja sieci wodociągowej wymaga nie tylko utrzymania jej funkcjonowania i prawidłowego zarządzania, ale także przywracania jej zdolności technicznych i użytkowych [1]. Strategia eksploatacyjna odnowy technicznej przewodów wodociągowych powinna zakładać w sposób udokumentowany potrzebę

¹ Janusz Rak, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. 17 8651408, e-mail: rakjan@prz.edu.pl

remontów. Decyzje o remontach sieci wodociągowej muszą być podejmowane na podstawie systematycznie prowadzonych badań uszkodzalności, rachunku ekonomicznego i wariantowych rozwiązań technologicznych renowacji rurociągów, a nie intuicji czy doświadczenia [2].

W literaturze często wykazuje się, że awarie występujące na sieci wodociągowej mają charakter losowy [3-6]. Stan taki jest uzasadniony podczas normalnej eksploatacji sieci wodociągowej w czasie tzw. trwałości przewodów wodociągowych. Po upływie kilkudziesięciu lat obserwuje się wzrost intensywności uszkodzeń przewodów wodociągowych związany z procesami starzenia. W takich przypadkach alternatywą jest usunięcie zwiększonej liczby awarii albo przeprowadzenie odnowy technicznej rurociągów poprzez kapitalne remonty [7, 8].

System zaopatrzenia w wodę aglomeracji krośnieńskiej obejmuje jedenaście gmin powiatu krośnieńskiego i sanockiego. Ogółem system zaopatruje w wodę do spożycia ok. 100 tysięcy mieszkańców miasta Krosna oraz sąsiednich gmin. Wodociąg jest zaopatrywany w wodę z trzech zakładów uzdatniania wody (ZUzW), pobierających wodę surową z trzech niezależnych ujęć wody powierzchniowej usytuowanych na rzece Jasionka w miejscowości Szczepańcowa (ZUzW Szczepańcowa – 3500 m³/d) oraz na rzece Wisłok w miejscowościach Sieniawa (ZUzW Sieniawa – 8500 m³/d) i Iskrzynia (ZUzW Iskrzynia – 6000 m³/d) [9].

W niniejszej pracy przedstawiono prostą analityczną metodę przewidywania odnowy technicznej rurociągów wodociągowych na przykładzie miasta Krosna w województwie podkarpackim.

2. Krótka charakterystyka sieci wodociągowej

Sieć wodociągowa ma łączną długość 341,6 km (2012 r.) i jest wykonana z następujących materiałów:

- rury stalowe ocynkowane – 1,9 km,
- rury PCV – 179,9 km,
- rury z żeliwa szarego – 48,1 km,
- rury z PE – 111,7 km.

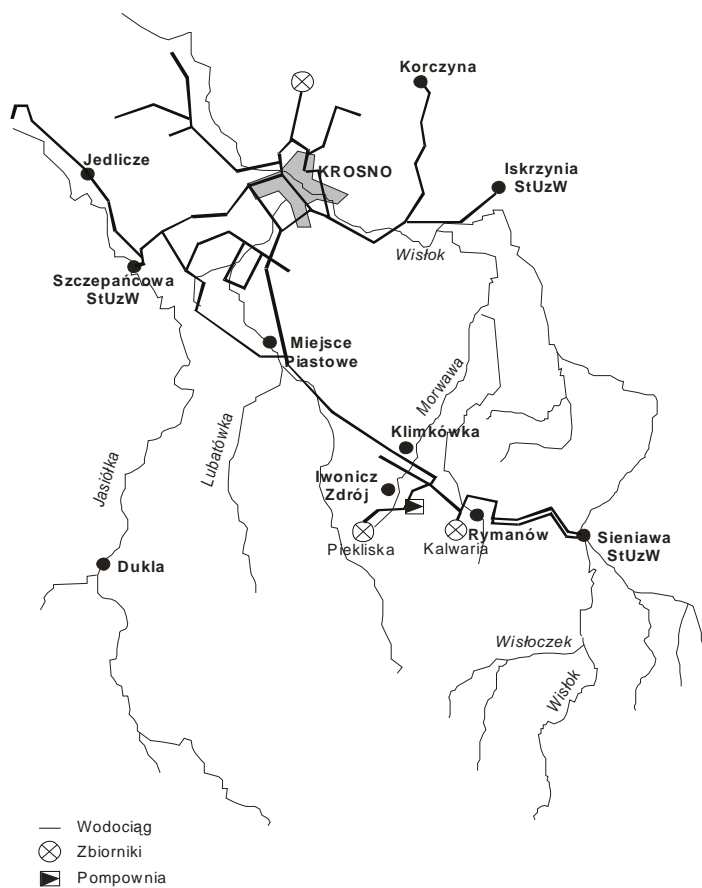
Struktura wiekowa sieci wodociągowej przedstawia się następująco:

- sieć do 20 lat – 61,5 km,
- sieć od 20 do 30 lat – 95,7 km,
- sieć od 30 do 40 lat – 71,8 km,
- sieć od 40 do 50 lat – 77,6 km,
- sieć od 50 do 60 lat – 28,3 km,
- sieć od 60 do 70 lat – 3,2 km,
- sieć od 70 do 80 lat – 3,5 km.

Struktura funkcjonalna przewodów sieci wodociągowej obejmuje:

- przewody magistralne – 22,6 km,
- przewody rozdzielcze – 137,9 km,
- podłączenia wodociągowe – 181,1 km.

Na rysunku 1. pokazano uproszczony schemat wodociągu grupowego aglomeracji krośnieńskiej.



Rys. 1. Mapka poglądowa sieci wodociągowej aglomeracji krośnieńskiej

Fig. 1. The water supply system map of the Krosno agglomeration

Przewody sieci wodociągowej są wyposażone w sposób trwały w uzbrojenie typu: zasuwy, zawory redukcyjne, hydranty, odpowietrzniki, opaski do nawiercania, studzienki i komory wodociągowe. Odcinki uliczne sieci rozdzielczej są funkcjonalnie związane z podłączeniami wodociągowymi do poszczególnych nieruchomości. W 2012 roku w Krośnie było 5518 podłączeń wodociągowych. Średnią długość podłączenia wodociągowego wylicza się ze wzoru:

$$L_{p.w.} = \frac{\text{długość podłączeń}}{\text{liczba podłączeń}} = \frac{181\,100}{5\,518} = 32,82 \text{ m} \quad (1)$$

Z kolei liczbę podłączeń przypadającą na 1 km sieci rozdzielczej oblicza się ze wzoru:

$$l = \frac{\text{liczba podłączeń}}{\text{długość sieci rozdzielczej}} = \frac{5518}{137,9} = 40 \text{ szt./km} \quad (2)$$

natomiast współczynnik obciążenia sieci wodociągowej q z równania:

$$q = \frac{Q_d}{L} = \frac{18000}{341,6} = 52,7 \text{ m}^3/\text{d} \cdot \text{km} \quad (3)$$

gdzie: $Q_d = 18\,000 \text{ m}^3/\text{d}$ – średnia produkcja dobową wody do spożycia w 2012 r.,

$L = 341,6 \text{ km}$ – długość sieci wodociągowej.

Wskaźniki obliczone ze wzorów (1)-(3) bardzo dobrze charakteryzują sieć wodociągową i powinny być znane eksploatorom [2, 8].

3. Zakres ilościowy remontów

Awaryjność sieci wodociągowej miasta Krosna opracowana na podstawie danych eksploatacyjnych z podziałem na przewody magistralne, rozdzielcze i podłączenia domowe przedstawiono w tab. 1.

Tabela 1. Liczba uszkodzeń przewodów sieci wodociągowej i przynależna jej jednostkowa intensywność uszkodzeń λ

Table 1. The number of failures of water pipes and the associated unit intensity failure λ

Rok	Liczba uszkodzeń				Sumaryczna długość sieci wodociągowej [km]	Intensywność uszkodzeń λ [awarii/km · rok]
	przewody magistralne	przewody rozdzielcze	podłączenia wodociągowe	suma		
2008	79	112	257	448	323,1	1,39
2009	68	97	199	364	330,2	1,10
2010	95	158	258	511	333,1	1,53
2011	81	71	180	332	341,6	0,97

Kryteria europejskie zalecają zakwalifikowanie danego odcinka sieci wodociągowej do remontu, jeżeli wskaźnik intensywności uszkodzeń przekracza $\lambda = 2,0 \div 5,0 \text{ uszk./km} \cdot \text{rok}$ [2].

Średnie roczne tempo budowy sieci wodociągowej wynosiło:

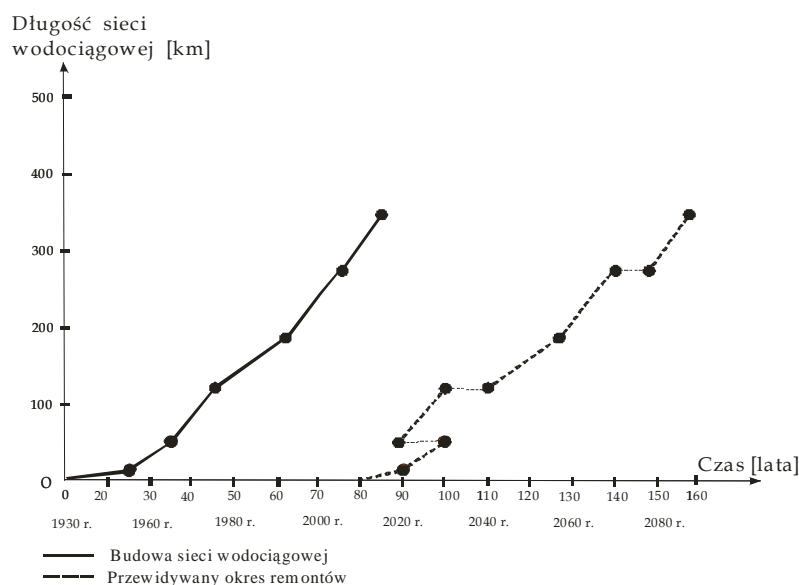
$$L_r = \frac{\text{długość sieci}}{\text{lata eksploatacji}} = \frac{341,6}{80} = 4,27 \text{ km/rok} \quad (4)$$

Znając lata budowy poszczególnych fragmentów sieci wodociągowej i materiał, z jakiego została wykonana, na podstawie danych zawartych w tab. 2. można określić przypuszczalny czas renowacji przewodów wodociągowych w przyszłości. Na rysunku 2. zilustrowano strategię remontowej sieci wodociągowej. Dane dotyczące trwałości rur z różnych materiałów przedstawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Trwałość rur wodociągowych, na podstawie [2]

Table 2. Durability of water pipes, based on [2]

Materiał	Trwałość rur [lata]
Żeliwo szare	60÷120
Stal	60÷100
PE, PCV	40÷80
Żeliwo sferoidalne	40÷100
Żeliwo sferoidalne z ochroną przeciwkorozyjną	100÷140



Rys. 2. Ilustracja remontów sieci wodociągowej miasta Krosna

Fig. 2. Illustration of the water supply system repair of the Krosno city

Wyznaczając linie przewidywanych okresów remontów, wzięto pod uwagę realia gospodarki nakazowo-rozdzielczej panujące w kraju do końca lat 80. XX w. i dane trwałości rur wodociągowych zaprezentowane w tab. 3. Występujące dwie nieciągłości „wstecz” wynikają ze złej jakości przewodów wodociągowych budowanych w latach powojennych i 70. XX w. Trzecia nieciągłość ma charakter pozytywny co do jakości i trwałości materiałowej rur wodociągowych w postaci wydłużenia czasu do remontów sieci wodociągowej (poprawa jakości materiałów jest związana z gospodarką rynkową).

4. Awaryjność magistrali wodociągowej z Sieniawy do Klimkówki

Magistrala wodociągowa z Sieniawy do Klimkówki jest podzielona na następujące odcinki:

- 1) ZUZW Sieniawa – odgałęzienie do Rymanowa jest wykonane z dwóch nitek rur stalowych czarnych, izolowanych o długości $l = 3850$ m, 3840 m,
- 2) odgałęzienie do Rymanowa – odgałęzienie do zbiorników wyrównawczych „Kalwaria” jest wykonane z rur stalowych czarnych, izolowanych o długości $l = 1792$ m, 560 m,
- 3) odgałęzienie do zbiorników „Kalwaria” – przepompownia wody „Klimkówka” jest wykonana z rur stalowych czarnych, izolowanych o długości $l = 5013$ m,
- 4) przepompownia „Klimkówka” – zbiorniki „Piekliska” są wykonane z rur stalowych czarnych, izolowanych o długości $l = 1229$ m.

Sumaryczna długość magistrali wodociągowej z Sieniawy do Klimkówki wynosi $16,3$ km. Intensywności uszkodzeń tego fragmentu sieci wodociągowej obliczono, korzystając ze wzoru:

$$\text{Intensywność uszkodzeń } \lambda = \frac{\text{liczba uszkodzeń}}{\text{długość sieci magistralnej}} \quad (5)$$

W tabeli 3. przedstawiono intensywności uszkodzeń sieci wodociągowej w latach 2007-2011.

Na przewodzie tranzytowym Klimkówka–Krosno ($6,3$ km) nie zanotowano awarii w rozpatrywanym okresie obserwacji.

Tabela 3. Liczba i intensywność uszkodzeń sieci magistralnej wodociągowej Sieniawa–Klimkówka w latach 2000-2004

Table 3. The number and failure intensity of the water main network Sieniawa–Klimkowka in 2000-2004 years

Lata	Liczba uszkodzeń	Intensywność uszkodzeń λ [awarii /km · rok]
2007	21	1,29
2008	14	0,86
2009	15	0,92
2010	20	1,23
2011	17	1,04

5. Podsumowanie

1. W wyznaczeniu linii przewidywanych okresów remontów wzięto pod uwagę realia gospodarki nakazowo-rozdzielczej panujące w kraju do końca lat 80. XX w. i dane trwałości rur wodociągowych zaprezentowane w tab. 2. Występujące duże nieciągłości „wstecz” wynikają ze złej jakości przewodów wodociągowych budowanych w latach powojennych i 70. XX w. Trzecia nieciągłość linii ma charakter pozytywny co do jakości i trwałości materiałowej rur wodociągowych w postaci wydłużenia czasu do remontów sieci wodociągowej.
2. Analizując trwałość techniczną sieci wodociągowej, można stwierdzić, że sieć miasta Krosna wybudowana na przełomie lat 30. i 40. XX w. ulega zużyciu. Roczny wskaźnik remontów rzędu 0,5÷1,0% długości sieci wydaje się wystarczający na pierwsze dziesięciolecie XXI w. Po 2020 roku należy przyjąć strategię 2% remontu sieci wodociągowej.
3. Graniczny okres eksploatacji sieci wodociągowej powinien być planowany na podstawie danych literaturowych i eksploatacyjnych, według kryterium narastającej intensywności uszkodzeń i kryterium utraty funkcjonalności (zmniejszenie przepustowości w wyniku inkrustacji i zużycia korozyjnego przewodu).
4. Długość sieci tranzytowej ZUZW Sieniawa–Krosno wynosi $L_t = 24$ km. Należy się liczyć z tym, że eksploatowane rurociągi tranzytowe za ok. 40 lat osiągną wiek „śmierci technicznej”. Trzeba zatem na bieżąco przeprowadzać procesy renowacyjne, kierując się intensywnością uszkodzeń λ na danych odcinkach. Intensywności uszkodzeń powyżej 2 uszk/km·rok powinny stać się sygnałem do rozpatrzenia możliwości tzw. rehabilitacji rurociągu metodami bezwykopowymi.

Literatura

- [1] Kuliczkowski A. i in.: Technologie bezwykopowe w inżynierii środowiska. Wydaw. Seidel-Przywecki, 2010.

- [2] Dohnalik P.: Planowanie remontów sieci wodociągowej. Woda i My, Czasopismo MPWiK w Krakowie, nr 22 i 23, 2002.
- [3] Rak J.: Awaryjność sieci wodociągowych w miastach polskich. Biuletyn Informacyjny Izby Gospodarczej „Wodociągi Polskie”, nr 3/27, 2003, s. 11-14.
- [4] Rak J., Tchórzewska-Cieślak B.: Intensywność uszkodzeń sieci wodociągowych w miastach województwa podkarpackiego. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Inżynieria Środowiska, nr 16, 2003, s. 123-129.
- [5] Rak J., Tchórzewska-Cieślak B.: Metoda zintegrowanej oceny ryzyka awarii w podsystemie dystrybucji wody. Gaz, Woda i Technika Sanitarna, z. 1, 2006, s. 11-15.
- [6] Tchórzewska-Cieślak B.: Ryzyko awarii sieci wodociągowej. Gaz, Woda i Technika Sanitarna, nr 3, 2010, s. 38-41.
- [7] Rak J.: O potrzebie remontów sieci wodociągowej Rzeszowa. Kwartalnik Techniczny Armatura i Rurociągi, z. 3., Warszawa 2003, s. 106-108.
- [8] Rak J., Tunia A.: Awaryjność sieci wodociągowej. Mat. konf. „Bezpieczeństwo i niezawodność działania systemów gazowych, wodociągowych, kanalizacyjnych i grzewczych”. Wydaw. PZITS O/Kraków, Zakopane 1997, s. 219-228.
- [9] Pietrucha-Urbanik K., Studziński A.: Analiza strat wody wodociągu krośnieńskiego. Gaz, Woda i Technika Sanitarna, nr 10/2012, s. 452-454.

THE METHOD OF THE WATER SUPPLY NETWORK PLANNING REPAIR ON THE EXAMPLE OF THE KROSNO CITY

Summary

Operation of water supply network requires not only maintain its functioning and proper management, but also to restore the technical capacity and performance. In the work a proposal of a repair strategy for the water supply of the Krosno city was given. Simple method for planning water supply network based on the life time of pipes made of the particular type of material was presented. For this purpose ten-year periods were analyzed based on the construction of water supply system in Krosno, for determining the life-time of pipes. This in turn became the basis for determining the date of beginning the water mains renewal processes. The basic data in connection with the sustainability of the water supply system and the failure rate in this city was presented. In addition, the reliability of transit pipeline connecting the water intake in Sieniawa with Krosno was analyzed. The need for a renewal of its operational functions was shown. The period of technical water pipes durability is not unlimited. Properly done repairs, may contribute to extend the section life of the network even for a few decades. It should be taken into account that the actual technical durability of pipes can significantly exceed the duration of amortization, but it can also be much shorter. In this regard, according to the multi-causal nature of the failure, only network monitoring will draw correct conclusions. Renovations of water supply network should be carried out according to the long-term strategy, without limitation only to the removal of randomly occurring failures.

Keywords: water supply, water network, renovation

Przesłano do redakcji: 13.01.2014 r.

Przyjęto do druku: 02.06.2014 r.

DOI:10.7862/rb.2014.15

Janusz RAK¹

Barbara TCHÓRZEWSKA-CIEŚLAK²

MATRYCOWE METODY ANALIZY RYZYKA AWARII INFRASTRUKTURY KOMUNALNEJ

Głównym celem pracy jest propozycja matrycowych metod analizy ryzyka jako miary utraty bezpieczeństwa infrastruktury komunalnej na przykładzie infrastruktury wodociągowej. Odniesiono się również do wyznaczania standardów potrzebnych do oceny ryzyka awarii. Bezpieczeństwo (bezpieczność, ang. *safety*) jest to cecha systemu opisująca jego przysposobienie do unikania zagrożeń i narażeń. Najogólniej przez pojęcie bezpieczeństwa systemu technicznego rozumie się zdolność systemu do ochrony jego nadrzędnych właściwości funkcjonalnych przed wewnętrznymi i zewnętrznymi zagrożeniami. Bezpieczeństwo funkcjonalne jest rozumiane jako ogólne podejście do wszystkich działań w cyklu życia systemów technicznych, a jego zapewnienie polega na zapobieganiu zagrożeniom poprzez odpowiednio zaprojektowane zabezpieczenia o ściśle określonych funkcjach. Miarą utraty bezpieczeństwa systemów technicznych jest ryzyko definiowane jako iloczyn prawdopodobieństwa zdarzeń niepożądanych oraz strat, jakie one mogą wywołać. W pracy zaprezentowano matrycowe metody analizy i oceny ryzyka awarii infrastruktury komunalnej. W pierwszej kolejności przedstawiono podstawową matrycę dwuparametryczną, a następnie szczegółowe zasady metody trój- i czteroparametrycznej. Na przykładzie systemu zbiorowego zaopatrzenia w wodę zaprezentowano zasady doboru wag dla poszczególnych parametrów wchodzących w skład matrycy ryzyka. Przedstawione skale wag punktowych służą do wstępnego szacowania ryzyka i mogą być modyfikowane dla konkretnej infrastruktury komunalnej. Zaletą przedstawionej metody i sposobu postępowania jest możliwość porównywania ryzyka. Przedstawione metody analizy i oceny ryzyka należą do grupy metod matrycowych o charakterze ilościowo-jakościowym i mogą być zaadaptowane do analizy konkretnego systemu infrastruktury komunalnej (wodociągowego, kanalizacyjnego) posiadającego swoją specyfikę, w tym określony reżim pracy.

Słowa kluczowe: infrastruktura komunalna, analiza ryzyka, analiza awaryjności

¹ Autor do korespondencji/corresponding author: Janusz Rak, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. 17 8651408, e-mail: rakjan@prz.edu.pl

² Barbara Tchórzewska-Cieślak, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. 17 8651435, e-mail: cbarbara@prz.edu.pl

1. Wprowadzenie

Zagadnienie niezawodności i bezpieczeństwa obiektów oraz systemów technicznych zajmuje znaczącą pozycję w procesie ich projektowania oraz eksploatacji. Początki rozwoju teorii niezawodności sięgają II wojny światowej, a jej podstawy stworzyli matematycy, m.in. Norbert Wiener i John von Neuman [1, 2].

Niezawodność (ang. *dependability*) jest rozumiana jako zdolność systemu do realizowania przynależnych mu funkcji zgodnie z wymaganiami pod względem funkcjonowania i bezpieczeństwa. Obejmuje ona gotowość oraz bezpieczeństwo [1-3].

Bezpieczeństwo (bezpieczność, ang. *safety*) jest to cecha systemu opisująca jego przysposobienie do unikania zagrożeń i narażeń. Najogólniej przez pojęcie bezpieczeństwa systemu technicznego rozumie się zdolność systemu do ochrony jego nadrzędnych właściwości funkcjonalnych przed wewnętrznymi i zewnętrznymi zagrożeniami. Bezpieczeństwo funkcjonalne jest rozumiane jako ogólne podejście do wszystkich działań w cyklu życia systemów technicznych, a jego zapewnienie polega na zapobieganiu zagrożeniom poprzez odpowiednio zaprojektowane zabezpieczenia o ściśle określonych funkcjach. Zaprojektowana funkcja musi być precyzyjnie wykonywana w ściśle określonych warunkach realnego zagrożenia i w określonym czasie [4, 5].

Miarą utraty bezpieczeństwa systemów technicznych jest ryzyko definiowane jako zbiór trzech zależnych od siebie parametrów przedstawionych jako funkcja [1-3, 6]:

$$r = f(S, P, C),$$

gdzie: r – ryzyko,

S – scenariusz zdarzeń niepożądanych,

P – prawdopodobieństwo zajścia scenariusza zdarzeń niepożądanych,

C – konsekwencje (straty, skutki) zajścia scenariusza zdarzeń awaryjnych.

Podstawową definicję ryzyka przedstawia więc formuła:

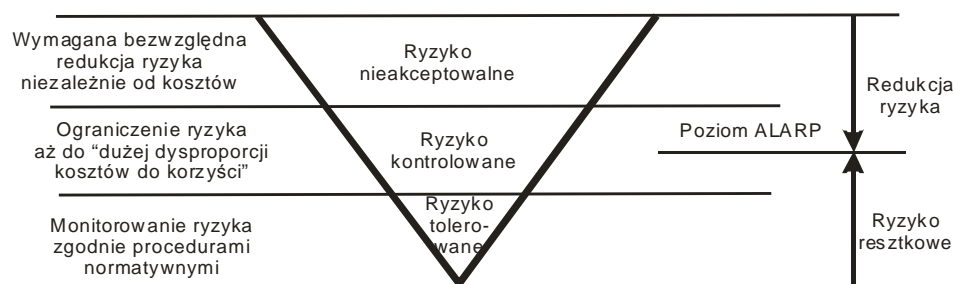
$$r = \sum_{i=1}^n P_i \cdot C_i \quad (1)$$

gdzie: P_i – prawdopodobieństwo wystąpienia zdarzenia i -tego rodzaju w jednostce czasu ($i = 1, 2, \dots, n$),

C_i – skutki zdarzenia i -tego rodzaju w jednostce czasu,

n – liczba zdarzeń niepożądanych.

Oszacowane ryzyko wystąpienia danego zdarzenia niepożądanego porównuje się z ustaloną skalą ryzyka. Na rysunku 1. pokazano trzy obszary ryzyka związane z istotą procedury ALARP (ang. *As Low As Reasonably Practicable*) – tak niskiego, jak to jest praktycznie uzasadnione [2, 3].



Rys. 1. Istota procedury ALARP

Fig. 1. The essence of the procedure ALARP

Poziom ryzyka ALARP został wprowadzony przez brytyjskie Heath and Safety Executive (HSE). W krajach wysokorozwiniętych maksymalny poziom ALARP w odniesieniu do ryzyka indywidualnego wynosi 10^{-6} , a grupowego 10^{-5} [2, 3, 7].

Podstawą wyznaczania standardów jest określenie wartości ryzyka tolerowanego. Poziom ryzyka tolerowanego oraz metody szacowania ryzyka są często przedmiotem uregulowań prawnych dotyczących konkretnych systemów technicznych, np. systemów transportowych czy przemysłowych.

W zależności od różnicy pomiędzy granicami ALARP a poziomem ryzyka nieakceptowanego można sformułować zasady wyboru metody szacowania ryzyka [2, 3]:

- im mniejsza jest różnica pomiędzy wartościami granicznymi dla ryzyka nieakceptowanego a ALARP, tym dokładniejsza powinna być wybrana metoda,
- w przypadku wysokiego poziomu ryzyka zaleca się stosować metody ilościowe lub jakościowo-ilościowe,
- przy znacznych różnicach poziomów pomiędzy ALARP a ryzykiem nieakceptowanym zaleca się stosowanie metod matrycowych,
- w przypadku niewielkich zagrożeń zaleca się stosowanie metod jakościowych.

Celem pracy jest przedstawienie propozycji matrycowych metod analizy i oceny ryzyka awarii związanego z funkcjonowaniem infrastruktury komunalnej aglomeracji miejskich.

2. Matrycowe metody analizy i oceny ryzyka

Definicja macierzy ryzyka

Matryca (macierz) ryzyka przedstawia zależność prawdopodobieństwa wystąpienia zagrożenia od ich następstw (skutków). Macierzą ryzyka R nazywamy odwzorowanie w postaci:

$$\{P_1, P_2, \dots, i\} \times \{C_1, C_2, \dots, j\} \ni (i, j) \rightarrow r_{ij} \in R,$$

gdzie: P_i – prawdopodobieństwo zajścia zdarzeń niepożądanych, $i = 1, 2, \dots, m$, przy czym m jest liczbą skali przyjętej dla parametru prawdopodobieństwa,

C_j – konsekwencje, straty względne związane z danym prawdopodobieństwem, $j = 1, 2, \dots, n$, przy czym n jest liczbą skali przyjętej dla parametru strat.

Zbiór możliwych wartości ryzyka $R = \{r_{ij}\}$ można przedstawić w macierzy $m \times n$ w postaci:

$$R_{m \times n} = \begin{pmatrix} r_{11} & r_{12} & \dots & r_{1n} \\ r_{21} & r_{22} & \dots & r_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ r_{m1} & r_{m2} & \dots & r_{mn} \end{pmatrix},$$

gdzie: R – zbiór wartości ryzyka,

r_{ij} – wartość ryzyka dla i -tej wartości prawdopodobieństwa i j -tej wartości strat.

Macierz dwuparametryczna

W ilościowych metodach matrycowych dla wszystkich parametrów ryzyka przypisuje się odpowiednie wagi punktowe (w przyjętej skali) (tab. 1.). Przykładowo, dla najprostszej skali trójstopniowej wartościowanie poszczególnych parametrów przedstawia się następująco [1, 7]:

- 1) dla parametru prawdopodobieństwa P
 - jeżeli P jest małe, to waga = 1,
 - jeżeli P jest średnie, to waga = 2,
 - jeżeli P jest duże, to waga = 3,
- 2) dla parametru strat C
 - jeżeli C jest małe, to waga = 1,
 - jeżeli C jest średnie, to waga = 2,
 - jeżeli C jest duże, to waga = 3.

Matrycę ryzyka przedstawiono w tab. 1.

Tabela 1. Dwuparametryczna matryca ryzyka

Table 1. The two-parameter risk matrix

P \ C	Małe (1)	Średnie (2)	Duże (3)
Małe (1)	1	2	3
Średnie (2)	2	4	6
Duże (3)	3	6	9

W ten sposób można analizować różne zdarzenia niepożądane, przyjmując następującą ilościową skalę ryzyka:

- ryzyko tolerowane (r_T) – liczba punktów od 1 do 2,
- ryzyko kontrolowane (r_K) – liczba punktów od 3 do 4,
- ryzyko nieakceptowane (r_N) – liczba punktów od 6 do 9.

Macierz trójparametryczna

Badania związane z analizą ryzyka infrastruktury komunalnej [4, 5, 8-12] wykazały, że na jego wielkość (oprócz parametru prawdopodobieństwa i skutków) ma wpływ parametr ochrony (O), który jest odwrotnie proporcjonalny do wielkości ryzyka, lub parametr podatności na zagrożenie (V)

Liczbowa ocena ryzyka jest iloczynem wymienionych parametrów [7, 13]:

$$r = \frac{P \cdot C}{O} \quad (2)$$

lub

$$r = P \cdot C \cdot V \quad (3)$$

gdzie: P – waga punktowa związana z prawdopodobieństwem wystąpienia danego reprezentatywnego zdarzenia niepożądanego,

C – waga punktowa związana z wielkością strat,

O – waga punktowa związana z ochroną systemu przed zagrożeniami,

V – waga punktowa związana z podatnością na zagrożenie.

Proponuje się następujące skale i wagi poszczególnych parametrów dla infrastruktury wodociągowej [6, 7, 13, 14]:

1) skala prawdopodobieństwa zagrożenia P

- zdarzenia prawie niemożliwe (1 raz na 100 lat), z wagą 0,1,
- zdarzenia sporadycznie możliwe (1 raz na 20 lat), z wagą 1,0,
- zdarzenia mało prawdopodobne (1 raz na 10 lat), z wagą 2,0,
- zdarzenia całkiem prawdopodobne (1 raz na rok), z wagą 5,0,
- zdarzenia bardzo prawdopodobne (10 razy na rok), z wagą 10,0,

2) skala skutków zagrożenia C

- mała strata – lokalne obniżenie ciśnienia wody w sieci wodociągowej, odczuwalne przerwy w dostawie wody dla konsumentów zamieszkujących wyższe piętra budynków, strata finansowa do $5 \cdot 10^3$ zł, z wagą 1,0,
- średnia strata – spadek dobowej produkcji wody (Q_{dmax}) do 70% wartości nominalnej (Q_n) lub przerwy w dostawie wody trwające do 2 h, pojedyncze skargi konsumentów, strata finansowa od $5 \cdot 10^3$ do $5 \cdot 10^4$ zł, z wagą 3,0,
- duża strata – $Q_{dmax} = <50 \div 70\% Q_n$ lub przerwy w dostawie wody (2÷12] h dla pojedynczych konsumentów, spadek ciśnienia wody w sieci wodociągowej, strata finansowa od $5 \cdot 10^4$ zł do 10^5 zł, z wagą 7,0,
- bardzo duża strata – $Q_{dmax} = <30 \div 50\% Q_n$ lub przerwy w dostawie wody (12÷24] h dla konsumentów poszczególnych osiedli, spadek ciśnienia wody w sieci wodociągowej, strata finansowa od 10^5 do 10^6 zł, z wagą 15,0,
- poważna katastrofa – $Q_{dmax} < 30\% Q_n$, spadek ciśnienia w sieci wodociągowej, awaria głównej magistrali wodociągowej, przerwy w dostawie wody trwające powyżej 24 h dla poszczególnych osiedli, dzielnic lub całego miasta, straty finansowe powyżej 106 zł, z wagą 50,0,

3) skala podatności na zagrożenie V

- bardzo mała podatność na zaistniałą awarię (bardzo duża odporność), z wagą 0,5
 - sieć w układzie zamkniętym, możliwość odcięcia zasuwami awaryjnego odcinka sieci (w celu naprawy),
 - możliwość uniknięcia przerw w dostawie wody dla konsumentów, pełny monitoring sieci wodociągowej (ciągłe pomiary ciśnienia i natężenia przepływu w strategicznych punktach sieci) obejmujący cały obszar zasilania w wodę, wykorzystanie opomiarowania SCADA oraz GIS, możliwość zdalnego sterowania parametrami hydraulicznymi pracy sieci,
 - rezerwa awaryjna w sieciowych zbiornikach wodociągowych pokrywająca zapotrzebowanie miasta przez co najmniej dobę (Q_{dmax} lub Q_{ds}),
 - kompleksowy system ostrzegania i reagowania w sytuacjach kryzysowych,
 - pełna możliwość korzystania z alternatywnych źródeł wody,
- mała podatność na zaistniałą awarię (duża odporność), z wagą 1,0
 - sieć w układzie otwartym lub mieszanym, możliwość odcięcia zasuwami awaryjnego odcinka,
 - standardowy monitoring pracy sieci wodociągowej z pomiarami wartości ciśnienia i natężenia przepływu,

- system wczesnego ostrzegania i reagowania w sytuacjach kryzysowych,
- dostępność alternatywnych źródeł wody,
- średnia podatność na zaistniałą awarię (średnia odporność), z wagą 2,0
 - sieć w układzie mieszanym, możliwość odcięcia zasuwami awaryjnego odcinka sieci (ograniczenia w dostawie wody do konsumentów ze względu na przepustowość sieci),
 - standardowy monitoring pracy sieci wodociągowej z pomiarami wartości ciśnienia i natężenia przepływu,
 - system opóźnionego reagowania w sytuacjach kryzysowych,
 - alternatywne źródła wody niezabezpieczające w pełni potrzeb,
- duża podatność na zaistniałą awarię (mała odporność), z wagą 5,0
 - sieć w układzie otwartym, brak możliwości odcięcia zasuwami awaryjnego odcinka sieci bez przerw w dostawie wody dla konsumentów,
 - ograniczony monitoring pracy sieci wodociągowej,
 - system późnego ostrzegania w sytuacjach kryzysowych,
 - ograniczona dostępność do alternatywnych źródeł wody do spożycia,
- bardzo duża podatność na zaistniałą awarię (bardzo mała odporność), z wagą 10,0
 - sieć w układzie otwartym, brak możliwości odcięcia zasuwami awaryjnego odcinka sieci bez przerw w dostawie wody dla konsumentów,
 - brak monitoringu pracy sieci wodociągowej,
 - brak systemu ostrzegania oraz reagowania w sytuacjach kryzysowych,
 - bardzo ograniczona dostępność do alternatywnych źródeł wody do spożycia.

Wyznaczona w ten sposób liczbowa ocena ryzyka przybiera wartości z przedziału od 0,05 do $5 \cdot 10^3$.

Czteroparametryczna matryca szacowania ryzyka

W przypadku infrastruktury komunalnej proponuje się zastosowanie matrycy czteroparametrycznej, w której uwzględnia się liczbę mieszkańców narażonych na straty w wyniku awarii infrastruktury (np. wodociągowej lub kanalizacyjnej).

Zaproponowano czteroparametryczną matrycę szacowania ryzyka według formuły [6, 11, 13, 14]:

$$r = \frac{P \cdot C \cdot N}{O} \quad (4)$$

gdzie: P – waga punktowa związana z prawdopodobieństwem wystąpienia danego reprezentatywnego zdarzenia niepożądanego,

C – waga punktowa związana z wielkością strat,

- N – waga punktowa związana z zagrożoną liczbą mieszkańców,
O – waga punktowa związana z ochroną infrastruktury komunalnej przed nadzwyczajnymi zagrożeniami.

Parametr ochrony O jest odwrotnie proporcjonalny do wielkości ryzyka, jest przeciwny do parametru podatności na zagrożenie V. Im bardziej jest rozbudowany system barier ochronnych, tym mniejsze jest ryzyko wystąpienia zagrożenia.

Dla parametrów P, C, N i O każdorazowo przypisuje się poziom wielkości za pomocą następującej skali punktowej:

- niski – L = 1,
- średni – M = 2,
- wysoki – H = 3.

W ten sposób otrzymano punktową skalę miar ryzyka w postaci liczbowej w przedziale [0,33-27]. W tabeli 2. przedstawiono czteroparametryczną macierz ryzyka. Poszczególne wartości liczbowe uzyskano, stosując formułę (4) [13]:

- 1) kategoria liczby mieszkańców zagrożonych – N
 - niska – zagrożonych do 5 000 mieszkańców – N = 1,
 - średnia – zagrożonych od 5 001 do 50 000 mieszkańców – N = 2,
 - wysoka – zagrożonych powyżej 50 001 mieszkańców – N = 3,
- 2) kategoria prawdopodobieństwa wystąpienia zdarzenia awaryjnego – P
 - niska – mało prawdopodobne, raz na 10-50 lat – P = 1,
 - średnia – dość prawdopodobne, raz na 1-10 lat – P = 2,
 - wysoka – prawdopodobne, 1-10 razy w roku bądź częściej – P = 3,
- 3) kategoria skutków – C
 - małe – pojedyncze skargi mieszkańców, straty finansowe do $5 \cdot 10^3$ PLN – C = 1,
 - średnie – znaczna uciążliwość, liczne skargi, komunikaty w regionalnych mediach publicznych, strata finansowa do 10^5 PLN – C = 2,
 - wysokie – wymagane leczenie szpitalne osób narażonych, zaangażowanie profesjonalnych służb ratowniczych, informacje w mediach ogólnokrajowych, strata finansowa powyżej 10^5 PLN – C = 3,
- 4) kategoria ochrony – O
 - wysoki stopień ochrony – O = 3,
 - średni stopień ochrony – O = 2,
 - niski stopień ochrony – O = 1.

W tabeli 3. zestawiono kategorie ryzyka i odpowiadające im skale punktowe. Zgodnie z podaną w tab. 2. macierzą do oceny ryzyka różne zdarzenia niepożądane można analizować, przyjmując odpowiednią skalę ryzyka [13].

Tabela 2. Czteroparametryczna matryca ryzyka

Table 2. The four parameter risk matrix

N	P								
	L = 1								
	C								
	L = 1			M = 2			H = 3		
	O								
	H = 3	M = 2	L = 1	H = 3	M = 2	L = 1	H = 3	M = 2	L = 1
L = 1	LLLH 0,33	LLLM 0,5	LLLL 1	LMLH 0,66	LMLM 1	LMLL 2	LHLH 1	LHLM 1,5	LMLL 3
M = 2	LLMH 0,66	LLMM 1	LLML 2	LMMH 1,33	LMMM 2	LMML 4	LHMH 2	LHMM 3	LMLM 6
H = 3	LLHH 1,5	LLHM 1,5	LLHM 3	LMHH 2	LMHM 3	LMHL 6	LHHH 3	LHHM 4,5	LMLH 9
N	P								
	M = 2								
	C								
	L = 1			M = 2			H = 3		
	O								
	H = 3	M = 2	L = 1	H = 3	M = 2	L = 1	H = 3	M = 2	L = 1
L = 1	MLLH 0,66	MLLM 1	MLLL 2	MMLH 1,33	MMLM 2	MMLL 4	MHLH 2	MHLM 3	MHLL 6
M = 2	MLMH 1,33	MLMM 2	MLML 4	MMMH 2,66	MMMM 4	MMML 8	MHMH 4	MHMM 6	MHML 12
H = 3	MLHH 2	MLHM 3	MLHL 6	MMHH 4	MMHM 6	MMHL 12	MHHH 6	MHHM 9	MHHL 18
N	P								
	H = 3								
	C								
	L = 1			M = 2			H = 3		
	O								
	H = 3	M = 2	L = 1	H = 3	M = 2	L = 1	H = 3	M = 2	L = 1
L = 1	HLLH 1	HLLM 1,5	HLLL 3	HMLH 2	HMLM 3	HMLL 6	HHLH 3	HHLM 4,5	HHLL 9
M = 2	HLMH 2	HLMM 3	HLML 6	HMMH 4	HMMM 6	HMML 12	HMHM 6	HHMM 9	HHML 18
H = 3	HLHH 3	HLHM 4,5	HLHL 9	HMHH 6	HMHM 9	HMHL 18	HHHH 9	HHHM 13,5	HHHL 27

Tabela 3. Kategorie ryzyka i odpowiadające im standardy liczbowe

Table 3. The risk categories and corresponding numerical standards

Kategoria ryzyka	Skala punktowa
Tolerowane	$0,33 \leq r \leq 3,0$
Kontrolowane	$4,0 \leq r \leq 8,0$
Nieakceptowane	$9,0 \leq r \leq 27$

Przedstawione skale wag punktowych służą do wstępnego szacowania ryzyka i mogą być modyfikowane dla konkretnej infrastruktury komunalnej. Zalecane metody i sposoby postępowania jest możliwość porównywania ryzyka.

3. Podsumowanie

1. Z funkcjonowaniem infrastruktury komunalnej jest nierozłącznie związana możliwość pojawiania się zdarzeń niepożądanych, które wpisują się w codzienną ich eksploatację.
2. Paradygmatem stało się przyjęcie jako miary bezpieczeństwa wartości ryzyka.
3. Obecnie rozwijającym się nurtem badań jest analiza utraty bezpieczeństwa systemów infrastruktury miejskiej pod kątem bezpieczeństwa mieszkańców aglomeracji.
4. Analiza i ocena bezpieczeństwa infrastruktury komunalnej jest gwarantem podejmowania właściwych decyzji dotyczących wyboru najlepszych rozwiązań pod względem technicznym, ekonomicznym oraz eksploatacyjnym.
5. Stosowane metody analizy i oceny ryzyka w większości opierają się na danych eksploatacyjnych oraz danych uzyskanych od ekspertów.
6. Pojawiające się zagrożenia, takie jak powódzie, susze, awarie zasilania elektrycznego, a nawet ataki terrorystyczne i cyberterrorystyczne, mogą być powodem poważnych zakłóceń w funkcjonowaniu tych systemów.
7. Przedstawione metody analizy i oceny ryzyka należą do grupy metod matrycowych o charakterze ilościowo-jakościowym. Zaprezentowane matrycowe metody analizy ryzyka mogą być zaadaptowane do analizy konkretnego systemu infrastruktury komunalnej (wodociągowego, kanalizacyjnego) posiadającego swoją specyfikę, w tym określony reżim pracy.
8. Wybór metody analizy i oceny ryzyka powinien być dostosowany do analizowanego systemu, posiadanej bazy danych oraz wiedzy i doświadczenia ekspertów przeprowadzających analizę.
9. Oprócz wymienionych kwestii ważne są kryteria, jakie należy przyjmować dla wszystkich parametrów ryzyka oraz do jego oceny. Kryteria te powinno się przyjmować w zależności od charakteru infrastruktury komunalnej oraz specyfiki aglomeracji miejskiej.

Literatura

- [1] Rak J.: Istota ryzyka w funkcjonowaniu systemu zaopatrzenia w wodę. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2004.
- [2] Rak J.: Bezpieczna woda wodociągowa. Zarządzanie ryzykiem w systemie zaopatrzenia w wodę. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2009.
- [3] Tchórzewska-Cieślak B: Metody analizy i oceny ryzyka podsystemu dystrybucji wody. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2012.

- [4] Kuliczkowski A., Kuliczowska E.: Czynniki wpływające na odnowę przewodów wodociągowych, cz. 1 i 2. Rynek Instalacyjny, nr 7-8 i 9, 2010, s. 70-72, 62-65.
- [5] Kuliczkowski A., Kuliczowska E.: Strategie odnowy przewodów wodociągowych. Mat. konf. „Nowe technologie w sieciach i instalacjach wodociągowych i kanalizacyjnych”. Wydaw. Politechniki Śląskiej, Gliwice 2010, s. 239-252.
- [6] Rak J., Tchórzewska-Cieślak B.: Five – parametric matrix to estimate risk connected with water supply system operating. Environment Protection Engineering, Wydaw. Politechniki Wrocławskiej, nr 2, 2006, s. 37-47.
- [7] Rak J., Tchórzewska-Cieślak B.: Review of matrix methods for risk assessment in water supply system. Journal of Konbin, no 1(1), 2006, s. 67-76.
- [8] Kuliczkowski A.: Problemy bezodkrywkowej odnowy przewodów kanalizacyjnych. Wydaw. Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce 1998.
- [9] Kuś K.: Podstawy kwalifikowania sieci wodociągowej do wymiany. Mat. konf. „Modernizacja komunalnych wodociągów i kanalizacji – aspekty finansowe, organizacyjne i techniczne”, ZG PZiTS, Warszawa 1996, s. 119-129.
- [10] Kwietniewski M., Rak J.: Niezawodność infrastruktury wodociągowej i kanalizacyjnej w Polsce. Stan badań i możliwości jej poprawy. PAN, Warszawa 2010.
- [11] Pawełek J., Wojdyna M.: Analiza uszkodzeń przewodów rozdzielczych w dużym systemie wodociągowym. GWiTS, nr 2, 2001, s. 49-54.
- [12] Rak J., Tchórzewska-Cieślak B.: Uwarunkowania podejmowania ryzyka na przykładzie systemu zaopatrzenia w wodę. Ochrona Środowiska, nr 2, 2006, s. 57-60.
- [13] Rak J., Tchórzewska-Cieślak B.: Metody analizy i oceny ryzyka w systemie zaopatrzenia w wodę. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2005.
- [14] Rak J., Tchórzewska-Cieślak B.: Czynniki ryzyka w eksploatacji systemów zaopatrzenia w wodę. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2007.

Praca została zgłoszona na konferencji „Technologie Bezwykopowe NO-DIG POLAND 2014”, Cezdzya 2014.

MATRIX METHODS OF RISK ANALYSES OF MUNICIPAL INFRASTRUCTURES FAILURES

S u m m a r y

The main aim of this paper is to present a method for risk analysis using the matrix methods as measures of losses of municipal infrastructures safeties, on example of water-supply infrastructure. It concern for appointment of wanted standard for estimate of risk of failure. Safety is a feature of the system describing its adoption to avoid the risks and exposures. Generally, the term safety of the technical system is meant the ability of the system to protect its superior functional properties against internal and external threats. The functional safety is understood as a general approach to all activities in the life cycle of technical systems and the assurance lies in the prevention of risks through a properly designed security with specific functions. The measure of the loss of technical systems safety is risk, defined as the product of the probability of undiserable events and losses that they may cause. The paper presents the failure risk matrix methods of the municipal infrastructure. First, the basic matrix of two-parameter is presented. This is followed by detailed

rules for the method of three-and four-parametric. For example, the system of collective water supply presents the principle of choosing the weights for the individual parameters included in the risk matrix. The rock point weights are used for the initial risk assessment and can be modified for a particular infrastructure. The advantage of the presented method and manner it is possible to compare the risk. The methods of analysis and risk assessment methods belong to the matrix of quantitative and qualitative methods and can be adapted to the analysis of a particular system of municipal infrastructure (water supply, sewerage), having its specificity in the specific regime of work.

Keywords: municipal infrastructures, risk analysis, failure analysis

Przesłano do redakcji: 03.03.2014 r.

Przyjęto do druku: 02.06.2014 r.

DOI:10.7862/rb.2014.16

Janusz RAK¹
Dominika TROJNAR²

ANALIZA I OCENA STRAT WODY W WODOCIĄGU ŁAŃCUTA

Miasto Łańcut jest zasilane z trzech niezależnych ujęć wód podziemnych. W pracy przedstawiono analizę zużycia i strat wody w wodociągu Łańcuta, wykonaną na podstawie danych uzyskanych z Głównego Urzędu Statystycznego oraz Łańcuckiego Związku Komunalnego Sp. z o.o. podczas normalnej eksploatacji sieci wodociągowej w latach 2007-2011. Ustalono podstawowe wskaźniki strat wody oraz odniesiono je do zaproponowanych wskaźników przez The International Water Association (IWA). Straty wody oceniono na podstawie następujących wskaźników: procentowej straty wody, jednostkowej straty rzeczywistej, objętości wody niedochodowej, objętości strat nieuniknionych i infrastrukturalnego indeksu wycieków. Przeanalizowane wskaźniki są porównywalne do wartości, które zostały uzyskane w innych systemach zbiorowego zaopatrzenia w wodę w Polsce. Obliczenie jednostkowych wskaźników strat wody pozwoliło na uzyskanie szczegółowego obrazu sytuacji eksploatacyjnej wodociągu. Nie zaobserwowano tendencji wzrostowej ani spadkowej. Jednostkowy wskaźnik strat wody został utrzymany na stałym poziomie. W ocenie strat wody należy uwzględnić wskaźnik obciążenia sieci. Jednostkowy wskaźnik strat wody w odniesieniu do całej długości sieci wodociągowej w przeciągu ostatnich 5 lat waha się w granicach od 3,0 do 3,9 m³/km·d. Analiza wskaźnika intensywności uszkodzeń sieci wodociągowej wykazała, że jej awaryjność nie jest decydującą przyczyną powstawania strat wody w systemie zbiorowego zaopatrzenia w wodę miasta Łańcuta.

Słowa kluczowe: system zaopatrzenia w wodę, straty wody, wskaźnik strat wody

1. Krótka charakterystyka wodociągu

Wodociąg o charakterze grupowym Łańcuckiego Zakładu Komunalnego Sp. z o.o., sukcesywnie rozbudowywany od 1952 r., stanowi niezawodny system zaopatrzenia w wodę dla ok. 20 tys. mieszkańców aglomeracji łańcuckiej. Obszar działalności spółki w zakresie zaopatrzenia w wodę obejmuje: miasto Łańcut, gminę Czarna – wieś Wola Mała, Dąbrówki, Zarzecze, Krzemienica, Czar-

¹ Autor do korespondencji/corresponding author: Janusz Rak, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. 17 8651449, e-mail: rakjan@prz.edu.pl

² Dominika Trojnar, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. 17 8651449

na, gminę Białobrzegi – wsie Wola Dalsza, Dębina oraz gminę wiejską Łañcut – wsie Sonina, Głuchów. Łañcut jest zasilany z niezależnych źródeł, na które składają się trzy ujęcia wód podziemnych [1]:

- w Dąbrówkach – na ujęcie składa się z 6 studni wierconych S-1 bis, S-2, S-3 bis, S-4, S-5 bis, S-6 o łącznej wydajności $Q_{maxh} = 110 \text{ m}^3/\text{h}$,
- na lewym brzegu Wisłoka – ujęcie stanowią 4 studnie wiercone S1, S2, S3, S4 o łącznej wydajności eksploatacyjnej $Q_{maxh} = 91 \text{ m}^3/\text{h}$,
- w Woli Małej – na ujęcie składają się 2 studnie szybowe SK-4 i SKT-5 o wydajności $Q_{maxh} = 24 \text{ m}^3/\text{h}$, które zostały połączone lewarem; do końca 2011 r. ujęcie wody w Woli Małej składało się z 6 studni o eksploatacyjnej wydajności $Q_{maxh} = 65 \text{ m}^3/\text{h}$.

Obecnie eksploatuje się głównie ujęcie Dąbrówki składające się z 6 studni oraz ujęcie Wisłok składające się z 4 studni. Lewarowe ujęcie jest eksploatowane sporadycznie jako uzupełniające w okresach wzmożonych rozbiórów wody w mieście [1].

Celem pracy jest przedstawienie zunifikowanej metody oceny strat wody z wykorzystaniem zalecanych wskaźników przez International Water Association.

2. Materiał i metody

Do oceny wielkości strat wody w sieci wodociągowej w podsystemach jej dystrybucji korzysta się z różnych wskaźników, które zostały opracowane na podstawie bilansów rocznych [2-4]. Do analizy strat wody w mieście wykorzystano zalecane wskaźniki przez International Water Association (IWA) [5-7].

Zestawienie podstawowych danych do obliczania strat wody obejmuje:

- wodę wtłoczoną do sieci – $V_{wtł}$,
- zużycie własne wody – V_{wt} ,
- wodę sprzedaną – V_{sp} ,
- straty wody – V_{str} ,
- długość sieci magistralnej – M,
- długość sieci rozdzielczej – R,
- całkowitą długość sieci wodociągowej – M + R,
- długość połączeń wodociagowych – PW,
- liczba połączeń wodociagowych – LPW

W tabeli 1. zestawiono bilans produkcji wody w Łañcucie, w tab. 2. przedstawiono zaś zmiany długości sieci wodociągowej.

Procentowy wskaźnik strat wody

Wskaźnik określa udział strat wody V_{str} w objętości wody wtłoczonej $V_{wtł}$ do sieci wodociągowej:

$$WSW = \frac{V_{str}}{V_{wt}} \cdot 100[\%] \quad (1)$$

Straty wody w podsystemie dystrybucji okrešlaj następujące wskaźniki:

- ILI – infrastrukturalny indeks wycieków [-],
- RLB – jednostkowy wskaźnik strat rzeczywistych [$m^3/km \cdot d$],
- NRWN – wskaźnik objętości niedochodowej wody [%].

Tabela 1. Zestawienie bilansu produkcji wody w latach 2007-2011

Table 1. Summary of balance water production in 2007-2011

Rok	Woda włóczona do sieci V_{wt} [m^3/rok]	Woda sprzedana V_{sp} [m^3/rok]	Woda sprzedana gospodarstwom domowym V_{spgd} [m^3/rok]	Zużycie wody na cele własne V_{wt} [m^3/rok]	Straty wody V_{str} [m^3/rok]
2007	1044800	729100	627000	27300	262600
2008	1121500	780100	611800	95500	343800
2009	1067600	789031	611100	88300	278660
2010	1086200	799658	619500	93400	278600
2011	1065100	785315	609200	96500	284600

Tabela 2. Zestawienie długości sieci wodociągowej w Łañcutie w latach 2007-2011

Table 2. Summary of the length of the water supply system in Łañcut in 2007-2011

Rok	Długość sieci magistralnej M [km]	Długość sieci rozdzielczej R [km]	M + R [km]	Długość podłączeń wodociągowych PW [km]	Razem L [km]	Liczba podłączeń LPW [szt.]
2007	32,5	88,9	121,4	119,3	240,7	3475
2008	32,5	89,2	121,7	121,6	243,3	3543
2009	32,5	90,4	122,9	123,7	246,6	3608
2010	32,5	92,2	124,7	126,1	250,8	3688
2011	32,5	94	126,5	129,8	256,3	3741

Wskaźnik jednostkowy strat rzeczywistych

Jednostkowy wskaźnik strat rzeczywistych w pierwszej kolejności wymaga ustalenia dobowej wielkości rzeczywistych strat z wodnym bilansem oraz znajomości liczby przyłączy [7, 8]. Wyróżnia się dwie wersje tego wskaźnika:

$$RLB_1 = \frac{V_{str}}{(M + R)365} \quad [m^3/km \cdot d] \quad (2)$$

$$RLB_2 = \frac{V_{str} \cdot 1000}{LPW} \quad [\text{dm}^3/\text{d} \cdot \text{podłączenie wodociągowe}] \quad (3)$$

Zalecane jest stosowanie wskaźnika RLB_1 , jeśli liczba podłączeń wodociągowych przypadających na kilometr sieci ($M + R$) jest mniejsza niż 20. Natomiast wskaźnik RLB_2 zaleca się stosować, gdy liczba podłączeń wodociągowych przypadających na kilometr sieci wodociągowej wynosi minimum 20 [2, 7].

Wskaźnik objętości wody niedochodowej

Wskaźnik NRWB oblicza się ze wzoru:

$$NRWB = \frac{V_{wtł} - V_{sp}}{V_{wtł}} \cdot 100 \quad [\%] \quad (4)$$

Bilans strat nieuniknionych

Roczną objętość wody wodociągowej w postaci strat nieuniknionych określa się na podstawie trzech składników:

- przecieków nieuniknionych w przewodach sieci magistralnej, rozdzielczej i bez przyłączy – $18 \text{ dm}^3/\text{km} \cdot \text{d} \cdot 1 \text{ mH}_2\text{O}$ ciśnienia,
- przecieków nieuniknionych na podłączeniach wodociągowych (do granicy nieruchomości) – $25 \text{ dm}^3/1 \text{ m}$ podłączeń $d \cdot 1 \text{ m H}_2\text{O}$ ciśnienia,
- przecieków nieuniknionych na podłączeniach wodociągowych (od granicy nieruchomości) – $0,8 \text{ dm}^3/1$ podłączenie $d \cdot 1 \text{ m H}_2\text{O}$ ciśnienia.

Objętość rocznych strat nieuniknionych oblicza się ze wzoru:

$$UARL = [18 \cdot (M + R) + 25 \cdot PW + 0,8 \cdot LPW] \cdot 0,365 \cdot p \quad [\text{m}^3/\text{rok}] \quad (5)$$

gdzie: M – długość sieci magistralnej [km],

R – długość sieci rozdzielczej [km],

PW – długość podłączeń wodociągowych [km],

LPW – liczba podłączeń wodociągowych,

p – średnie ciśnienie w rozpatrywanej pomiarowej strefie [mH_2O], $p = \text{ok. } 40 \text{ mH}_2\text{O}$,

0,365 – przeliczeniowy współczynnik na rok i m^3 .

Infrastrukturalny indeks wycieków

Stosowanie wskaźnika ILI umożliwia porównanie i ocenę działań, które są podejmowane w celu znacznego zmniejszenia strat wody w sieci wodociągowej. Wskaźnik jest wartością bezwymiarową oraz jest krotnością strat rzeczywistych wody w sieci do poziomu minimalnego wycieków, który może wystąpić w bardzo dobrze eksploatowanym systemie wodociągowym [3, 5].

Indeks ILI wyznacza się ze wzoru:

$$ILI = \frac{V_{str}}{U_{ARL}} \quad [-] \quad (6)$$

W tabeli 3. przedstawiono kryteria oceny wskaźnika IWA, WBI Banding System oraz AWWA, co umożliwiło prawidłową ocenę stanu technicznego sieci wodociągowej [8].

Tabela 3. Kategorie wartości według ILI, WBI Banding System, AWWA i IWA

Table 3. Categories of IMI, WBI Banding System, AWWA and IWA

Zakres oraz kategoria ILI wg IWA	Kategorie ILI	Zakres ILI wg WBI Banding System		Zakres ILI wg AWWA
		kraje rozwijające się	kraje rozwinięte	
ILI ≤ 1,5 – stan bardzo dobry	stan bardzo dobry	ILI ≤ 4,0	ILI ≤ 2,0	ILI ≤ 3,0
1,5 < ILI ≤ 2 – stan dobry				
2 < ILI ≤ 2,5 – stan średni	stan dobry	4,0 < ILI ≤ 8,0	2,0 < ILI ≤ 4,0	3,0 < ILI ≤ 5,0
2,5 < ILI ≤ 3,0 – stan słaby	stan słaby	8,0 < ILI ≤ 16,0	4,0 < ILI ≤ 8,0	5,0 < ILI ≤ 8,0
3,0 < ILI ≤ 3,5 – stan bardzo słaby				
ILI ≥ 3,5 – stan niedopuszczalny	stan niedopuszczalny	ILI > 16,0	ILI > 8,0	ILI > 8,0

3. Wyniki badań

Zalecane w celach porównawczych przez IWA wskaźniki strat wody zestawiono w tab. 4.

Tabela 4. Zestawienie wskaźników strat wody w latach 2007-2011

Table 4. Summary of water loss rates in 2007-2011

Rok	WSW [%]	NRWB [%]	RLB ₁ [m ³ /km·d]	RLB ₂ [dm ³ /dPW]	U _{ARL} [m ³ /rok]	ILI
2007	25,1	30,2	5,9	207,0	116036,4	2,3
2008	30,7	30,4	7,7	265,9	117749,0	2,9
2009	26,1	26,1	6,2	211,6	119590,1	2,3
2010	25,6	26,4	6,1	207,0	121873,5	2,3
2011	26,7	26,3	6,2	208,4	124316,1	2,3

Obliczenie jednostkowych wskaźników strat wody

Obliczenie jednostkowych wskaźników strat wody pozwala na uzyskanie szczegółowego obrazu sytuacji eksploatacyjnej systemu zaopatrzenia w wodę [2, 9-11].

1) jednostkowa ilość wtłoczonej wody do sieci

$$q_{wtł} = \frac{V_{wtł} \cdot 1000}{LM \cdot 365} \quad [\text{dm}^3/\text{Md}] \quad (7)$$

2) jednostkowa ilość sprzedanej wody ogółem

$$q_{sp} = \frac{V_{sp} \cdot 1000}{LM \cdot 365} \quad [\text{dm}^3/\text{Md}] \quad (8)$$

3) jednostkowa ilość sprzedanej wody gospodarstwom domowym

$$q_{spgd} = \frac{V_{spgd} \cdot 1000}{LM \cdot 365} \quad [\text{dm}^3/\text{Md}] \quad (9)$$

4) jednostkowa ilość strat wody

$$q_{str} = \frac{V_{str} \cdot 1000}{LM \cdot 365} \quad [\text{dm}^3/\text{Md}] \quad (10)$$

5) jednostkowa ilość zużytej wody na potrzeby własne wodociągu

$$q_{wt} = \frac{V_{wt} \cdot 1000}{LM \cdot 365} \quad [\text{dm}^3/\text{Md}] \quad (11)$$

6) jednostkowa ilość wody niedochodowej

$$Q_{wt} = \frac{(V_{wtł} - V_{sp})1000}{LM \cdot 365} \quad [\text{dm}^3/\text{Md}] \quad (12)$$

W tabeli 5. zostały zestawione jednostkowe wskaźniki ilości wody.

Obliczenie jednostkowego wskaźnika obciążenia hydraulicznego sieci wodociągowej M + R:

$$q_0 = \frac{V_{wtł}}{L_{M+R} \cdot 365} \quad [\text{m}^3/\text{km} \cdot \text{d}] \quad (13)$$

Obliczenie jednostkowego wskaźnika strat wody w odniesieniu do całej długości sieci wodociągowej:

$$q_{strL} = \frac{V_{str}}{L \cdot 365} \quad [\text{m}^3/\text{km} \cdot \text{d}] \quad (14)$$

Tabela 5. Jednostkowe wskaźniki ilości wody w latach 2007-2011

Table 5. Unit indicators of the amount of water in 2007-2011

Jednostkowy wskaźnik ilości wody	Rok				
	2007	2008	2009	2010	2011
q_{wt}	151,1	176,1	164,6	164,6	162,1
q_{sp}	108,1	112,7	112,3	112,3	109,1
q_{spgd}	93,0	88,4	87,0	87,0	84,7
q_{str}	38,9	49,7	39,7	39,1	39,5
q_{wt}	4,0	13,8	12,6	13,1	13,4
q_{nd}	42,9	63,5	52,3	52,2	52,9
Liczba mieszkańców korzystających z wodociągu LM	18479	18971	19243	19503	19715

W tabeli 6. zestawiono wartości wskaźnika jednostkowego obciążenia hydraulicznego sieci rozdzielczej i magistralnej oraz jednostkowego wskaźnika strat na całej długości sieci wodociągowej.

$$V'_{str} = V_{str} - UARL \quad (15)$$

$$q'_{strL} = \frac{V'_{str}}{L \cdot 365} \quad [\text{m}^3/\text{km} \cdot \text{d}] \quad (16)$$

Tabela 6. Zestawienie wskaźników jednostkowych obciążeń hydraulicznych sieci wodociągowej w Łańcutie

Table 6. Summary of indicators of individual hydraulic loads of water supply network in Łańcut

Rok	q_0 [$\text{m}^3/\text{km} \cdot \text{d}$]	q_{strL} [$\text{m}^3/\text{km} \cdot \text{d}$]	V'_{str}	q'_{str}
2007	23,0	3,0	146563,6	1,7
2008	27,5	3,9	226051,0	2,5
2009	25,8	3,1	159069,9	1,8
2010	25,7	3,0	156726,5	1,7
2011	25,3	3,0	160283,9	1,7

Obliczenie wskaźnika intensywności uszkodzeń

Dla przewodów magistralnych λ_M , rozdzielczych λ_R oraz połączeń wodociągowych λ_P wskaźnik intensywności uszkodzeń obliczono ze wzoru [12]:

$$\lambda = \frac{n}{L \cdot \Delta t} \quad [\text{uszk/km} \cdot \text{rok}] \quad (17)$$

gdzie: n – liczba wszystkich uszkodzeń w przedziale czasu Δt ,

L – długość przewodów [km],

Δt – przedział czasu [rok].

W tabeli 7. zestawiono liczby awarii sieci magistralnej, rozdzielczej i przyłączy oraz wskaźniki intensywności uszkodzeń sieci wodociągowej Łańcuta.

Tabela 7. Zestawienie intensywności uszkodzeń sieci wodociągowej w Łańcutcie

Table 7. Summary of the intensity of damage to the water supply network in Łańcut

Oznaczenia	Rok				
	2007	2008	2009	2010	2011
Liczba awarii sieci magistralnej	5	4	6	5	9
Intensywność uszkodzeń I_M	0,15	0,12	0,18	0,15	0,28
Liczba awarii sieci rozdzielczej	34	52	55	62	83
Intensywność uszkodzeń I_R	0,38	0,58	0,61	0,67	0,88
Liczba awarii połączeń wodociągowych	70	68	62	78	57
Intensywność uszkodzeń połączeń wodociągowych λ_P	0,59	0,56	0,50	0,62	0,44
Całkowita liczba awarii sieci wodociągowej	109	124	123	145	149
Globalna intensywność uszkodzeń I	0,45	0,51	0,50	0,58	0,58

Wartości wskaźników intensywności uszkodzeń przewodów wodociągowych służą do podejmowania decyzji o ich renowacji [13]. W tabeli 8. przedstawiono szacunkowe wartości awaryjnych strat wody, z których korzysta m.in. MPWiK Kraków [2].

4. Dyskusja wyników badań

Z przeprowadzonej analizy wskaźnikowej strat wody (WSW) wynika, że procentowe zmiany strat w latach 2007-2011 obliczone na podstawie udziału strat wody do objętości wody wtłoczonej do sieci wodociągowej wynosiły od 23,8 do 28,2%. Jak wynika z technicznej literatury, straty wody nie powinny przekraczać 15%. Kraje wysokorozwinięte notują straty na poziomie 10%, ale wartości te są szacowane po pomniejszeniu strat wody o straty nieuniknione. Pogłębiona analiza strat wody w Łańcutcie wykazała, że powszechnie używany

w kraju WSW nie odzwierciedla w pełni stanu faktycznego. Ważne jest oszacowanie nieuniknionych strat wody (UARL) i dopiero wtedy można analizować rzeczywiste straty wody ($V'_{str} = V_{str} - UARL$).

Tabela 8. Zestawienie orientacyjnych strat wody w wyniku perforacji przewodów wodociągowych
Table 8. Summary of indicative of water loss due to perforation of water pipes

Średnica otworu [mm]	Straty wody				
	dm ³ /min	dm ³ /godz.	m ³ /dobę	m ³ /miesiąc	m ³ /rok
0,5	0,50	20,00	0,48	14,40	173,00
1,00	0,97	58,00	1,39	41,60	500,00
1,50	1,82	110,00	2,64	79,00	948,00
2,00	3,16	190,00	4,56	136,00	1632,00
2,50	5,09	305,00	7,30	218,00	2616,00
3,00	8,15	490,00	11,70	351,00	4212,00
3,50	11,30	680,00	16,30	490,00	5880,00
4,00	14,80	890,00	21,40	640,00	7680,00
4,50	18,20	1100,00	26,40	790,00	9480,00
5,00	22,30	1340,00	32,00	960,00	11520,00
5,50	26,00	1560,00	37,40	1120,00	13440,00
6,00	30,00	1800,00	43,20	1300,00	15600,00
6,50	34,00	2050,00	49,10	1478,00	17736,00
7,00	39,30	2360,00	56,80	1700,00	20400,00

Dane w tabeli zestawiono dla ciśnienia 5 atm.; przy innych ciśnieniach należy zastosować następujące przeliczniki: 0,1 MPa = 0,45; 0,2 MPa = 0,63; 0,3 MPa = 0,77; 0,4 MPa = 0,89; 0,5 MPa = 1,00; 0,6 MPa = 1,10; 0,7 MPa = 1,18; 0,8 MPa = 1,27; 0,9 MPa = 1,34; 1,0 MPa = 1,41.

Do oceny strat wody w sieci wodociągowej bardzo przydatny jest również wskaźnik infrastrukturalnego indeksu wycieków ILI, który w łańcuckiej sieci wodociągowej przyjmuje wartości od 2,3 do 2,9. Na jego podstawie stwierdzono, że stan sieci wodociągowej jest średni, natomiast w 2008 r. był słaby (według IWA). Według AWWA oraz WBI Banding system dla krajów rozwijających się stan sieci wodociągowej jest bardzo dobry, natomiast według WBI dla krajów rozwiniętych stan ten określono jako średni. Straty wody, które są brane pod uwagę przy wyznaczaniu wskaźnika ILI, uwzględniają także straty wody pozorne, np. niedokładności wskazań wodomierzy. Wskaźniki objętości wody niedochodowej NRW wahają się od 26,1 do 30,4%, co współgra ze wskaźnikiem ILI. Zaletą zastosowania tego wskaźnika jest uniknięcie zawyżenia objętości wody na potrzeby własne przez przedsiębiorstwo wodociągowe do zaniżenia procentowego wskaźnika strat wody, ponieważ wskaźnik ten obejmuje zarówno straty wody, jak i objętość wody zużywanej na potrzeby technologiczne.

Wnioskując z obliczeń wskaźnika jednostkowego strat rzeczywistych RBL odniesionego do długości przewodów sieci, wskaźnik kształtował się na średnim

poziomie 5,9-7,7 m³/km·d oraz 207,0-265,9 m³/d · PW. Wskazuje to na dobry stan techniczny wodociągów.

Obliczenie jednostkowych wskaźników strat wody pozwoliło na uzyskanie szczegółowego obrazu sytuacji eksploatacyjnej wodociągu. Nie zaobserwowano tendencji wzrostowej ani spadkowej. Jednostkowy wskaźnik strat wody został utrzymany na stałym poziomie. W ocenie strat wody należy uwzględnić wskaźnik obciążenia sieci. Jednostkowy wskaźnik strat wody w odniesieniu do całej długości sieci wodociągowej w przeciągu ostatnich 5 lat waha się w granicach od 3,0 do 3,9 m³/km·d.

Najmniejszą intensywnością uszkodzeń cechują się przewody magistralne $\lambda_M = 0,12-0,28$ usz./km·rok. Średnia intensywność uszkodzeń sieci magistralnej wynosi $\lambda_M = 0,18$ usz./km·rok, a więc spełnia europejskie standardy ($\lambda_M \leq 0,3$ usz./km·rok) [5]. Na sieci rozdzielczej największą intensywność uszkodzeń zanotowano w 2011 r. $\lambda_R = 0,88$ usz./km·rok, natomiast najmniejszą w 2007 r. $\lambda_R = 0,38$ usz./km·rok (standard $\lambda_R \leq 0,5$ usz./km·rok). W przypadku podłączeń domowych największy wskaźnik intensywności uszkodzeń zanotowano w 2010 r. $\lambda_{PW} = 0,62$ usz./km·rok, najmniejszy zaś w 2011 r. $\lambda_{PW} = 0,44$ usz./km·rok (standard $\lambda_{PW} \leq 1,0$ usz./km·rok). Globalne wskaźniki intensywności uszkodzeń wahają się od 0,45 do 0,58 usz./km·rok. W przeważającej mierze straty wody nie są więc spowodowane awaryjnością sieci wodociągowej. Często przyczyną przecieków wody są wady materiału, korozja oraz nieprawidłowa eksploatacja [3, 7, 9, 10].

5. Podsumowanie

1. Analizę i ocenę strat wody przeprowadzono według kryteriów i standardów IWA, uzupełniono autorskimi jednostkowymi wskaźnikami strat wody i awaryjności sieci wodociągowej.
2. Powszechnie stosowany w przedsiębiorstwach krajowych procentowy wskaźnik strat wody powinien uwzględniać modyfikację objętości strat wody (V_{str}) przez pomniejszenie objętości strat nieuniknionych (UARL).
3. Zaprezentowane jednostkowe wskaźniki umożliwiają szczegółową analizę strat wody, jednak konieczne jest wypracowanie standardów dla warunków krajowych w tym zakresie.
4. Komisja europejska ds. wody do spożycia (EUREAN) zwraca uwagę, że w miastach wciąż jest możliwa redukcja wycieków. Należy dążyć do wdrożenia zasady obniżenia strat wody w sieci wodociągowej do poziomu opłacalności finansowej zgodnie z preferowanymi wytycznymi (SELL). Pierwszym krokiem w tym zakresie jest konieczność zinwentaryzowania stanu faktycznego celem podjęcia decyzji finalnych ograniczających wycieki. Przyjęcie ujednoliconej metodyki oceny strat wody wodociągowej pozwoli na stworzenie wiarygodnej bazy danych w skali kraju.

Literatura

- [1] Dane eksploatacyjne uzyskane z Łańcuckiego Zakładu Komunalnego Sp. z o.o.
- [2] Dohnalik P.: Straty wody w miejskich sieciach wodociągowych. Wydaw. Polskiej Fundacji Ochrony Zasobów Wodnych, Bydgoszcz 2000.
- [3] Rak J., Tunia A.: Analiza i ocena strat wody w wodociągu Rzeszowa. Instal, nr 5, 2012, s. 42-45.
- [4] Bergel T.: Analiza wskaźnikowa strat wody wodociągowej w gminach wiejskich i miejsko-wiejskich w Polsce (cz. 2.). Gaz, Woda i Technika Sanitarna, nr 10, 2012, s. 413-415.
- [5] Lambert A., Hibner W.: Losses from Water Supply Systems: Standard terminology and recommended performance measures. The Blu Pages. Copyright by IWA, no. 10/2000, pp. 320-338.
- [6] Mendaza F.M., Verdu C.S.: Use of permanent noise monitoring for leakage detection. Kongres IWA. Berlin 2001.
- [7] Piechurski F.G.: Sposoby zmniejszania strat wody. Rynek Instalacyjny, nr 11 i 12, 2011, s. 74-76, 72-75.
- [8] Pietrucha-Urbanik K., Studziński A.: Analiza strat wody wodociągu krośnieńskiego. Gaz, Woda i Technika Sanitarna, nr 10, 2012, s. 452-454.
- [9] Siwoń Z., Cieżak W., Cieżak J.: Praktyczne aspekty badań strat wody w sieciach wodociągowych. Ochrona Środowiska, nr 4, 2004, s. 25-30.
- [10] Głód K., Bajer J.: Nowoczesne metody wykrywania nieszczelności wody wodociągowej rozwijane w Wielkiej Brytanii. Gaz, Woda i Technika Sanitarna, nr 6, 2000, s. 224-28.
- [11] Tchórzewska-Cieślak B.: Risk management system in water-pipe network functioning. Safety, Reliability And Risk Analysis: Theory, Methods and Application, t. 3, London 2008, pp. 2463-2473.
- [12] Hotłoś H.: Analiza strat wody w systemach wodociągowych. Ochrona Środowiska, nr 1, 2003, s. 17-24.
- [13] Kuliczkowski A. i in.: Technologie bezwykopowe w inżynierii środowiska. Wydaw. Seidel-Przywecki, Warszawa 2010.

ANALYSIS OF WATER LOSSES IN WATER SUPPLY SYSTEM OF ŁAŃCUT

Summary

City Łańcut is supplied from three independent groundwater intakes. The thesis presents an analysis of water loss and consumption in Lancut's municipal water supply system, based on the data obtained from the Central Office of Statistics and Lancut's Communal Utilities Association Ltd. during the normal running of the system between the years 2007-2011. Moreover, the present thesis sets basic factors of water loss as well as contributes to those proposed by The International Water Association (IWA). The analyzed factors are compared to the values which were received by other systems of collective water supply in Poland. The calculation of unit rates of water loss allowed to obtain a detailed picture of the operational situation of water supply system. Upward or downward trend was not observed. Individual water loss rate was maintained at a constant level. When assessing the water loss rate one should take into account the network load. Individual water

loss rate for the entire length of the water supply system in the past five years ranges from 3.0 to 3.9 m³/km·d. Analysis of the failure rate of the water supply system showed that the failure rate is not decisive cause of water loss in the system of collective water supply of the Łańcut.

Keywords: water supply system, losses in water, water losses indicators

Przesłano do redakcji: 3.03.2014 r.

Przyjęto do druku: 02.06.2014 r.

DOI: 10.7862/rb.2014.17

Magdalena RUCKA¹

Beata ZIMA²

DETEKCJA STANU ZAKOTWIENIA PRĘTA ZA POMOCĄ FAL SPRĘŻYSTYCH

W pracy przedstawiono wstępne wyniki badań eksperymentalnych i obliczeń numerycznych mających na celu określenie możliwości oceny stanu zakotwienia pręta stalowego w materiale kompozytowym typu zaprawa. Badanym obiektem był pręt stalowy osadzony w zaprawie o kształcie prostopadłościanu. Analizie poddano pręt stalowy otoczony zaprawą na trzech różnych długościach oraz pręt stalowy swobodny. W jednym z modeli na pewnym odcinku dokonano uszkodzenia w postaci braku współpracy między zaprawą a stalowym prętem. Do detekcji stanu zakotwienia wykorzystano zjawisko propagacji fal sprężystych. W przeprowadzonych badaniach eksperymentalnych fala została wzbudzona za pomocą wzbudnika piezoelektrycznego przymocowanego do jednego z końców pręta stalowego, natomiast odpowiedź układu została zarejestrowana bezstykowo za pomocą wibrometru laserowego. Jako wzbudzenie zastosowano ultradźwiękową paczkę falową modulowaną oknem Hanninga. Obliczenia numeryczne propagacji fal przeprowadzono metodą elementów skończonych w środowisku Abaqus/Explicit z zastosowaniem elementów bryłowych. W wyniku obliczeń wykazano zmianę charakteru zarejestrowanego sygnału propagującej fali wraz ze zmianą modułu sprężystości zaprawy. Zjawisko wycieku fali do otaczającej bryły zaprawy zwiększało intensywność wraz ze wzrostem wartości modułu sprężystości zaprawy. Identyfikację długości zakotwienia pręta przeprowadzono na podstawie analizy czasów odbić w zarejestrowanych sygnałach fali ultradźwiękowej oraz prędkości jej propagacji.

Słowa kluczowe: propagacja fal sprężystych, pręt stalowy, długość zakotwienia, diagnostyka nieniszcząca

1. Wprowadzenie

Zbrojone elementy betonowe są powszechnie stosowanymi elementami konstrukcyjnymi w budownictwie. Do zbrojenia stosuje się wkładki w postaci prętów, lin, strun, kabli i siatek. Właściwa praca elementu żelbetowego możliwa

¹ Autor do korespondencji/corresponding author: Magdalena Rucka, Politechnika Gdańska, ul. Narutowicza 11/12, 80-233 Gdańsk, tel. +48 583472497, e-mail: magdalena.rucka@pg.gda.pl

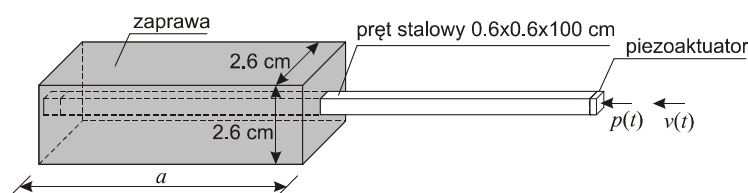
² Beata Zima, Politechnika Gdańska, ul. Narutowicza 11/12, 80-233 Gdańsk, e-mail: beazima@student.pg.gda.pl

jest dzięki przyczepności betonu do stali. Pomimo stosunkowo dobrej wytrzymałości konstrukcji żelbetowych często ulegają one uszkodzeniom na skutek nadmiernych obciążeń, korozji czy też oddziaływań atmosferycznych. W ostatnich latach opracowano wiele metod diagnostyki konstrukcji żelbetowych, np. [1-4]. Obiecującą techniką jest wykorzystanie zjawiska propagacji fal, używanego powszechnie w diagnostyce konstrukcji stalowych, np. [5, 6]. Metody oparte na propagacji fal ultradźwiękowych są również stosowane do oceny stopnia korozji elementów stalowych otoczonych betonem [7, 8] czy detekcji miejsc, w których wystąpiła delaminacja na granicy beton-stal [9].

Niniejsza publikacja jest poświęcona analizie możliwości oceny stanu zakotwienia pręta stalowego w materiale kompozytowym typu zaprawa z wykorzystaniem propagacji fal sprężystych. Praca stanowi kontynuację poprzednich badań [10]. Analizy eksperymentalne i numeryczne zostały wykonane dla pręta swobodnego, nieotoczonego materiałem kompozytowym oraz dla trzech prętów w zaprawie o różnych długościach zakotwienia.

2. Model pręta stalowego osadzonego w zaprawie

Badanym obiektem był pręt stalowy o długości 1 m i wymiarach przekroju poprzecznego 6×6 mm, osadzony w zaprawie o kształcie prostopadłościennym. Grubość otuliny pręta wynosiła 1 cm. Geometria badanego modelu jest widoczna na rys. 1. Badania przeprowadzono dla 4 prętów z różną długością zaprawy otaczającej pręt, wynoszącą $a = 48$ cm, 24 cm, 12 cm oraz 0 cm (pręt swobodny). Jako materiał otaczający zastosowano zaprawę tynkarską. Wykonane modele pokazano na rys. 2. W modelu o długości zakotwienia 48 cm wystąpił widoczny defekt w formie szczeliny o długości 4 cm (rys. 2.).



Rys. 1. Geometria pręta stalowego osadzonego w zaprawie

Fig. 1. Geometry of the rod embedded in mortar

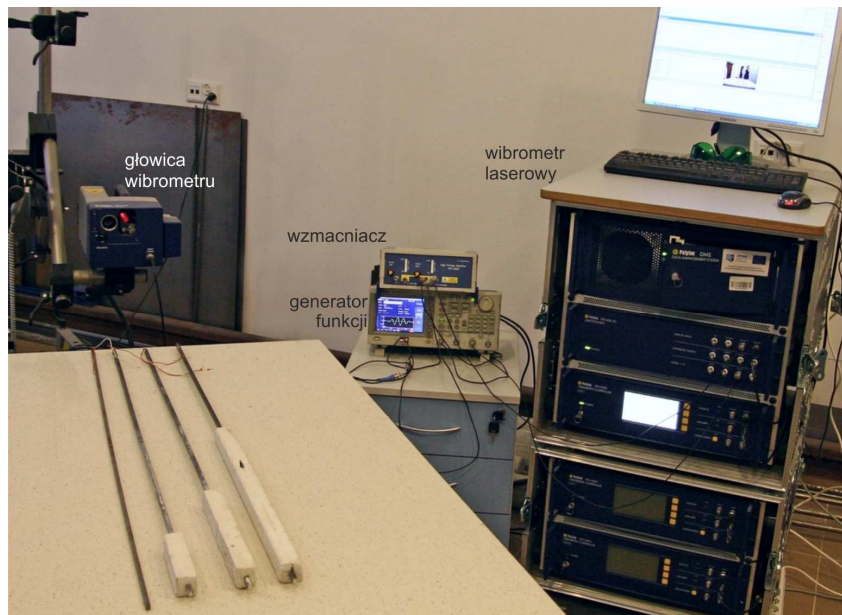
3. Badania eksperymentalne propagacji fal sprężystych

Testy laboratoryjne propagujących fal ultradźwiękowych wykonano za pomocą wibrometru laserowego Polytec PSV-3D-400-M (rys. 3.). Fale wzbudzono za pomocą piezoaktywatora Noliac CMAP11, który przymocowano do jednego z końców pręta. Do wygenerowania wymuszenia zastosowano generator funkcji Tektronix AFG 3022 wraz ze wzmacniaczem wysokonapięciowym EC Electro-

nics PPA 2000. Wzbudzenie $p(t)$ stanowiła paczka falowa o 5 cyklach sinusoidy i częstotliwości 150 kHz zmodulowana oknem Hanninga. Prędkość drgań $v(t)$ była mierzona bezkontaktowo na powierzchni piezoaktuatora (por. rys. 1.).

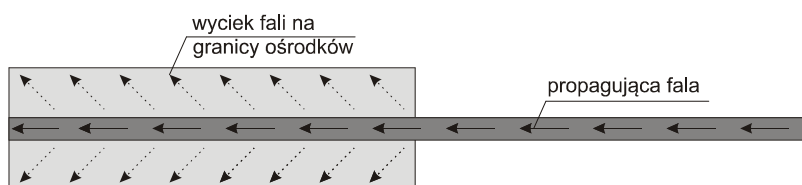


Rys. 2. Modele prętów osadzonych w zaprawie o różnej długości zakotwienia
 Fig. 2. Models of rods embedded in mortar of different anchorage lengths



Rys. 3. Stanowisko eksperymentalne do pomiaru propagacji fal
 Fig. 3. Experimental setup for wave propagation measurements

Każdy ośrodek, w którym propaguje fala, może być scharakteryzowany przez pewną wartość falowej oporności akustycznej (impedancji), jaką stawia tej propagacji. Jeżeli dwa sąsiadujące ośrodki mają zbliżoną wartość impedancji, to na granicy ośrodków oprócz odbicia fali nastąpi jej przenikanie, które w pewnych warunkach może stać się zjawiskiem dominującym. W pręcie swobodnym fala propaguje wzdłuż pręta, a następnie odbija się od jego końców, aż do momentu wytłumienia sygnału. Jeżeli pręt zostanie osadzony w zaprawie, to we fragmentach pręta stykających się z zaprawą dochodzi do zjawiska wycieku fali do otaczającego ośrodka (rys. 4.).

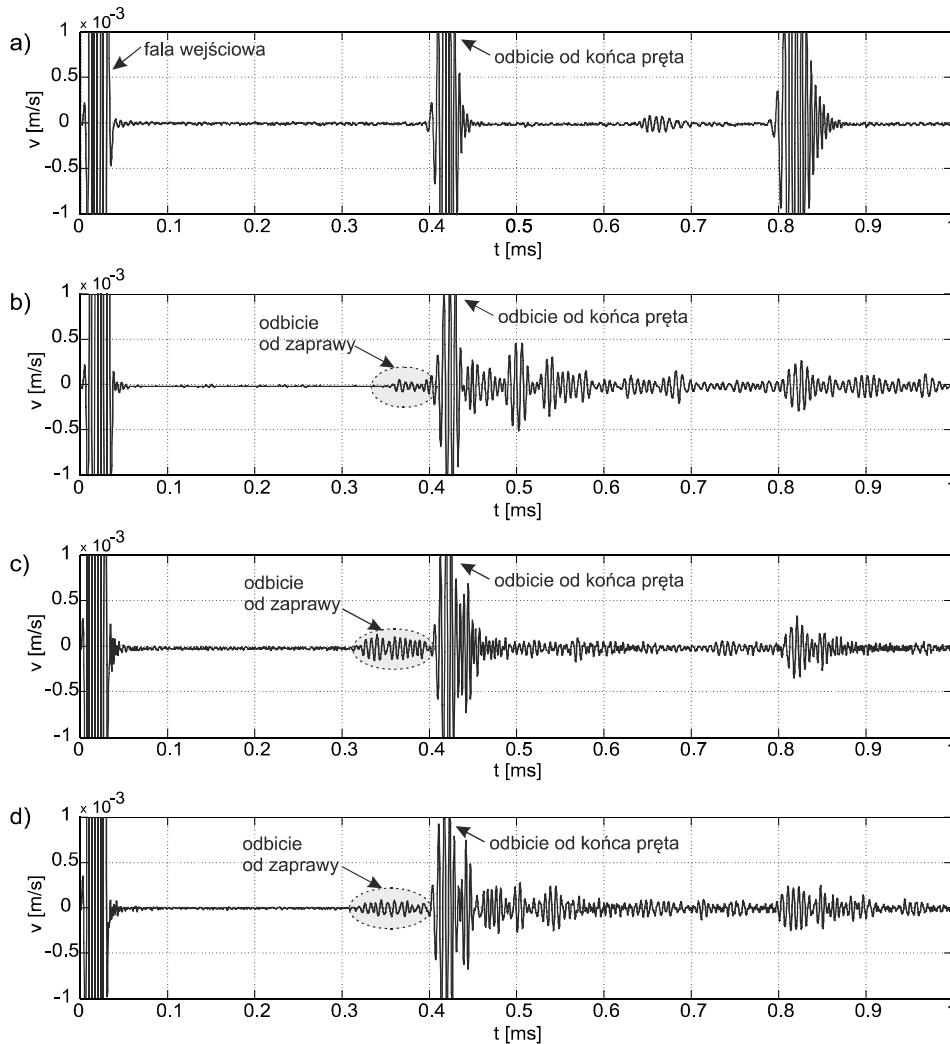


Rys. 4. Wyciek fali na granicy ośrodków stal-zaprawa

Fig. 4. Wave leakage on steel-concrete interface

Na rysunku 5. zestawiono przebiegi czasowe fal propagujących w badanych prętach o różnych długościach zakotwienia. W przypadku pręta otoczonego zaprawą na długości 12 cm odbicie od miejsca zakotwienia pojawia się w 0,35 ms, tuż przed odbiciem od końca pręta (rys. 5b). Znając prędkość propagacji fali podłużnej w badanym pręcie równą 4974 m/s, możliwa jest identyfikacja długości swobodnego odcinka pręta jako 87 cm. Różnica pomiędzy rzeczywistą wartością długości tego odcinka wynoszącą 86 cm a zidentyfikowaną z użyciem zjawiska propagacji fal sprężystych wynosi 1,2%. W pręcie o długości zakotwienia równej 24 cm (odcinek nieotoczony zaprawą długości 74 cm) do odbicia od zaprawy dochodzi w 0,32 ms (rys. 5c). W wyniku analizy odbicia w zarejestrowanym sygnale propagującej fali jest możliwa detekcja długości odcinka nieotoczonego zaprawą. Różnica pomiędzy wartością zidentyfikowaną równą 79 cm a wartością rzeczywistą wynosi 6,8%. W sygnale zarejestrowanym w pręcie otoczonego zaprawą na długości 48 cm (odcinek nieotoczony zaprawą długości 50 cm) odbicie pojawia się w 0,32 ms po dotarciu fali do części zaprawy związanej ze stalą, znajdującej się za uszkodzeniem obecnym w zaprawie (por. rys. 2.). Oznacza to, że w modelu z długością zakotwienia równą 48 cm imperfekcja w postaci braku współpracy między stalą a zaprawą sięga znacznie dalej niż możliwe do identyfikacji wizualnej uszkodzenie w otulinie (rys. 2), a rzeczywista długość odcinka, na którym pręt nie współpracuje z zaprawą, wynosi 79 cm.

Na rysunku 6. przedstawiono obwiednie zarejestrowanych sygnałów dla pręta swobodnego i trzech próbek osadzonych w zaprawie o długości zakotwienia 12 cm, 24 cm oraz 48 cm. Obwiednie uzyskano za pomocą transformaty Hil-

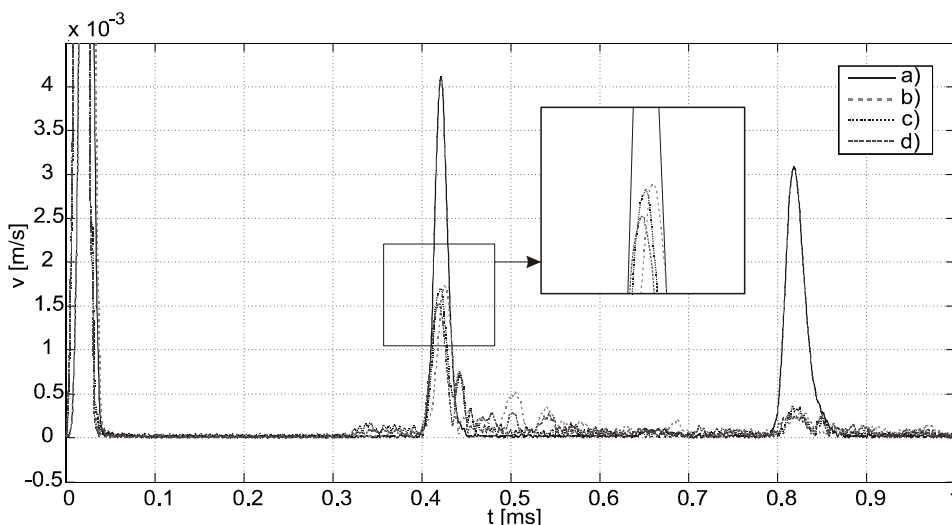


Rys. 5. Wyniki eksperymentalne przebiegów propagujących fal w pręcie: a) swobodnym, b) z zaprawą długości 12 cm, c) z zaprawą długości 24 cm, d) z zaprawą długości 48 cm

Fig. 5. Experimental results of wave propagation signals in: a) free rod, b) rod with mortar of length 12 cm, c) rod with mortar of length 24 cm, d) rod with mortar of length 48 cm

berta. Odbicie od końca pręta dla wszystkich badanych przypadków pojawia się po około 0,39 ms, przy czym czas ten maleje wraz ze wzrostem długości odcinka otoczonego zaprawą, co pokazuje zbliżenie na paczkę falową odbitą od końca pręta na rys. 6. Wraz ze wzrostem długości odcinka otoczonego zaprawą nieznacznie spada wartość amplitudy fali odbitej od końca pręta. Znacząca jest jednak różnica pomiędzy amplitudą odbicia od końca pręta swobodnego a amplitudą odbicia od końca jakiegokolwiek z trzech prętów osadzonych w zaprawie.

wie. W przypadku pręta swobodnego ośrodkiem graniczącym ze stałą jest powietrze. Różnica impedancji ośrodków stal-zaprawa jest dużo mniejsza od różnicy impedancji na granicy ośrodków stal-powietrze. Konsekwencją tego jest znaczący wyciek fali w przypadku prętów osadzonych w zaprawie. Spadek wartości amplitudy odbicia jest też związany ze zwiększaniem długości odcinka pręta otoczonego zaprawą. Wynika to z faktu przebycia przez propagującą falę coraz dłuższej drogi na odcinku, gdzie postępuje wyciek, co powoduje utratę jej energii.



Rys. 6. Obwiednie eksperymentalnych sygnałów fal propagujących w pręcie: a) swobodnym, b) z zaprawą długości 12 cm, c) z zaprawą długości 24 cm, d) z zaprawą długości 48 cm

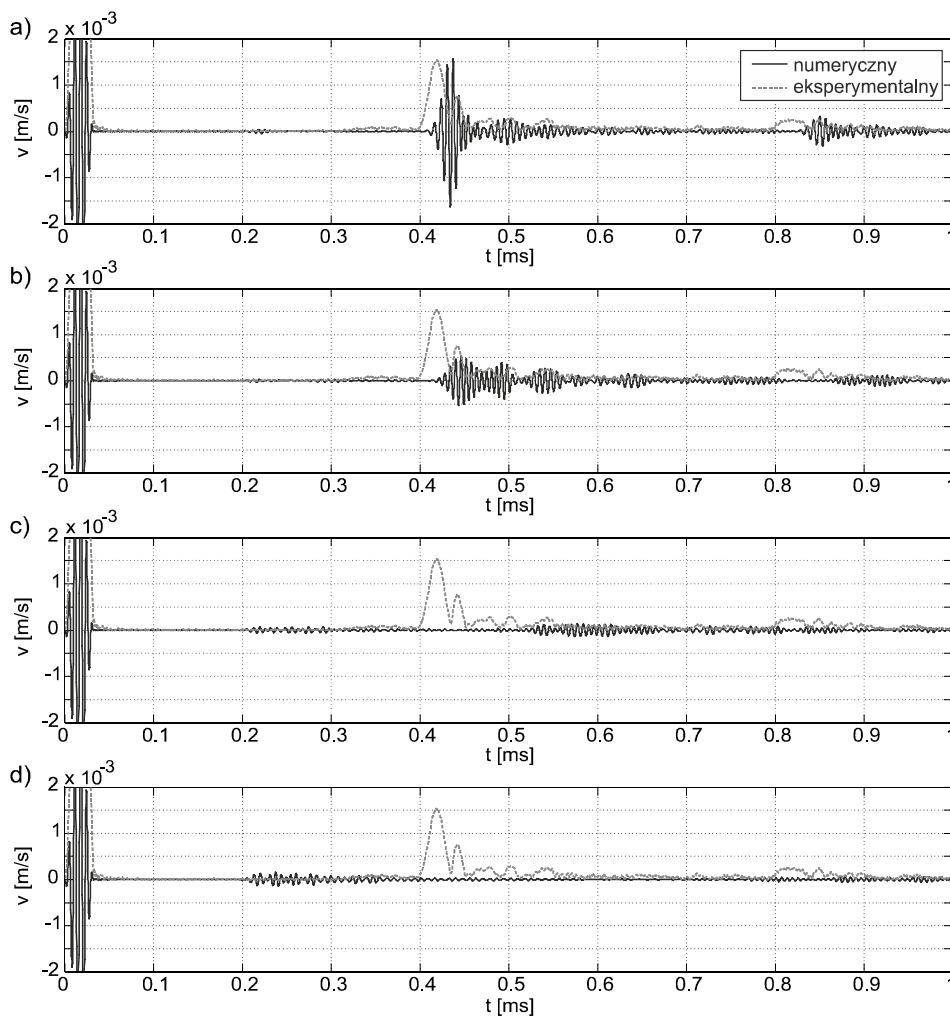
Fig. 6. Envelopes of experimental signals of waves propagated in: a) free rod, b) rod with mortar of length 12 cm, c) rod with mortar of length 24 cm, d) rod with mortar of length 48 cm

4. Obliczenia numeryczne

Obliczenia numeryczne propagujących fal w poszczególnych prętach wykonano w środowisku Abaqus/Explicit za pomocą metody elementów skończonych. Układ został zdyskretyzowany z wykorzystaniem 8-węzłowych elementów bryłowych o wymiarach $1 \times 1 \times 1$ mm. Wzbudzenie zrealizowano poprzez przyłożenie na jednym z końców pręta na całej jego powierzchni obciążenia powierzchniowego o wartości wypadkowej 5 N. Sygnały prędkości drgań były rejestrowane na tym samym końcu pręta, co wzbudzenie.

Moduł Younga oraz gęstość pręta stalowego wyznaczono doświadczalnie, ich wartości wynosiły $E = 200$ GPa, $\rho = 7556$ kg/m³. Współczynnik Poissona przyjęto jako $\nu = 0,33$. Gęstość zaprawy wynosiła $\rho_z = 1770$ kg/m³, a współczynnik Poissona zaprawy przyjęto jako $\nu_z = 0,16$. Ponieważ moduł sprężystości zaprawy nie był identyfikowany, w pierwszym etapie wykonano obliczenia dla

różnych jego wartości w celu kalibracji parametrów modelu numerycznego. Na rysunku 7. przedstawiono przebiegi czasowe prędkości propagującej fali w pręcie z długością zakotwienia 48 cm dla wartości modułu sprężystości $E = 0,5$ GPa, 1 GPa, 2 GPa, 5 GPa. Widoczne jest zjawisko wycieku fali do otaczającego ośrodka, postępujące wraz ze wzrostem wartości modułu sprężystości zaprawy. Ze względu na coraz bardziej zbliżoną wartość oporności akustycznej zaprawy do wartości oporności stali amplituda odbicia od końca pręta spada

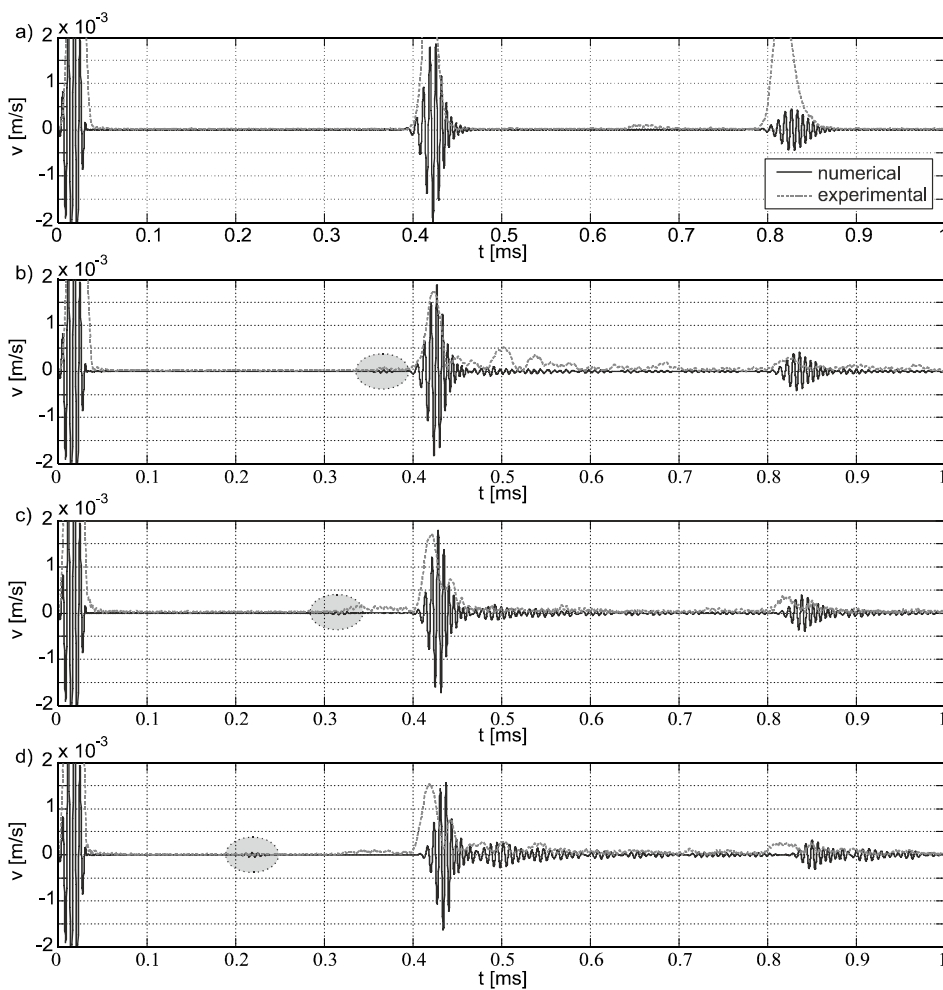


Rys. 7. Przebiegi czasowe propagującej fali dla pręta z zaprawą długości 48 cm o różnych wartościach modułu sprężystości zaprawy: a) $E = 0,5$ GPa, b) $E = 1$ GPa, c) $E = 2$ GPa, d) $E = 5$ GPa

Fig. 7. Time histories of wave propagation signals in the rod with mortar length of 48 cm and different elastic modulus of mortar: a) $E = 0,5$ GPa, b) $E = 1$ GPa, c) $E = 2$ GPa, d) $E = 5$ GPa

do zera, lecz rośnie wartość amplitudy odbicia od miejsca zakotwienia (por. rys. 7c oraz 7d). Linia przerywaną zaznaczono obwiednię sygnału uzyskanego eksperymentalnie. Najbardziej zbliżony do wyników eksperymentalnych przebieg czasowy uzyskano dla wartości modułu sprężystości równego 0,5 GPa (por. rys 7a). Ta wartość modułu sprężystości została przyjęta do dalszych obliczeń numerycznych.

Na rysunek 8. przedstawiono sygnały uzyskane w wyniku obliczeń numerycznych dla prętów z zaprawą na długościach 12 cm, 24 cm i 48 cm oraz dla

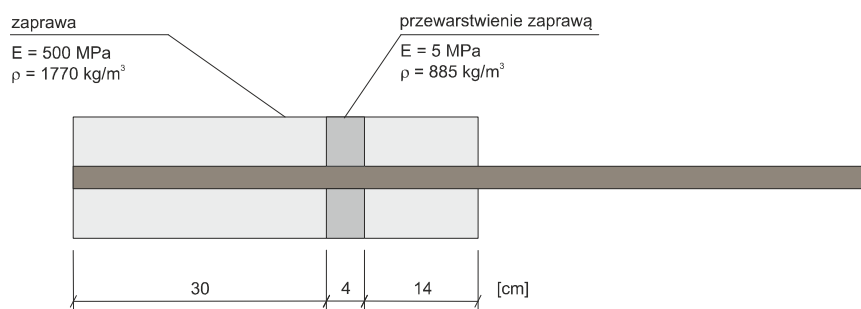


Rys. 8. Porównanie sygnałów eksperymentalnych i numerycznych w pręcie: a) swobodnym, b) z zaprawą długości 12 cm, c) z zaprawą długości 24 cm, d) z zaprawą długości 48 cm

Fig. 8. Comparison of experimental and numerical signals in a) free rod, b) rod with mortar of length 12 cm, c) rod with mortar of length 24 cm, d) rod with mortar of length 48 cm

pręta swobodnego. Linia przerywaną zostały naniesione obwiednie sygnałów uzyskanych w eksperymencie dla analogicznych długości zakotwienia. Na wykresach zaznaczono odbicia fali od początku zakotwienia pręta w zaprawie. Odbicia od zaprawy pojawiają się w 0,35 ms (rys. 8b), 0,30 ms (rys. 8c) oraz 0,21 ms (rys. 8d) dla prętów z zaprawą na odcinkach długości odpowiednio 12 cm, 24 cm oraz 48 cm. Możliwa jest zatem detekcja długości swobodnej pręta, która wynosi odpowiednio 87 cm, 75 cm oraz 52 cm. Różnica pomiędzy wartościami rzeczywistymi a zidentyfikowanymi wynosi odpowiednio 1,2%, 1,4% oraz 4%. W przypadku długości zakotwienia równej 12 i 24 cm (rys. 8b i 8c) wyniki obliczeń numerycznych w postaci amplitudy i czasu pojawienia się fali odbitej od końca stalowego pręta i początku odcinka osadzonego w zaprawie zgadzają się z wynikami uzyskanymi eksperymentalnie. Rozbieżności widoczne są w przypadku otuliny długości 48 cm (rys. 8d), ponieważ użyty model numeryczny nie zakładał uszkodzenia czy też pogorszenia warunków przyczepności zaprawy do stali.

W kolejnym etapie wykonano obliczenia dla pręta otoczonego zaprawą na długości 48 cm z uwzględnieniem uszkodzenia zaprawy (por. rys. 2.). Uszkodzenie zostało wymodelowane jako przewarstwienie słabszą zaprawą o wartości modułu sprężystości stukrotnie mniejszej (5 MPa) oraz gęstości dwukrotnie mniejszej (885 kg/m^3) niż w pozostałej części bryły zaprawy ze względu na chęć odwzorowania znacznego uszkodzenia otuliny w formie np. pęknięcia czy też rozkruszenia. Geometrię wykonanego modelu przedstawiono na rys. 9. Położenie słabszej warstwy materiału i jej grubość wynikały z pomiarów położenia uszkodzenia w rzeczywistym modelu. W ogólnym przypadku tak zamodelowana nieciągłość może reprezentować imperfekcje mogące wystąpić w rzeczywistym elemencie konstrukcyjnym, np. niedokładne otulenia pręta, lokalne zniszczenie materiału, inkluzję czy rozwarstwienie.

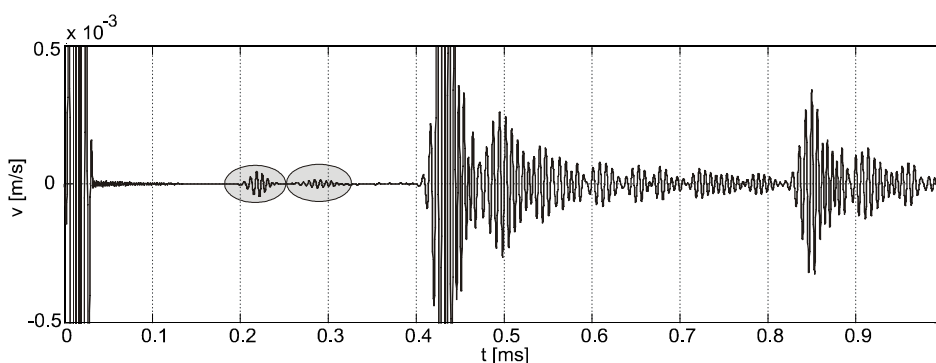


Rys. 9. Model pręta z zaprawą na długości 48 cm oraz uszkodzeniem zaprawy

Fig. 9. Model of the rod with the mortar length of 48 cm and mortar damage

Na rysunku 10. przedstawiono przebieg czasowy sygnału prędkości drgań uzyskanego dla modelu pręta w zaprawie z przewarstwieniem w wyniku obli-

czeń numerycznych. Na wykresie zaznaczono dwa odbicia: 1) powstałe po dotarciu fali do początku zakotwienia, 2) powstałe po dotarciu fali do miejsca, gdzie występuje warstwa materiału o innych właściwościach materiałowych.



Rys. 10. Numeryczny przebieg czasowy fali propagującej w pręcie z zaprawą na długości 48 cm oraz uszkodzeniem zaprawy

Fig. 10. Numerical time history of wave propagation in rod with the mortar length of 48 cm and mortar damage

5. Wnioski

W pracy przedstawiono wstępne wyniki doświadczeń i obliczeń numerycznych propagacji fal sprężystych ukierunkowanych na identyfikację zmian konstrukcji. Badania przeprowadzono dla prętów stalowych otoczonych zaprawą na różnej długości. W wyniku obliczeń wykazano, że charakter zarejestrowanego sygnału propagującej fali zmieniał się wraz ze zmianą modułu sprężystości zaprawy. Zjawisko wycieku fali do otaczającej bryły zaprawy zwiększało intensywność wraz ze wzrostem wartości modułu sprężystości zaprawy. Uzyskane rezultaty badań numerycznych i eksperymentalnych umożliwiły detekcję stanu zakotwienia pręta oraz detekcję uszkodzeń w obrębie bryły zaprawy. Identyfikację długości zakotwienia pręta przeprowadzono na podstawie analizy czasów odbić w sygnałach fali ultradźwiękowej oraz prędkości jej propagacji.

Obliczenia wykonano na komputerach Centrum Informatycznego Trójmiejskiej Akademickiej Sieci Komputerowej.

Literatura

- [1] Gołaski L., Goszczyńska B., Świt G., Trąmpczyński W.: System for the global monitoring and evaluation of damage processes developing within concrete structure under service load. *The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering*, vol. 7(4), 2012, pp. 237-245.

- [2] Hoła J., Schabowicz K.: State-of-the-art non-destructive methods for diagnostic testing of building structures – anticipated development trends. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, vol. 10(3), 2010, pp. 5-18.
- [3] Degala S., Rizzo P., Ramanathan K., Harries K.A.: Acoustic emission monitoring of CFRP reinforced slabs. *Construction and Building Materials*, vol. 23, 2009, pp. 2016-2026.
- [4] Jurek M., Nazarko P., Ziemiański L.: Nieniszczące badania konstrukcji: wykrywanie zmian w elementach konstrukcji z wykorzystaniem zjawiska fal sprężystych. *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej*, nr 243, 2007, s. 67-87.
- [5] Rucka M.: Diagnostyka konstrukcji ramowych i płytowych za pomocą fal sprężystych. 56 Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB. *Problemy Naukowo-Badawcze Budownictwa*, Wydaw. Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce 2010, s. 851-858.
- [6] Ervin B.L., Kuchma D.A., Bernhard J.T., Reis H.: Monitoring corrosion of rebar embedded in mortar using high-frequency guided ultrasonic waves. *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 135, 2009, pp. 9-18.
- [7] Lu Y., Li J., Ye L., Wang D.: Guided waves for damage detection in rebar-reinforced concrete beams. *Construction and Building Materials*, vol. 47, 2013, pp. 370-378.
- [8] Na W-B., Kundu T., Ehsani M.R.: Lamb waves for detecting delamination between steel bars and concrete. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, vol. 18, 2003, pp. 58-63.
- [9] Rucka M.: Przyczynek do diagnostyki kotew skalnych za pomocą fal sprężystych. *Budownictwo i Architektura*, nr 12(1), 2013, s. 227-234.

DETECTION OF REBAR ANCHORAGE LENGTH USING ELASTIC WAVE PROPAGATION

Summary

The article presents results of experimental and numerical studies aimed to evaluate the possibility of condition assessment of a steel rod anchored in mortar. The tests were performed for the steel rod embedded in mortar of different lengths. One of the experimental models has been deliberately damaged by removing the part of mortar from a section of the rod. To detect the condition state of anchorage, the phenomenon of propagation of elastic waves was used. Identification of anchorage length as well as damage detection in mortar was made based on analysis of reflections in the registered wave propagating signals.

Keywords: propagation of elastic waves, steel rod, anchorage length, non-destructive diagnostics

Przesłano do redakcji: 02.03.2014 r.

Przyjęto do druku: 02.06.2014 r.

DOI: 10.7862/rb.2014.18

Tomasz SIWOWSKI¹
Maciej KULPA²

OCENA TRWAŁOŚCI ZMĘCZENIOWEJ ISTNIEJĄCEGO MOSTU STALOWEGO WEDŁUG EUROKODÓW

Zmęczenie materiału to jeden z najczęstszych powodów uszkodzeń istniejących mostów stalowych, zwłaszcza nitowanych. W związku z tym procedura oceny trwałości zmęczeniowej jest jedną z najistotniejszych w kompleksowej ocenie nośności i trwałości istniejących mostów. Niezawodna ocena trwałości zmęczeniowej jest zazwyczaj decydująca przy szacowaniu pozostałej (resztkowej) przydatności eksploatacyjnej mostu. W pracy przedstawiono główne fazy europejskiej procedury oceny trwałości zmęczeniowej, która jest kompatybilna z nowymi normami europejskimi służącymi do projektowania nowych konstrukcji stalowych – Eurokodami 1 i 3. Procedura wykorzystuje metodę bezwarunkowej żywotności w konwencji naprężeń nominalnych. Analiza oparta na tej metodzie uwzględnia wszystkie czynniki, które mogą mieć wpływ na niezawodność i bezpieczeństwo istniejących mostów stalowych. Ponadto analizę podzielono na trzy poziomy oceny: wstępną, szczegółową i ekspercką. Niepodważalną zaletą tej procedury jest fakt, że stanowi ona podstawę do tworzenia przyszłych norm europejskich w zakresie oceny nośności i prognozowania trwałości mostów. W pracy przedstawiono także przykład zastosowania procedury w ocenie trwałości zmęczeniowej kratownicowego mostu drogowego w jej poszczególnych fazach. Opierając się na przedmiotowej europejskiej procedurze oceny zmęczenia i obliczeniach MES, wyznaczono oraz przeanalizowano czynniki wpływające na żywotność obiektu. Przedstawiony przykład może zostać łatwo zastosowany w ocenie dowolnego mostu stalowego.

Słowa kluczowe: zmęczenie, mosty stalowe, kratownica, trwałość, karb konstrukcyjny, wytrzymałość zmęczeniowa

1. Wprowadzenie

Problem oceny trwałości istniejących mostów znacznie się nasilił w ostatnich latach, a wiele badań światowych wskazuje, że tendencja ta będzie się stale

¹ Tomasz Siwowski, Politechnika Rzeszowska, ul. Poznańska 2, 35-084 Rzeszów, tel. 17 8651019, e-mail: siwowski@prz.edu.pl

² Autor do korespondencji/corresponding author: Maciej Kulpa, Politechnika Rzeszowska, ul. Poznańska 2, 35-084 Rzeszów, tel. 17 8651016, e-mail: kulpa@prz.edu.pl

utrzymywać [1]. Kryzys ekonomiczny oraz znacząco niższe środki finansowe dostępne dla sektora infrastruktury transportu zmusiły wielu zarządców mostów oraz ich operatorów do odłożenia planowanych inwestycji budowy nowych obiektów drogowych i kolejowych, i w konsekwencji do przedłużania życia technicznego istniejących konstrukcji. W związku z tym przed zarządcami mostów stoją dzisiaj dwa główne wyzwania: konieczność zapewnienia dalszej, bezpiecznej eksploatacji istniejących mostów oraz wybór efektywnych ekonomicznie metod ich utrzymania. W tym celu niezbędne są działania pozwalające inżynierom oferować publicznym klientom rzetelną ocenę bezpieczeństwa i przydatności eksploatacyjnej istniejących mostów oraz efektywne metody ich utrzymania. Dostrzegła to także Komisja Europejska, finansując duże projekty badawcze w tej dziedzinie, m.in. *Sustainable Bridges* (www.sustainable-bridges.net), *SAMCO – Structural Assessment, Monitoring and Control* (www.samco.org) czy ostatnio *Long Life Bridges* (www.longlifebridges.com).

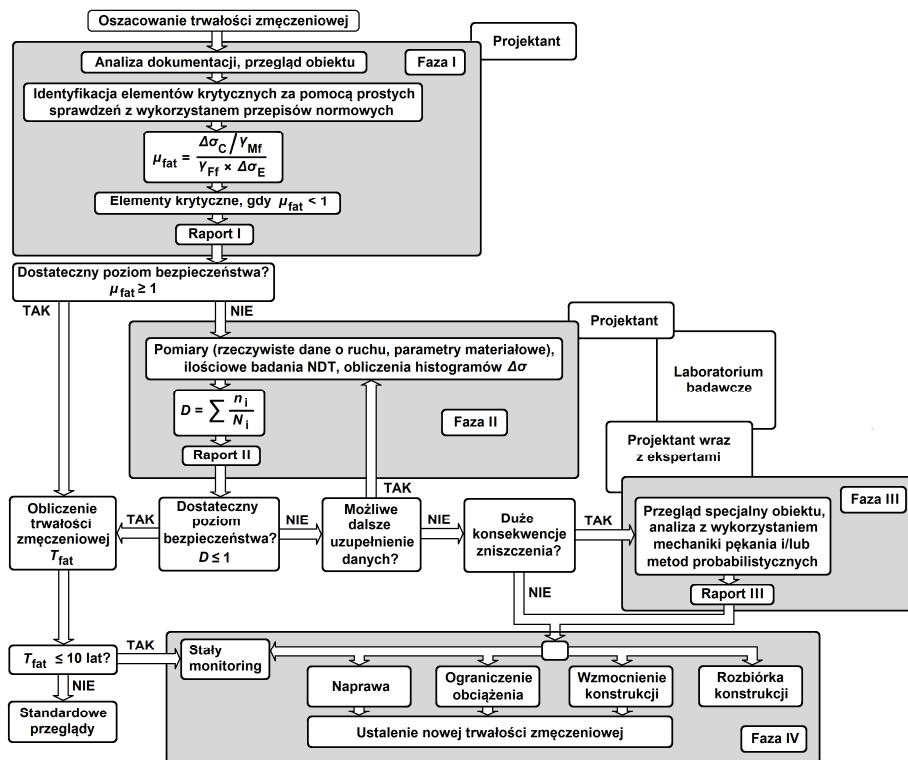
Opisaną tendencję można także zaobserwować w Polsce. Mimo że perspektywa unijna zapewni krajowi kolejny raz olbrzymie środki na budowę nowej infrastruktury drogowej i kolejowej, jednak konieczność zaangażowania budżetów krajowych w tzw. wkład własny spowoduje brak funduszy na utrzymanie istniejącej infrastruktury. Przy takich ograniczeniach finansowych rozdział środków na utrzymanie musi być oparty na rzetelnej wiedzy o stanie technicznym elementów infrastruktury i prognozowanej ich trwałości. Dlatego wdrożenie nowoczesnych metod oceny, badań i monitoringu stanu technicznego mostów oraz ich trwałości eksploatacyjnej staje się już dziś koniecznością. W Polsce wprawdzie żadna z dotychczasowych norm nie zawierała takiej procedury, jednakże od początku lat 80. ubiegłego wieku powstało wiele prac naukowych, w których zaprezentowano wiele różnych metod szacowania trwałości mostów [2-8]. Jednakże w świetle stałego rozwoju wspólnego europejskiego rynku robót budowlanych i usług inżynierskich istnieje potrzeba harmonizacji różnych procedur i stworzenia akceptowanych zaleceń dotyczących oceny bezpieczeństwa i trwałości istniejących konstrukcji. Zalecenia te powinny opierać się na regulacjach przyjętych w eurokodach i zawierać procedury na różnym poziomie analizy: podstawowym – opartym na metodach ogólnych oraz bardziej złożonym – wymagającym specyficznego doświadczenia i wiedzy.

W przypadku istniejących mostów stalowych kluczowym zagadnieniem w aspekcie oceny i prognozowania ich trwałości eksploatacyjnej jest zmęczenie materiału. Znanych jest wiele sposobów szacowania trwałości zmęczeniowej istniejących mostów stalowych [9-11]. W niniejszej pracy przedstawiono nową procedurę, opracowaną w ramach współpracy pomiędzy Centrum Badawczym Komisji Europejskiej (JRC) oraz Europejską Konwencją Konstrukcji Stalowych (ECCS) [12]. Opisana procedura jest oparta na europejskich normach zharmonizowanych do projektowania konstrukcji – eurokodach i będzie podstawą do tworzenia przyszłych eurokodów w zakresie oceny nośności i prognozowania trwałości mostów. Wykorzystując opisaną procedurę, wykonano ocenę trwałości

zmęczeniowej konstrukcji stalowej mostu przez Wisłę w Sandomierzu. W pracy przedstawiono wyniki tej oceny oraz wnioski.

2. Europejska procedura oceny trwałości zmęczeniowej konstrukcji stalowych

Zalecenia europejskie [12] zawierają krokową procedurę oceny trwałości zmęczeniowej istniejących konstrukcji stalowych, w tym mostów. W zaleceniach opisano m.in. wszystkie czynniki, które należy uwzględnić w ocenie zarówno pod względem wytrzymałości materiału, jak również obciążeń i oddziaływań, oraz podano możliwości uzyskania bardziej szczegółowych informacji o tych czynnikach. Ocenę trwałości zmęczeniowej przeprowadza się, gdy most przeszedł pozytywnie (w kontekście wymagań administratora) procedurę oceny nośności doraźnej (normowej lub użytkowej). Pełną procedurę oceny trwałości zmęczeniowej zalecaną przez wytyczne [12] pokazano na rys.1.



Rys. 1. Procedura oceny trwałości zmęczeniowej istniejącej konstrukcji stalowej, na podstawie [12]

Fig. 1. The remaining fatigue life assessment procedure of existing steel structures, based on [12]

Celem **fazy I** oceny trwałości zmęczeniowej jest identyfikacja krytycznych elementów konstrukcji ze względu na wyczerpanie trwałości zmęczeniowej za pomocą możliwie najprostszej metody zalecanej przez eurokody. W tym celu należy przeprowadzić szczegółową **analizę istniejącej dokumentacji archiwalnej** (jeżeli istnieje) oraz przegląd szczegółowy mostu. Analiza dokumentacji ma na celu potwierdzenie zgodności danych archiwalnych ze stanem rzeczywistym oraz identyfikację wszelkich zmian konstrukcyjnych. Należy także zwrócić uwagę na informacje o technologii wykonania mostu oraz na dokumenty zawierające historię kolejnych działań utrzymaniowych podjętych w czasie eksploatacji mostu (naprawy, wzmocnienia, modernizacje itp.). **Przegląd szczegółowy** jest kluczowym działaniem tej fazy. Podczas przeglądu (zasadniczo w zaleceniach [12] wymaga się jedynie inspekcji wzrokowej) należy zidentyfikować wszystkie elementy mostu, które uległy częściowej degradacji. W konstrukcjach stalowych dotyczy to przede wszystkim elementów skorodowanych, pękniętych, zdeformowanych oraz uszkodzonych połączeń tych elementów – spoin lub nitów. Przed rozpoczęciem przeglądu należy szczegółowo przeanalizować dane zawarte w raportach z przeglądów z lat ubiegłych. Porównanie tych danych pozwoli na ocenę rozwoju degradacji obiektu w czasie oraz wybór tych elementów, w których proces zniszczenia przebiega najszybciej.

Wstępną ocenę trwałości zmęczeniowej należy przeprowadzić, stosując procedurę zawartą w eurokodach do oceny zmęczenia konstrukcji nowych, czyniąc w przypadku braku informacji i/lub informacji wątpliwych konserwatywne (bezpieczne) założenia. W ten sposób należy zidentyfikować elementy krytyczne ze względu na zmęczenie. Obliczenie takie jest proste i szybkie, i daje wystarczająco dobre oszacowanie poziomu bezpieczeństwa każdego elementu. Metoda jest oparta na konwencjonalnych krzywych zmęczeniowych oraz klasyfikacji karbów zawartych w Eurokodzie 3-1-9 [13] oraz na modelu obciążeń zmęczeniowych FLM3 według Eurokodu 1-2 [14]. Wstępną ocenę **poziomu bezpieczeństwa zmęczeniowego elementu** wykonuje się za pomocą wzoru:

$$\mu_{fat} = \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf} \gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}} \geq 1,0 \quad (1)$$

gdzie: μ_{fat} – poziom bezpieczeństwa zmęczeniowego,

$\Delta\sigma_C$ – wytrzymałość zmęczeniowa normatywna dla $N_C = 2$ miliony cykli (tzw. kategoria zmęczeniowa elementu),

$\Delta\sigma_{E,2}$ – równoważny zakres zmienności naprężeń o stałej amplitudzie odniesiony do 2 milionów cykli,

γ_{Mf} – częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla wytrzymałości zmęczeniowej $\Delta\sigma_C$,

γ_{Ff} – częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla równoważnego zakresu zmienności naprężeń o stałej amplitudzie $\Delta\sigma_{E,2}$.

Zasady przyjmowania wartości poszczególnych wielkości podaje Eurokod 3-1-9 [13]. Równoważny zakres zmienności naprężeń o stałej amplitudzie odniesiony do 2 milionów cykli $\Delta\sigma_{E,2}$ oblicza się ze wzoru:

$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2} = \lambda_1 \times \lambda_2 \times \lambda_3 \times \lambda_4 \times \sigma(\gamma_{Ff}, Q_k) \quad (2)$$

gdzie: $\Delta\sigma(\gamma_{Ff}, Q_k)$ – zakres zmienności naprężeń od obciążeń zmęczeniowych wg Eurokodu 1-2 [14],

λ_i – współczynniki równoważności uszkodzeń, zależne od widm obciążeń określonych w odpowiednich częściach Eurokodu 3-2 [15],

Q_k – wartość obciążeń charakterystycznych w modelu obciążeń zmęczeniowych FLM 3 według Eurokodu 1-2 [14].

Stosując najprostszy model konstrukcji, należy obliczyć siły wewnętrzne oraz maksymalne i minimalne naprężenia wynikające z obciążenia pojazdem modelu FLM3, a następnie zakresy tych naprężeń, tzn. ich różnice algebraiczne, korzystając ze wzoru:

$$\Delta\sigma_p = |\Delta\sigma_{p,\max} - \Delta\sigma_{p,\min}| \quad (3)$$

Współczynniki równoważności uszkodzeń λ_i dla mostów drogowych wyznacza się według przepisów Eurokodu 3-2 [15]. W przypadku braku odpowiednich danych dotyczących λ_i wartości obliczeniowe zakresów naprężeń nominalnych można wyznaczyć, stosując zasady podane w Załączniku A Eurokodu 3-1-9 [13].

Gdy obliczony według procedury poziom bezpieczeństwa zmęczeniowego elementu $\mu_{fat} \geq 1,0$, wówczas można bezpiecznie przyjąć, że w elemencie (połączeniu) nie występuje zagrożenie zmęczeniem. Gdy $\mu_{fat} < 1,0$, wówczas należy przejść do fazy II i/lub III procedury oceny trwałości zmęczeniowej według założeń [12].

Celem obliczeń w **fazie II** jest m.in. określenie tzw. **bezwarunkowej żywotności zmęczeniowej**, tj. przewidywanego czasu do zniszczenia zmęczeniowego dla zadanego widma naprężeń. Obliczenie takie wykonuje się metodą liniowej kumulacji uszkodzeń Palmgrena–Minera według wzorów:

$$D_d = \sum \frac{n_{Ei}}{N_{R,i}} \leq 1,0 \quad \text{oraz} \quad T_s = \frac{1}{D_d} \quad (4)$$

gdzie: D_d – sumaryczne uszkodzenie zmęczeniowe w analizowanym okresie użytkowania,

n_{Ei} – liczba cykli związana z zakresem zmienności naprężeń $\gamma_{Ff} \Delta\sigma_i$ w i -tym paśmie widma obliczeniowego,

- N_{Ri} – trwałość obliczeniowa (liczba cykli) uzyskana na podstawie krzywej obliczeniowej $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ dla zakresu zmienności $\gamma_{Ff} \Delta\sigma_i$,
 T_s – bezwarunkowa żywotność zmęczeniowa wyrażona w latach.

Aby uzyskać wartość trwałości N_{Ri} dla każdego pasma widma, przyłożone zakresy zmienności naprężeń mnoży się przez γ_{Ff} , natomiast wartość wytrzymałości zmęczeniowej dzieli przez γ_{Mf} . Trwałość zmęczeniowa elementu nie jest zagrożona, gdy $D_d \leq 1,0$.

Przed wykonaniem obliczeń w fazie II muszą zostać przeprowadzone analizy i/lub pomiary oraz badania mające na celu: (a) aktualizację i uzupełnienie informacji dotyczących obciążeń, (b) udoskonalenie modelu obliczeniowego konstrukcji oraz (c) uzupełnienie informacji dotyczących niektórych cech materiału. **Dane o obciążeniach** są obarczone największą niepewnością wśród wymienionych parametrów, dlatego muszą być koniecznie zaktualizowane i uzupełnione. Zamiast stosowania prostych normowych modeli obciążeń (jak np. model FLM3 według Eurokodu 1-2 [14] zastosowany w fazie I) należy zastosować rzeczywiste dane z pomiarów ruchu lub bardziej złożone modele obciążeń zmęczeniowych, uwzględniające zestawy standardowych samochodów ciężarowych, które łącznie wywołują efekty równoważne tym, jakie występują w typowym ruchu na drogach (np. model FLM4 wg Eurokodu 1-2 [14]). Należy jednak pamiętać, że wynik pomiaru w dowolnym punkcie (a także wynik obliczeń z wykorzystaniem złożonego modelu obciążeń) należy ekstrapolować zarówno w przeszłość, jak i w przyszłość. Pomocne w tym celu są wszelkie dane statystyczne z pomiarów ruchu zbierane przez administrację drogową.

Obliczeniowy model konstrukcji stosowany w fazie I jest zazwyczaj bardzo prosty, lecz konserwatywny, co powoduje, że uzyskiwane wyniki naprężeń są ogólnie od 10 do 40% większe od rzeczywistych (w zależności od jakości użytego modelu). Odnosząc to do obliczeń zmęczeniowych, można wykazać, że uzyskuje się wydłużoną żywotność zmęczeniową elementu od 1,3 do 2,7 razy, zakładając nachylenie krzywej zmęczeniowej $m = 3,0$ [12]. Z drugiej jednak strony prosty model nie uwzględnia wielu efektów drugorzędnych, z których część (np. dystorsja przekroju, deformacje z płaszczyzny, drgania) może być przyczyną pęknięć zmęczeniowych. Zastosowanie bardziej złożonego modelu obliczeniowego (np. model numeryczny 3D), walidowanego na podstawie wyników próbnego obciążenia mostu może zredukować większość niepewności związanych z zakresami naprężeń stosowanymi do obliczeń zmęczeniowych.

Wartości charakterystyczne **wytrzymałości zmęczeniowych** ustalane na podstawie normowych krzywych S-N [13] są często bardzo konserwatywne. Ponadto nie dla wszystkich możliwych elementów konstrukcyjnych występujących w istniejących mostach stalowych takie krzywe są podane w Eurokodzie [13] (np. brak danych dla połączeń/elementów nitowanych). Skutkuje to zazwyczaj przyjęciem niższych (bezpiecznych) kategorii zmęczeniowych w obliczeniach fazy I. Wpływ na nośność zmęczeniową detalu ma gatunek stali, z jakiej

wykonano konstrukcję – nie zawsze jest on znany, szczególnie w przypadku braku dokumentacji archiwalnej. W celu uzupełnienia informacji dotyczących wytrzymałości zmęczeniowej nietypowych karbów zastosowanych w badanym moście konieczne są studia literaturowe, które będą pomocne w znalezieniu niezbędnych, wiarygodnych danych. Natomiast w celu wyznaczenia rzeczywistych cech wytrzymałościowych zastosowanej stali zazwyczaj konieczne jest przeprowadzenie badań materiałowych na próbkach wyciętych z konstrukcji. Uzupełnieniem obliczeniowej części fazy II są **ilościowe badania nieniszczące** (NDT) podejmowane w celu identyfikacji możliwych rys zmęczeniowych w elementach krytycznych wyznaczonych w fazie II. W przypadku wykrycia takich rys w konstrukcji ocenę trwałości zmęczeniowej należy wykonać według zaleceń jak dla fazy III, pomijając analizy przewidziane w fazie II.

Według zaleceń [12] w przypadku możliwych poważnych konsekwencji związanych z ryzykiem niebezpieczeństwa i/lub generowania nadmiernych kosztów, spowodowanych wykazaną w fazie II wyczerpaną trwałością zmęczeniową mostu, konieczne jest przeprowadzenie badań i analiz ujętych w **fazie III**. Faza ta obejmuje działania z wykorzystaniem specjalistycznych procedur i narzędzi, takich jak: (a) metody mechaniki pęknięcia w ocenie bezwarunkowej żywotności zmęczeniowej, (b) metody probabilistyczne w ocenie wpływu zmienności podstawowych parametrów na trwałość zmęczeniową, (c) jakościowe badania NDT.

Jeżeli wyniki działań przewidzianych w fazach od I do III nie potwierdzą możliwości pozostawienia mostu w użytkowaniu ze standardowym poziomem bieżącego utrzymania oraz konwencjonalnym systemem przeglądów, konieczne jest wprowadzenie prac zabezpieczających i/lub naprawczych. W ramach tych prac, stanowiących **fazę IV** działań wg zaleceń [12], mogą być konieczne: intensyfikacja przeglądów i/lub wprowadzenie stałego monitoringu konstrukcyjnego (SHM), redukcja ciężaru i liczby pojazdów poruszających się po moście, naprawa elementów pękniętych, wzmocnienie mostu, a w najgorszym razie – zamknięcie i/lub rozbiórka mostu.

3. Opis mostu przez Wisłę w Sandomierzu

Most drogowy przez Wisłę w Sandomierzu położony w ciągu drogi krajowej nr 77 został wybudowany w 1953 r. Schemat statyczny mostu to kratownica ciągła o zmiennej wysokości konstrukcyjnej z jezdnią górną. Rozpiętości przęseł wynoszą odpowiednio: $84,8 + 95,4 + 95,4 + 95,4 + 84,8 = 455,8$ m. Ustrój nośny obiektu stanowią dwa nitowane dźwigary kratowe o wysokości konstrukcyjnej od 3,10 (przęsło) do 5,70 m (podpora). Dźwigary są stężone dwuteowymi poprzecznkami nitowanymi, na których opiera się stalowy ruszt pomostu z belek walcowanych, tj. dwuteowe podłużnice i poprzecznice pośrednie. Na ruszcie są ułożone blachy nieckowe wypełnione betonem asfaltowym i przykryte konwencjonalną nawierzchnią bitumiczną. Jezdnia na obiekcie ma szerokość

2 × 3,50 m oraz obustronne chodniki dla pieszych o szerokości 2,1 m. Całkowita szerokość pomostu wynosi 6,45 m. Przęsła mostu są oparte na masywnych żelbetowych przyczółkach i filarach za pomocą stalowych łożysk wałkowych. Podpory mostu są posadowione na kesonach (filary) i palach drewnianych (przyczółki). Most oraz elementy jego pomostu pokazano na rys. 2.



Rys. 2. Most przez Wisłę w Sandomierzu oraz elementy jego pomostu

Fig. 2. The existing bridge over the Vistula River in Sandomierz and detail of an orthotropic deck

Ogólny stan techniczny mostu oceniony na podstawie przeglądu szczegółowego jest dostateczny, co wynika głównie z wieloletnich zaniedbań utrzymaniowych. Do najpoważniejszych uszkodzeń konstrukcji stalowej dźwigarów należą ubytki korozyjne, stwierdzone głównie w węzłach pasów górnych oraz w strefach przydylatacyjnych mostu. Korozją są dotknięte również elementy rusztu pomostu oraz blachy nieckowe, szczególnie w sąsiedztwie otworów odwadniających. Podczas inspekcji mostu nie stwierdzono pęknięć elementów/połączeń ani luźnych nitów w węzłach nośnych dźwigarów. Ocena nośności doraźnej (normowej i użytkowej) mostu została wykonana według procedury opisanej w pracy [16]. Wyniki tej oceny administrator uznał za zadowalające, co było podstawą do rozpoczęcia prac nad oceną trwałości zmęczeniowej mostu.

4. Ocena trwałości zmęczeniowej mostu – faza I

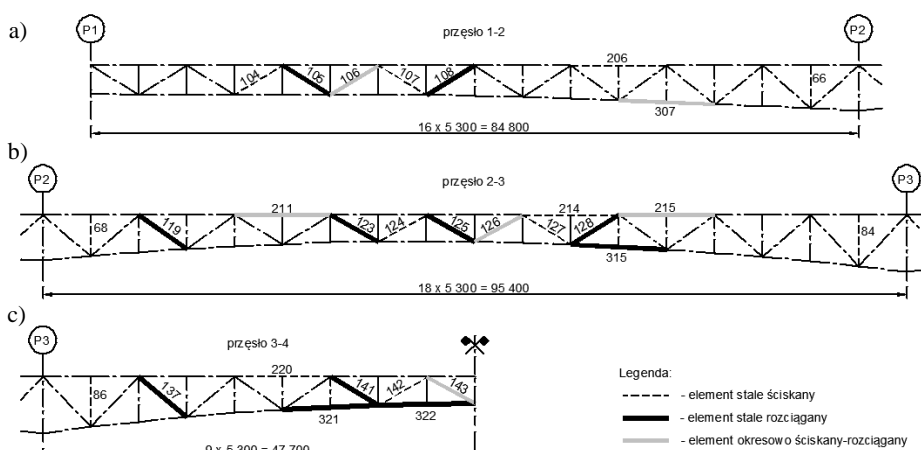
Wykonana inwentaryzacja geometryczna mostu potwierdziła zgodność jego rzeczywistej konstrukcji z danymi z dokumentacji archiwalnej. Analiza istniejącej dokumentacji wykazała, że obliczenia statyczno-wytrzymałościowe konstrukcji stalowej przeprowadzono bez uwzględnienia zmęczenia materiału. Zidentyfikowane w wyniku przeglądu szczegółowego ubytki korozyjne przekrojów niektórych elementów nośnych uwzględniono w ocenie nośności normowej i użytkowej mostu.

Wstępną ocenę poziomu bezpieczeństwa zmęczeniowego elementów mostu wykonano za pomocą wzoru (1), przyjmując następujące wartości:

- $\Delta\sigma_C = 71$ MPa – dla elementu nitowanego według pracy [17],
- $\Delta\sigma_C = 80$ MPa – dla karbu spawanego w podłużnicy walcowanej według Eurokodu 3-1-9 (tab. 8.4) [13],
- $\gamma_{Ff} = 1,0$ – zalecane według Eurokodu 3-2 (r. 9) [15],
- poziom bezpieczeństwa zmęczeniowego,
- $\gamma_{Mf} = 1,35$ – zalecane według Eurokodu 3-1-9 (tab. 3.1) w przypadku poważnych konsekwencji zniszczenia obiektu [13].

Współczynniki równoważności uszkodzeń λ_2 i λ_3 dla mostu wyznaczono dla następujących założeń: natężenie ruchu wg GPR 2010 (dla DK77, odcinek C), planowany czas dalszego użytkowania mostu – 10 lat (według założeń administratora). Pozostałe współczynniki uszkodzeń λ_1 i λ_4 zależą od geometrii mostu. Obliczenia sił wewnętrznych w elementach dźwigara wykonano za pomocą płaskiego modelu konstrukcji, rozdzielając obciążenie wyposażeniem i pojazdem FLM3 równomiernie na oba dźwigary oraz uwzględniając ciężar własny. Na podstawie obliczonych sił wewnętrznych wyznaczono naprężenia minimalne oraz maksymalne w przekroju netto każdego pręta oraz obliczono zakresy naprężeń $\Delta\sigma_p$.

Dla tak przyjętych założeń oraz obliczonych zakresów naprężeń wyznaczono wszystkie elementy konstrukcji stalowej, dla których $\mu_{fat} < 1,0$. Elementy te pokazano na rys. 3. (linią pogrubioną zaznaczono elementy stale rozciągane). Łącznie w konstrukcji każdego dźwigara kratowego zidentyfikowano 11 ele-



Rys. 3. Elementy dźwigara kratowego zagrożone zmęczeniem (linia pogrubiona): a) przęsło skrajne, b) przęsło przyskrajne, c) połowa przęsła środkowego

Fig. 3. The elements of the main truss vulnerable to fatigue: a) end-span, b) second span, c) half of the middle span

mentów zagrożonych zmęczeniem, w tym 3 odcinki pasa dolnego oraz 8 krzyżulców. Analogiczne obliczenia przeprowadzono dla elementów pomostu. Najbardziej zagrożonym elementem okazała się podłużnica w przekrojach usztywnionych spawanymi żebrami pionowymi, położonymi w 1/3 i 2/3 rozpiętości (rys. 2.). W tabeli 1. przedstawiono przykładowe obliczenia zmęczeniowe dla wybranych prętów dźwigara w I fazie.

Tabela 1. Przykładowe obliczenia zmęczeniowe w fazie I

Table 1. The exemplary results of calculations in phase I

Strefa dźwigara	Środkowa	Podporowa	Środkowa
Nr elementu	105 (krzyżulec)	119 (krzyżulec)	125 (krzyżulec)
A_{netto} [cm ²]	102,4	161,1	71,3
N_{min} [kN]	604,8	2410,3	1,2
N_{max} [kN]	1389,0	3242,6	850,9
$\sigma_{p,\text{min}}$ [MPa]	59,0	149,6	0,2
$\sigma_{p,\text{max}}$ [MPa]	135,6	201,3	119,4
$\Delta\sigma_p$ [MPa]	76,6	51,7	119,2
λ	0,995	1,270	0,936
Φ_2	1,0	1,0	1,0
$\Delta\sigma_{E,2}$	76,2	65,6	111,6
$\Delta\sigma_c$	71,0	71,0	71,0
γ_{Ef}	1,0	1,0	1,0
γ_{Mf}	1,35	1,35	1,35
μ_{fat}	0,69	0,80	0,47
$\mu_{fat} \geq 1,0$	0	0	0

5. Ocena trwałości zmęczeniowej mostu – faza II

Zgodnie z zaleceniami procedury [12] w fazie II wykonano aktualizację i uzupełnienie informacji dotyczących obciążeń mostu oraz zastosowano bardziej zaawansowany model obliczeniowy. Na tym etapie oceny nie przeprowadzono badań zmęczeniowych na próbkach wyciętych z konstrukcji. Przyjęto, że dane dotyczące wytrzymałości zmęczeniowej połączeń nitowanych zaczerpnięte z publikacji [17] są oparte na studiach literaturowych oraz badaniach własnych autora. Uzupełnieniem obliczeniowej części fazy II były natomiast ilościowe badania nieniszczące (NDT) wykonane w celu identyfikacji możliwych rys zmęczeniowych w elementach krytycznych, wyznaczonych w obliczeniach.

Do symulacji obciążeń mostu w fazie II wykorzystano model obciążeń zmęczeniowych FLM4 według Eurokodu 1-2 [14], przewidziany do stosowania w ocenie trwałości zmęczeniowej przez odniesienie do krzywych wytrzymałości zmęczeniowej określonych w Eurokodzie 3-1-9 [13]. Jest to zestaw pięciu stan-

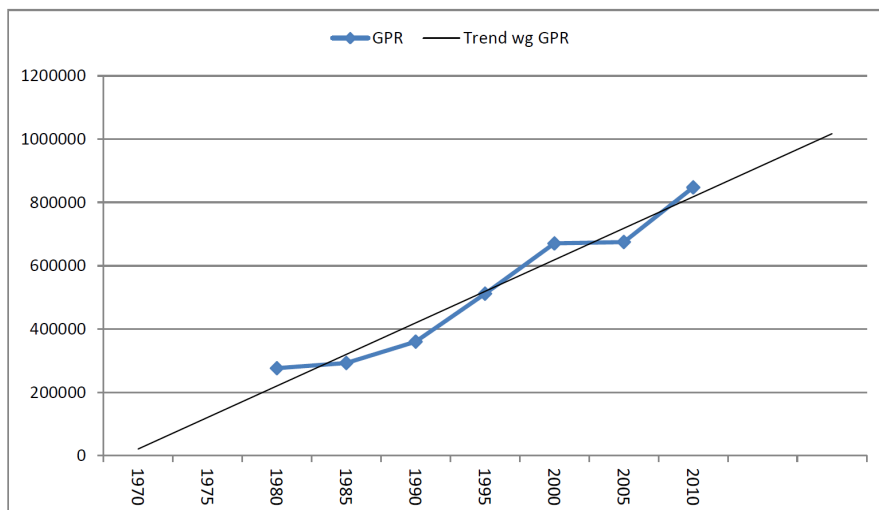
dardowych samochodów ciężarowych, które zastosowane łącznie wywołują efekty obciążeniowe równoważne tym, jakie mają miejsce na obiektach mostowych obciążonych typowym natężeniem ruchu na drogach europejskich. Każdy samochód jest opisany liczbą osi i ich rozstawem podłużnym i poprzecznym oraz równoważnym obciążeniem każdej osi. Model obciążenia FLM4 stosuje się przy wyznaczaniu widma zakresów naprężeń wywołanych przejazdem samochodów ciężarowych po moście. Jest on bardziej dokładny niż model FLM3 w przypadku różnych mostów i zróżnicowanego ruchu, gdy można pominąć jednoczesną obecność na moście kilku samochodów ciężarowych. Eurokod 1-2 [14] zaleca, aby w sprawdzeniach zmęczeniowych określono kategorię ruchu na moście za pomocą liczby N_{obs} samochodów ciężarowych (o maksymalnym ciężarze całkowitym większym od 100 kN), wyznaczonej pomiarami lub przewidywanej w każdym roku eksploatacji mostu. Przykładowe wartości N_{obs} z wykorzystaniem modelu FLM4, a także udział procentowy rodzajów poszczególnych pojazdów, który zależy od rodzaju ruchu, oraz parametry określające rozkład ciężaru pojazdów lub obciążeń osi każdego rodzaju podano w tablicach Eurokodu 1-2 [14]. W ocenie trwałości zmęczeniowej obiektów mostowych jest zalecane rozpatrywanie zestawu samochodów ciężarowych właściwych dla ruchu mieszanego przewidzianego na danej drodze.

Do wyznaczenia kategorii ruchu na moście w Sandomierzu (tzn. liczby N_{obs}) wykorzystano dane z Generalnego Pomiaru Ruchu na drodze krajowej nr 77 (odcinek C), zaczerpnięte ze strony GDDKiA (www.gddkia.gov.pl). Według tych pomiarów całkowita liczba pojazdów ciężkich (samochody ciężarowe, samochody ciężarowe z przyczepą oraz autobusy) wynosiła w 2010 r. $N_{obs} = 847\,530$ pojazdów. Wartość ta była podstawą do obliczenia całkowitej liczby pojazdów ciężkich, które przejechały przez most od momentu jego przekazania do eksploatacji (tj. od 1953 r.). Wielkość tą obliczono przez ekstrapolację wstecz, stosując następujące założenia:

- wielkość rzeczywistego ruchu pojazdów ciężkich w latach 2010, 2005 oraz 2000 przyjęto według GPR (www.gddkia.gov.pl),
- wielkości ruchu w latach 1980-2000 obliczono za pomocą wskaźników wzrostu ruchu na drogach krajowych, obliczonych na podstawie danych GPR i opublikowanych w pracy [6],
- wielkość ruchu w latach 1970-1980 obliczono na podstawie linii trendu wyznaczonej dla rzeczywistych pomiarów ruchu w latach 1980-2010 (rys. 4.),
- wielkość ruchu w latach 1953-1970 przyjęto jak dla 1970 r. (założenie konserwatywne).

Obliczona na podstawie wymienionych założeń oraz wyznaczonej linii trendu GPR całkowita liczba pojazdów ciężkich, które przejechały przez most w okresie jego eksploatacji w latach 1954-2010, wynosi $N_{obs} = 17\,553\,283$ pojazdów. Liczbę tę przyjęto w ocenie trwałości zmęczeniowej mostu, zakładając

także średni dystansowy rodzaj ruchu oraz stosując strukturę podziału N_{obs} na pięć standardowych samochodów ciężarowych według Eurokodu 1-2 [14].



Rys. 4. Wzrost ruchu pojazdów ciężkich przez most w Sandomierzu w latach 1970-2010

Fig. 4. The increase in heavy traffic on the bridge in Sandomierz in the years 1970-2010

W fazie II do obliczeń sił wewnętrznych, naprężeń oraz zakresu ich zmienności $\Delta\sigma_p$ zastosowano bardziej złożony model obliczeniowy konstrukcji. Był to przestrzenny model 3D zbudowany z elementów belkowych programu Sofistik do obliczeń MES. W modelu założono sztywne węzły kratownic i pomostu oraz symulowano rzeczywiste warunki podparcia przęsła. Wykorzystując ten model, wyznaczono zakres $\Delta\sigma_p$ od obciążenia każdym z pięciu standardowych samochodów modelu FLM4 dla każdego elementu krytycznego konstrukcji wyznaczonego w fazie I. Obliczone wartości $\Delta\sigma_p$ zastosowano w obliczeniach sumarycznych uszkodzeń zmęczeniowych D_d (wg wzoru (4)) każdego z elementów krytycznych w założonym okresie eksploatacji mostu. Wyniki tych obliczeń podano w tab. 2.

Tabela 2. Sumaryczne uszkodzenie zmęczeniowe D_d krytycznych elementów mostu

Table 2. The damage accumulation calculation D_d for critical elements of the bridge

Rodzaj elementu	Krzyżulce								Pas dolny			Pomost	
	Nr elementu	105	108	119	123	125	128	137	141	315	321	322	P_{prz}
Uszkodzenie D_d	1,77	1,84	0,63	0,61	5,64	0,74	0,29	1,02	2,08	1,98	0,78	5,40	8,03

Jak wynika z tab. 2., większość badanych elementów mostu ma już wyczerpaną trwałość zmęczeniową oraz prawie zerową żywotność zmęczeniową

($D_d > 1,0$). Oznacza to, że w każdej chwili w tych elementach (jeżeli już to nie nastąpiło) może się rozpocząć proces inicjacji i propagacji pęknięć zmęczeniowych. Najbardziej zagrożone są podłużnice pomostu oraz krzyżulec 125, położony w środkowym przekroju przęsła przyskrajnego. W przypadku podłużnic miejscem inicjacji pęknięć mogą być spoiny łączące żebra pionowe z pasem dolnym belek walcowanych, natomiast w przypadku krzyżulca – przekrój netto w połączeniu nitowanym krzyżulca z blachą węzłową. Potencjalne pęknięcia zmęczeniowe krzyżulca jest bardzo niebezpieczne, gdyż będzie ukryte pod blachą węzłową, aż do momentu przekroczenia długości krytycznej i przejścia w pęknięcie kruche prowadzące do zniszczenia elementu. Ponieważ krzyżulec 125 nie jest prętem nadliczbowym, jego potencjalne zniszczenie może być groźne dla całej konstrukcji mostu.

W związku z przedstawionym wynikiem analizy obliczeniowej prace fazy II rozszerzono o ilościowe badania NDT wszystkich krytycznych elementów i połączeń o dużym zagrożeniu zmęczeniowym. Przeprowadzono szczegółowe oględziny wizualne z użyciem penetrantów (VT) oraz badania ultrasonograficzne (US) i magnetyczne (MT) spoin w wybranych podłużnicach i połączeń nitowanych prętów kratownicy oraz blach węzłowych (rys. 5.). Przeprowadzone badania NDT nie wykazały pęknięć w konstrukcji stalowej przęsła. Podjęto również wstępne badania jakościowe NDT z wykorzystaniem metody emisji akustycznej, które potwierdziły rozpoczęcie procesu inicjacji pęknięć zmęczeniowych w niektórych wskazanych lokalizacjach [18].



Rys. 5. Ilościowe badania NDT krytycznych elementów mostu

Fig. 5. The quantitative inspection (NDT methods) of critical elements

Ocena trwałości zmęczeniowej mostu kratownicowego przez Wisłę w Sandomierzu wykonana według procedury zalecanej w pracy [12] wykazała, że wiele elementów mostu ma wyczerpaną trwałość oraz prawie zerową żywotność zmęczeniową. Potencjalne pęknięcia zmęczeniowe mogą doprowadzić do konieczności wprowadzenia ograniczeń w przejeździe mostu, natomiast pęknię-

cia krzyżulców mogą stanowić zagrożenie dla bezpieczeństwa całego mostu i jego użytkowników. Wprawdzie ilościowe badania NDT nie wykazały pęknięć w konstrukcji stalowej przęsła, to jednak badania AE potwierdziły rozpoczęcie tego procesu. Należy jednak zaznaczyć, że ze względu na dostępność do konstrukcji badaniami objęto jedynie 25% krytycznych węzłów dźwigarów oraz około 15% zagrożonych zmęczeniem podłużnic pomostu.

6. Kolejne fazy oceny trwałości

Wyniki oceny uzyskane w fazie II są obarczone pewnym błędem, którego przyczyny leżą zarówno po stronie bezpiecznej, jak również po stronie niebezpiecznej dla konstrukcji.

1. Przyjęty do tworzenia widma naprężeń w elementach mostu model obciążeń zmęczeniowych FLM4 oraz struktura ruchu według Eurokodu 1-2 [14] niedokładnie odzwierciedlają rzeczywistą sytuację ruchu pojazdów ciężkich na moście.
2. Przyjęta metoda obliczenia całkowitej liczby pojazdów ciężarowych w okresie dotychczasowej eksploatacji mostu (N_{obs}) oparta na danych GPR jest obciążona błędem wynikającym z przyjęcia średniej linii trendu wzrostu liczby pojazdów na moście.
3. Zastosowany model obliczeniowy MES konstrukcji mostu nie został walidowany w badaniach.
4. W obliczeniach MES nie uwzględniono rzeczywistego stanu technicznego konstrukcji, w tym zwłaszcza korozji węzłów i elementów pomostu.
5. Przyjęta metoda klasyfikacyjna oceny zmęczeniowej oparta na normowych krzywych zmęczeniowych jest stosunkowo prosta, lecz ma wiele ograniczeń.
6. Przyjęta według pracy [18] kategoria zmęczeniowa $\Delta\sigma_c$ dla połączeń nitowanych różni się od wyników badań takich połączeń, publikowanych w innych źródłach (np. w pracy [19] zaleca się przyjmowanie wartości $\Delta\sigma_c = 63$ MPa).
7. Przeprowadzone badania NDT nie obejmowały całej konstrukcji stalowej mostu.
8. Deterministyczny charakter analizy nie pozwala na uwzględnienie zmienności parametrów wpływających na trwałość mostu oraz na oszacowanie prawdopodobieństwa wystąpienia awarii i/lub katastrofy mostu.

Prace mające na celu zmniejszenie błędu oszacowania trwałości zmęczeniowej przez likwidację części wymienionych przyczyn są przedmiotem III fazy oceny trwałości zmęczeniowej według zaleceń [12]. W ramach tej fazy należy podjąć następujące działania:

- 1) przeprowadzić badania mostu pod próbnym obciążeniem w celu walidacji modelu MES konstrukcji mostu,

- 2) w obliczeniach MES uwzględnić rzeczywisty stan techniczny konstrukcji, w tym np. zasięg korozji według zaleceń podanych w pracy [6],
- 3) przeprowadzić badania eksploatacyjne mostu pod wpływem ruchu w celu wyznaczenia rzeczywistego widma naprężeń w krytycznych elementach mostu,
- 4) wyznaczyć kategorię zmęczeniową dla połączeń nitowanych na podstawie badań,
- 5) wykonać szczegółowe obliczenie trwałości zmęczeniowej metodami mechaniki pękania w celu wyznaczenia potencjalnych miejsc inicjacji pęknięć, ich wielkości, szybkości propagacji oraz wymaganej częstotliwości przeglądów mostu ze względu na zagrożenie zmęczeniem wraz z wyborem adekwatnej metody kontroli,
- 6) przeprowadzić jakościowe badania NDT całej konstrukcji stalowej (np. metodą emisji akustycznej),
- 7) wyznaczyć prawdopodobieństwo wystąpienia pęknięć zmęczeniowych oraz niezawodność konstrukcji mostu uwzględniających zmienność podstawowych parametrów stosowanych do oceny trwałości zmęczeniowej.

Dopiero po wykonaniu tych prac analitycznych i badawczych należy podjąć ostateczną decyzję o wprowadzeniu adekwatnych i skutecznych działań w ramach fazy IV, prowadzących do zwiększenia trwałości zmęczeniowej oraz podniesienia poziomu bezpieczeństwa starego mostu przez Wisłę w Sandomierzu. Jednakże jego administrator podjął inną decyzję, wyłączając most z eksploatacji do czasu jego całkowitej przebudowy, tj. wymiany istniejącej konstrukcji stalowej na nową przęsła.

7. Podsumowanie

Opisana w pracy etapowa procedura oceny trwałości zmęczeniowej uwzględnia wszystkie czynniki, zarówno te z zakresu obciążeń, jak również materiałowej mogące mieć wpływ na niezawodność i bezpieczeństwo istniejących mostów stalowych. Ponadto zawiera trzy poziomy oceny: wstępny, szczegółowy i ekspercki, oferując z jednej strony rosnącą dokładność i niezawodność wyniku, z drugiej zaś zwiększające się koszty, czas wykonania oraz wymagany poziom wiedzy osób, które mogłyby taką ocenę wykonać. Procedura jest kompatybilna z nowymi normami europejskimi służącymi do projektowania nowych konstrukcji stalowych – Eurokodami 1 i 3, uwzględnia bowiem metodę stanów granicznych oraz globalny współczynnik bezpieczeństwa konstrukcji przyjmowany w tym systemie norm, a poprzez wprowadzenie do stosowania parametrów ustalanych na poziomie krajowym (tzw. NDP) umożliwia przyjęcie cząstkowych współczynników bezpieczeństwa ustalonych w danym kraju. Niepodważalną zaletą tej procedury jest to, że stanowi podstawę do tworzenia przyszłych eurokodów z zakresu oceny nośności i prognozowania trwałości mostów.

Literatura

- [1] Bridge Maintenance, Safety, Management, Resilience and Sustainability: Proc. of the Sixth International IABMAS Conference, Stresa, Lake Maggiore, Italy, 8-12 July 2013, Fabio Biondini, Dan M. Frangopol (eds.). CRC Press, 2012.
- [2] Czudek H., Pietraszek T.: Trwałość stalowych konstrukcji mostowych przy obciążeniach zmiennych. WKŁ, Warszawa 1980.
- [3] Kmita J.: Wytrzymałość eksploatacyjna mostów – celowość i zarys programu badań. Prace IBDiM, nr 1/1990.
- [4] Mańko Z., Wysokowski A.: Wytrzymałość eksploatacyjna przęseł mostowych. Prace IBDiM, nr 3/1990.
- [5] Rymśza J.: Trwałość i model degradacji obiektu mostowego. Inżynieria i Budownictwo, nr 10/1995.
- [6] Wysokowski A.: Trwałość mostów stalowych w funkcji zjawisk zmęczeniowych i korozyjnych. IBDiM, Studia i Materiały, z. 53, 2001.
- [7] Czudek H., Wysokowski A.: Trwałość mostów drogowych. WKŁ, Warszawa 2005.
- [8] Alkhafaji T., Wróbel M., Zobel H.: Określanie trwałości mostów drogowych. Mosty, nr 2/2007.
- [9] Moses F., Schilling C.G., Raju K.S.: Fatigue evaluation procedures for steel bridges. NCHRP Report 299, Transportation Research Board, National Research Council, Washington DC, November 1987.
- [10] Ni Y., Ye X., Ko J.: Monitoring-based fatigue reliability assessment of steel bridges: analytical model and application. Journal of Structural Engineering, ASCE, no. 136(12), 2010.
- [11] Guo T., Frangopol D.M., Chen Y.: Fatigue reliability assessment of steel bridge details integrating weigh-in-motion data and probabilistic finite element analysis. Computers & Structures, vol. 112-113, 2012.
- [12] Kühn B. et al.: Assessment of existing steel structures: recommendations for estimation of remaining fatigue life. JRC Scientific and Technical Report no. 43401. European Commission, Joint Research Centre, Luxembourg 2008.
- [13] PN-EN 1993-1-9:2007. Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-9: Zmęczenie.
- [14] PN-EN 1991-2:2007. Eurokod 1: Oddziaływanie na konstrukcje. Część 2: Obciążenia ruchome mostów.
- [15] PN-EN 1993-2:2007. Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 2: Mosty.
- [16] Siwowski T.: Porównanie nośności normowej i użytkowej typowego przęsła mostu kratowego. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Seria: Budownictwo i Inżynieria Środowiska, nr 51, 2009.
- [17] Akesson B.: Fatigue life of riveted Steel Bridges. CRC Press/Balkema, London 2010.
- [18] Świt G., Goszczyńska B., Trąmpczyński W., Krampikowska A.: Zastosowanie metody emisji akustycznej do oceny stanu technicznego mostu stalowego. Inżynieria i Budownictwo, nr 10/2013.
- [19] Larsson T.: Material and fatigue properties of old metal bridges. Master Thesis 2006:26. Luleå University of Technology, Luleå, Sweden 2006.

FATIGUE ASSESSMENT OF EXISTING STEEL BRIDGES ACCORDING TO EUROCODES

Summary

In case of existing steel bridges, especially riveted ones, fatigue cracks are the most often damages suffering a bridge. Therefore a fatigue assessment procedure seems to be one of the most important in durability evaluation of existing bridges. The reliable fatigue assessment can be decisive for estimated service life of a bridge. The main steps of the fatigue assessment procedure according to European recommendations based on Eurocodes have been described in the paper. This procedure is based on safe life design method coupled with nominal stress convention and takes into account all factors related to loads and materials, which affect the reliability and safety of existing steel bridges. Additionally the procedure is divided into three levels: preliminary, detailed and expert. Not insignificant is the fact that this procedure constitutes a basis for the future extension of the Eurocodes to cover the assessment of remaining fatigue life of the existing steel bridges. The procedure application for fatigue assessment of a steel truss road bridge has been also presented. On the basis of the European fatigue assessment recommendations and FEM calculations the factors determining the fatigue life of the bridge have been established and evaluated. This example can be easily used for such kind of assessment for an arbitrary existing steel bridge.

Keywords: fatigue, steel bridges, truss, durability, structural detail, fatigue strength

Przesłano do redakcji: 02.03.2014 r.

Przyjęto do druku: 02.06.2014 r.

DOI: 10.7862/rb.2014.19

Dariusz SOBALA¹

SPOSOBY OKREŚLANIA NOŚNOŚCI GEOTECHNICZNEJ PALI WCISKANYCH – PROCEDURY I PRZYKŁADY OBLICZENIOWE WEDŁUG EUROKODU 7

W pracy przedstawiono podstawowe sposoby określania nośności geotechnicznej pali wciskanych zgodnie z zasadami PN-EN 1997-1. Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne. Zasady ogólne zostały oparte na wynikach badań statycznych nośności pali, wynikach badań podłoża, wynikach badań dynamicznych pali: nośności pali przy dużych odkształceniach lub wstępach/wzorach dynamicznych. Poszczególne metody określania nośności geotechnicznej pali wciskanych przedstawiono w postaci procedur obliczeniowych wykorzystujących alternatywne w porównaniu z powszechnie stosowanymi metodami wg PN-EN 83/B-02482 – metody projektowania. Każdy z omówionych sposobów projektowania zilustrowano przykładem obliczeniowym opartym na danych zaczerpniętych z realizacji rzeczywistych fundamentów palowych w technologii żelbetowych pali prefabrykowanych wbijanych. Określone różnymi sposobami nośności geotechniczne pali zostały każdorazowo zweryfikowane metodami alternatywnymi zgodnie z wymaganiami Eurokodu 7. Porównanie wyników projektowania i weryfikacji nośności pali wciskanych uzyskanych różnymi sposobami potwierdza spójność koncepcji projektowania tego rodzaju elementów geotechnicznych przyjętą w Eurokodzie 7 i możliwość wymiennego stosowania poszczególnych sposobów projektowania pali w zależności od warunków realizacji projektu. Przedstawione w pracy przykłady projektowania pali prezentują również zawarte w Eurokodzie 7 możliwości aktywnego podejścia do kształtowania wartości nośności obliczeniowej i towarzyszącego jej poziomu bezpieczeństwa poprzez przyjęcie odpowiedniej strategii projektowania oraz określenia właściwego zakresu i rodzaju badań wykonywanych na potrzeby projektowania. Powszechne wdrożenie do krajowej praktyki projektowania pali zasad i reguł Eurokodu 7 umożliwi także wykorzystanie światowego dorobku w zakresie metod określania nośności granicznej pali.

Słowa kluczowe: nośność graniczna pali, nośność obliczeniowa pala, nośność charakterystyczna pala, badania pali, badania podłoża, wstęp

¹ Dariusz Sobala, Politechnika Rzeszowska, ul. Poznańska 2, 35-084 Rzeszów, tel. 17 8651596, e-mail: d.sobala@prz.edu.pl, Pracownia Projektowa Aarsleff Sp. z o.o.

1. Wprowadzenie

W Eurokodzie 7 [1] wyróżniono trzy podstawowe sposoby określania nośności geotechnicznej pali. Są to (w kolejności odpowiadającej zmniejszającemu się poziomowi niezawodności):

- 1) projektowanie na podstawie **wyników próbnych obciążeń statycznych pali** [2], które zostały potwierdzone obliczeniami,
- 2) projektowanie na podstawie **obliczeń z wykorzystaniem metod empirycznych lub analitycznych**, których wiarygodność została potwierdzona wynikami próbnych obciążeń statycznych w podobnych sytuacjach [3-7],
- 3) projektowanie na podstawie wyników **próbnych obciążeń dynamicznych pali** [8], których wiarygodność została potwierdzona wynikami próbnych obciążeń statycznych w podobnych sytuacjach.

Ponadto w Eurokodzie 7 dopuszczono możliwość projektowania pali **metodą obserwacyjną OM (Observational Method)** na podstawie **zachowania porównywalnych fundamentów palowych**, jeżeli poczynione obserwacje są potwierdzone wynikami badań w terenie i badań podłoża. OM jest przeciwieństwem metody eksperymentalnej, stanowiącej bezpośrednią lub pośrednią podstawę trzech wymienionych sposobów liczbowego określania nośności pali. Zgodnie ze współczesną definicją **metoda obserwacyjna** w geotechnice jest **zarządzanym, zintegrowanym i ciągłym procesem projektowania, kontroli budowy, monitorowania i przeglądów, który w razie potrzeby umożliwia wprowadzenie w trakcie realizacji lub po zakończeniu budowy wcześniej zaplanowanych modyfikacji**. Wszystkie wymienione składowe procesu muszą być jednakowo ważne. **Celem jest uzyskanie ekonomicznych rozwiązań geotechnicznych bez kompromisów w zakresie bezpieczeństwa** [9]. OM rzadko bywa stosowana do liczbowego określania nośności pali, dlatego też nie będzie dalej omawiana w niniejszej pracy.

Charakterystyczne dla trzech wymienionych sposobów określania nośności geotechnicznej pali jest zasada weryfikacji otrzymanych wyników w inny, alternatywny sposób. Pośrednią lub bezpośrednią podstawą weryfikacji nośności pali jest zawsze wynik próbnego obciążenia statycznego. Warto zauważyć, że zasady podane w Eurokodzie 7 rozciągają proces projektowania geotechnicznego pali poza analizy obliczeniowe i zmuszają projektanta do zdobywania niezbędnego w tej dziedzinie doświadczenia przez wykorzystywanie metod eksperymentalnych lub/i obserwacyjnych, realizowanych na etapie wykonawstwa robót palowych. Uzasadnieniem konieczności stosowania w projektowaniu geotechnicznym zasady weryfikacji wyników obliczeń niech będą słowa ojca mechaniki gruntów Karla Terzaghi'ego: *„Niestety grunty są uformowane przez naturę, a nie przez człowieka, a produkty natury są zawsze złożone (...) W chwili przejścia ze stali lub betonu do gruntu nieograniczone możliwości teorii przestają funkcjonować. Naturalny grunt nigdy nie jest jednorodny. Jego parametry zmieniają się z miejsca na miejsce, podczas gdy nasza wiedza o ich właściwościach*

jest ograniczona do kilku miejsc, w których pobrano próbki. W mechanice gruntów dokładność obliczeń nigdy nie jest większa niż grube przybliżenie, a głównym zadaniem teorii jest nauczenie nas co i w jaki sposób obserwować w terenie.” [10].

Prezentowane praktyczne procedury i opracowane według nich przykłady określania nośności geotechnicznej pali wciskanych są oparte na zaleceniach Eurokodu 7, stosowanych na świecie metodach projektowania pali, danych z metryk i wynikach przeprowadzonych badań nośności pali. Procedury te zostały w całości lub w części wykorzystane w praktyce m.in. w projektowaniu i ocenie jakości realizowanych robót palowych na dużych inwestycjach, takich jak Stadion Narodowy w Warszawie, budowa autostrady A-4 na Podkarpaciu i terminala LNG (Gazoportu) w Świnoujściu, z realizacji których pochodzi większość danych do prezentowanych przykładów obliczeniowych.

Projektowanie geotechniczne pali wciskanych w stanie granicznym nośności sprowadza się do takiego doboru rozwiązania technologiczno-konstrukcyjnego pala lub/i fundamentu palowego, aby spełniony była warunek:

$$F_{c,d} \leq R_{c,d},$$

gdzie: $F_{c,d}$ – obliczeniowy efekt oddziaływań na projektowany pal lub fundament palowy, a $R_{c,d}$ jest interesującą nas nośnością obliczeniową pala.

2. Sposób 1. – projektowanie na podstawie wyników próbnych obciążeń statycznych

Próbne obciążenia należy przeprowadzać na palach (1) nowego rodzaju, (2) wykonywanych przy użyciu nowych technologii, (3) niebadanych dotychczas w rozpatrywanych warunkach gruntowych lub/i obciążeniowych, (4) dla których brak podstaw teoretycznych do projektowania, oraz (5) wykazujących w trakcie wykonywania znaczne odchylenia od normy, których nie udało się wyjaśnić po przeprowadzeniu dodatkowych badań podłoża.

Próbne obciążenia pali można wykorzystać do oceny przydatności metod wykonania pali, określenia zachowania się reprezentatywnego pala i otaczającego go gruntu pod obciążeniem w zakresie przemieszczeń i **nośności granicznej** oraz oceny całego fundamentu palowego.

W rejonie przyszłej inwestycji pojedyncze próbne obciążenie należy przeprowadzić na palu wykonanym w najbardziej niekorzystnych warunkach gruntowych. W przypadku większej liczby próbnymi obciążeniami jedno powinno być przeprowadzone w rejonie występowania najniekorzystniejszych warunków gruntowych, a pozostałe w rejonach reprezentatywnych dla danego fundamentu. Próbne obciążenia należy wykonywać po czasie potrzebnym na rozproszenie ewentualnego przyrostu ciśnienia wody w porach gruntu na skutek wykonania

w nim pała oraz po osiągnięciu przez materiał trzonu pała wymaganej wytrzymałości.

Wyniki próbnych obciążeń wykonanych na **palach próbnych**² mogą być **bezpośrednio wykorzystane w projektowaniu do określania nośności** lub do weryfikacji przyjętych założeń projektowych. Próbne obciążenia wykonywane na **palach konstrukcyjnych** są z reguły wykorzystywane jako powykonawcze badania odbiorcze i stanowią dodatkowe doświadczenie porównywalne.

Pale próbne powinny mieć parametry analogiczne do pali konstrukcyjnych, tj. tę samą średnicę, zagłębienie w warstwie nośnej i technologię wykonania. W przypadku dużych średnic, gdy wykonywanie pali próbnych jest nieefektywne³ lub zbyt drogie, badania można zrealizować na palach o średnicy co najwyżej dwukrotnie mniejszej, pogrążanych tą samą metodą w tej samej warstwie nośnej. Pale takie powinny być wyposażone w układy pomiarowe pozwalające na oddzielne określenia nośności stopy i pobocznicy, tak aby umożliwić późniejsze wiarygodne przeniesienie wyników próbnego obciążenia na pale o większej średnicy. Dużą ostrożność przy tego typu badaniach należy zachować w przypadku pali z dnem otwartym. Średnica pała decyduje o możliwości ukształtowania się korka gruntowego wewnątrz przekroju otwartego, co z kolei może znacząco i bezpośrednio wpłynąć na nośność podstawy, a pośrednio również na nośność pobocznicy pała.

Pośród różnego rodzaju badań pozwalających na określenie nośności pali za najbardziej wiarygodne uznano w Eurokodzie 7 **próbne obciążenia statyczne**. Ich wyniki stanowią zwykle podstawę opracowania i weryfikacji metod empirycznych i analitycznych projektowania pali, a dla innych metod badania nośności (np. metody dynamicznej) stanowią badania referencyjne. Próbne obciążenia statyczne mogą być realizowane według różnych procedur. Ogólnie różni się próbne obciążenia statyczne pali realizowane siłą zwiększaną stopniami i utrzymywaną przez określony czas do umownego zaniku przemieszczeń głowicy pała ML (*Maintained Load pile test*) lub realizowane ze stałą prędkością wciskania i pomiarem siły wymuszającej przemieszczenie CRP (*Constant Rate of Penetration pile test*). Próbne obciążenie statyczne można zrealizować w jednym, dwu lub w wielu cyklach [2]. W trakcie typowego próbnego obciążenia statycznego obciążenie jest przykładane do głowicy pała i tam odczytywane są jego przemieszczenia. Liczba badań i procedura próbnego obciążenia powinna być dobrana przez projektanta na potrzeby konkretnego projektu. W Polsce badania statyczne nośności pali są praktycznie realizowane wyłącznie według zmodyfikowanej procedury ML opisanej w normie PN-83/B-02482 [7]. Celem badania statycznego, którego wyniki mają być wykorzystane wprost do określenia nośności pała, jest bezpośrednie wyznaczenie jego nośności granicznej $R_{c,m}$

² Pale wykonane przed palowaniem zasadniczym.

³ Nie ma np. możliwości technicznych zrealizowania obciążenia o bardzo dużej wartości.

lub zgromadzenie danych umożliwiających ekstrapolację jej wartości jedną z wielu dostępnych metod.

Proponowana w projekcie normy europejskiej prEN ISO 22477-1 [2] procedura próbnego osiowego obciążenia statycznego pala różni się od powszechnie wykorzystywanej w kraju procedury według PN-83/B-02482 [7]. Polega ona na:

- określeniu siły próbnego obciążenia Q_{\max}
 - dla badań pali próbnych Q_{\max} zaleca się przyjmować jako nie mniejszą niż $2E_{d,SLS}$ lub $R_{c,clac}$, gdzie $E_{d,SLS}$ jest obciążeniem obliczeniowym w stanie granicznym użyteczności, a $R_{c,clac}$ – obliczonym lub oczekiwany oporem granicznym pala,
 - dla badań kontrolnych/powykonawczych Q_{\max} zaleca się przyjmować jako nie mniejszą niż $1,5E_{d,SLS}$ lub R_y , gdzie R_y jest wartością oporu sprężystego pala równą obciążeniu, powyżej którego przyrost przemieszczeń następuje bez istotnego przyrostu obciążenia,
- realizacji próbnego obciążenia statycznego do wartości Q_{\max} w jednym cyklu obciążenia/odciążenia⁴, na który składa się minimum
 - 8 stopni obciążenia i 4 stopnie odciążenia w próbnym obciążeniu pali próbnych lub
 - 6 stopni obciążenia i 3 stopnie odciążenia w próbnym obciążeniu kontrolnym/powykonawczym.

Próbne obciążenie statyczne pala należy rozpocząć przy obciążeniu stanowiącym $0,05Q_{\max}$ (w celu sprawdzenia układu obciążenia i pomiarowego) i zwiększać o stałą wartość siły ΔQ w poszczególnych stopniach. Dopuszczalne jest zmniejszenie wartości przyrostu obciążenia ΔQ w celu dokładnego określenia przebiegu osiadania przy wartościach obciążenia zbliżonych do oporu granicznego pala $R_{c,m}$.

Obciążenie w poszczególnych stopniach powinno być utrzymywane na stałym poziomie przez określony czas. Zalecany czas minimalny to 60 min dla stopnia obciążenia i 10 min dla pojedynczego stopnia odciążenia, lecz nie mniej niż 30 min dla całego cyklu odciążenia. Obciążenie/odciążenie powinno być realizowane płynnie, bez gwałtownych skoków obciążenia i drgań. Zaleca się, aby kolejny stopień obciążenia/odciążenia nie był osiągnięty w czasie krótszym niż 1 min. W razie potrzeby zalecane jest wydłużenie czasu utrzymywania stopnia obciążenia do momentu, aż przemieszczenie głowicy pala będzie mniejsze niż 0,1 mm/20 min.

Oczekiwany wynikiem próbnego obciążenia statycznego pala jest:

- zależność obciążenie-osiadanie pala,

⁴ Obciążenie realizowane w wielu cyklach lub jako cykliczne jest dopuszczoną procedurą alternatywną.

- pomierzony lub prognozowany opór sprężysty pala R_y lub/i opór/nośność graniczna pala $R_{c,m}$ równy obciążeniu przy osiadaniu głowicy równym 0,1 zastępczej średnicy pala.

Projektowanie pali oparte na wynikach próbnych obciążeń statycznych również wymaga weryfikacji. Weryfikację przeprowadza się zwykle obliczeniami, których wynik powinien być zbliżony do wyniku uzyskanego z badań. Ponadto obliczenia oparte nawet na bardzo ogólnym rozpoznaniu podłoża umożliwiają m.in. wstępny dobór optymalnego przekroju i długości pali do badań statycznych, oszacowanie nośności granicznej, a tym samym siły próbnego obciążenia, kontrolę niekorzystnych lub przypadkowych wpływów mogących zniekształcić wynik jednostkowego próbnego obciążenia statycznego oraz uwzględnienie w projektowaniu czynników, których nie obejmuje wynik badania (np. pracę pala w grupie).

Omawiany sposób projektowania jest drogi i efektywny ekonomicznie wyłącznie w przypadku dużych fundamentów palowych, w których optymalizacja przynosi wymierne oszczędności, a koszty i czas przeprowadzenia badań nie wpływają zasadniczo na całkowity koszt i termin realizacji robót palowych. Ze względu na uwarunkowania formalne i praktykę realizacji procesu budowlanego w Polsce projektowanie na podstawie wyników próbnych obciążeń statycznych jest stosunkowo rzadko stosowane w praktyce. Częściej ma to miejsce w prywatnym budownictwie kubaturowym niż kontraktach publicznych. Jednak jednym z najbardziej spektakularnych przykładów zastosowania tego sposobu projektowania pali w Polsce są fundamenty obiektu budowanego ze środków publicznych – Stadionu Narodowego w Warszawie. W przypadku tej inwestycji w trakcie projektowania przeprowadzono palowanie próbne, którego wyniki zostały wykorzystane przy wyborze technologii posadowienia i w projekcie wykonawczym palowania.

Procedura określania nośności obliczeniowej pali na podstawie wyników próbnych obciążeń statycznych $R_{c,m}$

1. Obliczenie wartości średniej $(R_{c,m})_{mean}$ oraz wyznaczenie wartości minimalnej $(R_{c,m})_{min}$ ze zbioru pomierzonych nośności granicznych R_{c,m_i} , gdzie $i = 1 \dots n$, a n jest liczbą próbnych obciążeń statycznych.
2. Odczytanie współczynników korelacyjnych ξ_1 i ξ_2 z tablicy A.9 załącznika normatywnego A do normy PN-EN 1997-1 [1] dla n przeprowadzonych próbnych obciążeń statycznych (tab. 1).
3. Wprowadzenie ewentualnej poprawki zmniejszającej przyjęte wartości współczynników korelacyjnych ze względu na dużą sztywność zwieńczenia według p. 7.6.2.2 (9) PN-EN-1997-1.

Tabela 1. Współczynniki korelacyjne ξ do wyznaczania wartości charakterystycznych $R_{c,k}$ na podstawie wyników próbnych obciążeń statycznych pali (n – liczba badanych pali)

Table 1. Correlation coefficients ξ for determining characteristic values $R_{c,k}$ on the basis of static test loading results (n – number of tested piles)

n	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

4. Wyznaczenie wartości charakterystycznej nośności pala na wciskanie:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,m})_{mean}}{\xi_1}, \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_2} \right\}.$$

5. Odczytanie wartości $\gamma_t = \gamma_R$ współczynnika częściowego bezpieczeństwa zgodnie z zestawem R2 tablicy A.6 załącznika normatywnego A normy PN-EN 1997-1.

6. Wyznaczenie wartości obliczeniowej nośności $R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_t}$.

Przykład 1. Projektowanie pali na podstawie wyników próbnych obciążeń statycznych⁵

W fundamencie jednego z obiektów terminala gazowego LNG w Świnoujściu posadowionego na mieszaninie piasków drobnych, pylastych oraz piasków średnich ze żwirem w stanie od średnio zagęszczonego do zagęszczonego przewidziano wykonanie 84 szt. pali o wymaganej minimalnej nośności na wciskanie $R_{c,d} = 2450$ kN. Na podstawie obliczeń wstępnie przyjęto, że właściwym rozwiązaniem spełniającym te wymagania będzie wykorzystanie żelbetowych pali prefabrykowanych wbijanych o przekroju 400 x 400 mm o długości całkowitej prefabrykatu $L_c = 15,0$ m. Zakres oszacowanych na podstawie wyników badań podłoża nośności obliczeniowych wynosił od 2250 do 2550 kN. Przyjęto, że określenie nośności obliczeniowych i ostateczny dobór liczby pali będzie dokonany na podstawie wyników próbnych obciążeń statycznych. Wyznaczono dwie strefy: pierwszą, w której wyniki obliczeń wstępnych wskazywały na niedobór nośności przyjętych pali, oraz drugą o reprezentatywnych dla większości obszaru fundamentu warunkach gruntowych. W tych miejscach pograżono pale testowe i kotwiące, a po wymaganym, siedmiodniowym oczekiwaniu przeprowadzono próbne obciążenia statyczne typu ML według procedury

⁵ Przykład jest oparty na rzeczywistych wynikach próbnych obciążeń statycznych, jednak przedstawiona procedura została wykorzystana nie do projektowania, lecz do kontroli wyników wcześniej wykonanych badań pali metodą dynamiczną.

z PN-83/B-02482 [7]. Przyjęto maksymalną siłę próbnego obciążenia $Q_{\max} > 1,5R_d \cong 4000$ kN.

W wyniku przeprowadzonych dwóch próbnych obciążeń statycznych wyznaczono następujące nośności graniczne: $R_{c,m_1} = 3100$ kN i $R_{c,m_2} = 3850$ kN.

1. Obliczono średnią nośność graniczną $(R_{c,m})_{mean} = 3475$ kN oraz określono wartość minimalną nośności granicznej pala $(R_{c,m})_{min} = 3100$ kN.
2. Następnie z tablicy A.9 przyjęto odpowiednie dla dwóch przeprowadzonych badań statycznych współczynniki korelacyjne: dla wartości średniej $\xi_1 = 1,30$ i wartości minimalnej nośności granicznej $\xi_2 = 1,30$.
3. Wprowadzono współczynnik redukujący wartość współczynników korelacyjnych wynikający z dużej sztywności zwieńczenia o wartości 1,1.
4. Na podstawie tych wartości obliczono nośność charakterystyczną pali:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,m})_{mean}}{\xi_1}; \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_2} \right\} = 2842 \text{ kN.}$$

5. Przyjęto współczynnik bezpieczeństwa o wartości $\gamma_i = \gamma_R = 1,10$ dla pali wciśkanych i podejścia obliczeniowego R2.
6. Obliczono nośność obliczeniową $R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_R} = 2583$ kN. Przyjęto, że wyznaczona nośność mieści się w zakresie zweryfikowanym obliczeniami wstępnymi.
7. Warunek stanu granicznego nośności GEO dla przyjętych pali jest spełniony $R_{c,d} = 2583 \text{ kN} \geq F_{c,d} = 2450 \text{ kN}$.

3. Sposób 2. – projektowanie na podstawie obliczeń z wykorzystaniem metod empirycznych lub analitycznych opartych na wynikach badań podłoża

Sposób 2. umożliwia wykorzystanie wszelkich znanych metod analitycznego i empirycznego określania nośności granicznej pali, np. α i β według API (1993) [3], LCPC według Fascicule 62 [6], Niemieckiego Towarzystwa Geotechnicznego według EA-Pfähle [5], a także dotychczas często stosowanej w Polsce metody opisanej w normie PN-83/B-02482 [7].

Metoda według PN-83/B-02482 dla uzyskania zgodności z zasadami i regułami Eurokodu 7 wymaga aktualizacji opisu i oznaczeń oraz uzgodnienia poziomu niezawodności. Jeżeli uzna się, że przez wdrożenie eurokodów w Polsce utrzyma się dotychczasowy poziom bezpieczeństwa projektowanych konstrukcji (wartości współczynników bezpieczeństwa są w zakresie postanowień krajowych), można przyjąć, że nośności $m \cdot N_t$ wyznaczone według PN-83/B-02482 są tożsame z nośnościami $R_{c,d}$ wyznaczonym według Eurokodu 7 [11, 12].

Praktyczne zastosowanie konkretnej metody obliczeniowego wyznaczania nośności granicznej pala $R_{c,cal}$ jest limitowane dostępem do wykorzystywanych w niej parametrów geotechnicznych podłoża. Ponadto stosowanie konkretnej metody powinno być poprzedzone dokładnym określeniem zakresu jej stosowalności. Niektóre metody mają zakresy te znacznie ograniczone do określonych rodzajów gruntów lub/i pali. Wynika to najczęściej ze sposobu i zakresu kalibracji metody, który z natury rzeczy jest ograniczony.

Oczekiwanym efektem zastosowania wybranej metody obliczeniowej są wyznaczone na podstawie poszczególnych profili gruntowych nośności graniczne pali $R_{c,cal}$. Należy pamiętać, że obliczenia nośności pali wykonane tym sposobem są, co najwyżej, tak dokładne, jak parametry gruntów wykorzystane do ich wyznaczenia.

Procedura określania nośności obliczeniowej pala na podstawie obliczonej nośności granicznej

1. Obliczenie średniej $(R_{c,cal})_{mean}$ oraz wyznaczenie wartości minimalnej $(R_{c,cal})_{min}$ ze zbioru n obliczonych nośności granicznych R_{c,cal_i} , gdzie $i = 1...n$, a n jest liczbą zbadanych i uwzględnionych w obliczeniach profili gruntowych.
2. Odczytanie współczynników korelacyjnych ξ_3 i ξ_4 z tablicy A.10 załącznika normatywnego A do normy PN-EN 1997-1 dla n badanych i uwzględnionych w obliczeniach profili gruntowych (tab. 2.).

Tabela 2. Współczynniki korelacyjne ξ do wyznaczania wartości charakterystycznych $R_{c,k}$ na podstawie wyników badań podłoża (n – liczba badanych/uwzględnionych profili gruntowych)

Table 2. Correlation coefficients ξ for determining characteristic values $R_{c,k}$ on the basis of soil investigation results (n – number of investigated/considered soil profiles)

n	1	2	3	4	5	7	10
ξ_3	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
ξ_4	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

3. Wprowadzenie ewentualnej poprawki zmniejszającej przyjęte wartości współczynników korelacyjnych ze względu na sztywność zwieńczenia według p. 7.6.2.3 (7) PN-EN 1997-1.
4. Wyznaczenie wartości charakterystycznej nośności pala na wciskanie

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,m})_{mean}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_4} \right\}.$$

5. Odczytanie wartości $\gamma_t = \gamma_R$ współczynnika częściowego bezpieczeństwa zgodnie z zestawem R2 tablicy A.6 załącznika normatywnego A normy PN-EN 1997-1.
6. Wyznaczenie wartości obliczeniowej nośności $R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_t}$.

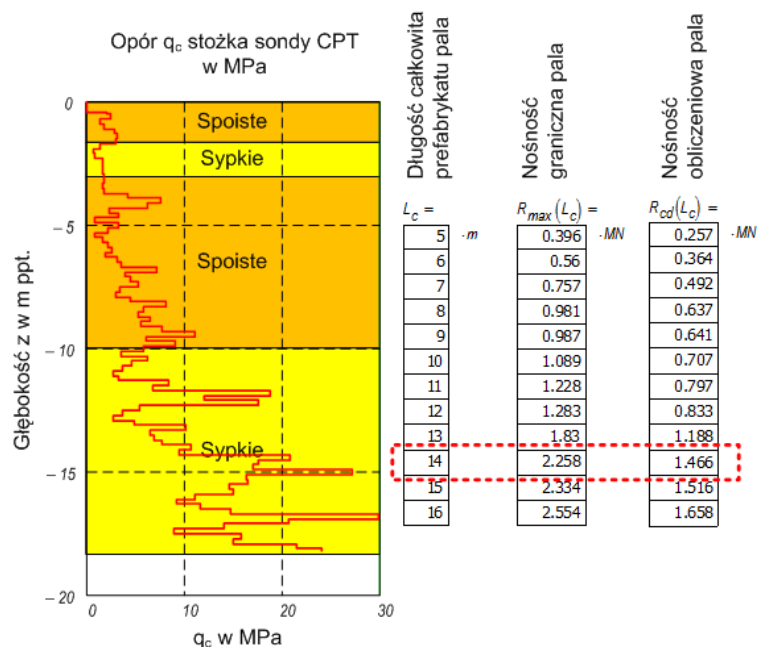
Przykład 2. Projektowanie pali z zastosowaniem metody empirycznej oparte na badaniach gruntu

W fundamencie przyczółka nr 1 (strona lewa) wiaduktu autostradowego WA-44 (Autostrada A-4, odcinek Radymno-Korczowa) przewidziano wykorzystanie 42 pali prefabrykowanych o przekroju 400 x 400 mm. Przewidywane maksymalne obciążenie pala wynosiło $F_{c,d} = 1350$ kN. W obrębie podpory wykonano sondowanie CPT 1/44 oraz otwory badawcze 1/44, 2/WD44, 1/WA44. Na podstawie przeprowadzonych badań stwierdzono, że warunki gruntowe na obszarze podpory nie ulegają zasadniczym zmianom. W podłożu zalegają od góry: piaski pylaste ($I_D = 0,32$)/pyły piaszczyste ($I_L = 0,35$) 0÷3 m, piaski pylaste ($IL = 0,15÷0,35$) 3÷10 m oraz pisaki drobne/średnie/grube ($I_D = 0,45÷0,60$) 10÷18 m przyjęte jako zasadnicza warstwa nośna dla pali. Obliczenia nośności pali przeprowadzono metodą opisaną w pracy [4] w wersji według francuskich wytycznych Fascicule 62 [6] na podstawie wyników sondowania CPT 1/44. Sondowanie wykonano z poziomu 187,70 m n.p.m. Spód zwieńczenia przyjęto na poziomie 1,28 m ppt. Przyjęto, że zwieńczenie jest sztywne. Wybrana metoda empiryczna została skalibrowana dla wielu rodzajów pali (w tym żelbetowych prefabrykowanych pali wbijanych) w gruntach spoistych (gliny i pyły) i sypkich (pisaki i żwiry). Obliczone wartości nośności granicznej $R_{c,cal}$ i obliczeniowej w stanie granicznym nośności $R_{c,d}$ dla pełnego profilu gruntowego przedstawiono na rys. 1.

Wykorzystując jedno sondowanie CPT oraz wybraną metodę analizy wyników sondowania, wyznaczono nośność graniczną pala o długości $L_c = 14,0$ m równą $R_{c,cal_1} = 2258$ kN.

Kolejno zrealizowano następujące kroki obliczeniowe:

1. W przypadku jednego sondowania CPT $(R_{c,cal})_{mean} = (R_{c,cal})_{min} = 2258$ kN.
2. Następnie z tablicy A.10 (tab. 2.) przyjęto odpowiednie współczynniki korelacyjne dla jednego profilu gruntowego uwzględnionego w analizie (sondowanie CPT), tj. dla wartości średniej i minimalnej nośności granicznej $\xi_3 = \xi_4 = 1,40$.
3. Wprowadzono współczynnik redukujący wartość współczynników korelacyjnych wynikający z dużej sztywności zwieńczenia o wartości 1,1.



Rys. 1. Wyniki sondowania i obliczeń nośności pali na podstawie sondowania CPT bez uwzględnienia wpływu sztywności zwieńczenia

Fig. 1. Results of probing and pile capacity calculations on the basis of CPT probing without the effect of pile cap stiffness

4. Na podstawie otrzymanych wartości obliczono nośność charakterystyczną

$$\text{pali: } R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,calc})_{mean}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,calc})_{min}}{\xi_4} \right\} = 1774 \text{ kN.}$$

5. Przyjęto współczynnik bezpieczeństwa $\gamma = \gamma_R = 1,10$ dla drugiego podejścia obliczeniowego.

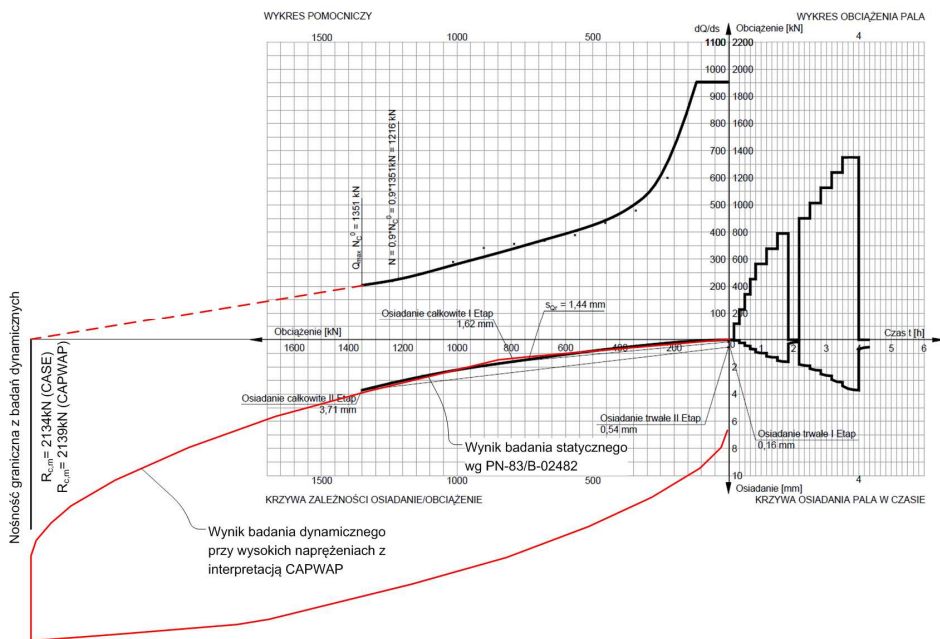
6. Obliczono nośność obliczeniową: $R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_R} = 1613 \text{ kN.}$

Wyznaczona nośność nie wymaga redukcji ze względu na pracę pali w grupie. Nośność fundamentu palowego wykonanego w piaskach jest nie mniejsza niż suma nośności pojedynczych pali. Warunek stanu granicznego nośności GEO dla pala o długości $L_c = 14,0 \text{ m}$ jest spełniony: $R_{c,d} = 1613 \text{ kN} \geq F_{c,d} = 1350 \text{ kN.}$

Analogiczne obliczenia przeprowadzono dla pala krótszego o 1 m, tj. $L_c = 13,0 \text{ m}$. Warunek stanu granicznego nie jest spełniony: $R_{c,d} = 1307 \text{ kN} \geq F_{c,d} = 1350 \text{ kN.}$ Ostatecznie przyjęto pale o długości $L_c = 14,0 \text{ m.}$

W rzeczywistości ze względu na wymagania formalne obliczenia nośności pali w tym fundamencie przeprowadzono na podstawie parametrów wiodących I_D i I_L oraz normy PN-83/B-02482. W ich wyniku dla przewidywanych obciążeń rzeczywistych o wartości $F_{c,d} = 736$ kN dobrano pale o długości całkowitej prefabrykatu równej 14 m (czynnej 13,6 m) i konserwatywnej nośności obliczeniowej wynoszącej $R_{c,d,cal} = 792$ kN. W projekcie przewidziano procedurę kontrolną polegającą na przeprowadzeniu jednego próbnego obciążenia statycznego do wartości maksymalnej obciążenia próbnego $Q_{max} = 1351$ kN $> 1,5R_{c,d,cal}$ oraz jednego próbnego obciążenia dynamicznego. Wyniki próbnych obciążeń posłużyły w praktyce do weryfikacji założeń projektowych, a na potrzeby niniejszej publikacji zostaną wykorzystane do weryfikacji wyników obliczeń nośności pali metodą bezpośrednią opartą na wynikach sondowania CPT.

Na rysunku 2. na jeden wykres nałożono wyniki próbnego obciążenia statycznego i dynamicznego pala wykonane w obrębie fundamentu na palach tego samego rodzaju i długości.



Rys. 2. Wynik próbnych obciążeń statycznego (SLT) i dynamicznego (DLT) wykonanych na tym samym palu

Fig. 2. Results of static (SLT) and dynamic (DLT) load tests performed on the same pile

W wyniku przeprowadzonego próbnego obciążenia statycznego na podstawie obliczeń i zgodnie z zasadami PN-83/B-02482 [7] nie osiągnięto noś-

ności granicznej. Opierając się na zasadach analizy próbnych obciążeń statycznych z normy [7] określono nośność obliczeniową pala: $R_{c,d} = 0,9 \cdot Q_{\max} = 1216 \text{ kN} \gg F_{c,d}$. Wynik próbnego obciążenia dynamicznego pozwolił na oszacowanie nośności granicznej pala na poziomie $R_{c,m} = 2135 \text{ kN}$. Pojedyncze próbne obciążenie dynamiczne nie pozwala na wykorzystanie jego wyników w projektowaniu (wymagane jest dysponowanie m.in. dwoma takimi wynikami). Oszacowana w wyniku próbnego obciążenia dynamicznego i obliczona metodą empiryczną nośność graniczna ma zbliżoną wartość (różnica ok. 6%). Określona za pomocą metody empirycznej i zasad zawartych w Eurokodzie 7 nośność obliczeniowa dla pala o $L_c = 14,0 \text{ m}$ wynosi $R_{c,d} = 1466 \text{ kN}$ bez uwzględnienia dużej sztywności zwieńczenia lub $R_{c,d} = 1613 \text{ kN}$ z jej uwzględnieniem i jest większa od nośności określonej na podstawie PN-83/B-02482 [7] (obliczona 792 kN i uzyskana jako wynik próbnego obciążenia 1216 kN) oraz bliższa rzeczywistej nośności pala. W trakcie analizy wyników kolejnego próbnego obciążenia dokonanego na tym samym palu należy uwzględniać wpływ zmiany stanu naprężenia w gruncie wywołany poprzednio wykonanym obciążeniem pala.

4. Sposób 3. – projektowanie na podstawie wyników badań dynamicznych pali

Projektowanie pali z zastosowaniem wzorów dynamicznych

Zastosowanie wzorów dynamicznych ma bardzo długą historię, ale w praktyce jest ograniczone do wyznaczania nośności pali przemieszczeniowych wbijanych (prefabrykowanych lub formowanych w gruncie). Znanych jest wiele wzorów dynamicznych pozwalających na oszacowanie nośności granicznej $R_{c,m}$, których wykorzystanie powinno zostać poprzedzone analizą stosowalności wybranego wzoru w danych warunkach gruntowych dla określonego rodzaju pali. Zastosowanie wzorów dynamicznych wymaga:

- znajomości układu warstw podłoża gruntowego,
- pozytywnych i udokumentowanych doświadczeń z próbnych obciążeń statycznych pali tego samego rodzaju o podobnej długości i przekroju poprzecznym w podobnych warunkach gruntowych,
- prowadzenia zapisów wpędów podczas ostatnich serii uderzeń.

W praktyce są stosowane różne wzory dynamiczne, np. Hilleya, Janbu lub Sorensena (tzw. formuła duńska, czyli znany w kraju wzór dynamiczny zawarty w normie PN-83/B-02482) [7].

Wnioskowanie na temat nośności pali na podstawie wpędów należy opierać na wynikach wbijania min. 5 pali rozmieszczonych w obszarze palowania, dla których ustalono wymaganą liczbę uderzeń na końcowym odcinku pograżania.

Projektowanie pali z wykorzystaniem analizy równania fali sprężystej (Wave Equation Analysis)

Zastosowanie analizy równania fali sprężystej do określenia nośności granicznej pali $R_{c,m}$ wymaga:

- znajomości układu warstw podłoża gruntowego,
- wykazania wiarygodności wyników analizy, opierając się na pozytywnych wynikach próbnych obciążeń statycznych pali tego samego rodzaju, o podobnej długości i przekroju poprzecznym w podobnych warunkach gruntowych,
- obliczenia wartości współczynników korelacyjnych ξ niezbędnych do określenia nośności obliczeniowej, opierając się na doświadczeniach lokalnych.

W praktyce sposób ten jest z reguły stosowany do projektowania technologicznego procesu wbijania pali: doboru ciężaru, rodzaju i energii młota oraz szacowania spodziewanych naprężeń w trzonie pala w trakcie pogrążania, a rzadziej do określania nośności granicznej pali. Z tego też względu metoda ta nie będzie dalej omawiana w kontekście określania nośności geotechnicznej pali.

Projektowanie pali z wykorzystaniem wyników próbnych obciążeń dynamicznych

Wraz z komputeryzacją, miniaturyzacją, rozwojem urządzeń mobilnych oraz technik obliczeniowych powstały nowe możliwości badania nośności pali fundamentowych. Jedną z powszechnie stosowanych współcześnie metod badań nośności osiowej pali są próbne obciążenia dynamiczne realizowane przy dużych odkształceniach DLT (*Dynamic Load Test*). Badanie polega na kilkukrotnym uderzeniu odpowiednio dobranym młotem z założoną energią w głowicę oprzyrządowanego pala. Pal wyposażony w czujniki pomiaru odkształceń (tensometry) oraz przyśpieszeń pod wpływem uderzenia przemieszcza się w gruncie i odkształca, a wzbudzona w nim fala odkształceń wędruje wzdłuż trzonu, odbija się od stopy i wraca do głowicy, po drodze podlegając tłumieniu, które zależy od materiału trzonu pala oraz rodzaju i stanu gruntu otaczającego pal. Mierzone w czasie badania odkształcenia betonu głowicy pala oraz jej przyśpieszenia poddane analizie numerycznej pozwalają na określenie oporów granicznych pala i przemieszczeń pala towarzyszących ich osiągnięciu, a w przypadku bardziej złożonych analiz – na rozdzielenie oporów pomiędzy stopę i pobocznice, określenie rozkładu oporów na pobocznicy, a także określenie przybliżonej zależności obciążenie/przemieszczenie głowicy pala, analogicznej do tej uzyskiwanej w badaniach statycznych. Wyniki badań DLT były wielokrotnie i z sukcesem korelowane z odpowiednimi wynikami SLT, a zaobserwowane rozbieżności (niedokładność metody) zostały ujęte w Eurokodzie 7 w postaci zwiększonych wartości współczynników korelacyjnych ξ_5 i ξ_6 w stosunku do ξ_1 i ξ_2 . Badania DLT są realizowane zgodnie z ASTM Designation D 4945, Standard Test Meth-

od for High-Strain Dynamic Testing of Piles [8]. Norma ta została przywołana w Eurokodzie 7 [1] jako właściwy dokument odniesienia dla tego typu badań.

W przypadku pali prefabrykowanych wykorzystanie tej metody badań jest najczęstsze i najbardziej naturalne ze względu na dysponowanie na placu budowy wszystkimi niezbędnymi warunkami do ich przeprowadzenia, tj. palem zdolnym natychmiast po pograżeniu do przenoszenia obciążeń oraz kafarem z młotem zdolnym wywołać w palu odpowiednie przemieszczenie umożliwiające interpretację pomierzonych sygnałów.

Według zasad zawartych w Eurokodzie 7 wymaga się, aby wyniki DLT były kalibrowane badaniem statycznym wykonanym w **podobnych warunkach gruntowych**. W typowym przypadku sprowadza się to do wykonania badania statycznego jako badania kalibrującego i badań dynamicznych jako podstawowych badań nośności pali. W przypadku dysponowania obszerną bazą wyników badań statycznych (przeprowadzonych na palach tego samego rodzaju, o zbliżonych wymiarach i wykonanych w podobnych warunkach gruntowych) nie ma konieczności wykonywania badań kalibrujących w przypadku każdego analizowanego fundamentu.

Efektom próbnego obciążenia dynamicznego jest nośność graniczna badanego pala $R_{c,m}$.

Procedura wyznaczania nośności pali na podstawie wyników badań dynamicznych pali

1. Obliczenie średniej $(R_{c,m})_{mean}$ oraz wyznaczenie wartości minimalnej $(R_{c,m})_{min}$ ze zbioru pomierzonych nośności granicznych R_{c,m_i} , gdzie $i = 2 \dots n$, a n jest liczbą badań dynamicznych. Jeżeli w fundamencie występują pale różnych rodzajów, to przy ustalaniu liczby n badanych pali zaleca się rozpatrywać oddzielnie grupy jednakowych pali.
2. Odczytanie współczynników korelacyjnych ξ_5 i ξ_6 z tablicy A.11 załącznika normatywnego A dla n przeprowadzonych badań dynamicznych (tab. 3.).
3. Wyznaczenie wartości charakterystycznej nośności pala na wciskanie:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,m})_{mean}}{\xi_5}; \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_6} \right\}.$$

4. Odczytanie wartości $\gamma_i = \gamma_R$ współczynnika częściowego bezpieczeństwa zgodnie z zestawem R2 tablicy A.6 załącznika normatywnego A.
5. Wyznaczenie wartości obliczeniowej nośności $R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_i}$.

W projektowaniu zalecane jest zastosowanie wyników badań dynamicznych przy dużych odkształceniach z analizą dopasowania sygnału (np. CAPWAP). Ze względu na dużą różnicę wartości współczynników bezpieczeństwa zastosowanie mniej zaawansowanych metod badań dynamicznych pali mo-

że prowadzi do niedoszacowania nośności rzędu 40% (por. wartości zestawione w tab. 3.).

Tabela 3. Współczynniki korelacyjne ξ_5 i ξ_6 do wyznaczania wartości charakterystycznych $R_{c,k}$

Table 3. Correlation coefficients ξ_5 i ξ_6 for determining characteristic values $R_{c,k}$

n^*	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20
na podstawie wyników dynamicznych badań uderowych bez dopasowania sygnału, np. CASE					
ξ_5	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
ξ_6	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25
na podstawie wyników dynamicznych badań uderowych z dopasowaniem sygnału, np. CAPWAP					
ξ_5	1,36	1,28	1,23	1,21	1,19
ξ_6	1,28	1,15	1,11	1,06	1,06
na podstawie wzoru dynamicznego z pomiarem quasi-sprężystego przemieszczenia głowicy pała podczas uderu					
ξ_5	1,76	1,65	1,60	1,56	1,54
ξ_6	1,65	1,49	1,43	1,38	1,38
na podstawie wzoru dynamicznego bez pomiaru quasi-sprężystego przemieszczenia głowicy pała podczas uderu**					
ξ_5	1,92	1,80	1,74	1,70	1,68
ξ_6	1,80	1,62	1,56	1,50	1,50

* n – liczba zbadanych pali.

** – opartego wyłączenie na wpędach.

Przykład 3.1. Projektowanie pali z wykorzystaniem wzorów dynamicznych

W projekcie opisanym w przykładzie 1. przyjęto odmienną strategię projektową. Do projektowania postanowiono zastosować wzory dynamiczne, a konkretnie formułę duńską, która jest często stosowana do zgrubnej, roboczej kontroli nośności żelbetowych pali prefabrykowanych wbijanych w grunty sypkie. Formuła ta może być z powodzeniem wykorzystywana do projektowania pali wbijanych w grunty sypkie w przypadku mało odpowiedzialnych fundamentów.

Nośność graniczna pała wyznaczona według formuły duńskiej z parametrami jak dla młotów wolnospadowych jest równa:

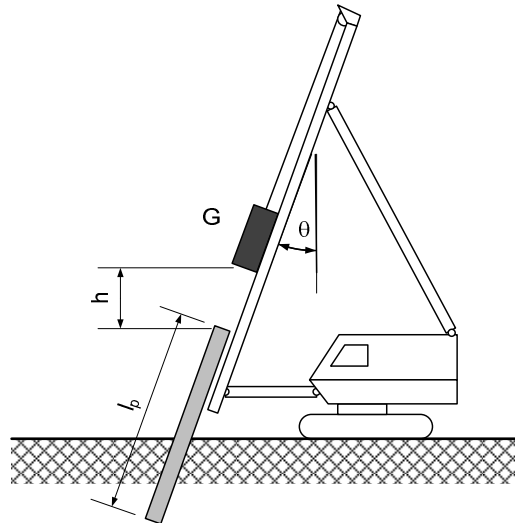
$$R_{c,m_i} = \frac{\eta \cdot h \cdot G}{s + 0,5s_0},$$

przy czym $s_0 = \sqrt{\frac{2\eta \cdot h \cdot G \cdot l_p}{A \cdot E}}$ jest oszacowaniem sprężystego skrócenia pała pod uderzeniem, gdzie G – ciężar młota, h – wysokość spadu młota mierzona

w pionie, $\eta = \eta_0 \cdot (1 - \mu \cdot \tan \theta)$ – efektywność młota ($\eta_0 = 0,7 \div 0,95$, $\mu \cong 0,1 \div 0,4$ – przyjmowane w zależności od wykorzystywanego kafara), l_p – długość wbijanego pala, A – powierzchnia przekroju poprzecznego pala, s – wielkość wępudu na ostatnim odcinku pograżania pala (najczęściej średnia na ostatnim odcinku 0,2 m) (rys. 3.). We wzorze należy zastosować moduł sprężystości trzonu pala $E = 20 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$ dla pali żelbetowych, $E = 10 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$ dla pali drewnianych oraz $E = 210 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$ dla pali stalowych.

Procedura postępowania umożliwiająca określanie nośności na podstawie wzorów dynamicznych polega na:

- doborze odpowiedniej długości pala na podstawie informacji o układzie warstw podłoża w lokalizacji fundamentu palowego, parametrów kafara i dostępnych przekrojów prefabrykatów palowych,
- wstępnym ustaleniu kryterium osiągnięcia nośności (kryterium wępudu),
- wbijaniu kolejnych (co najmniej 5) pali i analizie ich nośności za pomocą wzoru dynamicznego z ewentualną korektą kryterium wępudu,
- ewentualnym włączeniu do analizy kolejnych pali – wynik analizy nośności podlega modyfikacji wraz ze wzrostem liczby pali,
- wprowadzeniu ewentualnej korekty uwzględniającej wpływ upływu czasu na nośność pali.



Rys. 3. Parametry procesu wbijania wykorzystywane w formule duńskiej

Fig. 3. Driving parameters used in the Danish formula

W tabeli 4. zestawiono dane i wyniki analizy nośności pali przeprowadzonej za pomocą formuły duńskiej dla pali, które zostały kolejno wbite w fundamencie obiektu opisanego w przykładzie 1.⁶

Tabela 4. Zestawienie nośności granicznych pali prefabrykowanych wyznaczonych wzorem dynamicznym

Table 4. Specification of limit capacities of precast piles calculated with the dynamic formula

i	R_{c,m_i} [kN]	i	R_{c,m_i} [kN]	i	R_{c,m_i} [kN]	i	R_{c,m_i} [kN]	i	R_{c,m_i} [kN]	i	R_{c,m_i} [kN]
1	4380	16	4217	31	4217	46	4411	61	4257	76	4347
2	4217	17	4106	32	4056	47	3730	62	4426	77	4238
3	4238	18	4175	33	4411	48	4380	63	4330	78	4257
4	4238	19	4197	34	3754	49	3944	64	4411	79	4238
5	4175	20	4238	35	4313	50	4002	65	4238	80	4295
6	4217	21	4313	36	4543	51	4276	66	4197	81	4295
7	4276	22	4130	37	4106	52	4238	67	4153	82	4454
8	4257	23	4130	38	4029	53	4411	68	4106	83	4411
9	4197	24	4217	39	4238	54	4411	69	4106	84	4481
10	4130	25	4238	40	4175	55	4411	70	4257	–	–
11	4197	26	4238	41	4056	56	4411	71	4197	–	–
12	4175	27	4238	42	4106	57	4411	72	4411	–	–
13	4175	28	4347	43	4411	58	4364	73	4313	–	–
14	4257	29	4130	44	4276	59	3473	74	4380	–	–
15	4257	30	4238	45	4217	60	4411	75	4380	–	–

Jak widać w zestawieniu wyników, oszacowana nośność pali w czasie odpowiadającym zakończeniu wbijania nie spełnia wymagań projektowych. Po uwzględnieniu wpływu czasu (*soil set-up*), np. według zależności podanej dla piasków przez Skova i Denvera [13], po 7 dniach nośność pali powinna osiągnąć wartości spełniające wymagania projektu. Analizując wyniki przeprowadzonych obliczeń (tab. 5.), można zauważyć, że metoda jest wrażliwa na liczbę uwzględnionych nośności granicznych pali – najniższy wynik nośności określono dla wszystkich pali wbitych w rozpatrywanym obszarze.

⁶ Analizę wykonano wyłącznie na potrzeby niniejszego opracowania.

Tabela 5. Realizacja procedury obliczeniowej określania nośności pali prefabrykowanych wbijanych na podstawie wzoru dynamicznego bez i z uwzględnieniem wpływu czasu na nośność pali

Table 5. Use of calculation procedure for determining precast pile capacities with the dynamic formula with and without the effect of time on pile capacity

Etap obliczeń wg procedury	Parametr	Liczba pali				
		5	10	20	40	84
1.	$R_{c,m_{mean}}$ [kN]	4250	4233	4216	4209	4237
	$R_{c,m_{min}}$ [kN]	4175	4130	4106	3754	3473
2.	ξ_5	1,5	1,45	1,4	1,4	1,4
	ξ_6	1,35	1,3	1,25	1,25	1,25
	współczynnik korekcyjny ze względu na rodzaj analizy	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
3.	$R_{c,k}$ [kN]	2361	2432	2509	2503	2315
4.	$\gamma_t = \gamma_R$	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
5.	$R_{c,d}$ [kN], $t = 0,5$ dnia	2146	2211	2281	2275	2105
	$R_{c,d}$ [kN], $t = 7$ dni	2638	2718	2804	2797	2587

Przykład 3.2. Projektowanie pali na podstawie wyników badań dynamicznych przy dużych odkształceniach

W kolejnym przykładzie ponownie zastosowano opis projektu z przykładu 1., z tym że do oszacowania nośności pala na podstawie wyników badań dynamicznych nośności pali przy dużych odkształceniach. W ramach zaplanowanych badań na palach o jednakowej długości czynnej wykonano w opisanym obszarze 20 analiz DLT. Obróbkę wyników przeprowadzono metodą CAPWAP. Zestawienie wyznaczonych nośności granicznych wraz z ich analizą przedstawiono na rys. 4.

- Obliczono średnią $(R_{c,m})_{mean} = 4021$ kN oraz wyznaczono wartość minimalną $(R_{c,m})_{min} = 3225$ kN ze zbioru 20 pomierzonych nośności granicznych $R_{c,m}$.
- Odczytano wartości współczynników korelacyjnych $\xi_5 = 1,4 \cdot 0,85 = 1,19$ i $\xi_6 = 1,25 \cdot 0,85 = 1,06$ z tablicy A.11 załącznika normatywnego A dla 20 przeprowadzonych próbných obciążeń dynamicznych z interpretacją wyników metodą CAPWAP.
- Wyznaczono wartość charakterystyczną nośności pala na wciskanie:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{4012 \text{ kN}}{1,19}, \frac{3225 \text{ kN}}{1,06} \right\} = 3035 \text{ kN}.$$
- Odczytano wartość $\gamma_t = \gamma_R = 1,10$ współczynnika częściowego bezpieczeństwa zgodnie z zestawem R2 tablicy A.6 załącznika normatywnego A dla pali wciskanych.

5. Wyznaczono wartość obliczeniową nośności pali: $R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_t} = \frac{3035 \text{ kN}}{1,10} = 2759 \text{ kN}$.

Na podstawie przeprowadzonej analizy (tab. 6.) stwierdzono, że wszystkie pale próbne wbite na omawianym obszarze zapewniają spełnienie warunku stanu granicznego nośności $F_{c,d} = 2450 \text{ kN} \leq R_{c,d} = 2759 \text{ kN}$. Nadwyżka nośności wynosi ok. 15% w stosunku do potrzeb.

Nośności i bezpieczeństwo pali na podstawie badań wg PN-EN 1997-1 (Załącznik A, Tabele A9-A11)

Liczba badań	20	szt.
Minimalna wartość nośności granicznej	3225	kN
Średnia wartość nośności granicznej	4021	kN
Współczynnik korelacji dla wartości nośności minimalnej ξ_{min}	1.25	
Współczynnik korelacji dla wartości nośności średniej ξ_{avg}	1.4	
Rodzaj badań	Badania dynamiczne z analizą typu CAPWAP	
Współczynnik korekcyjny wynikający z rodzaju analizy	0.85	
Szytwe zwięźczenie pali	TAK	
Współczynnik wynikający ze sztywności zwięźczenia	1.0	
Nośność charakterystyczna	3035	kN
Sposób pracy pala	Woskane	
Współczynnik bezpieczeństwa (podejście obliczeniowe 2)	1.1	
Nośność obliczeniowa	2759	kN
Całkowity współczynnik bezpieczeństwa dla nośności SF_{min}	1.17	
Całkowity współczynnik bezpieczeństwa dla nośności SF_{avg}	1.46	

Nośności graniczne określone na podstawie badań

Lp.	Nośność graniczna w [kN]
1	3754
2	3483
3	3840
4	3233
5	3309
6	3225
7	3801
8	4807
9	4756
10	3725
11	4612
12	4812
13	4503
14	3774
15	3445
16	5251
17	3346
18	4354
19	4643
20	3745

UWAGA! W przypadku określania nośności na wyciąganie należy dobierać właściwe sposoby badań:

- badania statyczne;
- sondowania gruntu lub
- badania dynamiczne z analizą typu CAPWAP.

Rys. 4. Zrzut ekranu prostego arkusza kalkulacyjnego do wyznaczania nośności pali zgodnie z Eurokodem 7 na podstawie wyników badań nośności pali lub podłoża

Fig. 4. Screen shot of a simple worksheet for calculating pile capacity according to Eurocode 7 on the basis of test loading results or soil investigation results

W celu weryfikacji przyjętej procedury projektowania, po zakończeniu robót palowych na podstawie metryk (wpędów) wytypowano dwa najszabsze pale i przeprowadzono na nich kontrolne próbne obciążenia statyczne. W wyniku badań otrzymano nośności graniczne podane w przykładzie 1.

Opierając się na analizie zgodnej z wymaganiami Eurokodu 7, dla dwóch wyników próbnych obciążeń statycznych w przykładzie 1. otrzymano nośność obliczeniową $R_{c,d} = 2583$ kN (rys. 5.). Różnica wartości nośności obliczeniowych określonych na podstawie wyników badań statycznych i dynamicznych wynika m.in. z liczby przeprowadzonych badań każdego rodzaju, przyjętych wartości współczynników korelacyjnych oraz normowej możliwości uwzględnienia sztywności oczepu w przypadku wyników badań statycznych. Jednak w przypadku próbnych obciążeń statycznych wykonanych na wybranych najszabszych palach uprawnione jest przyjęcie współczynników korelacyjnych na poziomie $\xi_1 = \xi_2 = 1,0 \div 1,05$. Aby uzyskać porównywalne wyniki, w analizie należy pominąć również wpływ sztywności oczepu. Wówczas nośność obliczeniowa pala wyznaczona na podstawie badań statycznych mieściłaby się w przedziale $R_{c,d} = 2683 \div 2818$ kN, który zawiera również nośność określoną na pod-

Nośności i bezpieczeństwo pali na podstawie badań wg PN-EN 1997-1 (Załącznik A, Tabele A9-A11)

Liczba badań	2	szt
Minimalna wartość nośności granicznej	3100	kN
Średnia wartość nośności granicznej	3475	kN
Współczynnik korelacji dla wartości nośności minimalnej ξ_{min}	1	
Współczynnik korelacji dla wartości nośności średniej ξ_{avg}	1	
Rodzaj badań	Badania statyczne	
Współczynnik korekcyjny wynikający z rodzaju analizy	1	
Szytwe zwięźcenie pali	TAK	
Współczynnik wynikający ze sztywności zwięźcenia	1.0	
Nośność charakterystyczna	3100	kN
Sposób pracy pala	Wiskane	
Współczynnik bezpieczeństwa (podejście obliczeniowe 2)	1.1	
Nośność obliczeniowa	2818	kN
Całkowity współczynnik bezpieczeństwa dla nośności SF_{min}	1.10	
Całkowity współczynnik bezpieczeństwa dla nośności SF_{avg}	1.23	

Nośności graniczne określone na podstawie badań

Lp.	Nośność graniczna w [kN]
1	3850
2	3100
3	
4	
5	
6	

UWAGA! W przypadku określania nośności na wyciąganie

należy dobrać właściwe sposoby badań:

- badania statyczne;
- sondowania gruntu lub
- badania dynamiczne z analizą typu CAPWAP.

Rys. 5. Zmodyfikowana analiza nośności na podstawie wyników próbnych obciążeń statycznych (opis w tekście)

Fig. 5. Modified analysis of pile capacity based on static load test results (description included)

Tabela 6. Realizacja procedury obliczeniowej określania nośności pali prefabrykowanych wbijanych na podstawie wyników badań DLT z interpretacją CAPWAP i jej wyniki uzależnione od liczby badań

Table 6. Use of calculation procedure for determining capacities of precast driven piles on the basis of DLT results and CAPWAP analysis and its results dependent on the number of tests

Etap obliczeń wg procedury	Parametr	Liczba pali				
		2	4	8	16	20
1.	$R_{c,m_{mean}}$ [kN]	3619	3578	3682	4021	4021
	$R_{c,m_{min}}$ [kN]	3483	3233	3225	3225	3225
2.	ξ_5	1,5	1,6	1,5	1,42	1,4
	ξ_6	1,6	1,5	1,32	1,25	1,25
	współczynnik korekcyjny ze względu na rodzaj analizy	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85
3.	$R_{c,k}$ [kN]	2661	2536	2810	3035	3035
4.	$\gamma = \gamma_R$	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
5.	$R_{c,d}$ [kN]	2419	2305	2555	2759	2759

stawie wyników badań dynamicznych 20 pali rozmieszczonych w obszarze fundamentu. Można zatem uznać, że w omawianym przypadku wnioskowanie na podstawie wyników badań dynamicznych było bezpieczne, a zaprojektowane w ten sposób pale spełniają wymagania projektu.

5. Podsumowanie

Przedstawione w opracowaniu praktyczne procedury obliczeniowe prowadzą do określenia nośności obliczeniowej $R_{c,d}$ pali na podstawie wyników badań nośności lub/i podłoża.

Opisane na przykładzie żelbetowych pali wbijanych sposoby wyznaczania nośności pali oparte na wynikach badań nośności pali (statycznych i dynamicznych) powinny być stosowane we wszystkich średnich i dużych fundamentach palowych, w przypadku których bezpośrednio koszty robocizny i materiałów mają zasadniczy wpływ na koszt robót palowych. Wymaga to uwzględnienia w harmonogramie realizacji inwestycji **czasu na przeprowadzenie badań** nośności pali oraz **aktywnego udziału projektanta fundamentu palowego** w realizacji robót palowych.

W projekcie budowlanym nie należy przedstawiać zamkniętego rozwiązania posadowienia. Na tym etapie projektowania należy dokonać wyboru sposobu fundamentowania obiektu (fundament bezpośredni/pale), dobrać lub wykluczyć określone technologie palowania (pale przemieszczeniowe lub wiercone) oraz podać jednoznaczne kryteria spełnienia poszczególnych stanów granicznych i zapewnienia wymaganej trwałości. **Szczegóły efektywnego ekonomicznie i bezpiecznego rozwiązania fundamentu palowego** powinny być ustalone

m.in. opisanymi w pracy metodami na etapie projektu wykonawczego w trakcie realizacji robót palowych.

Tradycyjnie w Polsce najczęstsze zastosowanie ma i zapewne nadal będzie miał sposób określania nośności pali wykorzystujący metody obliczeniowe oparte na badaniach podłoża. Metoda określania nośności według PN-83/B-02482 po blisko 30 latach stosowania wymaga pilnej aktualizacji opisu i oznaczeń oraz uzgodnienia poziomu niezawodności w celu dostosowania do wymagań Eurokodu 7. Wykorzystanie innych metod wymaga uprzedniej analizy zakresu ich stosowalności w rozpatrywanych warunkach gruntowych i dla wybranej technologii palowania oraz sporej ostrożności wyrażanej w praktyce weryfikacją próbnymi obciążeniami.

Na koniec warto podkreślić, że spełnienie warunku stanu granicznego nośności w zakresie geotechnicznym (GEO) **nie zwalnia projektanta z obowiązku sprawdzenia pozostałych stanów granicznych**, tj. nośności trzonu pala (STR) oraz użyteczności w zakresie konstrukcyjnym (zarysowanie) i geotechnicznym (osiadanie, różnice osiadań) **z wykorzystaniem adekwatnych kombinacji oddziaływań**. Ze względu na wykorzystywane w Eurokodzie 7 i opisane procedury projektowania geotechnicznego pali w stanie granicznym nośności (GEO) ze stosunkowo niskimi wartościami współczynników bezpieczeństwa rozdzielenie stanów granicznych nośności i użyteczności w zakresie geotechnicznym jest znacznie ostrzejsze niż dotychczas. W fundamentach palowych zaprojektowanych zgodnie z wymaganiami eurokodów zdecydowanie rzadziej niż dotychczas będzie miał uzasadnienie często w praktyce spotykany pogląd, że zapewnienie nośności pali niejako automatycznie zagwarantuje spełnienie warunków stanu granicznego użyteczności w zakresie osiadań lub/i różnicy osiadań.

Poszerzony opis wielu zagadnień jedynie zasygnalizowanych w niniejszym opracowaniu Czytelnik może znaleźć w monografii Gwizdały [14].

Literatura

- [1] PN-EN 1997-1. Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Zasady ogólne.
- [2] prEN ISO 22477-1. Geotechnical investigation and testing – Testing of geotechnical structures – Part 1: Pile load test by static axially loaded compression.
- [3] API RP 2A – LRFD. Planning Designing and Construction of Fixed Offshore Platforms – Load and Resistance Factor Design. American Petroleum Institute, 1993.
- [4] Bustamante M., Gianselli L.: Pile bearing capacity predictions by means of static penetrometer CPT. Proc. of 2nd European Symposium on Penetration Testing, ESOP-II, Amsterdam, vol. 2, 1982, pp. 493-500.
- [5] EA-Pfähle. Recommendations on piling. DGGT/Ernst&Sohn, 2014.
- [6] Fascicule 62, Titre V. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées de Paris, 1993.
- [7] PN-83/B-02482. Fundamenty budowlane. Nośność pali i fundamentów palowych.
- [8] ASTM Designation D 4945. Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Piles.
- [9] CIRIA. The Observational Method. Report R185, 1999.

- [10] Goodman R.E.: Karl Terzaghi: the Engineer as Artist. ASCE PRESS, 1990.
- [11] Sobala D.: Wyznaczanie nośności geotechnicznej pali wciskanych według EC7 i metody opisanej w PN-83/B-02482. Kwartalnik Mosty, nr 6/2011.
- [12] Sobala D.: Wyznaczanie nośności geotechnicznej pali wciskanych – procedura i przykłady obliczeniowe wg Eurokodu 7. Wrocławskie Dni Mostowe. Aktualne realizacje mostowe, Wrocław 24-25 listopada 2011.
- [13] Skov R., Denver H.: Time-dependence of bearing capacity of piles. Proc. of 3rd international conference on the application of stress-wave theory to piles, B.H. Fellenius (ed.). Ottawa, Canada 1988, pp. 879-888.
- [14] Gwizdała K.: Fundamenty palowe, t. 1 i 2. Wydaw. Naukowe PWN, Warszawa 2013.

METHODS OF CALCULATING GEOTECHNICAL CAPACITY OF COMPRESSED PILES – CALCULATION PROCEDURES AND EXAMPLES ACCORDING TO EUROCODE 7

Summary

The article provides an overview of basic methods of calculating geotechnical bearing capacity of piles in accordance with the provisions of PN-EN 1997-1 (Eurocode 7): Geotechnical Design – General Rules, based on the results of static load tests, soil investigation and results of dynamic load tests: pile capacities with high deformations or pile sets/dynamic formulas. Each method of calculating bearing capacities of compressed piles is presented in the form of a calculation procedure applying design methods alternative to the widely used methods pursuant to PN-83/B-02482. They are furthermore illustrated with examples of calculation based on real data from actual driven reinforced concrete pile applications. Pile capacities determined by means of various methods are always verified with alternative methods according to the requirements of Eurocode 7. Comparison of the results of design and verification of capacities of compressed piles proves coherence of design concepts assumed in Eurocode 7 and possibility of alternative applications of particular pile design methods, depending on project conditions and requirements. The examples of pile designs provided in the article also show a wide scale of possibilities in Eurocode 7 concerning an active approach to calculation of design capacities and corresponding safety level by adopting an adequate design method and correct determination of scope and type of tests.

Keywords: pile limit capacity, design capacity, characteristic pile capacity, pile tests, soil investigation, pile sets

Przesłano do redakcji: 26.05.2014 r.

Przyjęto do druku: 02.06.2014 r.

DOI:10.7862/rb.2014.20

Andrzej STUDZIŃSKI¹
Józef KOBYLARZ²

JAKOŚCIOWA ANALIZA RYZYKA AWARII PRZEWODÓW WODOCIĄGOWYCH WODOCIĄGU GRUPOWEGO

Celem opracowania jest analiza hydrauliczna stanów awaryjnych przewodów wodociągowych wodociągu grupowego zaopatrującego w wodę 4 sąsiadujące miejscowości, łącznie około 14 tysięcy odbiorców. Rozpatrywany wodociąg jest jednostrefowy, zaopatrywany w wodę z jednego źródła zasilania. Ocenie poddano wielkość obniżenia ciśnienia oraz jego zasięg. W tym celu zastosowano del hydrauliczny sieci wodociągowej utworzony w programie Epanet 2 na podstawie danych uzyskanych od eksploatatora wodociągu. Model obejmuje zbiorniki wody uzdatnionej, pompownię oraz sieć wodociągową. Metodyka badań polega na symulowaniu zamknięcia (awarii) poszczególnych przewodów sieci wodociągowej i analizy porównawczej rozkładu ciśnienia w sieci wodociągowej w stanie bezawaryjnym oraz podczas awarii. Określono skutki awarii poszczególnych odcinków: wielkość obszaru obniżenia ciśnienia poniżej wartości ciśnienia wymaganego, czasu trwania obniżenia ciśnienia, potencjalnych skutków – liczby odbiorców dotkniętych ograniczeniem dostawy wody. Przeprowadzona symulacja umożliwiła wyznaczenie odcinków sieci, które można podzielić na trzy grupy w zależności od stopnia wpływu ich awarii na działanie sieci, tj. odcinki limitujące prawidłową pracę sieci powodujące przerwanie dostaw wody dla całego systemu zaopatrzenia, odcinki powodujące brak dostaw wody do znacznej części odbiorców, odcinki, których awaria powoduje nieznaczne wahania ciśnienia w sieci, jednakże nie powoduje spadku ciśnienia poniżej wymaganego oraz odcinki niemające większego wpływu na działanie sieci. W przypadku awarii odcinka brak dostaw wody będzie dotyczył wyłącznie odbiorców podłączonych do danego odcinka. Przeprowadzona symulacja wskazała, że na prawidłowe działanie całej sieci wodociągowej istotny wpływ ma wystąpienie awarii na zaledwie 5 odcinkach. Zlokalizowano obszary, które są najbardziej narażone na wahania ciśnienia w sieci wodociągowej wynikające z awarii tych przewodów.

Słowa kluczowe: ryzyko, przewody wodociągowe, analiza jakościowa

¹ Autor do korespondencji/corresponding author: Andrzej Studziński, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. 17 8651703, e-mail: astud@prz.edu.pl

² Józef Kobylarz, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. 17 8651703, e-mail: j_kobylarz@wp.pl

1. Wprowadzenie

Podstawowym zadaniem podsystemów dystrybucji wody jest zaspokojenie potrzeb w dostarczaniu wody pod odpowiednim ciśnieniem, o odpowiedniej jakości i ilości. W procesie eksploatacji sieci wodociągowej powstają awarie poszczególnych jej elementów, powodując zakłócenia w dostawie wody do odbiorców oraz uniemożliwiając pełnienie funkcji, dla której zostały wykonane. Pod pojęciem awarii wodociągowej można rozumieć gwałtowne, nieprzewidziane uszkodzenia obiektu, systemu lub podsystemu powodujące częściową lub całkowitą utratę zdolności prawidłowego funkcjonowania w pewnym przedziale czasowym.

Celem niniejszego opracowania jest analiza hydrauliczna stanów awaryjnych przewodów wodociągowych wodociągu grupowego zaopatrującego w wodę około 14 tys. mieszkańców. Analizę oparto na symulacji stanów awaryjnych przeprowadzonych w modelu hydraulicznym sieci wodociągowej opracowanym w programie Epanet. Zakres pracy obejmuje skompletowanie informacji dotyczących systemu zaopatrzenia w wodę i wykonanie modelu hydraulicznego sieci wodociągowej, przeprowadzenie symulacji hydraulicznej awarii przewodów sieci, przedstawienie i podsumowanie wyników symulacji.

2. Obiekt badań

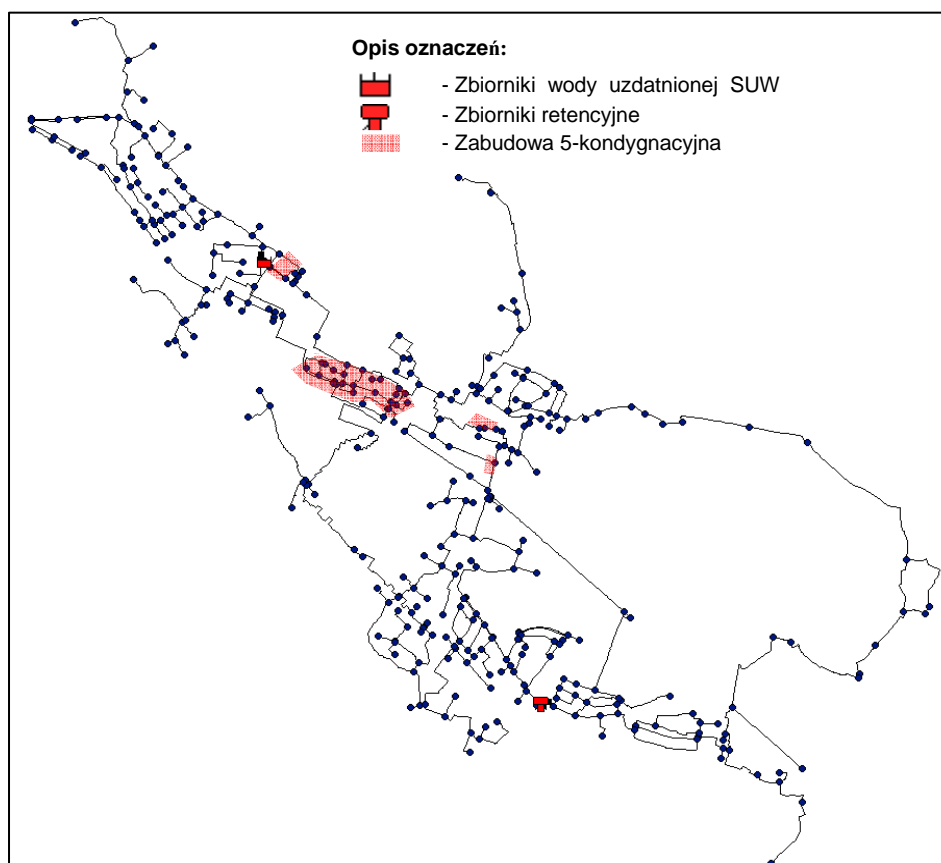
Omawiany wodociąg jest młodym wodociągiem. Początki budowy infrastruktury wodociągowej przypadają na drugą połowę lat 80. ubiegłego stulecia, a pierwszy odcinek sieci został wykonany w 1987 r. Wodociąg jest zaopatrywany z ujęcia wód podziemnych; woda po uzdatnieniu jest gromadzona w zbiornikach wody czystej, a następnie zestawem pompowym kierowana do sieci wodociągowej. Zaopatruje on w wodę 15-tysięczne miasto oraz 3 sąsiednie wsie. Na terenie gminy miejsko-wiejskiej siecią wodociągową jest objętych 61% ogółu mieszkańców (dane GUS za 2012 r.), obsługiwanych przez Miejski Zakład Komunalny (MZK). Liczba ludności korzystającej z sieci wodociągowej to 13689 mieszkańców (z czego 10421 to mieszkańcy miasta). Na terenie zaopatrywanym w wodę przeważa zabudowa niska – do 3 kondygnacji nadziemnych, z wyjątkiem obszarów zaznaczonych na rys. 1., gdzie występuje zabudowa pięciokondygnacyjna.

Strukturę sieci wodociągowej można rozpatrywać jako strukturę mieszaną. Tworzą ją liczne pierścienie z odcinkami rozgałęzonymi na końcówkach sieci. Struktura sieci wodociągowej pod względem materiałowym nie wykazuje dużego zróżnicowania. Do budowy sieci zastosowano głównie materiały PE (83,3 km na koniec 2011 r.) i PVC (125,5 km) oraz w niewielkim stopniu żeliwo szare – 1,8 km, które zostało wykorzystane do wykonania pierwszych odcinków sieci. Zakres średnic rurociągów rozdzielczych kształtuje się w niewielkim zakresie od DN 80 do DN 300, z czego znaczną część sieci stanowią rurociągi o średnicy

DN 100 i DN 150. Łączna długość przewodów wynosiła 210,6 km, z czego przewody rozdzielcze stanowią 93,1 km, pozostałe przewody to zaś podłączenia wodociągowe.

3. Model hydrauliczny sieci wodociągowej

Model hydrauliczny został opracowany w programie Epanet 2.0 na podstawie danych uzyskanych z MZK. Model obejmuje zbiorniki wody uzdatnionej, pompownię 2°, sieciowe zbiorniki wodociągowe zaopatrujące w wodę pompownię strefową oraz 406 rozdzielczych przewodów wodociągowych (rys. 1.). Wymienione pompownie są wyposażone w zestawy pompowe sterowane algorytmem stałego ciśnienia.



Rys. 1. Schemat wodociągu w programie Epanet

Fig. 1. Water network scheme in Epanet programme

Zbiorniki wody uzdatnionej stanowią trzy zbiorniki, każdy o pojemności ok. 300 m³. Wykonane są w postaci cylindrycznych żelbetowych zbiorników o średnicy 9,0 m i wysokości czynnej 5,0 m. Pompownia 2^o składająca się z 8 pomp (w tym rezerwowa) jest sterowana przetwornicą częstotliwości z algorytmem stałego ciśnienia na tłoczeniu. Dwa zbiorniki retencyjne o łącznej pojemności 500 m³ zostały wykonane dla zabezpieczenia dostaw wody do celów przeciwpożarowych oraz bytowo-gospodarczych pod odpowiednim ciśnieniem, dla rozbudowywanej sieci wodociągowej zlokalizowanej na wybranych osiedlach miasta oraz w przyłączonych do sieci wodociągowej wsiach. Stanowią również zbiorniki czerpalne dla pompowni strefowej, zrealizowanej jako zestaw pompowy składający się z pięciu pomp (w tym rezerwowa), sterowanej algorytmem stałego ciśnienia. W warunkach pełnej sprawności systemu pompownia ta nie pracuje, jest załączana w przypadku spadku ciśnienia w jednym z trzech węzłów sieci, co odwzorowano w algorytmach sterowania siecią w modelu. Zagadnienia dotyczące tworzenia modelu są tożsame z przedstawionymi w pracach [1-6].

4. Metodyka badań

Metodyka oceny ryzyka polega na określeniu skutków awarii poszczególnych odcinków:

- wielkości obszaru obniżenia ciśnienia poniżej wartości ciśnienia wymaganego,
- czasu trwania obniżenia ciśnienia,
- potencjalnych skutków – liczby odbiorców dotkniętych ograniczeniem dostawy wody.

Analiza polega na określeniu rozkładu ciśnienia w sieci wodociągowej podczas awarii przewodu i na tej podstawie wyznaczeniu zasięgu oddziaływania awarii odcinka na ciągłość dostawy wody do wszystkich odbiorców. Symulacje awarii realizowano poprzez wyłączenie z eksploatacji poszczególnych odcinków sieci, symulując ich zamykanie podczas naprawy. Symulacje przeprowadzono, przyjmując założenie, że jednocześnie awarii może ulec jeden odcinek. Zakładano 50% napełnienie początkowe w zbiornikach sieciowych. Jako czas przeprowadzania symulacji awarii przyjęto czas równy czterem godzinom [7-10]. Jest to średni czas dla przewodów rozdzielczych, obejmujący moment od zamknięcia przepływu wody na odcinku, na którym wystąpiła awaria, do ponownego włączenia, w tym zamknięcie przepływu wody, odkopanie uszkodzonego odcinka, usunięcie awarii i przywrócenie przepływu wody na odcinku.

Godziny przeprowadzania symulacji pomiędzy 7:00 a 21:00 mają drugorzędne znaczenie, ponieważ w tych godzinach występują niewielkie zmiany rozbiórów godzinowych. Jako godzinę rozpoczęcia symulacji awarii przyjęto 7:00.

Przeprowadzona symulacja nie wymusiła zmniejszania zapotrzebowania wody wynikającego z obniżenia ciśnienia uniemożliwiającego zaopatrzenie w wodę wszystkich odbiorców [11], tak jak to przedstawiono w pracach [1, 2].

5. Wyniki symulacji

Przeprowadzona symulacja umożliwia wyznaczenie odcinków sieci, które można podzielić na trzy grupy w zależności od stopnia wpływu ich awarii na działanie sieci:

- 1) odcinki limitujące prawidłową pracę sieci powodujące przerwanie dostaw wody dla całego systemu zaopatrzenia,
- 2) odcinki powodujące brak dostaw wody do znacznej części odbiorców,
- 3) odcinki, których awaria powoduje nieznaczne wahania ciśnienia w sieci, jednakże nie powoduje spadku ciśnienia poniżej wymaganego oraz odcinki niemające większego wpływu na działanie sieci, w przypadku awarii odcinka brak dostaw wody będzie dotyczył wyłącznie odbiorców podłączonych do danego odcinka.

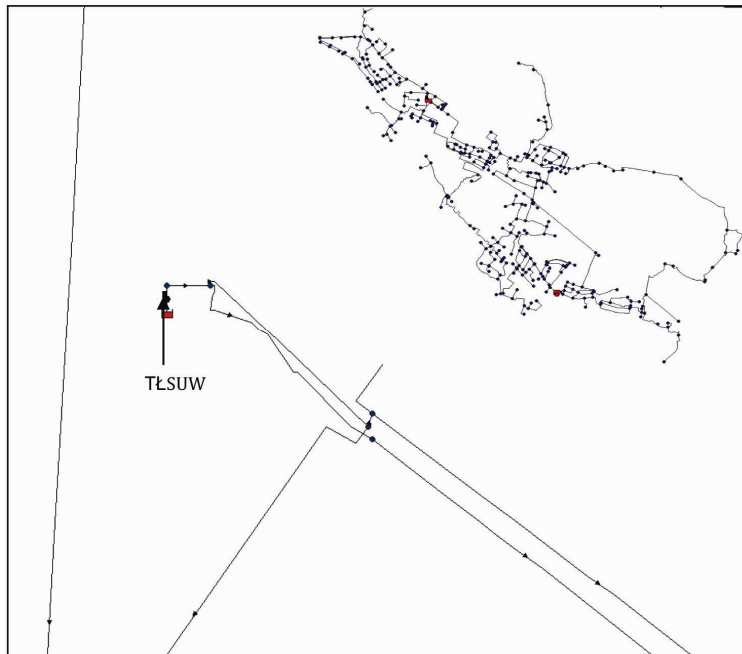
Do pierwszych dwóch grup odcinków mających znaczący wpływ na działanie sieci i dostawę wody do odbiorców są odcinki TSUW, 6., 7., 8. i 72. Wpływ poszczególnych odcinków na działanie sieci ze względu na ich położenie znacząco się różni.

Odcinek TŁSUW jest to główny odcinek łączący stację uzdatniania wody z siecią wodociągową. Położenie tego odcinka przedstawia rys. 2. Odcinek ten o średnicy nominalnej DN 300 pełni rolę głównej magistrali łączącej SUW z siecią wodociągową, ma długość 20 m i jest wykonany z PE. Przykładowe wyniki symulacji awarii przedstawia rys. 3., ilustrujący ciśnienie w sieci w stanie pełnej sprawności (rys. 3a) oraz w stanie wystąpienia awarii (rys. 3b).

Awaria odcinka powoduje załączenie pompowni strefowej – w wodę są zaopatrywani wyłącznie odbiorcy na terenie trzech wsi, pozostała część sieci wodociągowej jest jej pozbawiona. Odcinek ten ma kluczowe znaczenie dla ciągłości dostawy wody do miasta. Na rysunku 4. pokazano lokalizację odcinków 6., 7. i 8. limitujących dostawę wody do północno-wschodniej części miasta, na rys. 5. zaś przykładowy obraz symulacji.

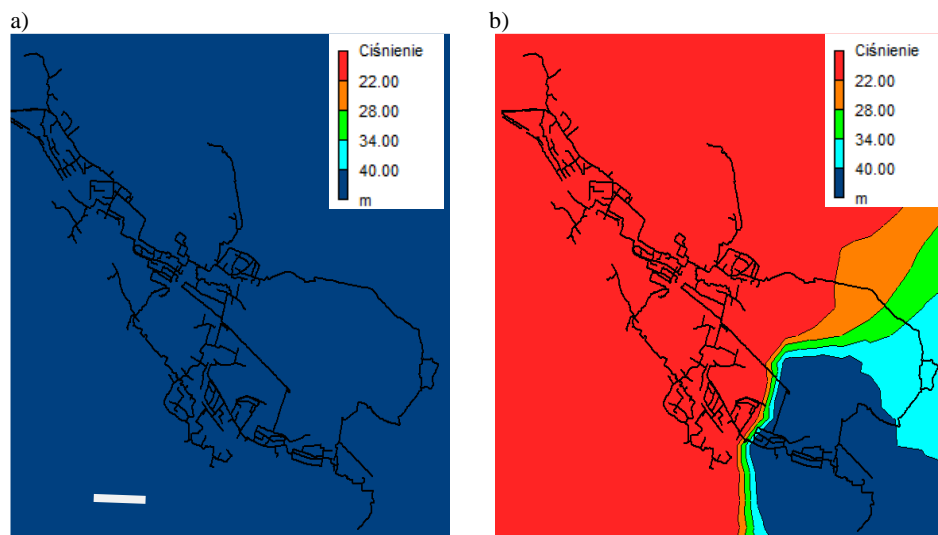
Ostatnim z odcinków o znaczącym wpływie na ciągłość dostawy wody dla większego obszaru sieci wodociągowej jest odcinek 72., którego lokalizację przedstawia rys. 6., a wyniki rys. 7.

W przypadku odcinka 72. o niedoborze wody w północnej części miasta decyduje jednokierunkowy przepływ wody poprzez wsie zlokalizowane we wschodniej części sieci wodociągowej. Spadek ciśnienia wynika ze strat hydraulicznych wynikających ze znacznej długości, tj. 17 km.



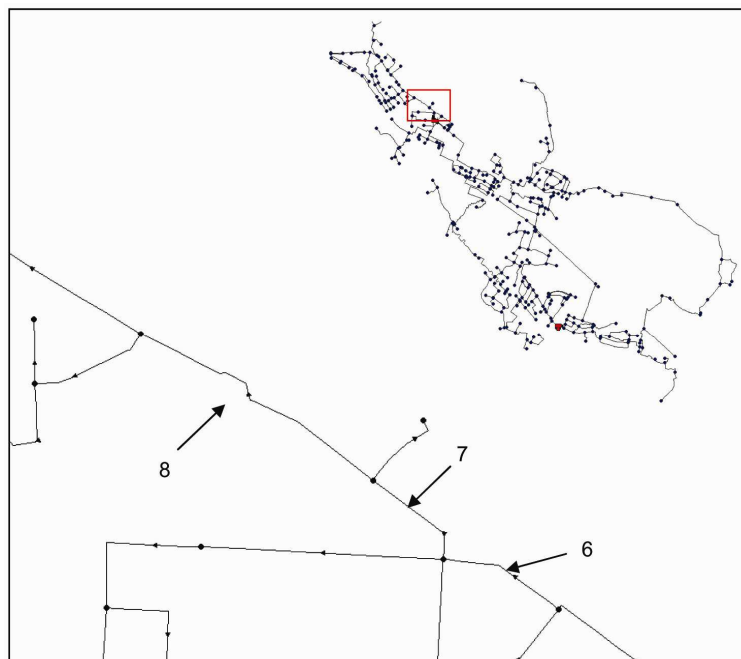
Rys. 2. Lokalizacja odcinka TŁSUW

Fig. 2. Location of TŁSUW pipeline



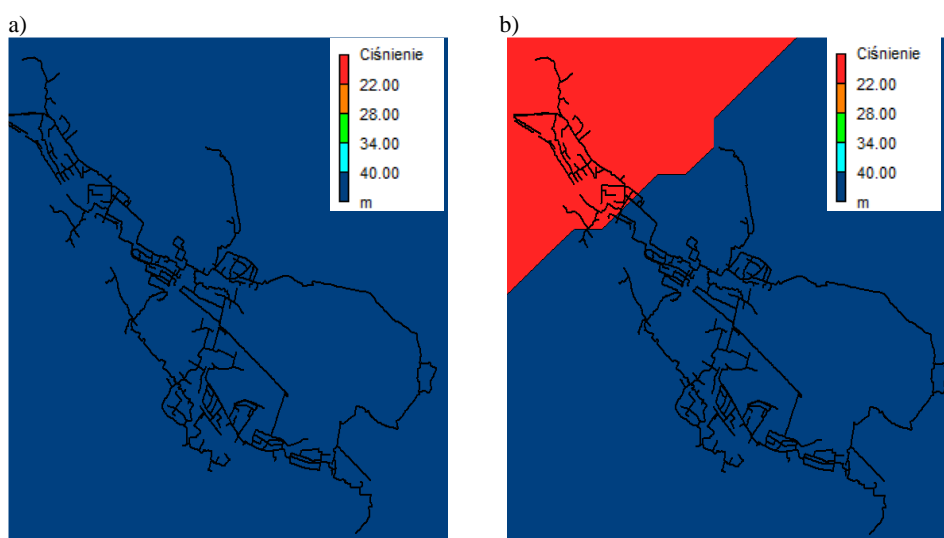
Rys. 3. Rozkład ciśnienia podczas awarii odcinka TŁSUW w pierwszej godzinie symulacji: a) praca sieci w stanie bezawaryjnym, b) praca sieci podczas awarii odcinka

Fig. 3. Pressure layout during pipeline TŁSUW failure in the first hour of simulation: a) network operation in working order, b) network operation during the failure



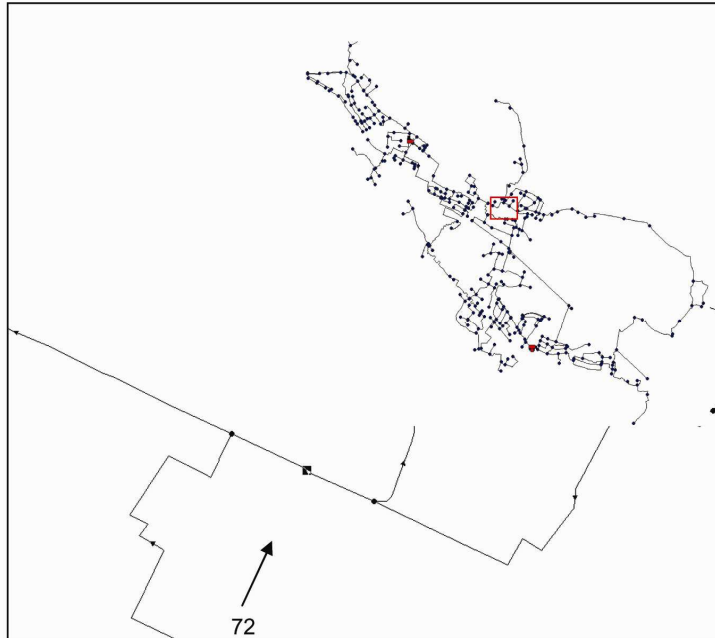
Rys. 4. Lokalizacja odcinków 6., 7. i 8.

Fig. 4. Location of pipelines 6, 7 and 8



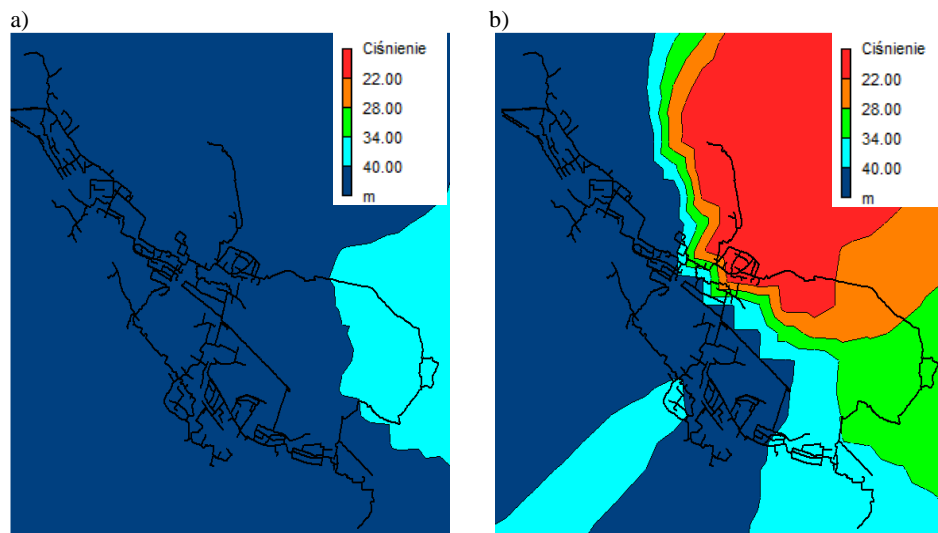
Rys. 5. Rozkład ciśnienia podczas awarii odcinka 6. w pierwszej godzinie symulacji: a) praca sieci w stanie bezawaryjnym, b) praca sieci podczas awarii odcinka

Fig. 5. Pressure layout during pipeline 6 failure in the first hour of simulation: a) network operation in working order, b) network operation during the failure



Rys. 6. Lokalizacja odcinka 72. sieci wodociągowej

Fig. 6. Location of pipeline 72



Rys. 7. Symulacja pracy sieci w trzeciej godzinie symulacji awarii odcinka 72.: a) praca sieci w stanie bezawaryjnym, b) praca sieci podczas awarii odcinka

Fig. 7. Pressure layout during pipeline 72 failure in the third hour of simulation: a) network operation in working order, b) network operation during the failure

Skutki awarii pozostałych odcinków są dotkliwe wyłącznie dla podłączonych do nich odbiorców lub w przypadku struktury promienistej sieci wodociągowej na końcówkach sieci – również dla odbiorców podłączonych do zasilanych przewodów promienistych. Obniżenie wysokości ciśnienia w przewodach będących elementami pierścieni nie przekracza 12 m, pozostała wartość ciśnienia jest wystarczająca do realizacji dostawy wody.

Wyniki przeprowadzonej symulacji awarii pozostałych odcinków pozwalają stwierdzić, że 83% odcinków w przypadku wystąpienia awarii powoduje wyłącznie brak dostawy wody do odbiorców bezpośrednio do nich podłączonych, bez oddziaływania na odcinki sąsiednie. Wystąpienie awarii na tych odcinkach powoduje brak dostawy wody u średnio 40 mieszkańców. Odcinki, których awaria powoduje brak wypływu wody u odbiorców do nich podłączonych i które wykazują niewielki wpływ na działanie sieci wodociągowej (obniżenie ciśnienia, zachowane warunki dostawy wody), stanowią 14%. Przewody, które limitują prawidłową pracę sieci (tj. w przypadku wystąpienia na nich awarii znaczna część mieszkańców może być pozbawiona wody lub wymaganego ciśnienia wypływu), stanowią 3% ogółu sieci.

6. Podsumowanie

Wyniki przeprowadzonej analizy pozwoliły na wyodrębnienie odcinków, których awaria w różnym stopniu wpływa na prawidłową pracę układu. Przeprowadzona symulacja wskazała, że na prawidłowe działanie całej sieci wodociągowej istotny wpływ ma awaria na zaledwie pięciu odcinkach. Największe właściwości limitujące prawidłową pracę sieci wodociągowej wykazuje odcinek tłoczny z SUW, którego awaria powoduje brak wody u większości mieszkańców korzystających z sieci wodociągowej.

Odcinkami mającymi duży wpływ na prawidłowe funkcjonowanie sieci, których awaria powoduje całkowity brak wody u znacznej liczby mieszkańców, są również przewody 6., 7. i 8. Odcinki te zaopatrują w wodę mieszkańców na północ od SUW. Awaria każdego z nich powoduje podobne w skutkach oddziaływanie, czyli brak dopływu wody przez cały okres wystąpienia awarii. Powstałe skutki wynikają z jednokierunkowego zasilania sieci wodociągowej przez odcinki 6., 7. i 8.

Do grupy odcinków, których awaria wyraźnie wpływa na działanie sieci, powodując braki dostaw wody w wybranych obszarach odbiorców, należy odcinek 72. Na podstawie przeprowadzonej analizy zlokalizowano obszary, które są najbardziej narażone na wahania ciśnienia w sieci wodociągowej.

Pozostałe odcinki nie wykazują znaczącego wpływu na ciągłość dostawy wody w całej sieci wodociągowej. Jest to związane głównie z krótkim czasem funkcjonowania wodociągu, w którym wielkość średnic przewodów rozdzielczych wynika z obowiązujących w ostatnich trzydziestu latach przepisów przeciwpożarowych w zakresie projektowania sieci wodociągowych.

Przedstawiona metoda i uzyskane wyniki są podstawą dalszych badań ryzyka w wymiarze ilościowym. Znajdują również zastosowanie w praktyce eksploatacyjnej przedsiębiorstwa wodociągowego eksploatującego badaną sieć wodociągową.

Literatura

- [1] Studziński A., Pietrucha-Urbanik K.: Risk indicators of water network operation. *Chemical Engineering Transactions*, no. 26, pp. 189-194.
- [2] Studziński A.: Analiza hydrauliczna skutków awarii przewodów wodociągowych Rzeszowa. *Instal*, nr 10/2008, s. 109-112.
- [3] Studziński A.: Ryzyko awarii magistrali wodociągowej „ISKRZYNIA” w Krośnie. *Polskie Towarzystwo Inżynierii Ekologicznej, Inżynieria Ekologiczna*, z. 26, 2011, s. 247-256.
- [4] Studziński A.: Ryzyko awarii magistrali wodociągowej „Szczepańcowa” w Krośnie. *Ośrodek Informacji „Technika Instalacyjna w Budownictwie” INSTAL. Teoria i Praktyka w Instalacjach*, z. 11/2011, s. 58-62.
- [5] Studziński A.: Ryzyko awarii przewodów rozdzielczych wodociągu Krosna. *Czasopismo Techniczne*, z. 1, Środowisko, 2011, s. 191-200.
- [6] Studziński A., Pietrucha-Urbanik K.: Awaryjność sieci wodociągowej Tarnowa. *Gaz, Woda i Technika Sanitarna*, nr 10/2012, s. 464-466.
- [7] Iwanejko R., Bajer J.: Metoda szacowania ryzyka związanego z czasem usuwania awarii sieci wodociągowej w zastosowaniu. *Czasopismo Techniczne*, z. 1., Środowisko, 2011.
- [8] Iwanejko R., Bajer J.: Podstawy teoretyczne metody szacowania ryzyka związanego z czasem usuwania awarii sieci wodociągowej. *Czasopismo Techniczne*, z. 1., Środowisko, 2011.
- [9] Pietrucha-Urbanik K., Studziński A.: Analiza strat wody wodociągu krośnieńskiego. *Gaz, Woda i Technika Sanitarna*, nr 10/2012, s. 452-454.
- [10] Rak J., Kwietniewski M.: *Niezawodność infrastruktury wodociągowej i kanalizacyjnej w Polsce*. Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN, 2010.
- [11] Knapik K.: *Dynamiczne modele w badaniach sieci wodociągowych*. Wydaw. Politechniki Krakowskiej, Kraków 2000.

QUALITY ANALYSIS OF WATER PIPE FAILURE RISK FOR GROUP WATER SUPPLY SYSTEM

Summary

The aim of the study is hydraulic analysis of water pipes faults in group water supply system, a total of approximately 14,000 customers. The water supply system is a single zone, supplied with water from a single water intake. It was evaluated the size reduction of the pressure and its coverage. For this purpose hydraulic model of the water network created in EPANET 2 was used. It was created on the basis of data obtained from the water network operator. The model includes treated water tanks, pumping station and the water network. The research methodology is to simulate the

closure (failure) of individual water pipes and comparative analysis of the distribution of pressure in the water supply system in the state during the failure-free and failure. The effects of failure of individual pipelines were determined: the size of the area of reduction of pressure below the pressure required, the duration of the pressure reduction, the potential consequences – the number of customers affected by the reduction of water supplies. With the simulation are assigned pipelines of the network, which can be divided into three groups depending on the degree of impact of their failure to the water network: pipelines limiting proper operation of the network causing interruption of water supply to the entire supply system, causing the lack of water supply to a large part of the water customers, pipelines, which failure causes a slight pressure fluctuations in the network, however, the pressure does not fall below the required pressure, and finally pipelines of non-significant impact on the operation of the network in case of failure of the lack of water supply section will cover only the customers connected to the pipeline. The simulation indicated that a significant effect on the correct operation of the entire water supply system is a failure on just 5 water conduits. Areas that are most vulnerable to fluctuations in pressure in the water supply system resulting from the failure of these pipelines were located.

Keywords: risk, water pipe, quality analysis

Przesłano do redakcji: 5.01.2014 r.

Przyjęto do druku: 02.06.2014 r.

DOI 10.7862/rb.2014.21

Andrzej STUDZIŃSKI¹
Katarzyna PIETRUCHA-URBANIK²
Magdalena DĄBEK³

ANALIZA ZUŻYCIA WODY W MIEJSCOWOŚCI STAŁOWA WOLA

W pracy przedstawiono szczegółową analizę zmian poboru wody w miejscowości Stalowa Wola. Dostarczone do badań dane obejmowały lata 2009-2013. Opisano podstawowe wielkości stosowane w przypadku systemu wodociągowego. Ponadto dokonano charakterystyki miejscowości oraz funkcjonującego w niej systemu wodociągowego. Analiza zużycia wody w Stalowej Woli wykazała, że zapotrzebowanie na wodę w ciągu roku jest nierównomierne i ulega wahaniom. Oszacowano jednostkowe zużycie wody na jednego mieszkańca oraz wyznaczono współczynniki nierównomierności dobowej. Najwyższe średnie miesięczne zużycie wody zanotowano w sierpniu. W pracy przedstawiono szczegółową analizę struktury zużycia wody m.in. ze względu na porę roku, dni tygodnia oraz dni ustawowo wolnych od pracy. Pobór wody w poszczególnych latach odznaczał się maksymalną wartością współczynnika nierównomierności dobowej, wynoszącym od 1,27 (2009 r.) do 1,43 (2010 r.). Średnie jednostkowe zużycie w ciągu tych lat mieściło się w przedziale od 0,115 m³/M-dw (2013 r.) do 0,120 m³/M-d (2010 r.). Maksimum poboru wody przez mieszkańców w ciągu pięciu lat występowało w soboty, natomiast minimum przypadało na niedziele. Wykonano również prognozowanie na kolejne trzy lata (tj. 2014-2016) dotyczące zapotrzebowania na wodę oraz kształtowania się cen za 1 m³ wody.

Słowa kluczowe: zużycie wody, produkcja wody, prognozowanie zapotrzebowania na wodę

1. Wprowadzenie

Miasto Stalowa Wola jest położone w południowo-wschodniej części kraju, w województwie podkarpackim, w powiecie stalowowolskim. Miasto zajmuje

¹ Autor do korespondencji/corresponding author: Andrzej Studziński, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. (17) 865 1703, e-mail: astud@prz.edu.pl

² Katarzyna Pietrucha-Urbanik, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. (17) 865 1703

³ Magdalena Dąbek, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. (17) 865 1703

obszar o powierzchni 8 252 ha. Liczba ludności zamieszkująca miasto w 2013 r. wynosiła 63 944.

Podstawowymi zasobami wody w mieście są wody podziemne zasilające ujęcia „Krzyżowe Drogi” oraz „Stare Ujęcie”. Ujęcie „Krzyżowe Drogi” stanowi 14 studni głębinowych, które są eksploatowane naprzemiennie. Maksymalna wydajność ujęcia wynosi około 746,0 m³/h. Głębokości studni wierconych w ujęciach wynoszą 30-36 m. Studnie wybudowano w latach 1971-1993. „Stare Ujęcie” o maksymalnej wydajności ujęcia 195 m³/h stanowi 6 studni eksploatowanych na przemian. Zewnętrzny teren ochrony pośredniej ujęć obejmuje obszar o powierzchni 18 km². Lokalne podziemne ujęcie wody stanowi ujęcie „HWS – Huta Stalowa Wola”. Woda pobierana z tego ujęcia jest przeznaczona na cele technologiczne oraz na potrzeby własne huty. Stacja uzdatniania wody w Stalowej Woli jest zlokalizowana w zachodniej części miasta. Jej obecna wydajność wynosi 6000 m³/d. Zużycie wody kształtuje wiele czynników, m.in. warunki klimatyczne, warunki lokalne, urlopy, święta, tryb życia mieszkańców, wypadki losowe, awarie przewodów i urządzeń [1-8].

Celem pracy jest analiza zużycia oraz strat wody w mieście Stalowa Wola w latach 2008-2013. Podstawą analizy są dane eksploatacyjne uzyskane dzięki uprzejmości Miejskiego Zakładu Komunalnego.

2. Produkcja wody w systemie wodociągowym Stalowej Woli

Na podstawie danych uzyskanych od Miejskiego Zakładu Komunalnego w Stalowej Woli dla lat 2009-2013 dokonano analizy objętości wody produkowanej i wtłaczanej do sieci wodociągowej. Woda pobierana ze studni głębinowych jest przeznaczana głównie na cele usługowe i bytowo-gospodarcze mieszkańców, jak również na cele technologiczne i zużycie własne stacji. Wynika to z samodzielności dużych zakładów przemysłowych w ujmowaniu wody na cele przemysłowe. W tabeli 1. przedstawiono roczne wartości objętości wody pobranej i przeznaczonej na poszczególne cele [9, 10].

Przeгляд danych zestawionych w tab. 1. pozwala zauważyć, że produkcja wody w miejscowości Stalowa Wola uległa zmianie i ma tendencję spadkową. Różnica ujmowanej wody w latach 2009-2013 wynosi 206,7 tys. m³. Zauważalny jest również spadek objętości wody przeznaczonej na cele własne oraz na cele technologiczne SUW. W przeciągu czterech lat spadek ten wyniósł 39 tys m³. Objętość wody wtłoczonej do sieci w porównaniu z 2009 r. obniżyła się o 7,3. W 2010 roku znacznie wzrosła objętość wody sprzedanej ogółem w porównaniu z rokiem poprzednim, natomiast w kolejnych latach był zauważalny systematyczny jej spadek. W tabeli 2. zestawiono wartości produkcji wody w poszczególnych miesiącach danego roku. Zużycie wody zmienia się również w okresach miesięcznym oraz tygodniowym. Jest to zależne od wielu czynników, np. od prowadzonego trybu życia przez mieszkańców miasta związanego

z planowaniem urlopów, wakacjami szkolnymi i szkół wyższych, jak również od warunków meteorologicznych.

Tabela 1. Objętości wody pobranej, wtłoczonej oraz sprzedanej i przeznaczonej na potrzeby własne wodociągu

Table 1. The volume of water taken, pumped, sold and used by water system itself

Lata	Objętość wody pobranej z ujęć [m ³ /rok]	Objętość wody wtłoczonej do sieci [m ³]	Zużycie wody na cele technologiczne [tys.m ³ /rok]	Objętość wody sprzedanej ogółem [tys.m ³ /rok]	Woda sprzedana gospodarstwom domowym [tys.m ³ /rok]	Woda sprzedana z przeznaczeniem na usługi [tys.m ³ /rok]
2009	2835994	2835885	109	2552	2055	497
2010	2821483	2821383	100	2614	2087	527
2011	2737288	2737199	89	2598	2101	497
2012	2672918	2672834	84	2555	2057	498
2013	2629296	2629267	70	2523	2035	488

Tabela 2. Miesięczna produkcja wody w latach 2009-2013

Table 2. The monthly water production in years 2009-2013

Miesiąc	Produkcja wody [m ³]				
	2009	2010	2011	2012	2013
I	234644	226101	225605	211011	210653
II	208399	203414	203043	206608	190024
III	228702	243998	227500	223656	215124
IV	242138	225214	228104	223637	211206
V	243715	229696	239420	231061	227213
VI	233578	239639	245733	231549	219350
VII	251752	263908	234035	244997	240180
VIII	254325	254671	242241	235303	257017
IX	237425	225002	230770	218284	218214
X	237247	234289	223029	218763	214559
XI	222949	219685	208202	200784	205070
XII	241011	255766	229517	227181	220616

Różnica między miesiącem o najwyższym zapotrzebowaniu na wodę a miesiącem o najmniejszym zapotrzebowaniu wynosi 28%. Miesiącem o maksymalnym poborze wody przez konsumentów był lipiec 2010 r., kiedy to zużyto 263908 m³ wody. Wzrost zużycia wody przypada na miesiące, w których są odnotowywane wysokie wartości temperatury oraz w których występują dni świąteczne.

Sezonowa produkcja wody doskonale odzwierciedla ilość pobranej wody w poszczególnych miesiącach danej pory roku. Dokładne dane zestawiono w tab. 3. Sezon letni jest dominujący pod względem zużycia wody. W 2010 roku

osiągnięta wartość była największa i wynosiła 7652 m³. Porą o najmniejszym zapotrzebowaniu wody okazała się jesień, ale to w zimie w 2013 r. osiągnięto minimalną wartość konsumpcji wody równą 612399 m³. Różnica pomiędzy poborem wody w zimie a jesienią jest niewielka, tj. 34120 m³, co stanowi około 3%.

Tabela 3. Produkcja wody w poszczególnych porach roku w latach 2009-2013

Table 3. Production of water due to the season of the year in 2009-2013

Sezon	Produkcja wody [m ³]					Średnia arytmetyczna [m ³]	Odchylenie standardowe [m ³]	Mediana [m ³]
	2009	2010	2011	2012	2013			
Wiosna	732048	706161	724924	684794	662345	702054	28785	706161
Lato	749110	765261	722003	721096	733179	738130	18917	733179
Jesień	681491	664667	636974	626308	621303	646149	25919	636974
Zima	673236	685294	653298	640636	612399	652973	28521	653298

W tabeli 4. zestawiono produkcję wody w poszczególnych dniach tygodnia w latach 2009-2013 przez mieszkańców miasta Stalowa Wola. Maksimum poboru wody przez mieszkańców w ciągu pięciu lat wykazano w soboty, minimum zaś przypadał na niedziele. Największe odchylenie od wartości średnich zanotowano w piątki. Największą objętość wody zużytej o wartości 437575 m³ odnotowywano w soboty w 2010 r., najmniejszą zaś w niedziele w 2013 r., tj. ok. 35 tys. m³. Porównano również produkcję wody w okresach świątecznych oraz w dniach ustawowo wolnych od pracy, co przedstawiono w tab. 5. i 6.

Analizując tygodnie świąteczne, można zaobserwować wzrost produkcji wody, której maksymalna wartość przypada w przeddzień świąt – w Święta Wielkanocne przypada na sobotę, a w Święta Bożego Narodzenia w Wigilię. W kolejnych dniach zanotowano znaczny spadek spożycia wody. Rozkład produkcji wody charakterystyczny dla rozpatrywanych tygodni jest rezultatem przedświątecznych i intensywnych prac porządkowych prowadzonych w domach (sprzątanie, mycie, gotowanie, pranie). Badając dni wolne od pracy, maksimum produkcji wody odnotowano w Święto Pracy 1 maja (z wyjątkiem 2011 i 2013 r.), minimum zaś 1 listopada 2012 r. Na rysunku 1. porównano zużycie wody w poszczególnych tygodniach w latach 2009-2013.

Zużycie wody w poszczególnych tygodniach danego roku jest bardzo zróżnicowane, począwszy od 2009 r., który liczył 53 tygodnie, do 2013, gdzie jest ono stosunkowo niskie w porównaniu z latami poprzednimi. Największe zużycie wody 66934 m³ odnotowano w 52. tygodniu 2010 r., natomiast najniższe 29843 m³ w 1. tygodniu 2009 r. Porównywalne zużycie wody odnotowano w latach 2011 i 2012, średnio pobierano około 5200 m³ wody. Taka

różnorodność poboru wody w danym tygodniu była spowodowana głównie zmiennym trybem życia mieszkańców miasta, występowaniem dni świątecznych w danym miesiącu oraz podwyższeniem temperatury otoczenia.

Tabela 4. Produkcja wody w poszczególnych dniach tygodnia w latach 2009-2013

Table 4. Characteristics of water production for each day of the week for the period 2009-2013

Dzień tygodnia	Produkcja wody [m ³]					Średnia arytmetyczna [m ³]	Odchylenie standardowe [m ³]	Mediana [m ³]
	2009	2010	2011	2012	2013			
Poniedziałek	399352	394081	386822	382853	372969	387215	10205	386822
Wtorek	385166	395546	385890	372096	379403	383620	8665	385166
Środa	403604	397410	389451	377377	377377	389044	11773	389451
Czwartek	411235	402910	386611	372418	371744	388984	17793	386611
Piątek	407559	417261	390891	379748	374632	394018	18116	390891
Sobota	435738	437575	432820	407708	402258	423220	16845	432820
Niedziela	377594	370231	364672	372639	355061	369894	10080	372639

Tabela 5. Produkcja wody w okresach świątecznych w latach 2009-2013

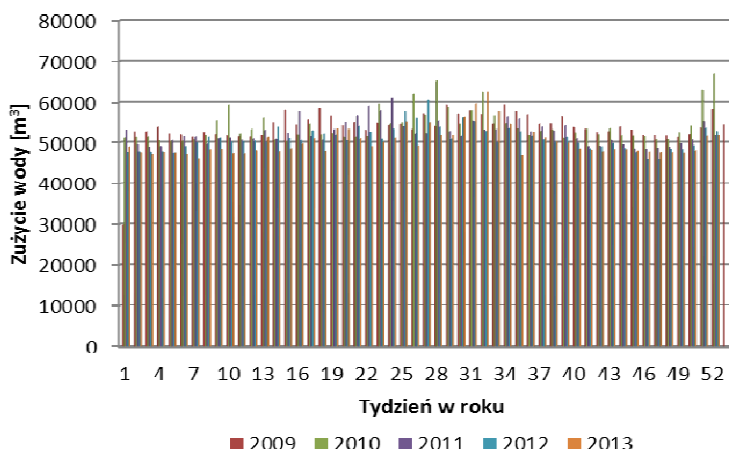
Table 5. Water production during holidays in 2009-2013

Dzień tygodnia	Produkcja wody [m ³ /d]				
	2009	2010	2011	2012	2013
Święta Wielkanocne					
Środa	8125	7941	8037	7650	7246
Czwartek	8545	8200	8393	7725	7594
Piątek	9242	8976	9174	8325	7848
Sobota	9515	9251	9767	9139	8772
Niedziela	6517	6369	6299	6337	5868
Poniedziałek	6899	6634	6729	6807	6356
Wtorek	8318	7440	7948	7756	7332
Średnio	8266	7830	8050	7677	7288
Święta Bożego Narodzenia					
Środa	9797	10542	8075	8075	7626
Czwartek	9846	11080	9331	9339	8856
Piątek	6782	8031	9173	9273	8973
Sobota	7478	8534	6284	6384	6069
Niedziela	7677	9601	6721	6725	6480
Poniedziałek	8290	9752	7991	7919	7416
Wtorek	7992	10542	8075	8075	7626
Średnio	8166	9560	7929	7952	7570

Tabela 6. Produkcja wody w dniach ustawowo wolnych od pracy w latach 2009-2013

Table 6. Water production on public holidays in 2009-2013

Data	Produkcja wody [m ³ /d]				
	2009	2010	2011	2012	2013
01.01	6843	6804	8684	6412	6357
01.05	8473	8630	6992	6464	6496
03.05	7803	6785	6662	8084	6773
31.05	6993	7103	6880	6581	6318
11.06	6898	6705	7650	6765	7391
15.08	7042	8175	6595	6765	6531
01.11	6712	6722	6955	6413	7448
11.11	7419	7435	brak danych	brak danych	brak danych



Rys. 1. Zużycie wody w poszczególnych tygodniach w latach 2009-2013

Fig. 1. Water consumption in individual weeks in 2009-2013

3. Średnie dobowe zapotrzebowanie wody i nierównomierność rozbioru

W tabeli 7. zestawiono średnie zapotrzebowanie wody na cele bytowo-gospodarcze. Analizując dane zawarte w tab. 7., można odnotować znaczne zmniejszanie się zużycia wody w poszczególnych latach. Porównując zużycie wody odnotowane w latach 2013 i 2009, zaobserwowano znaczny spadek o 7,8%, co może świadczyć o większej świadomości odbiorców wody związanej z jej użytkowaniem i oszczędnością. Wahania współczynników nierównomierności dobowej mieściły się w granicach od 1,27 w 2009 r. do 1,43 w 2010.

Mniejsze wahania w poborze wody można było zaobserwować w dobie o najmniejszym zużyciu wody.

Tabela 7. Zużycie wody na cele bytowo-gospodarcze w latach 2009-2013

Table 7. Water consumption for household and economic purposes in 2009-2013

Rok	$Q_{\text{śr.d}}$ [m ³ /d]	Liczba mieszkań- ców	q_i [m ³ / M·d]	Q_{dmax} [m ³ /d]	Q_{dmin} [m ³ /d]	N_d
2009	7769,5	65 055	0,119	9846	6517	1,27
2010	7729,8	64 500	0,120	11080	6369	1,43
2011	7499,2	63 576	0,118	9767	6231	1,30
2012	7322,8	62 897	0,116	9846	6007	1,34
2013	7203,4	62 687	0,115	9604	5868	1,33

4. Cena wody, inflacja a zużycie wody

Analizę porównawczą wzrostu cen wody w stosunku do inflacji i zużycia wody wykonano, zakładając 100% poziom cen w 2009 r. W tabeli 8. przedstawiono procentowy wzrost cen wody oraz przyrost inflacji według danych z Głównego Urzędu Statystycznego za okres 2009-2013.

Tabela 8. Zestawienie wzrostu cen wody oraz inflacji

Table 8. Summary of water price increases and inflation

Rok	Cena wody [zł/m ³]	Procentowy wzrost ceny [%]	Inflacja według GUS [%]
2009	2,21	100,00	100,0
2010	2,21	100,00	102,6
2011	2,41	109,05	106,9
2012	2,50	113,12	110,6
2013	2,50	113,12	111,5

Na podstawie danych dotyczących zużycia wody oraz jej ceny możliwe było prognozowanie na kolejne lata objętości wody, która zostanie zużyta, oraz jej ceny. Objętość wody sprzedanej na lata 2014-2016 wyliczono z wyznaczonej dla lat poprzednich linii trendu dla objętości wody sprzedanej z wyrażenia $y = -11,7x + 2603,5$ oraz cenę jednostkową wody opisaną równaniem $y = 0,087x + 2,105$ (tab. 9.).

Tabela 9. Przewidywane wartości sprzedaży wody oraz jej ceny w latach 2014-2016

Table 9. The expected value of water consumption and it's prices for 2014-2016

Rok	Sprzedaż wody [tys.m ³ /rok]	Cena wody za 1m ³ [zł]
2009	2552	2,21
2010	2614	2,21
2011	2598	2,41
2012	2555	2,50
2013	2523	2,50
2014	2533	2,63
2015	26179	2,71
2016	2510	2,80

W przypadku przewidywanej objętości wody sprzedanej w 2014 r. nastąpi wzrost objętości wody w stosunku do 2013 r. i wyniesie on 2533 tys.m³/rok. W 2016 roku nastąpi spadek objętość wody sprzedanej do wartości 2510 tys. m³/rok. Cena wody w 2014 r. wyniesie 2,63 zł/m³. Przy zachowaniu tendencji wzrostowej ceny w 2016 r. osiągnie ona wartość 2,80 zł/m³ wody.

5. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonej szczegółowej analizy zużycia wody w miejscowości Stalowa Wola sformułowano następujące wnioski:

1. Produkcja wody w 2013 r. wyniosła 2629296 m³ i w porównaniu z 2009 r. była mniejsza o około 8%. Wykazuje ona tendencję spadkową opisaną równaniem $y = -56196,10x + 2907984,10$ ze współczynnikiem determinacji $R^2 = 0,97$. Na tej podstawie obliczono prognozowane wartości: 2570808 m³ w 2014 r., 2514611 m³/rok w 2015, 2458415 m³/rok w 2016. Zmniejszona produkcja wody jest wynikiem malejącego zapotrzebowania spowodowanego spadkiem liczby mieszkańców.
2. Produkowana woda w 75,5% jest przeznaczana na cele bytowo-gospodarcze, w 18,3% na cele usługowe, w 3,3% na cele technologiczne i własne SUW. Straty wynoszą zaledwie 2,9% objętości wody.
3. Objętość wody wtłoczonej w 2013 r. spadła w porównaniu z 2009 r. o 7,3%, osiągając wartość 262967 m³. Tendencja spadkowa wody wtłoczonej jest opisana równaniem $y = -56186,7x + 2907865,5$ o współczynniku determinacji $R^2 = 0,97$.
4. Odnotowano spadek objętości wody sprzedanej ogółem do wartości 2523 tys. m³/rok w 2013 r. Wykazuje ona tendencję spadkową. Prognozowane wartości wynoszą odpowiednio: 2533 tys. m³/rok w 2014 r., 2522 tys. m³/rok w 2015 oraz 2510 tys. m³/rok w 2016.
5. Objętość wody przeznaczonej na cele technologiczne oraz własne SUW wyniosła 70 tys. m³/rok w 2013 r., tj. spadła o 36% w porównaniu z 2009 r.

- Zanotowano tendencję spadkową wyrażoną równaniem $y = -9,4x + 118,6$ o współczynniku determinacji $R^2 = 0,9848$.
6. Najwyższa produkcja wody w cyklu miesięcznym wystąpiła w lipcu 2010 r., tj. 263908 m³, a najniższa w lutym 2013 r., tj. 190024 m³. Odnotowano 28% spadek produkcji wody.
 7. Największą sezonową produkcję wody o wartości 765261 m³ odnotowano w lecie w 2010 r., jest ona o 3,5% wyższa niż średnia równa 738130 m³. Najniższa produkcja 612399 m³ wystąpiła w zimie w 2013 r., która w stosunku do średniej produkcji była niższa o 6,6%.
 8. Najwyższą produkcję wody w ciągu roku odnotowywano w soboty 2010 r. Najmniej wody zużywano w niedziele 2013 r., tj. 355061 m³/d.
 9. Produkcja wody w okresach świątecznych była wyższa w czasie świąt Bożego Narodzenia – zużywano średnio 8235 m³, w Święta Wielkanocne zaś 7822 m³ wody.
 10. Średnie dobowe zużycie w przeliczeniu na jednego mieszkańca wyniosło 118 dm³/M.d. W Polsce w 2012 r. według danych statystycznych GUS średnie zużycie wody przez jednego mieszkańca w ciągu doby wyniosło 110 dm³/Md.
 11. Współczynnik nierównomierności dobowej najwyższą wartość osiągnął w 2010 r., a najniższą 1,27 w 2009. Można zatem stwierdzić, że wartości te nie odbiegają od danych literaturowych przedstawionych w publikacji [8].
 12. Najniższą cenę wody 2,21 zł/m³ odnotowano w 2009 r. przy najwyższym zużyciu w ciągu pięciu lat, najwyższą zaś w 2012 równą 2,5 zł/m³. Zauważono tendencję wzrostową opisaną równaniem $y = 0,087x + 2,105$ o współczynniku determinacji $R^2 = 0,8748$. Na tej podstawie prognozowane ceny na kolejne lata wyniosą odpowiednio: 2,63 zł/m³ wody w 2014 r., 2,71 zł/m³ w 2015 oraz 2,80 zł/m³ w 2016.

Literatura

- [1] Kępa A., Stępiak L., Stańczyk-Mazurek E.: Analiza zużycia wody i zmienność rozbiórów dla obszaru zasilania Kawie Góry na terenie miasta Częstochowy. *Rocznik Ochrony Środowiska*, nr 15, 2013, s. 2546-2562.
- [2] Rak J., Pietrucha-Urbanik K., Solecka M.: Changeability of waterconsumption in the city of Rzeszów. *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej. Budownictwo i Inżynieria Środowiska*, nr 1, 2012, s. 203-210.
- [3] Rak J., Tchórzewska-Cieślak B.: Analiza zużycia wody przez mieszkańców Dębicy. *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej. Budownictwo i Inżynieria Środowiska*, vol. 42, 2007, s. 113-122.
- [4] Rak J., Tchórzewska-Cieślak B.: Zużycie wody w mieście Rzeszowie. *Mat. konf. II Ogólnopolskiej Konferencji Naukowo-Technicznej „Aktualne zagadnienia w uzdatnianiu i dystrybucji wody”*, Szczyrk 5-6 czerwca 2003 r. Wydaw. Politechniki Śląskiej, Gliwice 2003, s. 263-270.
- [5] Sawicka-Siarkiewicz H., Gmitrzuk N.: Kształtowanie się jednostkowych wskaźników zużycia wody na terenach osiedli w grupach miast o liczbie mieszkańców

- od 50 001 do 500 000. *Ochrona Środowiska i Zasobów Naturalnych*, nr 45, 2010, s. 63-82.
- [6] Studziński A., Pietrucha-Urbanik K.: Awaryjność sieci wodociągowej Tarnowa. *Gaz, Woda i Technika Sanitarna*, nr 10, 2012, s. 464-466.
- [7] Studziński A., Pietrucha-Urbanik K.: Water main failure risk assessment. *Journal of KONBiN*, no. 4 (24), 2012, pp. 115-124.
- [8] Żuchowski A., Telega M.: Analiza produkcji i zużycia wody w Pile. *Rocznik Ochrona Środowiska* 2010, s. 313-324.
- [9] Ilościowo-jakościowy raport zużycia wody za okres 2009-2013. Miejski Zakład Komunalny Stalowa Wola.
- [10] Dąbek M.: Analiza zużycia wody w miejscowości Stalowa Wola. Politechnika Rzeszowska, Rzeszów 2014 (praca niepublikowana).

ANALYSIS OF WATER CONSUMPTION IN STALOWA WOLA

Summary

The paper presents a detailed analysis of changes in water intake in Stalowa Wola. Studies included data for five years from 2009 to 2013. In addition, the characteristics of the village and functioning in the supply system were presented. Analysis of water consumption in Stalowa Wola showed that demand for water during the year is uneven and is subjected to fluctuations. The individual average twenty-four hour water consumption per one inhabitant was estimated. The biggest monthly water consumption was in August. The paper presents a detailed analysis of the structure of water consumption, including time of year, day of week and public holidays. Water consumption in each period was characterized by a maximum factor of inequality daily, ranging from 1,27 (2009) to 1,43 (2010). The total water consumption by residents Stalowa Wola on existentially-economic objectives declined in 2013. Compared with 2009 by 7.8%. Average unit consumption during these years ranged from 0,115 m³/M·d in 2013 to 0,120 m³/M·d in 2010. Maximum water consumption by residents in the five years occurred on Saturday, but minimum in those years falls on Sundays. Also forecasting for the next three years (ie. 2014-2016) on water demand and price for 1 m³ of water was performed.

Keywords: water consumption structure, water production, water demand forecasting

Przesłano do redakcji: 17.04.2014 r.

Przyjęto do druku: 02.06.2014 r.

DOI: 10.7862/rb.2014.22

Andrzej STUDZIŃSKI¹
Katarzyna PIETRUCHA-URBANIK²
Wojciech KLUZ³

ANALIZA STRAT WODY W SIECI WODOCIĄGOWEJ W STALOWEJ WOLI

W publikacji przedstawiono analizę strat wody w sieci wodociągowej Stalowej Woli przeprowadzoną na podstawie danych uzyskanych z Miejskiego Zakładu Komunalnego Sp. z o. o. Stalowa Wola podczas eksploatacji sieci wodociągowej w latach 2008-2013, a także danych Głównego Urzędu Statystycznego. Oszacowane straty wody mają wartości niższe niż te odnotowane przez inne systemy zaopatrzenia w wodę. W pracy dokonano także charakterystyki podstawowych informacji o systemie zaopatrzenia w wodę w Stalowej Woli. Uzyskane wyniki odniesiono do danych innych systemów zaopatrzenia w wodę znajdujących się w województwie podkarpackim. Obliczenie jednostkowych wskaźników strat wody pozwoliło na uzyskanie szczegółowego obrazu sytuacji eksploatacyjnej wodociągu. Wszystkie jednostkowe wskaźniki objętościowe dotyczące strat wody wykazują tendencję malejącą w badanym okresie. Jednostkowy wskaźnik obciążenia hydraulicznego w odniesieniu do całej długości sieci wodociągowej w przeciągu ostatnich 5 lat wahał się w granicach od 37,73 do 42,33 m³/km-d. Wskaźnik średniej wielkości strat w ciągu doby na jednego mieszkańca jest zbliżony do wartości odnotowanych w innych miastach w Polsce i zawiera się w przedziale od 5,99 do 11,96 dm³/M-d. Korzystny jest także iloraz rzeczywistych strat rocznych oraz nieuniknionych strat rzeczywistych definiowany jako infrastrukturalny indeks wycieków, który wynosi od 1,6 do 3,3.

Słowa kluczowe: sieć wodociągowa, straty wody, wskaźniki strat wody

1. Wprowadzenie

Do końca lat 80. ubiegłego stulecia wielkości strat wody były monitorowane jedynie z powodu deficytu w zaopatrzeniu w wodę w niektórych miastach Polski. Ludność korzystająca z usług sieci wodociągowej nie była zainteresowa-

¹ Autor do korespondencji/corresponding author: Andrzej Studziński, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. (17) 865 1703, e-mail: astud@prz.edu.pl

² Katarzyna Pietrucha-Urbanik, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. (17) 865 1703

³ Wojciech Kluz, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. (17) 865 1703

na oszczędzaniem wody ze względu na niską cenę wody. Awaryjne wodociągów u odbiorców wody nie były naprawiane, ponieważ koszt naprawy był wyższy niż koszt traconej wody. W wyniku zmian gospodarczych na początku lat 90. cena wody znacząco wzrosła, powodując spadek objętości traconej wody [1-8]. Zmusiło to również przedsiębiorstwa wodociągowe do działań zmierzających do obniżania strat wody, co bezpośrednio przekładało się na wyniki finansowe przedsiębiorstwa.

Miasto jest obsługiwane przez wodociąg „Stalowa Wola”, którego głównym źródłem poboru wody są studnie ujęć „Krzyżowe Drogi” i „Stare Ujęcie”. Jest to sieć o geometrycznej strukturze mieszanej. Całkowita długość sieci wodociągowej wzrosła z 83,3 km w 2000 r. do 194,4 km w 2013. Większość przewodów rozdzielczych jest wykonanych z materiałów PVC i PE o średnicach nominalnych 80, 100, 150, 200 mm. Podłączenia większości użytkowników składają się z przewodów o średnicy DN 32 mm. W tabeli 1. zestawiono dane dotyczące długości poszczególnych przewodów wodociągowych.

Tabela 1. Zestawienie długości sieci magistralnej i rozdzielczej dla lat 2008-2013

Table 1. Summary of the main and distribution length for the years 2008-2013

Rodzaj danych	2009	2010	2011	2012	2013
Długość sieci magistralnej [km]	98,5	98,5	98,5	98,5	98,5
Długość sieci rozdzielczej [km]	90,2	90,295	95,3	95,6	95,9
Całkowita długość sieci wodociągowej [km]	188,7	188,795	193,8	194,1	194,4

Całkowita długość sieci magistralnej jest od 2009 r. niezmienna i wynosi 98,5 km. W ciągu pięciu lat zmieniła się długość przewodów rozdzielczych z 90,2 do 95,9 km. Zwiększyła się także całkowita długość sieci wodociągowej o 5,7 km. W 2011 roku odnotowano największy jej przyrost, tj. 5,0 km. W 2009 roku podłączenia wodociągowe mierzyły 55,8 km, w 2012 były zaś o 3,04 km dłuższe. Liczba przyłączy wodociągowych z roku na rok zwiększała się, osiągając w 2011 r. wartość 2 599, tj. o 137 więcej niż w 2009 r. Jednocześnie odnotowano spadek liczby mieszkańców korzystających z wodociągu. Obecnie ok. 98% odbiorców ma dostęp do sieci zbiorowego zaopatrzenia w wodę.

Celem pracy jest analiza i ocena strat wody w mieście Stalowa Wola w latach 2008-2013.

2. Analiza strat wody

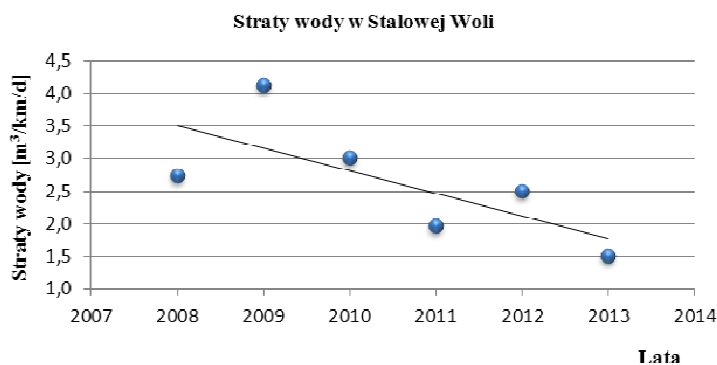
Analiza strat wody w stalowowolskich wodociągach została przeprowadzona na podstawie danych uzyskanych od MZK Stalowa Wola w latach 2008-2013 oraz danych Głównego Urzędu Statystycznego [9]. W tabeli 2. zestawiono wartości strat wody w systemie wodociągowym.

Tabela 2. Wartości strat w stalowowolskich wodociągach w latach 2008-2013

Table 2. The amount of losses in Stalowa Wola water supply for years 2008-2013

Rodzaj danych	2008	2009	2010	2011	2012	2013
Objętość strat wody [m ³]	187000	284000	207000	139000	177000	106000
Dobowa objętość strat [m ³ /d]	512,33	778,08	567,12	380,82	484,93	290,41
Jednostkowa objętość strat [dm ³ /M·d]	7,80	11,96	8,79	5,99	7,71	4,62

Najwyższą wartość strat wody 778,08 m³/d odnotowano w 2009 r. Na jeden kilometr przewodów wodociągowych w czasie jednej doby średnio do gruntu wypłynęło 4,12 m³ wody. Średnia wielkość strat w ciągu doby na jednego mieszkańca mieściła się w przedziale 4,62-11,96 dm³/M·d. W 2013 roku straty wody wyniosły średnio 290,41 m³ na całej długości sieci w ciągu doby. Pomimo przyrostu długości sieci wodociągowej podczas badanego okresu odnotowano zmniejszenie objętości traconej wody. Na rysunku 1. przedstawiono średnie straty wody przypadające na jednostkę długości sieci w ciągu doby.



Rys. 1. Średnia objętość strat wody w Stalowej Woli

Fig. 1. The average volume of water losses in the Stalowa Wola

W latach 2008-2013 wartość średniej straty wody $x = 2,635$ m³/km/d, odchylenie standardowe zaś $\sigma = 0,907$. Prosta regresji ma postać $y = -0,344x + 695,1$. W tabeli 3. zestawiono wartości wskaźnika procentowego strat wody (PWS).

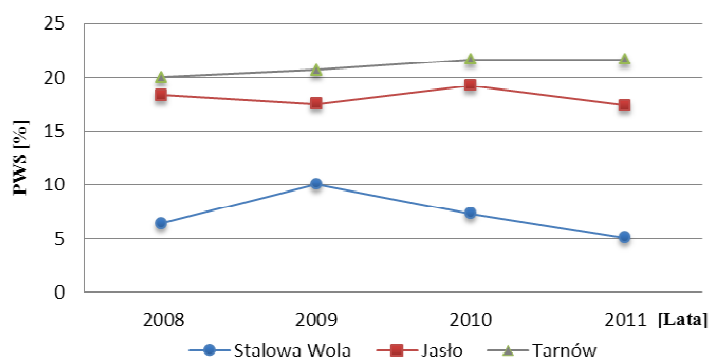
W latach 2009 i 2012 nastąpił wzrost strat wody w porównaniu z rokiem ubiegłym. W 2013 roku zanotowano najniższy procentowy wskaźnik wody straconej 4,03%. Wartość średnia wskaźnika PWS w badanych latach $x = 6,59\%$, odchylenie standardowe $\sigma = 2,06\%$. Prosta regresji jest opisana wzorem $y = -0,699x + 1412$.

Tabela 3. Procentowy wskaźnik strat wody (PWS) dla lat 2008-2013

Table 3. The percentage of water loss (PWS) for the years 2008-2013

Rodzaj danych	2008	2009	2010	2011	2012	2013
Objętość wody wtłoczonej do sieci [m ³]	2903524	2835885	2821383	2737199	2672834	2629267
Objętość strat wody [m ³]	187000	284000	207000	139000	177000	106000
PWS [%]	6,44	10,01	7,34	5,08	6,62	4,03

Na rysunku 2. przedstawiono procentowy wskaźnik strat wody porównywany z miastami Jasło oraz Tarnów. Najniższy wskaźnik strat wody we wszystkich badanych latach odnotowano w Stalowej Woli. Jasło posiadające porównywalną długość przewodów wodociągowych ma ponaddwukrotnie wyższy wskaźnik strat wody. Najwyższe wartości odnotowano również dla Tarnowa, jednak miasto to ma ponadtrzykrotnie dłuższą i co najistotniejsze najstarszą sieć wodociągową. W Stalowej Woli od 2009 r. jest zauważalny spadek wartości analizowanego wskaźnika – jest to tendencja przeciwna do tej występującej w Tarnowie, gdzie następuje nieznaczny wzrost strat wody.



Rys. 2. Porównanie strat wody (PWS) w systemach zaopatrzenia w wodę miast Stalowa Wola, Jasło, Tarnów w latach 2008-2011

Fig. 2. Comparison of water loss (PWS) in the water supply of cities Stalowa Wola, Jasło, Tarnów in 2008-2011

W tabeli 4. zestawiono wartości wskaźnika jednostkowych strat rzeczywistych wody (RLB) wyznaczone w zależności od liczby przyłączy na 1 km sieci wodociągowej. Wskaźnik ten można wyznaczyć z następujących wzorów:

- jeśli liczba przyłączy $I_p < 20$ przyłączy/km sieci, to wskaźnik należy odnieść do długości sieci (bez przyłączy)

$$RLB = (V_{str}) / (L_c \cdot 365) \text{ [m}^3/\text{km} \cdot \text{d]} \quad (1)$$

- jeśli liczba przyłączy $I_p \geq 20$ przyłączy/km sieci, to wskaźnik oblicza się na jedno przyłącze

$$RLB' = (V_{str} \cdot 1000) / (I_p \cdot 365) \text{ [dm}^3/\text{d} \cdot \text{przyłącze]} \quad (2)$$

gdzie: V_{str} – objętość strat wody [m^3/rok],

L_c – długość przewodów magistralnych i rozdzielczych [km],

I_p – liczba przyłączy wodociągowych.

Tabela 4. Jednostkowe straty rzeczywiste wody odnotowane w latach 2008-2013

Table 4. Unit water losses for years 2008-2013

Rodzaj danych	2008	2009	2010	2011	2012
Liczba przyłączy wodociągowych	2434	2462	2513	2559	2599
Straty wody [m^3]	187000	284000	207000	139000	177000
Jednostkowe straty rzeczywiste [$\text{dm}^3/\text{km} \cdot \text{d}$]	2,73	4,12	3,00	1,96	2,50

Najwyższe średnie straty jednostkowe wystąpiły w 2009 r., a najniższe w 2011. Wartość średnia wskaźnika RBL za 5 lat wynosi $2,86 \text{ m}^3/\text{km} \cdot \text{d}$. Odchylenie standardowe $\sigma = 0,80 \text{ m}^3/\text{km} \cdot \text{d}$. Na rysunku 3. przedstawiono straty nieuniknione wyznaczone jako suma trzech składowych, a są to przecieki nieuniknione w różnych rodzajach sieci wodociągowej. Przyjmuje się:

- $18 \text{ dm}^3/\text{km} \cdot \text{d} \cdot \text{m}$ dla przewodów magistralnych i rozdzielczych bez przyłączy,
- $0,8 \text{ dm}^3/\text{km} \cdot \text{d} \cdot \text{m}$ dla podłączeń wodociągowych do granicy działki,
- $25 \text{ dm}^3/\text{km} \cdot \text{d} \cdot \text{m}$ dla liczby podłączeń wodociągowych od granicy działki do wodomierza.

Straty nieuniknione można wyznaczyć ze wzoru:

$$UARL = [18(L_m + L_r) + 25L_p + 0,8I_p] \cdot 0,365p \text{ [m}^3/\text{rok]} \quad (3)$$

gdzie: $0,365$ – współczynnik przeliczeniowy na rok,

L_m – długość sieci magistralnej [km],

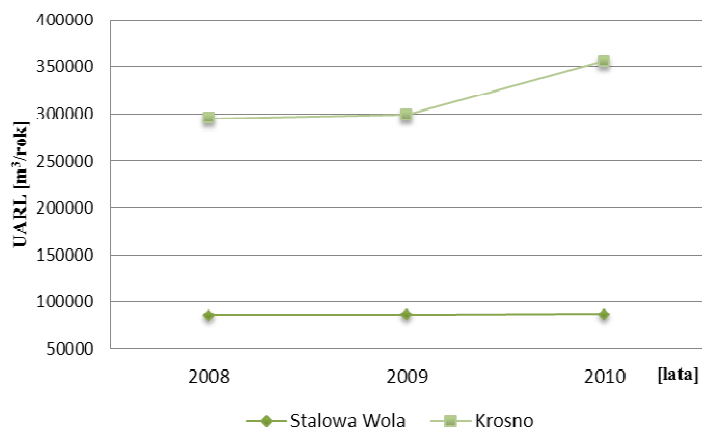
L_r – długość sieci rozdzielczej [km],

L_p – długość podłączeń wodociągowych [km],

p – ciśnienie w danej strefie sieci wodociągowej [mH_2O].

Wyznaczone straty nieuniknione mają zbliżoną wartość, nie odbiegając znacznie od siebie. Wartość średnia strat nieuniknionych $UARL_{sr} = 86972,01 \text{ m}^3$. W 2009 roku wskaźnik objętości wody niedochodowej osiągnął wartość 10,01%, co świadczy o dużej różnicy straconej wody w porównaniu z innymi latami. Najniższą wartość wskaźnika NWR odnotowano w 2008 r., tj. 3,22%.

Odchylenie standardowe dla lat 2008-2012 wynosi $\sigma = 2,69\%$. Prosta regresji opisano wzorem $y = -0,255x + 518,5$.



Rys. 3. Zestawienie wskaźnika *UARL* dla Stalowej Woli i Krosna w latach 2008-2011

Fig. 3. Comparison of *UARL* indicator for Stalowa Wola and Krosno in 2008-2011

Z porównania wartości wskaźnika strat nieuniknionych dla lat 2008-2010 w przypadku miast Stalowej Woli i Krosna (rys. 3.) wynika, że w Krośnie straty nieuniknione w 2008 r. były 3,5-krotnie wyższe, a w 2010 wyniosły 410% wartości wskaźnika odnotowanego dla Stalowej Woli. Jest to związane z ponaddwukrotnie dłuższą siecią wodociągową w Krośnie oraz gorszym stanem technicznym przewodów.

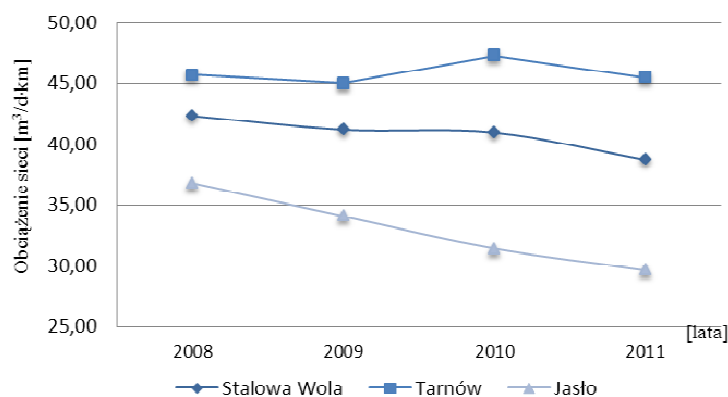
Istotnym parametrem w określaniu strat wody w systemach wodociągowych jest obciążenie hydrauliczne sieci, które przedstawia średnią objętość wody włączanej do sieci przez dobę. Aby możliwe było poprawne wykonanie analizy porównawczej, a co za tym idzie otrzymanie poprawnych wyników, oprócz strat należy ująć także obciążenia hydrauliczne systemów wodociągowych. Wskaźnik ten można wyznaczyć ze wzoru:

$$Q_{os} = \frac{V_{ds}}{365L_c} \text{ [m}^3\text{/d}\cdot\text{km]} \quad (4)$$

gdzie: V_{ds} – objętość wody włączanej do sieci [m^3],
 L_c – całkowita długość sieci wodociągowej [km].

Na rysunku 4. porównano obciążenia hydrauliczne sieci dla miast: Tarnowa, Jasła, Stalowej Woli. Najniższe obciążenie hydrauliczne sieci odnotowano w Jasle ze względu na mniejszą liczbę odbiorców. Najwyższe obciążenie wystę-

puje w przewodach wodociągu miasta Tarnowa. Jak wynika z porównania, ważnym czynnikiem w analizie obciążenia jest liczba odbiorców wody. Im większa liczba odbiorców, tym większe obciążenie hydrauliczne sieci. Przy większym obciążeniu sieci wyższe jest prawdopodobieństwo wystąpienia awarii, a co za tym idzie strat wody.



Rys. 4. Zestawienie obciążenia hydraulicznego sieci dla Tarnowa, Jasła i Stalowej Woli w latach 2008-2011

Fig. 4. Comparison of hydraulic load network for Tarnów, Jasło and Stalowa Wola in 2008-2011

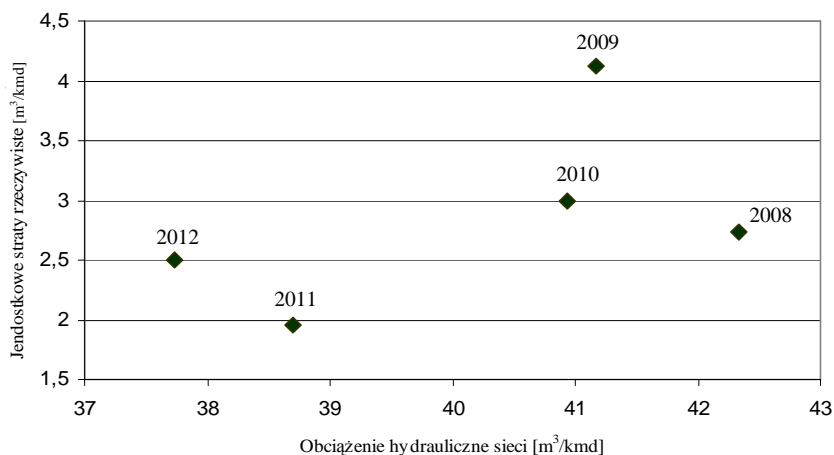
Na rysunku 5. zilustrowano straty jednostkowe oraz obciążenie hydrauliczne sieci w latach 2008-2012. Z przedstawionych danych wynika, że w przypadku miasta o małym obciążeniu hydraulicznym sieci (np. Stalowa Wola, gdzie obciążenie hydrauliczne mieści się w przedziale 37,00-43,00 m³/d·km) występują jednostkowe straty rzeczywiste o wartości 1,96-4,12 m³/km·d.

Na podstawie infrastrukturalnego indeksu wycieków według IWA zamieszczonego w tab. 5. można ocenić stan przewodów wodociągowych. Wskaźnik ten wyznacza się za pomocą ilorazu rzeczywistych strat rocznych oraz nieuniknionych strat rzeczywistych:

$$ILI = \frac{V_{str}}{U_{ARL}} [-] \quad (5)$$

gdzie: V_{str} – objętość rzeczywistych strat wody [m³/rok],

U_{ARL} – objętość nieuniknionych rzeczywistych strat [m³/rok].



Rys. 5. Jednostkowe straty wody ze zmiennym obciążeniem wody w przewodach wodociągowych Stalowej Woli odnotowane w latach 2008-2011

Fig. 5. Unit water loss from the variable load of water in water pipes in Stalowa Wola in 2008-2011

Tabela 5. Infrastrukturalny indeks wycieków odnotowany w Stalowej Woli

Table 5. Infrastructure Leakage Index in Stalowa Wola

Rodzaj danych	2008	2009	2010	2011	2012
ILI wg IWA	2,18	3,29	2,39	1,58	2,00
Stan sieci wodociągowej	dobry	słaby	dobry	dobry	dobry

Stratami nieuniknionymi określa się straty, których nie można usunąć z sieci wodociągowej, ponieważ nie jest to wskazane ze względów ekonomicznych. Stosując wskaźnik *ILI*, można ocenić stan techniczny sieci wodociągowej. W zależności od wyznaczonej wartości *ILI* można wyróżnić różne rodzaje stanu technicznego sieci wodociągowej, co zostało przedstawione w opracowaniach [8, 10, 11]. Najniższą wartość wskaźnika indeksu wycieku odnotowano w 2011 r. W latach 2008 i 2010-2012 przewody wodociągowe oceniono na stan dobry, najgorszy ich stan odnotowano zaś w 2009 r.

3. Wnioski

Analiza strat wody w przewodach wodociągowych w Stalowej Woli pozwoliła na sformułowanie następujących wniosków:

1. Objętość wody wtłoczonej do sieci zmierzona w 2013 r. o wartości 2 629 tys. m³ jest mniejsza o 9,44% w porównaniu z wartością odnotowaną w 2008 r. Odnotowano również spadek objętości wody sprzedanej ogółem oraz wody przeznaczonej na cele technologiczne wodociągu.

2. Wartość średnia strat wody z lat 2008÷2013 wynosi $2,635 \text{ m}^3/\text{km}\cdot\text{d}$, odchylenie standardowe $\sigma = 0,907$. Tendencję malejącą opisano równaniem $V_{str} = -0,344x + 695,14$.
3. W 2013 roku zanotowano najniższy procentowy wskaźnik wody straconej (PWS) o wartości 4,03%. Wartość średnia wskaźnika PWS w badanych latach wyniosła 6,59%, odchylenie standardowe zaś $\sigma = 2,06\%$.
4. W 2009 roku wskaźnik objętości wody niedochodowej osiągnął najwyższą wartość 10,01%. Najniższą wartość wskaźnika NWR zanotowano w 2008 r., tj. 3,22%.
5. Istotnym czynnikiem w określaniu strat wody w systemach wodociągowych jest obciążenie hydrauliczne sieci. Średnie obciążenie hydrauliczne sieci wynosi $40,17 \text{ m}^3/\text{d}\cdot\text{km}$. Najniższą wartość tego czynnika odnotowano w 2012 r., tj. $37,73 \text{ m}^3/\text{d}\cdot\text{km}$, najwyższą zaś w 2008, tj. $42,33 \text{ m}^3/\text{d}\cdot\text{km}$.
6. Porównując wielkości procentowe strat wody odnotowane w 2011 r. w analizowanych miastach, stwierdzono najniższy wskaźnik w Stalowej Woli, jest on bowiem niższy o 12,31% od Jasła i o 16,59% od Tarnowa.
7. Wyznaczony infrastrukturalny indeks wycieków (*ILI*) waha się od wartości 1,58 (2011 r.) do 3,29 (2009 r.). Stan techniczny stalowowolskich wodociągów według IWA oraz AWWA można określić jako dobry.

W celu stałego zmniejszania objętości strat wody konieczne jest prowadzenie ciągłego monitoringu sieci wodociągowej w mieście Stalowa Wola oraz działań mających za zadanie zmniejszenie traconej wody.

Literatura

- [1] Dohnalik P.: Straty wody w miejskich sieciach wodociągowych. Wydaw. Polskiej Fundacji Ochrony Zasobów Wodnych, Bydgoszcz 2000.
- [2] Kluz W.: Analiza strat wody w miejscowości Stalowa Wola. Politechnika Rzeszowska, Rzeszów 2014 (praca niepublikowana).
- [3] Mayer P. et al.: AWWA Leak Detection & Water Accountability Committee Report. Residential End Uses of Water. AWWA Research Foundation, 1999.
- [4] Pietrucha-Urbanik K., Studziński A.: Analiza strat wody wodociągu krośnieńskiego. Gaz, Woda i Technika Sanitarna, nr 10, 2012, s. 452-454.
- [5] Rak J.: Awaryjność sieci wodociągowych w miastach polskich. Wodociągi Polskie, z. 3, nr 27, 2003, s. 11-14.
- [6] Rak J.R., Tunia A.: Analiza i ocena strat wody w wodociągu Rzeszowa. Instal, Teoria i Praktyka w Instalacjach, nr 5, 2012, s. 42-45.
- [7] Speruda S., Radecki R.: Ekonomiczny poziom wycieków. Wydaw. Translator s.c., Warszawa 2003.
- [8] World Bank Institute Performance. NRW Training Module 6. Performance Indicators, 2005.
- [9] MZK Stalowa Wola. Dane eksploatacyjne za okres 2008-2013.
- [10] Hirner W., Lambert A.: Losses from Water Supply Systems: Standard terminology and recommended performance measures. IWA, London 2000.

- [11] Koral W.: Metodyka obniżania poziomu przecieków w sieciach wodociągowych. Wodociągi – Kanalizacja, nr 6, 28, 2006, s. 26-29.

ANALYSIS OF WATER LOSS IN STAŁOWA WOLA

Summary

In the article the analysis of water losses of the Stalowa Wola water network has been presented made on the basis of data obtained from the Municipal Department Sp. z oo Stalowa Wola during the network operation of water supply system in the period 2008-2013, as well as the data from the Central Statistical Office. Estimated water losses indicators have better values than the other water supply systems. The work also includes basic information about the characteristics of the water supply system in Stalowa Wola. The results regarded other water supply systems located in Podkarpackie province. An analysis of the distributional (up to 6.2 km) and water supply connections lengths (an increase of 58.9 km) indicates that the water network of Stalowa Wola is constantly expanded. The calculation of unit rates of water loss allowed to obtain a detailed picture of the operational situation of the operational water supply. All unit volume indicators on water losses show a downward trend in the considered period. Unit hydraulic loading rate for the entire length of the water supply network-provided for the past 5 years ranges from 37.73 to 42.33 m³/km·d. Index of the average size of losses per day per capita is similar to other cities in Poland ranges from 5.99 to 11.96 dm³/M·d. The quotient of the actual losses and unavoidable annual real losses defined as infrastructure leakage index is preferred and ranges from 1.6 to 3.3.

Keywords: water network, water losses, the water losses indicators

Przesłano do redakcji: 20.04.2014 r.

Przyjęto do druku: 02.06.2014 r.

DOI: 10.7862/rb.2014.23

Barbara TCHÓRZEWSKA-CIEŚLAK¹
Dawid SZPAK²

ZARZĄDZANIE MIEJSKĄ INFRASTRUKTURĄ WODOCIĄGOWĄ

W pracy scharakteryzowano zasady zarządzania miejską infrastrukturą wodociągową ze szczególnym uwzględnieniem informatyzacji przedsiębiorstw wodociągowych. Wskazano na konieczność wyposażenia polskich przedsiębiorstw wodociągowych w nowoczesne systemy informatyczne wspomagające operatora oraz na ich możliwości rozwoju. Opisano poszczególne programy informatyczne wykorzystywane najczęściej przez przedsiębiorstwa wodociągowe oraz korzyści wynikające z ich stosowania. Szczegółowo opisano system monitoringu jako jeden z najważniejszych dla właściwej kontroli pracy systemu wodociągowego. Przedstawiono sposoby rozmieszczania punktów pomiarowych oraz wykorzystywania pozyskanych danych i zadania, do jakich można je stosować. Opisano także sposób zastosowania systemu *Geographic Information System* (GIS), Epanet oraz *System of Control and Data Analysis* (SCADA) przeznaczone do eksploatacji systemu wodociągowego. W pracy odniesiono się również do korzyści płynących z kompleksowego funkcjonowania poszczególnych modułów. Stwierdzono, że dopiero zintegrowane działanie kilku programów daje operatorowi pełną kontrolę pracy systemu wodociągowego i ograniczenie ryzyka podejmowania decyzji. W pracy opisano system zbiorowego zaopatrzenia w wodę (SZZW) dla miasta Rzeszowa oraz scharakteryzowano system zintegrowanego zarządzania SZZW w Rzeszowie jako przykład efektywnego i nowoczesnego sposobu zarządzania. System ten składa się z takich programów, jak: GIS, SCADA, *Customer Information System* (CIS), model matematyczny sieci wodociągowej oraz zespolony z nim algorytm optymalizacji wielokryterialnej. System ten stwarza operatorowi optymalną możliwość kontroli pracy sieci wodociągowej, wychwytywania i właściwego reagowania w przypadku wystąpienia awarii, a także planowania modernizacji i rozbudowy systemu zaopatrzenia w wodę.

Słowa kluczowe: zarządzanie, miejska infrastruktura wodociągowa, SCADA, GIS, Epanet

¹ Autor do korespondencji/ corresponding author: Barbara Tchórzewska-Cieślak, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. 17 8651435, cbarbara@prz.edu.pl

² Dawid Szpak, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. 17 8651427, dsz@prz.edu.pl

1. Wprowadzenie

Infrastruktura wodociągowa jest to zespół obiektów, których współdziałanie zapewnia niezawodną i efektywną pracę systemu zbiorowego zaopatrzenia w wodę (SZZW) [1]. W skład infrastruktury wodociągowej wchodzi:

- ujęcie wody,
- pompownia I stopnia,
- stacja uzdatniania wody (SUW),
- pompownia II stopnia,
- sieć,
- zbiorniki wodociągowe.

Podstawowym zadaniem infrastruktury wodociągowej jest dostarczenie do odbiorców wody w odpowiedniej ilości, jakości oraz pod odpowiednim ciśnieniem w dowolnym czasie. Spełnienie tych wymagań wraz z ciągłym rozwojem i rozbudową poszczególnych elementów SZZW staje się coraz bardziej skomplikowane i wymaga sprawnego zarządzania. Zarządzanie infrastrukturą wodociągową opiera się przede wszystkim na zdalnym sterowaniu i nadzorowaniu. Każdy SZZW charakteryzuje się odmiennością wynikającą z uwarunkowań przestrzennych, technicznych i organizacyjnych. Z tego też powodu nie można mówić o jednym uniwersalnym systemie zarządzania infrastrukturą wodociągową, a raczej o przystosowaniu układu zdalnego sterowania do potrzeb firmy zarządzającej wodociągiem. Przystosowanie to powinno uwzględniać różnorodność obiektów i ich usytuowanie w mieście oraz zapewniać operatorom zarówno swobodny dostęp do infrastruktury, jak i bezkolizyjny przepływ informacji. Należy przy tym pamiętać o zapewnieniu odpowiedniej łączności operatorom poszczególnych systemów, ponieważ niekiedy są oni od siebie znacznie oddaleni [2].

Zarządzanie infrastrukturą wodociągową pod kątem niezawodności ma na celu właściwą, bezawaryjną eksploatację lub szybką identyfikację i usunięcie awarii. Awaria techniczna jest to niespodziewane, gwałtowne uszkodzenie lub zniszczenie obiektu budowlanego, elementu infrastruktury technicznej lub całego systemu uniemożliwiające jego funkcjonowanie lub powodujące utratę właściwości [3]. Awarie, jakie mogą wystąpić w SZZW, to głównie [4]:

- awarie przewodów i armatury wodociągowej,
- awarie pompowni wodociągowych,
- zdarzenia incydentalne (m.in. zanieczyszczenie wody) skutkujące przerwą w dostawie wody do odbiorców,
- wtórne zanieczyszczenie wody w przewodach.

Źródłem zdarzenia typu awaryjnego w SZZW może być człowiek, technika lub środowisko. Wystąpienie awarii jest niepożądane i może powodować zagrożenie dla zdrowia i życia ludzi, degradację środowiska naturalnego oraz znaczne straty gospodarcze. Z tego powodu zarządzanie SZZW stanowi niezwykle istotny element i powinno umożliwiać identyfikację zagrożeń, określenie przyczyn

pojawienia się zdarzeń niepożądanych, miejsc ich występowania, a także strat związanych z zajściem zdarzenia niepożądanego [3]. Przyczynami zdarzeń typu niepożądanego, które można w pewnym zakresie ograniczyć, są przede wszystkim błędy popełnione przez ludzi oraz brak wprowadzenia systemowej modernizacji. Do błędów człowieka należą błędy popełnione na etapie projektowania (np. niewłaściwa koncepcja, zły dobór armatury, automatyki), wykonawstwa (np. odstępstwa od projektu, niewłaściwe wykonanie połączeń rur) oraz eksploatacji (np. brak monitoringu). Opisany w pracy zintegrowany system zarządzania SZZW pozwoli na ograniczenie ryzyka wystąpienia tych błędów, a przez to na zwiększenie niezawodności funkcjonowania tego systemu [5].

Ze względu na złożoność SZZW oraz fakt, że jest on często zaopatrywany z kilku źródeł zasilania ma się do czynienia ze skomplikowanym sterowaniem jego pracą. Wraz z rozwojem informatyki pojawiły się nowe rozwiązania, znacznie ułatwiające eksploatację infrastruktury wodociągowej. Informatyzacja przedsiębiorstw wodociągowych przebiega powoli. Głównymi przyczynami takiego stanu rzeczy są: brak wystarczającej wiedzy przedsiębiorstw wodociągowych na temat korzyści płynących z funkcjonowania nowoczesnych systemów informatycznych oraz wysokie koszty ich wdrażania. W rezultacie przedsiębiorstwa niechętnie decydują się na kosztowne modernizacje. Aby nowe technologie zarządzania mogły się rozwijać, potrzebne jest duże zaangażowanie kierownictwa, załogi oraz zmiany w organizacji firmy. Do rzadkości należy wprowadzanie zintegrowanych systemów zarządzania siecią wodociągową, natomiast praktykowane jest wdrażanie pojedynczych, niepowiązanych ze sobą programów wspomagających eksploatację systemu wodociągowego. Taka informatyzacja nie jest dobrym rozwiązaniem, gdyż powoduje nadmierny rozrost kadry, co nie przekłada się na jakość zarządzania ze względu na funkcjonowanie kilku programów różnych firm obsługiwanych przez niezależne osoby [6].

Praktycznie wszystkie większe przedsiębiorstwa wdrożyły już system GIS, w wielu instaluje się system monitoringu oraz modele hydrauliczne sieci wodociągowej. Wadą takiego rozwoju przedsiębiorstw wodociągowych jest to, że działania te są podejmowane niezależnie i systemy te nie współpracują ze sobą. Mapa numeryczna stworzona za pomocą systemu GIS służy do wizualizacji sieci i wykonywania analiz przestrzennych oraz stanowi źródło informacji technicznych, technologicznych i graficznych o sieci. Do analiz, które można wykonać za pomocą systemu GIS, zalicza się np. określenie lokalizacji oraz zasięgu działania hydrantów w danym obszarze miasta. Informacja ta jest istotna dla jednostki straży pożarnej przygotowującej się do gaszenia pożaru.

Stosowany autonomicznie algorytm wykrywania niepożądanych stanów polega na wyznaczeniu charakterystycznych krzywych ciśnienia i przepływu w poszczególnych węzłach i zestawieniu ich z bieżącymi parametrami. Awarię stwierdza się wówczas, gdy krzywa zmierzona znacznie się różni od krzywej standardowej. Natomiast stosowany coraz powszechniej model hydrauliczny służy do wyznaczenia aktualnych ciśnień we wszystkich odcinkach i węzłach

sieci. Prawidłowo przeprowadzone obliczenia stanowią bardzo ważne źródło informacji o pracy sieci wodociągowej.

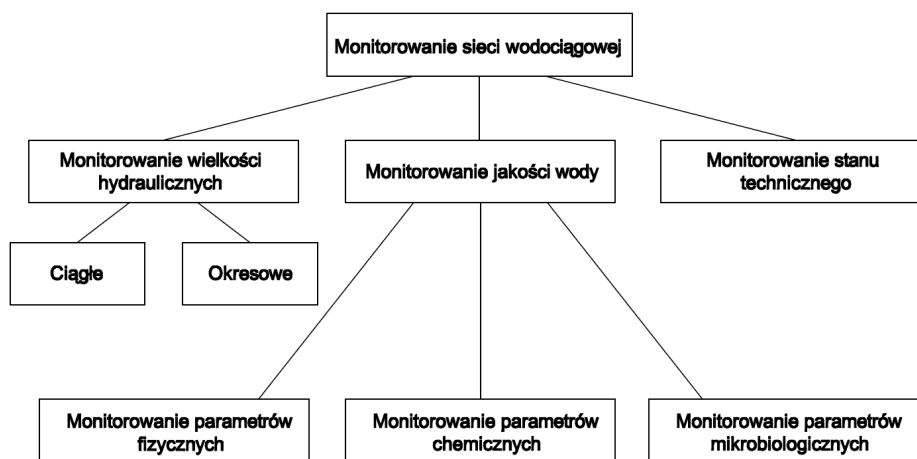
Mimo że praca pojedynczych, niezależnych programów służących do zarządzania infrastrukturą wodociągową często daje określone efekty, to jednak dopiero ich współpraca umożliwia pełne wykorzystanie możliwości płynących z ich stosowania [6]. Głównym celem pracy jest charakterystyka programów przeznaczonych do zarządzania infrastrukturą wodociągową oraz ukazanie korzyści płynących z ich zintegrowanego działania.

2. Monitoring miejskiej infrastruktury wodociągowej

Definicja monitoringu sieci wodociągowej jest następująca: *monitorowanie sieci wodociągowej (kanalizacyjnej) to system pomiarów i analiz dotyczących stanu funkcjonalnego i technicznego sieci w celu uzyskania wiarygodnych podstaw do zarządzania eksploatacją sieci i jej modernizacji* [7].

W zależności od rodzaju pozyskiwanych informacji system monitoringu dzieli się na (rys. 1.):

- monitoring ilościowy – natężenie i prędkość przepływu, ciśnienie,
- monitoring jakościowy – jakość i skład wody,
- monitoring techniczny – inspekcja sieci, badania techniczne.



Rys. 1. Schemat klasyfikacji monitoringu sieci wodociągowej, na podstawie [7]

Fig. 1. The scheme of water supply system monitoring classification, based on [7]

Lokalizacja punktów pomiarowych powinna być tak wykonana, aby możliwa była realizacja następujących zadań na poszczególnych elementach SZZW [7]:

- ujęcie wody – badanie jakości wody,
- pompownia I stopnia – pomiar natężenia przepływu, ciśnienia,
- SUW – badanie jakości wody,
- pompownia II stopnia – pomiar natężenia przepływu, ciśnienia,
- sieć – pomiar natężenia przepływu (na głównych magistralach), ciśnienia, jakości wody (na końcówkach sieci),
- zbiorniki wodociągowe – pomiar napełnienia, jakości wody.

Taki rozbudowany system monitoringu umożliwi określenie: wydajności ujęcia oraz SUW, objętości wody przepływającej przez główne magistrale sieci wodociągowej, lokalizacji wystąpienia awarii i jej skutków, niezawodności funkcjonowania systemu oraz słabych punktów SZZW [2]. W związku ze spadkiem zużycia wody przedsiębiorstwa wodociągowe szukają sposobu na ograniczenie kosztów ujmowania, uzdatniania i dystrybucji wody. Obecnie najbardziej skuteczną metodą zmniejszenia kosztów jest ograniczenie strat wody. Straty wody w 80-100% są związane z wyciekami w sieci zewnętrznej. W celu ograniczenia strat należy prowadzić systematyczne naprawy, modernizację oraz kontrolę pracy SZZW. Właściwe funkcjonowanie monitoringu pozwoli zatem na ograniczenie strat wody, co znacznie wpłynie na zmniejszenie kosztów eksploatacji SZZW [8].

Właściwa organizacja monitoringu sieci wodociągowej umożliwia uzyskanie podstawowych informacji o sieci oraz optymalne zarządzanie siecią wodociągową. Idealnym rozwiązaniem byłoby zlokalizowanie punktów pomiarowych na każdym węźle i odcinku. Taki monitoring dawałby operatorowi pełną wiedzę o aktualnym rozkładzie ciśnień i przepływów w sieci oraz umożliwiłby łatwą i precyzyjną reakcję na wystąpienie stanów nietypowych. Z powodu ograniczeń ekonomicznych takie rozwiązanie jest niemożliwe do zrealizowania. Projektując system monitoringu, należy więc rozmieścić punkty pomiarowe w taki sposób, aby uzyskać maksimum informacji przy akceptowalnych kosztach [9]. W praktyce punkty pomiarowe są lokalizowane na ujęciach, stacjach uzdatniania wody, przy pompowniach, zbiornikach oraz w charakterystycznych punktach sieci (najczęściej na magistralach).

Dane pozyskane z punktów pomiarowych trafiają do dyspozytorni SZZW. Do przesyłu danych najczęściej wykorzystuje się transmisję danych *General Packed Radio Service* (GPRS) za pomocą sieci *Global System for Mobile Communications* (GSM) jednego z operatorów. W zależności od wymagań operatora oraz ważności punktu pomiarowego częstotliwość transmisji wynosi od kilku sekund do kilku pomiarów w ciągu doby [2]. Działanie systemu GPRS jest oparte na tzw. komutacji pakietów, dzięki której informacja po podzieleniu na części (pakiety) opatrzona odpowiednimi adresami poprzez sieć GPRS trafia do kilku użytkowników. Pakiety u odbiorcy są łączone tak, aby można było je w łatwy sposób odczytać i zrozumieć. Zaletą systemu GPRS jest jego rozległy zasięg, niskie koszty wdrożenia, brak ograniczeń terenowych oraz krótki czas reakcji [7].

Na komputerze w dyspozytorni jest zainstalowane oprogramowanie SCADA. Dane pozyskiwane za pomocą tego oprogramowania służą najczęściej do bieżącej kontroli pracy sieci i po archiwizacji nie są wykorzystywane do innych celów. Monitoring zaprojektowany jako system obejmujący całą sieć i zintegrowany z innymi programami może jednak służyć do realizacji takich zadań, jak [9]:

- kalibracja modelu hydraulicznego,
- wykrywanie stanów awaryjnych,
- wykrywanie niespodziewanych poborów wody,
- określanie modeli prognozujących obciążenie systemu zaopatrzenia w wodę,
- kontrola prędkości przepływu wody w systemie.

Monitoring może być więc realizowany przez przedsiębiorstwo wodociągowe jako samodzielny system. Rozwiązanie takie przy odpowiednim prowadzeniu umożliwia zarządzanie siecią wodociągową na określonym, często niewystarczającym poziomie. Jednak pełny potencjał danych pozyskanych z systemu monitoringu będzie wykorzystany przez wprowadzenie do przedsiębiorstwa kompleksowego systemu wspomagania decyzji. Aby system monitoringu mógł być w pełni zastosowany, powinien być zespolony z modelem hydraulicznym sieci, mapą numeryczną sieci, modelem prognozowania obciążenia sieci oraz algorytmami optymalizacji i sterowania siecią. Dopiero taki kompleksowy system zarządzania umożliwia operatorowi właściwą ocenę sytuacji i ogranicza ryzyko popełnienia błędu w podejmowaniu decyzji. Jednym z miast, w którym system monitoringu został już wdrożony i jest stale rozwijany, jest Rzeszów. Ciągły rozwój informatyki oraz coraz większa świadomość przedsiębiorstw wodociągowych powodują, że proces informatyzacji w przedsiębiorstwach wodociągowych będzie postępował, a samo zarządzanie będzie na coraz wyższym poziomie [9].

3. Programy stosowane w zarządzaniu infrastrukturą wodociągową

Geographic Information Systems (GIS)

System GIS jest to komputerowy system do zdobywania, obróbki i prezentacji danych w przestrzennym odniesieniu do powierzchni ziemi. Mimo że jego wdrożenie jest bardzo czasochłonne i kosztowne, ze względu na znaczne korzyści płynące z jego funkcjonowania został on wdrożony we wszystkich większych przedsiębiorstwach wodociągowych. Optymalnym rozwiązaniem jest jego współpraca z systemem monitoringu oraz modelowania sieci [10].

Użytkowanie systemu GIS umożliwia przedsiębiorstwu wodociągowemu pozyskanie nowych informacji, które do tej pory były niedostępne. Należą do nich np. przestrzenny rozkład awarii, ich częstość, określenie zasięgów oddzia-

ływania awarii. System GIS umożliwia zlokalizowanie danego obiektu na mapie i poprzez to zebranie potrzebnych atrybutów obiektu. Pozwala to także na wykorzystanie systemu GIS jako narzędzia wspomagającego pracę pogotowia wodociągowego. Na mapie numerycznej można wyznaczyć zasięg skutków awarii czy zasuwy, które należy zamknąć, aby maksymalnie ograniczyć skutki awarii. Przestrzenne zlokalizowanie deficytów wody umożliwia właściwe usytuowanie beczkowozów zaopatrujących ludność w wodę w czasie awarii.

W bazie GIS jest opisywana struktura sieci, jej dane techniczne oraz rozbiory wody. Baza jest aktualizowana, dzięki czemu model stworzony za pomocą tego oprogramowania również jest aktualny. GIS umożliwia wizualizację obliczeń symulacyjnych wykonanych w modelu, co stanowi duże ułatwienie dla operatora systemu wodociągowego. Także wyniki monitoringu sieci wodociągowej trafiają do bazy danych będącej elementem programu GIS, gdzie mogą być przetworzone oraz zobrazowane. Celem współdziałania monitoringu z modelem hydraulicznym jest zarówno odpowiednia kalibracja modelu z wykorzystaniem danych pomiarowych, jak również określenie lokalizacji stanowisk pomiarowych za pomocą wyników symulacji pracy sieci [11].

Epanet

Stworzenie odpowiednio skalibrowanego, dynamicznego modelu hydraulicznego wspomaga kontrolę pracy SZZW, a także umożliwia regulację przepływów i ciśnień w sieci, co w rezultacie pozwala na racjonalną eksploatację systemu oraz jego modernizację lub rozbudowę. Operator sieci ma możliwość przeprowadzenia symulacji dowolnego stanu SZZW, co pozwala na uzyskanie informacji o parametrach pracy sieci w dowolnych warunkach, na analizę sytuacji kryzysowych i optymalizację zarządzania SZZW [12]. Jednym z najczęściej stosowanych programów służących do komputerowego modelowania sieci wodociągowej jest Epanet. Program ten został stworzony przez Agencję Ochrony Środowiska USA (EPA) i służy do wykonywania hydraulicznych symulacji oraz zachowań wody w przewodach ciśnieniowych. Epanet jest programem darmowym i posiada prosty interfejs, dzięki czemu jest powszechnie wykorzystywany na całym świecie. Zastosowane w programie algorytmy obliczeniowe są odpowiednie dla właściwego modelowania sieci wodociągowej. Także wiele płatnych aplikacji korzysta z algorytmów obliczeniowych stosowanych w Epanecie. Program Epanet umożliwia przeprowadzenie symulacji pracy sieci, w tym śledzenia przepływów wody i ciśnienia, oraz określenie wieku wody [13]. Program posiada dużą liczbę narzędzi służących do analizy danych oraz wyników, które pozwalają na edycję danych i wyników wyświetlonych na ekranie, przedstawienie tabelaryczne wyników, ich prezentację na wykresach, poszukiwanie wybranych obiektów, zmianę skali analizowanej mapy, jej przesuwanie oraz animację stanów sieci wodociągowej. Jako programy do komputerowego modelowania sieci wodociągowej wykorzystuje się też często stosowany w Niemczech program Stanet oraz WaterCAD.

Stosowanie programów przeznaczonych do komputerowego modelowania sieci wodociągowych niesie za sobą wiele korzyści, z których najważniejsze to: oszczędności wynikające z zaniechania niewłaściwych z punktu widzenia technicznego inwestycji, wspomaganie organizacji wyłączeń remontowanych odcinków z użytkowania, ograniczenie kosztów eksploatacyjnych poprzez efektywne sterowanie pracą pompowni, zapewnienie pełnej wiedzy w czasie rzeczywistym o takich parametrach, jak ilość i jakość wody dostarczanej do odbiorców [12].

System of Control and Data Analysis (SCADA)

Zadaniem systemu SCADA jest zebranie i przetwarzanie danych pochodzących z monitoringu, wizualizacja procesu, sterowanie nadrzędne, alarmowanie i rejestracja zdarzeń, archiwizacja danych oraz udostępnianie informacji o procesie. SCADA dostarcza operatorowi informacje o bieżącym stanie SZZW, które są przedstawiane na ekranie synoptycznym. W programie tym są dostępne okna i przyciski sterowania, a także okna alarmów aktywnych i historycznych, wykresy oraz raporty bieżące [7]. Aby wyświetlane obrazy były proste i czytelne dla operatora, należy przyjąć następującą kolorystykę dla poszczególnych stanów: praca – kolor zielony, stop – kolor czarny. Bardzo ważnym elementem systemu SCADA jest funkcja „alarm”, który powinien być wyeksponowany w postaci czerwonego okna z informacją o rodzaju zagrożenia. Szczególnie niebezpieczne alarmy powinny posiadać także sygnał dźwiękowy. Informacje alarmowe, takie jak początek i koniec alarmu czy priorytet alarmu, powinny być zapisywane na dysku. Umożliwi to późniejszą analizę stanu alarmowego i pozwoli na zmniejszenie ryzyka wystąpienia podobnej sytuacji w przyszłości. Oprócz zapisu sytuacji alarmowych system SCADA ma także możliwość archiwizowania danych pochodzących z normalnej eksploatacji [14]. Komunikacja pomiędzy oprogramowaniem SCADA a sterownikiem jest realizowana za pomocą łączy szeregowych lub sieci lokalnych. Program komunikacji oraz właściwa karta interfejsu zapewniają dwukierunkową wymianę danych. System SCADA powinien mieć możliwość obsługi urządzeń z różnymi protokołami komunikacyjnymi. Oprócz tego oprogramowanie SCADA powinno cechować się skalowalnością i możliwością współpracy z innymi systemami. Najpopularniejsze systemy SCADA to pakiety Monitor Pro, TelWin, program InTouch oraz oprogramowanie iFIX, WinCE, Wizcon i RSView [7].

4. Przykład systemu zarządzania infrastrukturą wodociągową

Charakterystyka systemu wodociągowego Rzeszowa

Rzeszów jest zaopatrywany w wodę za pomocą ujęcia brzegowo-komorowego zlokalizowanego na rzece Wisłok w południowej części miasta. Wydajność ujęcia wynosi 84 tys. m³/d, przy czym średniodobowy pobór wody kształtuje się na poziomie ok. 34,6 tys. m³/d. Analizowana sieć wodociągowa aktual-

nie zaopatruje ok. 190 tys. mieszkańców Rzeszowa i pobliskich miejscowości. Pobrana woda jest uzdatniana w Zakładzie Uzdatniania Wody (ZUW) Zwięczyca I oraz Zwięczyca II [4].

W skład systemu wodociągowego Rzeszowa oprócz ZUW wchodzi także [15]:

- awaryjne ujęcie wody podziemnej na ul. Mazowieckiej – 240 m³/d,
- lokalne ujęcie wody na osiedlu Słocina – 465 m³/d,
- 32 hydrofornie,
- 11 zbiorników wyrównawczych wody czystej – 34,4 tys. m³,
- 186 studni publicznych oraz 10 źródeł ulicznych.

Za prawidłową eksploatację SZZW odpowiada Miejskie Przedsiębiorstwo Wodociągów i Kanalizacji w Rzeszowie. Sieć wodociągowa Rzeszowa ma łączną długość ok. 894,1 km i opiera się głównie na 4 magistralach rozprowadzających wodę na terenie miasta. Sieć współpracuje z jedenastoma zbiornikami wody czystej usytuowanymi w zachodniej oraz wschodniej części miasta (Krakowska Południe, Pobitno Słocina, Słocina Roch, Pustki). W 80% sieć pracuje w układzie zamkniętym [4, 15].

Zintegrowany system zarządzania infrastrukturą wodociągową na przykładzie wodociągu rzeszowskiego

Operator systemu wodociągowego Rzeszowa jest wspomagany nowoczesnym oprogramowaniem, umożliwiającym właściwą eksploatację wodociągu oraz stanowiącym pomoc przy projektowaniu, modernizacji oraz rozbudowie sieci wodociągowej. Stosowany przez Miejskie Przedsiębiorstwo Wodociągów i Kanalizacji w Rzeszowie system składa się z następujących modułów [16]:

- *Geographical Information System (GIS)* – generowanie mapy numerycznej wodociągu,
- *System of Control and Data Analysis (SCADA)* – monitoring sieci,
- *Customer Information System (CIS)* – dostarczanie informacji o ilości zużywanego wody przez odbiorców,
- model matematyczny sieci wodociągowej oraz zespolony z nim algorytm optymalizacji wielokryterialnej.

Każdy z tych modułów jest niezbędny do prawidłowego zarządzania infrastrukturą wodociągową. Ich współdziałanie zapewnia kompleksowość funkcjonowania. Za pomocą programu G/Water jest generowana mapa numeryczna służąca głównie do komputerowej wizualizacji sieci. Na podstawie tej mapy nie można jednak przeprowadzić obliczeń hydraulicznych. Graf geodezyjny utworzony za pomocą systemu G/Water charakteryzuje się licznymi nieciągłościami oraz nie obrazuje węzłów sieci. W związku z tym w celu uzyskania zadowalających efektów program jest modyfikowany poprzez sprawdzenie ciągłości grafu, wyrównywanie niedociągnięć, tworzenie za pomocą systemu G/Water grafu topologicznego sieci i stworzenie w branżowej bazie danych grafu hydraulicznego

będącego podstawą do obliczeń hydraulicznych, niezbędnych z punktu widzenia efektywnej eksploatacji systemu wodociągowego [16].

Kolejnym modułem (SCADA) wchodzącym w skład systemu zarządzania infrastrukturą wodociągową w Rzeszowie jest narzędzie służące do monitoringu sieci. Oprócz niego w skład systemu monitoringu wchodzi punkty pomiarowe, system transmisji danych do systemu SCADA oraz system archiwizacji i przetwarzania danych. Na potrzeby monitoringu rozmieszczono 30 punktów pomiarowych na sieci wodociągowej Rzeszowa, głównie w źródłach, pompowniach, zbiornikach oraz na końcówkach sieci. Dane z monitoringu są wykorzystywane do weryfikacji wyników obliczeń hydraulicznych, ciągłej obserwacji pracy sieci oraz wychwytywania stanów nietypowych pracy systemu. Każdy z punktów pomiarowych ma określoną krzywą przepływów i ciśnień, co jest na bieżąco porównywane z wynikami pomiarów monitoringu. Stan nietypowy jest automatycznie sygnalizowany, co umożliwia szybkie wychwytywanie awarii i skuteczną interwencję operatora.

Model matematyczny sieci wodociągowej jest stosowany do obliczeń hydraulicznych. Przed ich przeprowadzeniem dokonuje się kalibracji modelu za pomocą danych z monitoringu. Natomiast w razie rozbudowy bądź renowacji systemu konieczna jest rekalkulacja modelu, ponieważ zmianie ulegną parametry sieci. Dane wykorzystywane do obliczeń hydraulicznych pochodzą z Branżowej Bazy Danych GIS-u, która jest źródłem technicznych, technologicznych i ekonomicznych danych o sieci wodociągowej. Dane te są wykorzystywane przez każdy z programów systemu informatycznego. Również wyniki pracy tych programów są zapisywane w branżowej bazie danych. Prawidłowo określony model sieci wodociągowej umożliwia wyznaczenie przepływów oraz ciśnień w węzłach, dzięki czemu operator posiada średnie informacje o bieżącym stanie pracy sieci. Obliczenia przeprowadza się dla średniodobowego rozbioru lub dla krzywej rozkładu godzinowego. Obliczenia hydrauliczne mogą dotyczyć całej sieci lub jej fragmentu [16].

Model hydrauliczny sieci wodociągowej jest stosowany także do zadań optymalizacyjnych. Połączenie dwóch programów, tj. modelu hydraulicznego oraz algorytmu optymalizacji, umożliwia optymalizację sieci wodociągowej, właściwą renowację lub rozbudowę i sterowanie siecią. Algorytm optymalizacji wielokryterialnej umożliwia sformułowanie nawet 10 celów technicznych i ekonomicznych. Problemy związane ze sterowaniem siecią wodociągową rozwiązuje się, korzystając z krzywej rozbiorów godzinowych. W przypadku rozbudowy lub modernizacji sieci stosuje się maksymalne rozbiory węzłowe. Wyniki tych symulacji są wykorzystywane do stworzenia scenariuszy pracy pompowni oraz zbiorników pozwalających na uzyskanie wymaganych ciśnień w węzłach przy możliwie niskich kosztach eksploatacji pomp.

W skład systemu informatycznego oprócz opisanego modelu matematycznego i systemu optymalizacyjnego wchodzi także programy posiadające algorytmy aproksymacji krippingowej: Kripping Pomiarów Geodezyjnych (KRIPOG)

i Kripping Pomiarów Wodociągowych (KRIPOW). Pierwszy z nich służy do wyznaczenia wysokości geodezyjnej węzłów, drugi zaś – do wyznaczenia map rozkładów przepływów oraz ciśnień w sieci wyznaczonych za pomocą modelu hydraulicznego. Przedstawienie odpowiednich informacji na mapie umożliwia szybką i intuicyjną ocenę parametrów pracy sieci. Operator może łatwo wyodrębnić obszary ze zbyt dużym lub zbyt małym ciśnieniem i odpowiednio zareagować [16].

5. Podsumowanie

1. System zarządzania infrastrukturą wodociągową nie może się opierać jedynie na doświadczeniu operatora, lecz powinien być wspomagany za pomocą programów informatycznych. Nowoczesne systemy informatyczne umożliwiają operatorom zarówno prowadzenie coraz efektywniejszej eksploatacji, jak również szybką i precyzyjną reakcję w przypadku wystąpienia stanu nietypowego. Dzięki temu zwiększa się jakość świadczonych usług przez przedsiębiorstwo wodociągowe oraz bezpieczeństwo systemu zbiorowego zaopatrzenia w wodę do spożycia.
2. W przedsiębiorstwach wodociągowych stosuje się już w większości pojedyncze programy wspomagające zarządzanie SZZW. Przykładowo, większość dużych wodociągów w Polsce posiada system GIS oraz system monitoringu. Korzyści płynące z ich stosowania są zauważalne, jednak dopiero powiązanie ze sobą określonej grupy programów informatycznych umożliwia przedsiębiorstwu wodociągowemu pełną kontrolę pracy systemu wodociągowego i ograniczenie ryzyka przy podejmowaniu decyzji.
3. Przedsiębiorstwa wodociągowe powinny dążyć do wdrożenia zintegrowanego systemu zarządzania. Jednym z miast, gdzie został on już wdrożony i jest stale rozwijany, jest Rzeszów. System składający się z takich modułów, jak GIS, SCADA, CIS i model matematyczny sieci wodociągowej oraz zespólny z nim algorytm optymalizacji wielokryterialnej, pozwala na stworzenie mapy numerycznej, na optymalizację systemu, automatyczną sygnalizację stanów nietypowych oraz wyznaczenie map rozkładów przepływów i ciśnień. Realizacja tych zadań bez współpracy wymienionych programów jest niemożliwa i dopiero ich kompleksowe działanie można uznać za optymalne dla zarządzania infrastrukturą wodociągową. W rezultacie wdrożenie zintegrowanego systemu zarządzania przynosi przedsiębiorstwu wodociągowemu znaczne korzyści techniczne oraz ekonomiczne.

Literatura

- [1] Knapik K., Bajer J.: Wodociągi. Wydaw. Politechniki Krakowskiej, Kraków 2010, s. 11-13.
- [2] Rak J.: Podstawy bezpieczeństwa systemów zaopatrzenia w wodę. Polska Akademia Nauk, Komitet Inżynierii Środowiska, Lublin 2005, s. 187-196.

- [3] Rak J. i in.: Metody oceny niezawodności i bezpieczeństwa dostawy wody do odbiorców. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2013, s. 23-25.
- [4] Tchórzewska-Cieślak B.: Metody analizy i oceny ryzyka awarii podsystemu dystrybucji wody. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2011, s. 25-28, 149-151.
- [5] Tchórzewska-Cieślak B.: Systematyka stanów i cech związanych z eksploatacją systemu zaopatrzenia w wodę. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Budownictwo i Inżynieria Środowiska. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, nr 241, z. 43/2007, s. 107-114.
- [6] Studziński J.: Narzędzia informatyzacji miejskich sieci wodociągowych. Wodociągi – Kanalizacja, nr 75 (5/2010), s. 34-37.
- [7] Kwietniewski M., Gębski W., Wronowski N.: Monitorowanie sieci wodociągowych i kanalizacyjnych. Wydaw. Zarządu Głównego Polskiego Zrzeszenia Inżynierów i Techników Sanitarnych, Warszawa 2005, s. 18-21, 96-98, 102-106, 133-136.
- [8] Bergel T., Pawełek J.: Quantitative and economical aspects of water loss in water-pipe networks in rural areas. Environment Protection Engineering, no 3, 2008, pp. 59-64.
- [9] Studziński J.: Zastosowanie danych z monitoringu w systemie zarządzania miejską siecią wodociągową. Studia i Materiały PSZW, nr 9, 2007, s. 154-164.
- [10] Kwietniewski M., Miszta-Kruk K.: GIS w zarządzaniu systemami wod-kan. Wodociągi – Kanalizacja, nr 50 (4/2008), s. 24-26.
- [11] Rak J., Kwietniewski M.: Bezpieczeństwo i zagrożenia systemów zbiorowego zaopatrzenia w wodę. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2011, s. 43-68.
- [12] Kruszyński W.: Komputerowe modelowanie systemów zaopatrzenia w wodę. Wodociągi – Kanalizacja, zeszyt specjalny, nr 2 (11/2013).
- [13] <http://wodnet.pl/epanet-2>
- [14] Tchórzewska-Cieślak B., Cieślak R.: Sterowanie i wizualizacja pracy podsystemu ujmowania i pompowania wody. Instal, nr 284 (5/2008), s. 38-41.
- [15] <http://www.mpwik.rzeszow.pl/index.php/woda/sieci-wodociagowe>
- [16] Studziński J.: System komputerowego zarządzania miejską siecią wodociągową z użyciem modeli matematycznych. Cudze chwalicie, swego nie znacie – promocja osiągnięć nauki polskiej. Polska Fundacja Ośrodków Wspomagania Rozwoju Gospodarczego i Wyższa Szkoła Ekonomii i Innowacji w Lublinie. „Innovatio Press” Wydaw. Nauk. Wyższej Szkoły Ekonomii i Innowacji, Lublin 2010, s. 174-179.

MANAGEMENT OF THE WATER SUPPLY INFRASTRUCTURE

Summary

The publication presents the management rules of the urban water supply system with particular emphasis on informatization waterworks. The article pointed out the need to equip the Polish waterworks in modern information systems supporting the operator and identifies opportunities for growth. The article describes the various computer programs used most frequently by waterworks and the benefits of using them. Details the monitoring system as one of the most important for

proper control of the water supply system were described. Describes also how to apply Geographic Information System (GIS), EPANET and System of Control and Data Analysis (SCADA) used for the operation of the water supply system. In this paper, reference is made also to the benefits of a comprehensive operation of individual modules. It was found that only the integrated operation of several programs gives the operator full control over the water supply system and reduce the risk of decision-making. The paper presents the Rzeszow water supply system and characterises an integrated system for the management of water supply infrastructure as an example of an efficient and modern management mode. This system consists of programs such as GIS, SCADA, Customer Information System (CIS) and a mathematical model of water supply system, and combined with the multi-criteria optimization algorithm, which makes the operator has ability to control optimally the work of water supply system and to plan the modernization, expansion of the water supply system.

Keywords: management, urban water supply system, SCADA, GIS, Epanet

Przesłano do redakcji: 03.03.2014 r.

Przyjęto do druku: 02.06.2014 r.

DOI: 10.7862/rb.2014.24

Informacje dodatkowe

1. Lista recenzentów współpracujących będzie opublikowana w czwartym numerze *Czasopisma Inżynierii Ładowej, Środowiska i Architektury*: 61(4/14) 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-autorow/
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-autorow/
oraz
[www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/wzakladce „Instrukcja dla autorów”](http://www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/wzakladce%2CInstrukcja+dla+autorow%22)
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/