

ZESZYTY NAUKOWE  
POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ

---

FOLIA SCIENTIARUM  
UNIVERSITATIS TECHNICAЕ RESOVIENSIS

---

NR 276

# BUDOWNICTWO I INŻYNIERIA ŚRODOWISKA

Kwartalnik

zeszyt **58**

nr 2/2011



WYDZIAŁ  
**BUDOWNICTWA  
I INŻYNIERII ŚRODOWISKA**  
POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ

Wydano za zgodą Rektora

Redaktor naczelny  
Wydawnictw Politechniki Rzeszowskiej  
prof. dr hab. inż. Feliks STACHOWICZ

Komitet Redakcyjny

Władysław FILAR  
Roman PETRUS  
Grzegorz PROKOPSKI  
Jarosław SĘP  
Jan STANKIEWICZ  
Zbigniew ŚWIDER

Redaktor serii  
Grzegorz PROKOPSKI

Redaktor naukowy  
Grzegorz PROKOPSKI

Opiniodawcy

Lesław BRUNARSKI, Józef DZIOPAK, Kazimierz FLAGA  
Janusz JEŻOWIECKI, Andrzej KADŁUCZKA, Andrzej KOTOWSKI  
Jan KRUPA, Jan MALCZEWSKI, Witold NIEMIEC, Szymon PAŁKOWSKI  
Jan PAWEŁEK, Franciszek W. PRYZSTUPA, Piotr RADZISZEWSKI  
Tadeusz RATAJCZAK, Józef SANECKI, Stefan SATORA, Jacek SCHNOTALE  
Jerzy SĘKOWSKI, Tadeusz SIWIEC, Ryszard ŚLIZOWSKI, Zygmunt WNUK  
Roman ZARZYCKI, Henryk ZOBEL

Redaktorzy

Marta JAGIEŁOWICZ, Marzena TARAŁA

Przygotowanie matryc

Joanna MIKUŁA, Mariusz TENDERA

p-ISSN 0209-2646

Wersja drukowana kwartalnika jest wersją pierwotną

Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej  
ul. W. Pola 2, 35-959 Rzeszów

Nakład 150 egz. Ark. wyd. 28,92. Ark. druk. 26,25. Papier offset. kl. III 70g B1.  
Oddano do druku w maju 2011 r. Wydrukowano w maju 2011 r.  
Drukarnia Oficyny Wydawniczej, ul. W. Pola 2, 35-959 Rzeszów  
Zam. nr 44/11

## SPIS TREŚCI

### INŻYNIERIA ŚRODOWISKA

|   |     |
|---|-----|
| Lidia BUDA-OŻÓG: Analiza porównawcza zmiany parametrów modalnych belek żelbetowych o różnych poziomach wyężenia na podstawie badań doświadczalnych i numerycznych ..... | 9   |
| Józef DZIOPAK, Joanna HYPIAK: Analiza metodologii wymiarowania kanalizacji ogólnospławnej .....   | 21  |
| Józef DZIOPAK, Joanna HYPIAK: Analiza wpływu przyrostu powierzchni zlewni na poszukiwaną pojemność zbiornika wielokomorowego ..   | 35  |
| Piotr GAŚKA: Naprawa fragmentu dna niecki składowiska odpadów komunalnych w Krośnie .....   | 49  |
| Elżbieta HYCNAR, Agnieszka PĘKALA: Opoka ze złoża węgla brunatnego „Bełchatów” a możliwości jej praktycznego wykorzystania .....  | 57  |
| Joanna HYPIAK: Koncepcja zbiornika infiltracyjno-retencyjnego ścieków deszczowych z komorą osadową .....  | 67  |
| Galina KALDA: Rozwój energetyki wiatrowej w gospodarce krajowej .....   | 79  |
| Galina KALDA, Rafał PATEREK: Perspektywy wykorzystania energii słonecznej w Polsce .....  | 89  |
| Jadwiga KALETA, Dorota PAPCIAK: Wpływ obróbki chemicznej na zdolność jonowymienną iłóupków klinoptylolitowo-montmorylonitowych .....                                    | 97  |
| Jadwiga KALETA, Dorota PAPCIAK, Alicja PUSZKAREWICZ: Wymywanie zanieczyszczeń z iłóupków klinoptylolitowo-montmorylonitowych .....                                      | 105 |
| Jadwiga KALETA, Dorota PAPCIAK, Alicja PUSZKAREWICZ: Zastosowanie złóż chemicznie aktywnych do odżelaziania i odmanganiania wody .....                                  | 113 |
| Andrzej KOTOWSKI: Analiza metodologii modelowania opadów do wymiarowania kanalizacji .....  | 127 |

|  |     |
|--|-----|
| Andrzej KOTOWSKI: Fizykalne modelowanie opadów do wymiarowania<br>kanalizacji .....  | 147 |
| Magdalena MICAŁ, Barbara PASIERB, Jolanta WARCHOŁ: Oczyszczanie<br>gliceryny z produkcji biodiesla .....   | 167 |
| Aneta MLAŚ, Jolanta PETRYNIAK, Anna RYZNAR, Paulina<br>SOBOLEWSKA, Jolanta WARCHOŁ: Zastosowanie minerałów ilastych<br>do usuwania metali ciężkich ..... | 177 |
| Elena NEVEROVA-DZIOPAK, Elżbieta KOWALCZYK, Lilianna<br>BARTOSZEK, Piotr KOSZELNIK: Ocena stanu troficznego zbiornika<br>zaporowego Solina .....         | 197 |
| Witold NIEMIEC, Honorata TRZCIŃSKA: Rozwój i znaczenie turystyki<br>uzdrowiskowej w Polsce .....   | 209 |
| Witold NIEMIEC, Alicja BONARSKA-TREIT, Agnieszka PAJOR:<br>Wykorzystanie transportu lotniczego w turystyce osób<br>niepełnosprawnych .....               | 223 |
| Marcin OŁPIŃSKI, Bartosz TRELA, Jolanta WARCHOŁ: Usuwanie metali<br>ciężkich na sorbentach modyfikowanych EDTA i DTPA .....                              | 237 |
| Katarzyna PIETRUCHA: Infrastruktura wodociągowa w województwie<br>podkarpackim w latach 1995÷2008 .....  | 257 |
| Janusz R. RAK: Wybrane aspekty planu bezpieczeństwa województwa<br>podkarpackiego .....  | 271 |
| Janusz R. RAK, Andrzej STUDZIŃSKI: Ryzyko narażenia zawodowego<br>na czynniki chemiczne w systemie zaopatrzenia w wodę .....                             | 283 |
| Sławomir RYBKA, Andrzej STUDZIŃSKI: Metodyka oceny ryzyka<br>związanego z brakiem dostawy wody dla aglomeracji<br>miejskiej .....                        | 291 |

## **BUDOWNICTWO**

|  |     |
|--|-----|
| Marek IWAŃSKI: Wpływ asfaltu spienionego na właściwości<br>recyklowanej podbudowy .....  | 301 |
| Igor LABUDA, Aleksandra PROKOPSKA: Metodyczne przewycięzanie<br>wektora inercji w koncepcyjnym projektowaniu<br>architektonicznym i konstrukcyjnym .....                       | 311 |
| Vyacheslav PISAREV, Rafał STRUG: Projektowanie systemu belek<br>chłodzących pasywnych metodą obliczeniową na przykładzie<br>oprogramowania Teknosim firmy Lindab Climate ..... | 321 |

|   |     |
|---|-----|
| Vyacheslav PISAREV, Sławomir RABCZAK: Możliwość pozyskania energii cieplnej z samochodu osobowego w garażu .....                        | 331 |
| Michał PROKSA: Podziemna Trasa Turystyczna w Rzeszowie – aspekty architektoniczne i konserwatorskie .....                               | 345 |
| Tomasz SIWOWSKI: Projekty konkursowe nowych kładek dla pieszych przez Wisłę w Krakowie .....  | 357 |
| Izabela SKRZYPCZAK: Kryterium zgodności wytrzymałości betonu a prawdopodobieństwo popełnienia błędu pierwszego i drugiego rodzaju ..... | 371 |
| Izabela SKRZYPCZAK, Dawid ZIENTEK: Ocena deformacji powierzchni terenów górniczych za pomocą miernika syntetycznego .....               | 385 |
| Bogdan STANKIEWICZ: Analiza stalowych belek narażonych na zwichrzenie metodą elementów skończonych .....                                | 395 |
| Tomasz TOMASZEK: Wystrój malarski wnętrza drewnianej cerkwi w Miększym Starym – stan zachowania oraz problematyka konserwatorska .....  | 405 |

Lidia BUDA-OŻÓG  
Politechnika Rzeszowska

## **ANALIZA PORÓWNAWCZA ZMIANY PARAMETRÓW MODALNYCH BELEK ŻELBETOWYCH O RÓŻNYCH POZIOMACH WYŁĘŻENIA NA PODSTAWIE BADAŃ DOŚWIADCZALNYCH I NUMERYCZNYCH**

W artykule przedstawiono wyniki badań doświadczalnych i numerycznych, zmian częstotliwości drgań belek żelbetowych na skutek uszkodzenia. Badania eksperymentalne przeprowadzono na 12 belkach żelbetowych. Belki poddawano stopniowemu obciążeniu, aż do zniszczenia. W belkach tych mierzono odkształcenia i ugięcia podczas obciążania i po odciążeniu. Po każdym etapie obciążeń (w belkach odciążonych) w momencie stabilizacji mierzonych odkształceń i ugięć wyznaczano zmiany częstotliwości drgań badanych belek. Aby porównać otrzymane wyniki doświadczalne z numerycznymi, zbudowano model belki żelbetowej metodą elementów skończonych. Na belce tej wykonano symulację numeryczną procesów obciążania i odciążania belki, a następnie wyznaczenia parametrów dynamicznych.

### **1. Wprowadzenie**

Ciągła ocena stanu technicznego konstrukcji inżynierskich o szczególnym znaczeniu, takich jak mosty, wszelkiego typu zbiorniki, platformy wiertnicze, obiekty użyteczności publicznej itp., jest bardzo istotna i stanowi temat wielu prac badawczych ostatnich lat [1÷2]. Szczególną rolę w tym procesie odgrywa rozwój globalnych, nieniszczących metod diagnozowania stanu konstrukcji. Metody globalne dostarczają ogólnych informacji o kondycji badanego obiektu, natomiast metody lokalne informują bardziej szczegółowo o wielkości i miejscu uszkodzenia. Do globalnych metod oceny stanu konstrukcji można zaliczyć metody dynamiczne oparte na analizie sygnałów czasowych lub parametrów dynamicznych opisujących przebieg rozchodzenia się fali sprężystej lub drgań konstrukcji.

Dynamiczne zachowania konstrukcji inżynierskich są badane za pomocą metod analitycznych lub doświadczalnych. Ze względu na wysokie koszty, pracochłonność, ewentualne trudności techniczne związane z wykonywaniem pomiarów doświadczalnych w niektórych warunkach istotne znaczenie ma możliwość symulacji procesów badanych analitycznie. Symulacje analityczne stają się

również niezbędne do odtworzenia parametrów stanu pierwotnego badanej konstrukcji. Jednym z takich parametrów wykorzystywanych podczas oceny stanu konstrukcji, na podstawie zmiany parametrów dynamicznych (modalnych), są wartości częstotliwości drgań elementu lub konstrukcji w stanie pierwotnym (niezarysowanym, nieuszkodzonym).

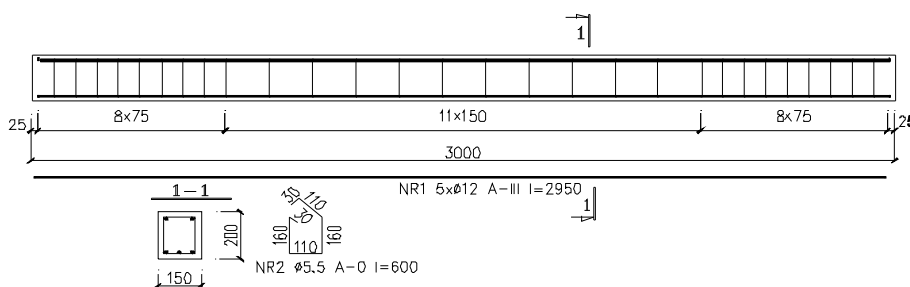
W niniejszym artykule, będącym wstępem do dalszych prac związanych z diagnostyką stanu konstrukcji na podstawie zmiany parametrów modalnych, przedstawiono wyniki badań eksperymentalnych i symulacji numerycznych prowadzonych na belkach żelbetowych. Podjęto również próbę sprawdzenia zgodności modelu w zakresie statycznej i dynamicznej pracy elementu z rzeczywistymi wynikami otrzymanymi podczas badań eksperymentalnych. Uzyskanie zgodności modelu analitycznego z rzeczywistymi wynikami eksperymentu pozwoliłoby w przyszłości na diagnozowanie stanu konstrukcji na podstawie pomierzonych parametrów modalnych, bez uprzedniej znajomości stanu pierwotnego.

Badania eksperymentalne przeprowadzono na 12 belkach żelbetowych o takich samych wymiarach, zbrojeniu i klasie zastosowanego betonu. Belki poddawano stopniowemu obciążeniu, aż do zniszczenia. W belkach mierzono odkształcenia i ugięcia podczas obciążania i po odciążeniu. Dla poszczególnych etapów obciążeń w belkach odciążonych pomierzono zmiany częstotliwości drgań. Aby porównać otrzymane wyniki doświadczalne z numerycznymi, model belki żelbetowej zbudowano metodą elementów skończonych. Na belce tej wykonano symulację numeryczną procesów obciążania i odciążania belki, a następnie wyznaczenia parametrów modalnych.

## 2. Opis badań doświadczalnych

### 2.1. Obiekt badań

Obiektem badań były żelbetowe belki o wymiarach i sposobie zbrojenia przedstawionym na rys. 1. Wytrzymałość na ściskanie i moduł sprężystości zastosowanego betonu określono zgodnie z normą [3] i szczegółowymi wytycznymi zawartymi w instrukcji [4], na kostkach betonowych 150 x 150 x 150 mm



Rys. 1. Wymiary i sposób zbrojenia belki żelbetowej

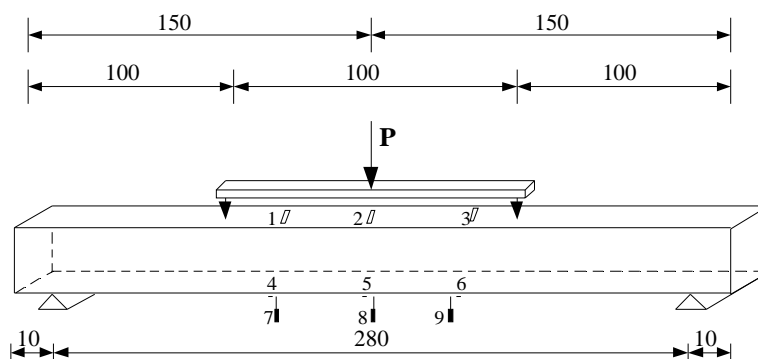
(próbki typu B). Otrzymaną średnią wytrzymałość betonu na ściskanie, średni moduł sprężystości oraz średnią gęstość objętościową betonu dla poszczególnych partii betonu zestawiono w tab. 1.

Tabela 1. Przyjęte oznaczenia belek, wyznaczona na podstawie badań średnia wytrzymałość na ściskanie  $f_{cm}$ , moduł sprężystości  $E_{cm}$  oraz gęstość objętościowa dla poszczególnych partii betonu  $\rho$

| Oznaczenie belki | Wytrzymałość $f_{cm}$ ,<br>N/mm <sup>2</sup> | Moduł $E_{cm}$ ,<br>N/mm <sup>2</sup> | Gęstość $\rho$ ,<br>kg/m <sup>3</sup> |
|------------------|--|---------------------------------------|---------------------------------------|
| B1, B2           | 30,3±1,7                                     | brak pomiaru                          | 2187±5                                |
| B3, B4           | 30,0±2,4                                     | brak pomiaru                          | 2197±22                               |
| B5, B6           | 31,0±0,7                                     | brak pomiaru                          | 2211±17                               |
| B9, B10          | 32,0±4,4                                     | 20200                                 | 2328±6                                |
| B7, B8           | 30,1±3,1                                     | 18600                                 | 2264±6                                |
| B11, B12         | 29,7±2,4                                     | 17900                                 | 2237±3                                |

## 2.2. Badania statyczne

Badania statyczne przeprowadzono w hali laboratoryjnej Wydziału Budownictwa i Inżynierii Środowiska Politechniki Rzeszowskiej. Obciążenie belek realizowano za pomocą układu hydraulicznego typu SCHENCK. Ustawienie założonej siły obciążającej belkę odbywało się poprzez sterowanie przemieszczeniem. Podczas obciążania belki mierzono wartości ugięcia, odkształcenia włókien górnych i dolnych belki oraz ilość, wysokość i szerokość powstających rys. Ugięcia mierzono za pomocą indukcyjnych czujników przemieszczeń, a odkształcenia za pomocą papierowych tensometrów elektrooporowych o bazie pomiarowej 5 cm. Do rejestracji mierzonych odkształceń i ugięć wykorzystano zestaw pomiarowy HOTTINGER BALDWIN MESSTECHNIK wraz z oprogramowaniem CATMAN 3.1. Szerokość rys mierzono papierowym szczelino-mierzem. Rozmieszczenie punktów podparcia belki, czujników pomiaru ugięć i odkształceń oraz sposób obciążania belek przedstawia rys. 2.



Rys. 2. Rozmieszczenie czujników pomiaru ugięć i odkształceń oraz sposób obciążania belki; 1÷6 – tensometry elektrooporowe, 7÷9 – czujniki indukcyjne przemieszczeń



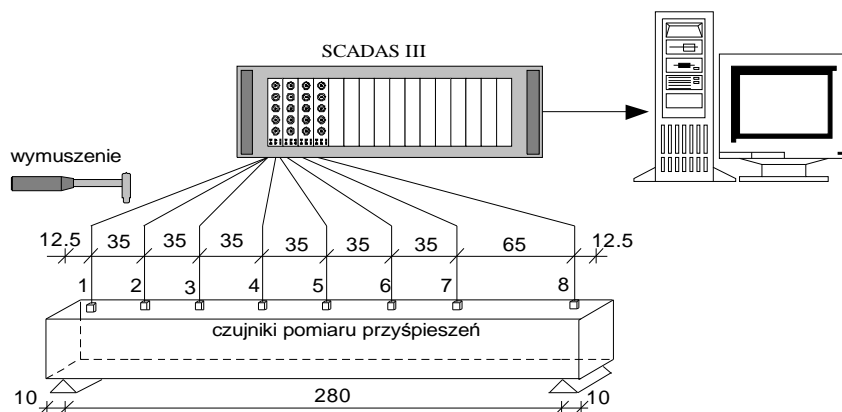
Badania statyczne prowadzono według następującego schematu:

- pięć cykli obciążenia i odciążenia belki siłą o wartości 1 kN i 1,7 kN (obciążenia te wykonano w celu ułożenia belki na podporach),
- obciążenie belki siłą o wartości 3 kN, stabilizacja mierzonych parametrów (15 min); po odciążeniu belki stabilizacja mierzonych ugięć i odkształceń (15 min); pomiar dynamiczny (wyznaczenie charakterystyk częstotliwościowych),
- kolejne etapy obciążania i odciążania belek żelbetowych (analogicznie jak wcześniej) dla sił o wartościach [kN]: 6, 12, 18, 24, 30, 40, 50, 55, 60, 65; zniszczenie oraz pomiar dynamiczny po każdym odciążeniu i stabilizacji ugięć belki.

### 2.3. Badania dynamiczne

Badania dynamiczne wykonano w odniesieniu do każdej z badanych belek, dla kolejnych etapów obciążania, po odciążeniu w chwili stabilizacji mierzonych ugięć i odkształceń. Prowadziły one do wyznaczenia widm częstotliwościowych, z których odczytano częstotliwości rezonansowe.

Wymuszenie w przeprowadzonym eksperymencie było wymuszeniem impulsowym. Do pomiaru odpowiedzi na zadane wymuszenie wykorzystano 8 czujników przyspieszeń PCB-353 oraz program do rejestracji i analizy danych pomiarowych CADA-X z wielokanałowym analizatorem LMS SCADAS III. Układ pomiarowy wykorzystany podczas badań doświadczalnych oraz rozmieszczenie czujników pomiaru przyspieszenia przedstawiono na rys. 3.



Rys. 3. Układ pomiarowy do badań dynamicznych

Pomiary dynamiczne dla wszystkich etapów obciążania belki wykonano przy wymuszeniu impulsowym w trzech niezależnych punktach: na środku belki i w odległości 15 cm od każdej z podpór. O wyborze punktów wymuszenia decydowały przewidywane postacie drgań belek. W analizowanym paśmie charak-

terystyki częstotliwościowej wybrano trzy częstotliwości drgań rezonansowych w procesie stabilizacji. Polegał on na wyborze *a priori* częstotliwości rezonansowej w miejscu występowania maksimum charakterystyki oraz przeszukiwaniu zbioru zmierzonych charakterystyk w celu stwierdzenia, czy wybrany prążek widma powtarza się w pozostałych przebiegach. Prążki widma powtarzające się w większości zmierzonych charakterystyk jako maksimum uznano za częstotliwości własne [5]. Częstotliwości wyższe (ponad 500 Hz) były trudne do zidentyfikowania, dlatego w dalszych pracach pomiarowych ograniczono się do pasma pomiarowego 0÷500 Hz.

### 3. Opis modelu numerycznego belki żelbetowej

#### 3.1. Modelowanie betonu

Do budowy modelu numerycznego analizowanych belek żelbetowych zastosowano metodę elementów skończonych, z wykorzystaniem programowania MES firmy ADINA R & D [6]. Model numeryczny belek żelbetowych rozważany był w trójwymiarowym stanie naprężeń [7]. Do budowy modelu użyto elementów prostopadłościennych i prętowych [8]. Warunki podparcia modelu numerycznego zrealizowano analogicznie do podparcia zastosowanego w przeprowadzonym eksperymencie, odbierając możliwość przesuwu w kierunku pionowym (na całej szerokości belki) wzdłuż linii odległych 10 cm od początku i końca belki. Dodatkowo w środku rozpiętości belki odebrano punktowo (w dwóch punktach) możliwość przemieszczeń w pozostałych kierunkach. Do rozwiązania zagadnień statycznych zastosowano procedurę obliczeniową, opartą na metodzie iteracyjnej Newtona [6].

W pracy pominięto szczegółowe modelowanie betonu, jego właściwości i prawa zachowania. Do modelu numerycznego wykorzystano model materiałowy „beton”, zaproponowany przez firmę ADINA R & D, w którym dla betonu zakłada się stan sprężysto-plastyczny ze wzmocnieniem w strefie rozciągania, a sprężysto-kruchy przy ściskaniu. Ponieważ beton jest złożonym kompozytem kruszywa, cementu i wody (z mikropustkami nawet przy małych odkształceniach) wykazuje on nieliniowości fizyczne. Beton charakteryzuje się dużą wytrzymałością na ściskanie i małą na rozciąganie. W strefie rozciąganej ma tendencję do zarysowania, w ściskanej do miażdżenia, co zmienia właściwości materiałowe. Beton jest więc materiałem nieliniowym o skomplikowanych prawach zachowania [8]. Bardziej szczegółowe informacje opisujące właściwości betonu można znaleźć w pracach [6, 9, 10].

Podstawowe parametry opisujące zależność naprężenia–odkształcenia, przyjęte do opisu betonu w zaproponowanym modelu numerycznym, wyznaczono na podstawie przeprowadzonych badań cech materiałowych betonu i zależności przedstawionych w pracach [11, 12]:

$$f_{cu} = (0,0051 f_{cm} + 0,38) f_{cm} \text{ MPa} \quad (1)$$

$$\varepsilon_{cl} = [0,0075 f_{cm} + 0,125 \ln(t_m) + 1,655] 10^{-3} \quad (2)$$

$$\varepsilon_{cu} = [4,51 - 0,1244 f_{cm} + 0,000948 f_{cm} t_m^{0,14} + 2,20] 10^{-3} \quad (3)$$

$$f_{cm} = 0,3 \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (4)$$

gdzie:  $f_{cm}$  – średnia wytrzymałość na ściskanie określona na kostkach typu B, MPa,

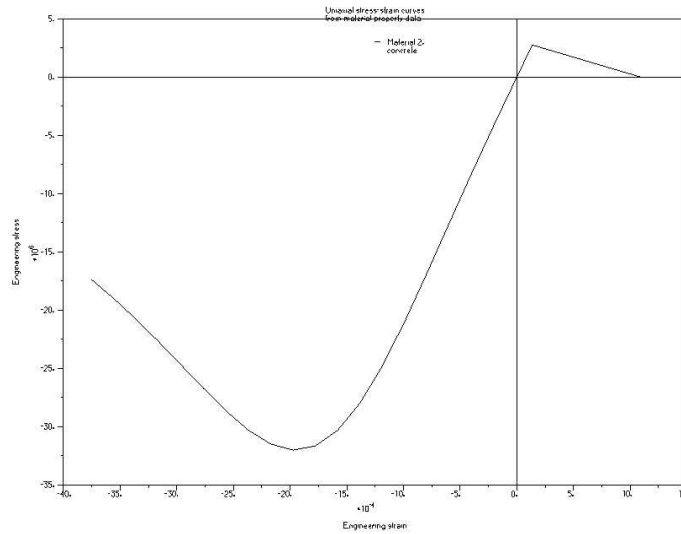
$t_m$  – czas wyrażony w minutach odpowiadający przyrostowi odkształcenia o 1‰,

$f_{ck}$  – wytrzymałość charakterystyczna betonu na ściskanie, ustalona jako 5% kwantyl rozkładu statystycznego wytrzymałości betonu na ściskanie.

W tabeli 2. zestawiono otrzymane wartości podstawowych parametrów opisujących zależność  $\sigma - \varepsilon$  dla badanego betonu, a na rys. 4. przedstawiono krzywą opisującą tę zależność. Model numeryczny betonu zbudowano z 1008 27-węzłowych elementów prostopadłościennych.

Tabela 2. Wartości podstawowych parametrów opisujących zależność naprężenia–odkształcenia betonu

|  |    |        |
|--|----|--------|
| <b>Wytrzymałość betonu przy ściskaniu określona dla poszczególnych próbek betonu <math>f_{ci}</math>, N/mm<sup>2</sup></b>               | 1. | 36,4   |
|  | 2. | 32,1   |
|  | 3. | 27,6   |
| Średnia wytrzymałość betonu przy ściskaniu $f_{cm}$ , N/mm <sup>2</sup>  |    | 32,03  |
| Wytrzymałość betonu przy ściskaniu w jednoosiowym stanie naprężeń odpowiadająca odkształcalności granicznej $f_{cu}$ , N/mm <sup>2</sup> |    | 17,40  |
| Wytrzymałość charakterystyczna betonu przy ściskaniu $f_{ck}$ , N/mm <sup>2</sup>  |    | 27,93  |
| Wytrzymałość betonu przy rozciąganiu $f_{ctm}$ , N/mm <sup>2</sup>   |    | 2,76   |
| Średni moduł sprężystości betonu $E_{cm}$ , N/mm <sup>2</sup>  |    | 20200  |
| Odkształcenia betonu przy ściskaniu odpowiadające $f_{cm} - \varepsilon_{cl}$ , ‰  |    | 1,95   |
| Graniczne odkształcenia przy ściskaniu $\varepsilon_{cu}$ , ‰  |    | 3,75   |
| Średnia gęstość objętościowa betonu $\rho$ , kg/m <sup>3</sup>   |    | 2327,9 |
| Współczynnik odkształcenia poprzecznego $\nu$  |    | 0,2    |

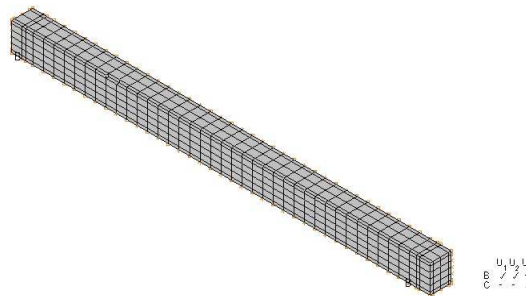


Rys. 4. Zależność naprężenia–odkształcenia betonu

### 3.2. Modelowanie stali

W normach, jak i w analizie konstrukcji wykonywanej za pomocą MES przyjmuje się, że pręty zbrojenia pracują jako elementy liniowe – występują w nich jedynie siły osiowe. Takie upraszczające założenie pomija m.in. efekt poprzecznej nośności pręta [13]. Do modelowania zbrojenia głównego (podłużnego) belek oraz strzemion zastosowano 3-węzłowe elementy prętowe. Zbrojenie podłużne zamodelowano 210 elementami, a strzemiona 336 elementami.

Przyjęto model materiału sprężysto-plastyczny o charakterystyce odpowiadającej stali 34GS, tj.  $E = 2,0 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{yk} = 410 \text{ N/mm}^2$  (charakterystyczna granica plastyczności),  $f_{tk} = 550 \text{ N/mm}^2$  (charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie),  $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$ ,  $\nu = 0,3$ . Rysunek 5. przedstawia przyjętą siatkę elementów skończonych dla opisanej belki żelbetowej.



Rys. 5. Model belki żelbetowej – przykład siatki elementów skończonych

## 4. Analiza porównawcza otrzymanych wyników badań doświadczalnych i numerycznych

### 4.1. Badania statyczne

Symulacje numeryczne badań statycznych polegały na obciążaniu belki dwiema siłami, przyłożonymi analogicznie jak w przeprowadzonych badaniach doświadczalnych, a następnie odciążaniu. Obciążenie i odciążenie realizowano dla następujących łącznych wartości sił [kN]: 3, 6, 12, 18, 24, 30, 40, 50, 54. Siła 54 kN była maksymalną wartością obciążenia, która dla przyjętych parametrów materiałowych wywoływała zniszczenie elementu. Na skutek przyłożenia siły 54 kN w belce następowała propagacja rys, co powodowało gwałtowne zmniejszenie strefy ściskanej. Odształcenia w zbrojeniu rozciągającym osiągały wartość graniczną 10%. Obliczone i pomierzone ugięcia oraz odształcenia dla poszczególnych etapów obciążenia belki numerycznej i belek rzeczywistych B1÷B12 przedstawia tab. 3.

Otrzymane w wyniku obliczeń wartości ugięć są w większości przypadków mniejsze od tych otrzymanych z pomiarów doświadczalnych. Tylko dla wartości obciążenia 3 kN, 6 kN oraz 54 kN (zniszczenia) otrzymane wartości ugięcia mieszczą się w przedziale uzyskanym z pomiarów. Wyliczone odształcenia dla wszystkich przypadków (z wyjątkiem zniszczenia) mieszczą się w przedziale odształceń uzyskanych z pomiarów doświadczalnych belek B1÷B12.

Tabela 3. Porównanie ugięć i odształceń belki numerycznej z wynikami uzyskanymi w badaniach doświadczalnych

| Siła        | Belka numeryczna |                       | Belki rzeczywiste B1-B12 |                                    |
|-------------|------------------|-----------------------|--------------------------|------------------------------------|
|             | ugięcie          | odształcenie          | ugięcie                  | odształcenie                       |
| kN          | mm               | -                     | mm                       | -                                  |
| 3           | 0,41             | $4,9 \cdot 10^{-5}$   | 0,31÷0,45                | $(2,5 \div 4,9) \cdot 10^{-5}$     |
| 6           | 0,82             | $9,8 \cdot 10^{-5}$   | 0,74÷1,02                | $(5,3 \div 13,3) \cdot 10^{-5}$    |
| 12          | 1,75             | $20,4 \cdot 10^{-5}$  | 2,23÷2,88                | $(19,9 \div 30,2) \cdot 10^{-5}$   |
| 18          | 3,29             | $34,7 \cdot 10^{-5}$  | 4,35÷5,23                | $(33,1 \div 44,9) \cdot 10^{-5}$   |
| 24          | 5,42             | $50,3 \cdot 10^{-5}$  | 6,40÷7,47                | $(45,5 \div 61,3) \cdot 10^{-5}$   |
| 30          | 7,47             | $63,5 \cdot 10^{-5}$  | 8,18÷9,82                | $(58,8 \div 78,8) \cdot 10^{-5}$   |
| 40          | 10,64            | $83,1 \cdot 10^{-5}$  | 11,32÷14,10              | $(75,8 \div 109,3) \cdot 10^{-5}$  |
| 50          | 13,94            | $108,0 \cdot 10^{-5}$ | 14,96÷18,35              | $(101,9 \div 144,4) \cdot 10^{-5}$ |
| Zniszczenie | 25,10            | $122,3 \cdot 10^{-5}$ | 24,3÷33,50               | $(164,9 \div 263,1) \cdot 10^{-5}$ |

### 4.2. Badania dynamiczne

Dla każdego przypadku obciążenia, po odciążeniu w wyniku symulacji numerycznych, uzyskano częstotliwości i formy drgań belki. Z całego zbioru otrzymanych częstotliwości i form drgań odrzucono drgania podłużne. Następ-

nie w wyniku analizy postaci odkształcenia drgającej belki żelbetowej wybrano częstotliwości odpowiadające pierwszej, drugiej i trzeciej częstotliwości uzyskanej z pomiarów. Wartości uzyskane w wyniku symulacji numerycznej i pomierzonych częstotliwości drgań oraz ich procentowe zmiany dla poszczególnych etapów obciążenia zestawiono w tab. 4. i 5.

Tabela 4. Wartości wybranych częstotliwości drgań oraz ich procentowe zmiany dla poszczególnych etapów odciążenia belki uzyskane podczas symulacji numerycznej

| Siła | Obliczone wartości częstotliwości drgań belki żelbetowej i ich zmiany procentowe |      |       |      |         |      |
|------|--|------|-------|------|---------|------|
|      | pierwsza   |      | druga |      | trzecia |      |
| kN   | Hz   | %    | Hz    | %    | Hz      | %    |
| 0    | 38,5   | 0,0  | 138,2 | 0,0  | 262,1   | 0,0  |
| 3    | 38,5   | 0,0  | 138,2 | 0,0  | 262,1   | 0,0  |
| 6    | 38,5   | 0,0  | 137,2 | 0,7  | 262,0   | 0,0  |
| 12   | 38,0   | 1,3  | 136,6 | 1,2  | 261,4   | 0,3  |
| 18   | 37,3   | 3,1  | 133,1 | 3,7  | 259,4   | 1,0  |
| 24   | 36,8   | 4,4  | 131,1 | 5,1  | 255,5   | 2,5  |
| 30   | 35,6   | 7,5  | 126,5 | 8,5  | 249,5   | 4,8  |
| 40   | 34,4   | 10,6 | 120,9 | 12,5 | 240,7   | 8,2  |
| 50   | 32,9   | 14,5 | 116,8 | 15,5 | 236,9   | 9,6  |
| 54   | 29,3   | 23,9 | 104,5 | 24,4 | 236,0   | 10,0 |

Tabela 5. Wartości wybranych częstotliwości drgań oraz ich procentowe zmiany dla poszczególnych etapów odciążenia belki uzyskane z pomiarów

| Siła        | Pomierzone wartości częstotliwości belek B1÷B12 i ich zmiany procentowe |           |         |           |         |          |
|-------------|---|-----------|---------|-----------|---------|----------|
|             | pierwsza  |           | druga   |           | trzecia |          |
| kN          | Hz  | %         | Hz      | %         | Hz      | %        |
| 0           | 40÷44   | 0,0       | 121÷135 | 0,0       | 237÷264 | 0,0      |
| 3           | 40÷44   | 0,0÷2,3   | 121÷135 | 0,0÷2,3   | 233÷263 | 0,0÷1,7  |
| 6           | 39÷44   | 0,0÷2,5   | 121÷134 | 0,0÷2,3   | 237÷262 | 0,4÷2,8  |
| 12          | 38÷43   | 2,3÷7,3   | 121÷131 | 0÷3,7     | 229÷257 | 1,6÷4,1  |
| 18          | 37÷43   | 2,3÷9,8   | 121÷131 | 0,8÷5,9   | 228÷255 | 2,9÷5,4  |
| 24          | 37÷42   | 5,0÷9,8   | 117÷127 | 1,6÷6,6   | 224÷251 | 3,3÷5,4  |
| 30          | 37÷42   | 7,5÷11,9  | 117÷126 | 1,6÷8,9   | 222÷251 | 3,3÷6,3  |
| 40          | 37÷40   | 7,5÷11,9  | 117÷125 | 2,4÷8,9   | 220÷250 | 3,7÷11,9 |
| 50          | 36÷40   | 7,5÷12,2  | 117÷123 | 3,3÷10,3  | 220÷250 | 4,1÷11,9 |
| 60          | 35÷39   | 10,0÷15,9 | 117÷122 | 4,0÷10,4  | 219÷247 | 4,9÷12,6 |
| Zniszczenie | 30÷36   | 22,0÷26,8 | 109÷115 | 12,2÷15,5 | 213÷238 | 7,7÷15,4 |

Analizując wyniki symulacji numerycznych i pomiarów eksperymentalnych, można zauważyć, że otrzymane z symulacji numerycznej procentowe zmiany częstotliwości drgań belki na skutek obciążenia (po odciążeniu) w więk-

szości przypadków mieszczą się w przedziale uzyskanym z pomiarów. Największa niezgodność wyników symulacji i pomiarów występuje w przypadku zmian procentowych drugiej częstotliwości drgań belki. Otrzymane z symulacji numerycznych zmiany procentowe częstotliwości dla wartości sił obciążających poprzedzających zniszczenie są zdecydowanie większe od tych uzyskanych z pomiarów doświadczalnych. Siła 54 kN była maksymalną wartością obciążenia, która dla przyjętych parametrów materiałowych wywoływała zniszczenie elementu. W wyniku przyłożenia siły 54 kN w belce następowała propagacja rys, powodująca gwałtowne zmniejszenie strefy ściskanej.

## 5. Podsumowanie

Otrzymane wyniki pomiarów na obiektach rzeczywistych i symulacji numerycznych wykazują pewne rozbieżności, zarówno w zakresie badań dynamicznych, jak i statycznych. Zniszczenie w obiektach rzeczywistych następowało przy sile 60÷72 kN w zależności od belki. W symulacjach numerycznych zniszczenie następowało przy sile 54 kN, a zatem było ono zdecydowanie mniejsze. Obserwowane zmiany procentowe częstotliwości w symulacji numerycznej i pomiarach eksperymentalnych są zbliżone, natomiast wartości wybranych częstotliwości są zróżnicowane. W belce numerycznej częstotliwość pierwsza jest mniejsza niż uzyskana z pomiarów rzeczywistych, natomiast częstotliwości druga i trzecia są większe.

Przyczyny niezgodności pomiarów na obiektach rzeczywistym i symulacji numerycznych można szukać w zbyt wielu uproszczeniach związanych z modelowaniem konstrukcji. Drugą przyczynę mogą stanowić wyznaczone na podstawie przeprowadzonych badań wartości cech materiałowych betonu. Otrzymane wyniki badań eksperymentalnych wskazują, że beton w belkach rzeczywistych ma większą wytrzymałość na ściskanie i większy moduł sprężystości od wartości przyjętych w symulacji numerycznej. Pojawia się zatem pytanie: na ile uzyskane na próbkach normowych (próbki typu B) cechy materiałowe są zgodne z cechami materiałowymi w elemencie o zdecydowanie większych wymiarach (rzeczywistym)? Aby więc osiągnąć lepszą zgodność modelu obliczeniowego z rzeczywistością, w dalszych pracach należy dokładniej przeanalizować sposób określania wytrzymałości na ściskanie i modułu sprężystości betonu oraz podjąć próbę modyfikacji parametrów materiałowych modelowego obiektu w obszarze mającym wpływ na analizowane zjawisko.

## Literatura

1. Ramos L.F., Marques L.: Monitoring historical masonry structures with operational modal analysis: Two case studies, *Mechanical Systems and Signal Processing*, 2010, s. 1291-1305.
2. Maeck J., De Roeck G.: Damage assessment using vibration analysis on the Z24-bridge, *Mechanical Systems and Signal Processing*, 2003, s. 133-142.

3. PN-88/B-06250: Beton zwykły.
4. Instrukcja ITB: Badanie cech mechanicznych betonu na próbkach wykonanych w formach, 1998.
5. Uhl T.: Komputerowo wspomagana identyfikacja modeli konstrukcji mechanicznych, Warszawa 1997.
6. ADINA: System Online Manuals, Theory and Modeling Guide, ADINA R&D, 2001.
7. Zienkiewicz O.C.: Metoda elementów skończonych, Warszawa 1972.
8. Rakowski G., Kacprzyk Z.: Metoda elementów skończonych w mechanice konstrukcji, Warszawa 1993.
9. Crisfield M.A: Non-linear finite element analysis of solid and structures, John Wiley and Sons, England 1997.
10. Godycki-Ćwirko T.: Mechanika betonu, Warszawa 1982.
11. Czkwianianic A., Kamińska M.: Metody nieliniowej analizy żelbetowych elementów prętowych, Warszawa 1993.
12. Łapko A., Jensen Bjarne Ch.: Podstawy projektowania i algorytmy obliczeń konstrukcji żelbetowych, Warszawa 2005.
13. Podleś K., Szarliński J., Truty A.: Analiza konstrukcji 2D z betonu w stanach granicznych dla procesów doraźnych i długotrwałych, XIII Konferencja Naukowa „Metody numeryczne w projektowaniu i analizie konstrukcji hydrotechnicznych”, Korbiewów 2001.

## **COMPARATIVE ANALYSIS OF MODAL PARAMETERS CHANGES FOR REINFORCED CONCRETE BEAMS ON THE BASIS OF NUMERICAL AND EXPERIMENTAL TESTS**

### **S u m m a r y**

This paper presents the application of dynamic characteristics in the diagnosis of RC beams. Some information about condition of RC structure has been obtained with experimental measurement and numerical analysis. The objects of experimental research are twelve reinforced beams. Damage of beams was produced by a particular stages of loading with value increasing up to the beam failure. During loading and unloading of beams, the strains, displacements and cracking were measured. After every cycle of unloading, when the displacements and strains were stable, the frequency characteristics were measured. In this way we determined the dependence of dynamic parameters on damage. In order to compare the obtained experimental results to numerical tests, the model of reinforced concrete beam by using Finite Element of was built. The numerical beam was loaded and unloaded analogous to the real researched beams. After each stage of static loading, dynamic parameters were calculated.

*Wpłynęło do Oficyny Wydawniczej w styczniu 2011 r.*



Józef DZIOPAK  
Joanna HYPIAK  
Politechnika Rzeszowska

## ANALIZA METODOLOGII WYMIAROWANIA KANALIZACJI OGÓLNOSPŁAWNEJ

W pracy przedstawiono pogląd na temat konieczności weryfikacji obecnie stosowanej metodologii wyznaczania miarodajnych przepływów ścieków deszczowych w kanalizacji. Porównano dwie metody wykorzystywane w Polsce i Niemczech, aby wykazać, że stosowanie metody granicznych natężeń (wg W. Błaszczyka) prowadzi do zaniżania przepływów obliczeniowych. Skutki niedoszacowania miarodajnych przepływów ścieków deszczowych kierowanych do kanalizacji mają różnorodne negatywne konsekwencje ekonomiczne, ekologiczne i społeczne.

### 1. Wprowadzenie

Systemy odprowadzania ścieków z terenów zurbanizowanych należą do najdroższych inwestycji w ramach działającej infrastruktury sieciowej miast. Przy wymiarowaniu sieci oraz obiektów kanalizacyjnych uwzględnia się zasadniczy udział w bilansie ścieków deszczowych. Geometria kanałów deszczowych i ogólnospławnych ustalana jest zatem dla odprowadzanych ścieków deszczowych, których ilość przekracza co najmniej 10-krotnie, a nawet 100-krotnie strumień objętości pozostałych rodzajów ścieków.

Od wielu lat obserwuje się zjawisko częstego podtapiania sieci i terenu wokół kanałów, niż wynikałoby to z zasad przyjętych do ich projektowania na przepływy ustalone metodą granicznych natężeń, opartej na modelu Błaszczyka. Ponieważ skutki częstego działania kanalizacji pod ciśnieniem, zwłaszcza ogólnospławnej, mają duży wymiar ekonomiczny, ekologiczny i społeczny, autorzy artykułu, omawiając te kwestie, chcą się przyczynić do unowocześnienia metodologii i zachęcić do opracowania w Polsce odpowiednich wytycznych, na wzór niemieckich ATV. Wytyczne te powinny stanowić bazę, z której mogłyby korzystać wszystkie instytucje na kolejnych etapach realizacji inwestycji kanalizacyjnych, począwszy od planowania, poprzez projektowanie, zatwierdzanie, a na budowie i eksploatacji kończąc – zwłaszcza, że systemy kanalizacyjne budowane są obecnie na co najmniej 100 lat, a więc dla wielu przyszłych pokoleń.

## 2. Podstawy projektowania odwodnień w Polsce

Polskie przepisy prawne dosyć szczegółowo określają, kiedy i w jakiej ilości ścieki deszczowe powinny być poddawane oczyszczaniu. Rozporządzenie Ministra Środowiska z 2006 roku mówi o obowiązku oczyszczania ścieków opadowych i roztopowych w ilości, jaka powstaje z opadów o natężeniu co najmniej  $15 \text{ dm}^3/\text{s}$  na  $1 \text{ ha}$  powierzchni uszczelnionej, natomiast z powierzchni szczelnej obiektów dystrybucji i magazynowania paliw – dla strumienia odpływu powstającego z opadów o częstości występowania jeden raz w roku i czasie trwania  $15 \text{ min}$ , lecz o natężeniu nie mniejszym niż  $77 \text{ dm}^3/\text{s} \cdot \text{ha}$  [1]. Z kolei pozostałe wody opadowe i roztopowe (niewymienione wcześniej) mogą być wprowadzane do wód i ziemi bez uprzedniego oczyszczania.

Obliczenia strumienia objętości ścieków deszczowych oparte są na danych dotyczących czasu trwania opadu, jego intensywności oraz wysokości. Ważnym czynnikiem jest też charakterystyka zlewni, której dotyczy odwodnienie. W dobie intensywnych zmian idących w kierunku postępującej urbanizacji i rozwoju infrastruktury technicznej oraz niekorzystnych, niekiedy tragicznych w skutkach, zjawisk opadowych każdy system wymaga indywidualnego rozpatrzenia.

W obliczeniach zlewnie różnicuje się ze względu na zagospodarowanie terenu, ukształtowanie powierzchni oraz rodzaj nawierzchni, za pomocą współczynnika spływu powierzchniowego, który określa zdolność danej zlewni do odprowadzania wód. Jest on również określany jako stosunek ilości odpływu do ilości opadu na daną powierzchnię. Wartość tego współczynnika (tab. 1.) zależy głównie od rodzaju zabudowy, udziału powierzchni uszczelnionej, spadku terenu oraz czasu i częstości występowania opadu [2].

W przypadku powierzchni cząstkowych o różnych współczynnikach spływu oblicza się zastępczy współczynnik dla tej zlewni:

$$\psi = \frac{F_1 \cdot \psi_1 + F_2 \cdot \psi_2 + \dots + F_n \cdot \psi_n}{F_1 + F_2 + \dots + F_n} \quad (1)$$

gdzie:  $F_1, F_2 \dots F_n$  – zlewnie cząstkowe, ha,

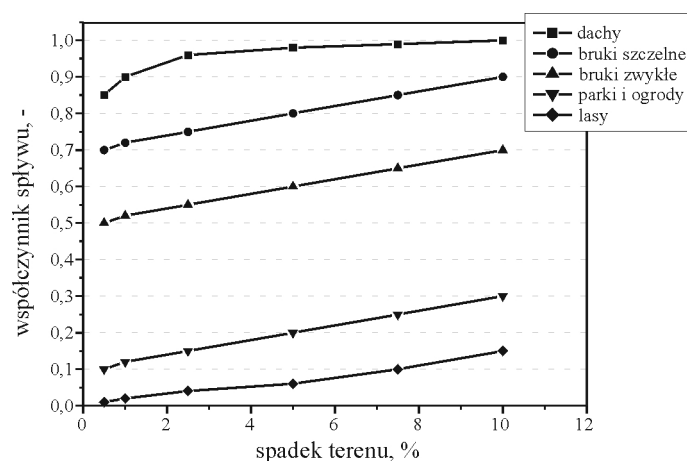
$\psi_1, \psi_2 \dots \psi_n$  – wartości współczynnika spływu dla danej powierzchni [2].

W miarę dokładne wartości współczynnika spływu można uzyskać na terenach już zagospodarowanych. Na etapie planowania możliwe są jedynie przybliżone obliczenia. Niekiedy nawet niewielka zmiana wartości współczynnika spływu powierzchniowego może mieć znaczny wpływ na końcową ilość spływu deszczowego, na co zwrócono uwagę w komentarzu do wytycznej [3]. Dlatego w obliczeniach zaleca się również uwzględniać spadek terenu. Zależność warto-

ści współczynnika spływu powierzchniowego od spadku terenu przedstawiono na rys. 1. [4].

Tabela 1. Wartości współczynnika spływu w zależności od rodzaju nawierzchni, na podstawie [2]

| Rodzaj terenu                   | Współczynnik spływu |
|---------------------------------|---------------------|
| Dachy kryte papą lub blachą     | 0,90÷0,95           |
| Teren utwardzony                | 0,90                |
| Kostka                          | 0,80÷0,85           |
| Asfalt                          | 0,80÷0,90           |
| Kamień                          | 0,75÷0,85           |
| Żwir, drogi żwirowe             | 0,15÷0,30           |
| Zabudowa miejska gęsta          | 0,70÷0,80           |
| Zabudowa zwarta                 | 0,50÷0,70           |
| Zabudowa luźna                  | 0,30÷0,50           |
| Zabudowa jednorodzinna, willowa | 0,25÷0,30           |
| Teren niezabudowany             | 0,10÷0,25           |
| Parki, łąki, tereny rekreacyjne | 0,00÷0,15           |
| Tereny zielone                  | 0,00÷0,10           |



Rys. 1. Zmiana wartości współczynnika spływu ze względu na spadek terenu, na podstawie [4]

Prawdopodobieństwo wystąpienia opadu określa, ile razy w ciągu 100 lat wystąpi opad o danym natężeniu. Wiąże się to oczywiście z możliwością przekroczenia obliczeniowych wielkości [5]. Bardzo często używa się zamiennie

pojęcia częstotliwość ( $c$ , rok<sup>-1</sup>) występowania deszczu, którą określa się z zależności:

$$c = \frac{p}{100\%} \quad (2)$$

gdzie  $p$  oznacza prawdopodobieństwo pojawienia się opadu, %.

Tabela 2. Częstości występowania deszczu obliczeniowego zalecane przez normę PN-EN 752

| Częstość deszczu obliczeniowego, 1 raz na C lat | Kategoria standardu odwodnienia terenu (lokalizacja terenu, warunki eksploatacji, rodzaj zagospodarowania terenu) |
|---|---|
| 1 na 1  | tereny wiejskie   |
| 1 na 2  | tereny mieszkaniowe   |
| 1 na 2<br>1 na 5                                | śródmieścia, tereny usług i przemysłu:<br>– z kontrolą wystąpienia wylania,<br>– bez kontroli wystąpienia wylania |
| 1 na 10   | podziemne przejścia i przejazdy pod ulicami, metro itp.   |

Ze względu na brak odpowiedniej metody, która pozwoliłaby na „bezpieczny” dobór wartości częstości ( $C$ , lata) wystąpienia opadu w wyborze metody wskazane jest uwzględnienie konkretnych warunków lokalnych. Zalecenia dotyczące przyjmowania różnych wartości częstości wystąpienia opadu przedstawia norma PN-EN 752 (tab. 2.).

### 3. Sposoby obliczania miarodajnego natężenia deszczu do wymiarowania odwodnień

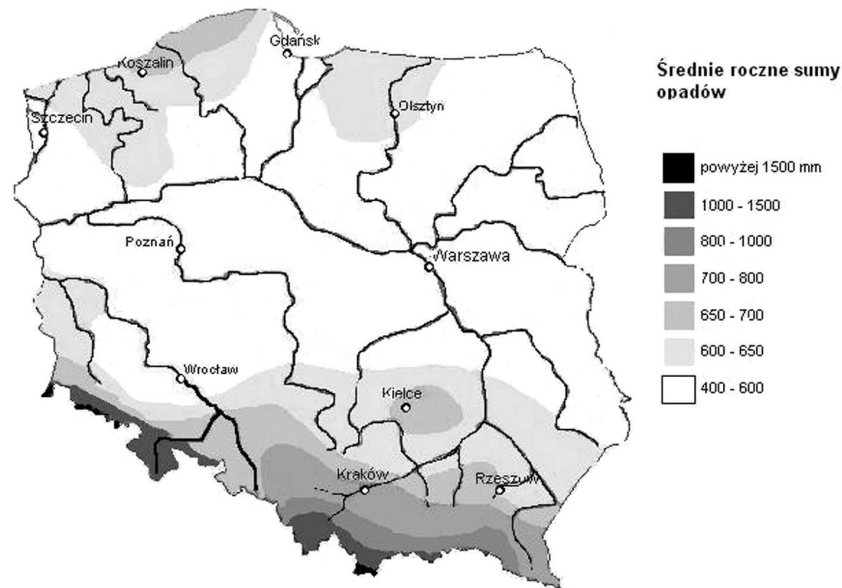
W Polsce do ustalania strumienia objętości ścieków deszczowych najczęściej stosuje się metodę natężeń granicznych. Metoda ta polega na obliczaniu natężenia deszczu w określonych punktach sieci kanalizacyjnej, które jest miarodajne dla odcinka znajdującego się powyżej [4]. Z kolei wielkość natężenia określana jest na podstawie czasu trwania opadu, który stanowi czas przepływu siecią kanalizacyjną (od początku kanału do punktu obliczeniowego), czas koncentracji terenowej i czas retencji kanałowej, przy czym nie może być on krótszy niż 10 min. Trwanie przepływu ścieków siecią kanalizacyjną jest zależnością wynikającą z długości kanału, średniej prędkości przepływu, a zatem zależy głównie od spadku kanału na danym odcinku. Czas retencji kanałowej i czas koncentracji terenowej są z reguły przyjmowane umownie.

W zależności od formuły, na podstawie której będą obliczane natężenia opadów, otrzymuje się różne wartości spływu obliczeniowego. O znaczeniu wzorów stosowanych do określenia opadu miarodajnego wypowiediano się w wielu pracach [6÷9]. W Polsce podstawową formułą stosowaną do określania natężenia jednostkowego spływu powierzchniowego ścieków deszczowych ze zlewni zurbanizowanej do kanalizacji jest wzór Błaszczyka:

$$q_{dm} = \frac{6,631 \cdot \sqrt[3]{H^2 \cdot C}}{t_{dm}^{2/3}} \quad (3)$$

gdzie:  $q_{dm}$  – natężenie opadu deszczu obliczeniowego,  $\text{dm}^3/\text{s} \cdot \text{ha}$ ,  
 $H$  – wysokość opadu rocznego, mm,  
 $C$  – częstość występowania deszczu miarodajnego, rok,  
 $t_{dm}$  – czas trwania deszczu miarodajnego, min.

Formuła (3) powstała w 1954 roku na podstawie 67 lat badań opadów na zlewni warszawskiej. Konieczna jest tutaj znajomość wysokości średniego opadu rocznego  $H$ , mm (rys. 2.) oraz określenie częstości wystąpienia deszczu na danym terenie.



Rys. 2. Roczne sumy opadów w Polsce, na podstawie [10]

Metoda natężeń granicznych należy do grupy metod uproszczonych, które znajdują zastosowanie w projektowaniu odwodnienia na małej zlewni. Metodą stosowaną w Niemczech, również dla niewielkich systemów, jest metoda współczynnika opóźnienia. W tym przypadku stosowanie tej metody ograniczone jest do terenów nie większych niż 200 ha lub gdy czas przepływu nie przekracza 15 min.

Natężenia deszczu miarodajnego oblicza się z zależności Reinholda:

$$q = q_{15;1} \cdot \frac{38}{T+9} (\sqrt[4]{C} - 0,3684) \quad (4)$$

gdzie:  $q_{15;1}$  – natężenia deszczu 15-minutowego o częstości  $C = 1$  rok,  $\text{dm}^3/\text{s} \cdot \text{ha}$ ,  
 $T$  – czas trwania deszczu, min,  
 $C$  – częstość wystąpienia opadu, rok.

Natężenie deszczu wzorcowego dla konkretnych terenów  $q_{15;1}$  można odczytać z mapy opadów, jaką stanowi atlas KOSTRA.

W metodzie współczynnika opóźnienia nie uwzględnia się, w przeciwieństwie do metody natężeń granicznych, czasu retencji kanałowej ani koncentracji terenowej, wobec czego czas trwania deszczu jest tutaj równy czasowi przepływu. Bazowym deszczem jest opad 15-minutowy, jednak dla zlewni o większych spadkach do obliczeń przyjmuje się krótsze czasy (tab. 3.).

Tabela 3. Minimalny czas trwania deszczu w zależności od średniego pochylenia oraz udziału powierzchni umocnionych, na podstawie [3]

| Średni spadek terenu | Stopień uszczelnienia | Minimalny czas trwania deszczu | Deszcz obliczeniowy |
|----------------------|-----------------------|--------------------------------|---------------------|
| < 1%                 | ≤ 50%                 | 15 min                         | $q_{15}$            |
|                      | > 50%                 | 10 min                         | $q_{10}$            |
| Od 1% do 4%          | > 0%                  | 10 min                         | -                   |
| > 4%                 | ≤ 50%                 | 10 min                         | -                   |
|                      | > 50%                 | 5 min                          | $q_5$               |

W omawianej metodzie zdolność odprowadzania wód opadowych przez daną powierzchnię określana jest za pomocą współczynnika spływu szczytowego  $\psi_s$  (tab. 4.), którego wartość zależy od:

- procentowego udziału powierzchni umocnionych,
- nachylenia terenu,
- natężenia i czasu trwania deszczu.

Tabela 4. Zalecane szczytowe współczynniki spływu dla różnych natężeń deszczu o czasie trwania 15 min (dla metod czasu przepływu), na podstawie [3]

| Udział powierzchni umocnionych, % | Spadek terenu   |      |      |             |      |      |              |      |        |       |      |        |
|-----------------------------------|---|------|------|-------------|------|------|--------------|------|--------|-------|------|--------|
|                                   | < 1%  |      |      | od 1% do 4% |      |      | od 4% do 10% |      |        | > 10% |      |        |
|                                   | dla natężenia deszczu $q_{15}$ ( $\text{dm}^3/\text{s} \cdot \text{ha}$ ) |      |      |             |      |      |              |      |        |       |      |        |
|                                   | 100   | 130  | 180  | 100         | 130  | 180  | 100          | 130  | 180    | 100   | 130  | 180    |
| 0                                 | 0,00  | 0,00 | 0,10 | 0,10        | 0,15 | 0,30 | 0,15         | 0,20 | (0,45) | 0,20  | 0,20 | (0,55) |
| 10                                | 0,09  | 0,09 | 0,19 | 0,18        | 0,23 | 0,37 | 0,23         | 0,28 | 0,50   | 0,28  | 0,37 | (0,59) |
| 20                                | 0,18  | 0,18 | 0,27 | 0,27        | 0,31 | 0,43 | 0,31         | 0,35 | 0,55   | 0,35  | 0,43 | 0,63   |
| 30                                | 0,28  | 0,28 | 0,38 | 0,35        | 0,39 | 0,50 | 0,39         | 0,42 | 0,60   | 0,42  | 0,50 | 0,68   |
| 40                                | 0,37  | 0,37 | 0,44 | 0,44        | 0,47 | 0,56 | 0,47         | 0,50 | 0,65   | 0,50  | 0,56 | 0,72   |
| 50                                | 0,46  | 0,46 | 0,53 | 0,52        | 0,55 | 0,63 | 0,55         | 0,58 | 0,71   | 0,58  | 0,63 | 0,76   |
| 60                                | 0,55  | 0,55 | 0,61 | 0,60        | 0,63 | 0,70 | 0,62         | 0,65 | 0,76   | 0,65  | 0,70 | 0,80   |
| 70                                | 0,64  | 0,64 | 0,70 | 0,68        | 0,71 | 0,76 | 0,70         | 0,72 | 0,81   | 0,72  | 0,76 | 0,84   |
| 80                                | 0,74  | 0,74 | 0,78 | 0,77        | 0,79 | 0,83 | 0,78         | 0,80 | 0,86   | 0,80  | 0,83 | 0,87   |
| 90                                | 0,83  | 0,83 | 0,87 | 0,86        | 0,87 | 0,89 | 0,86         | 0,88 | 0,91   | 0,88  | 0,89 | 0,93   |
| 100                               | 0,92  | 0,92 | 0,95 | 0,94        | 0,95 | 0,96 | 0,94         | 0,95 | 0,96   | 0,95  | 0,96 | 0,97   |

Wobec przedstawionych założeń wartości współczynnika spływu określonego w metodzie natężeń granicznych i współczynnika spływu szczytowego w metodzie współczynnika opóźnienia mogą się znacznie różnić. W publikacjach naukowych niejednokrotnie wykazywano, że wartości natężenia deszczu miarodajnego, obliczane według metody natężeń granicznych z zastosowaniem wzoru Błaszczyka, dają z reguły zaniżone wyniki w porównaniu z opadem obliczonym metodą współczynnika opóźnienia [6÷9]. Ma to swoje konsekwencje w doborze średnic oraz podczas eksploatacji sieci, gdzie częściej może dochodzić do przepełnienia sieci, a w konsekwencji do wylania się ścieków na powierzchnię terenu, w tym także do podtopienia posesji.

#### 4. Wymiarowanie obiektów specjalnych na kanalizacji ogólnospławnej

Przelewy służą do zmniejszania strumienia przepływu w kanale sieci ogólnospławnej w okresie intensywnych opadów. W Polsce obowiązującym dokumentem jest Rozporządzenie Ministra Środowiska z 2006 roku [1], gdzie określono dopuszczalną liczbę zrzutów ścieków z przelewu kanalizacji ogólnospławnej na poziomie 10 razy w roku. Podstawą do określenia krotności zrzutów mają być dane pochodzące z obserwacji opadów z okresu nie krótszego niż 10 lat lub wyniki obserwacji działających przelewów burzowych z okresu przynajmniej dwuletniego. W przypadku braku danych zrzut do odbiornika może nastąpić pod warunkiem zapewnienia przed przelewem czterokrotnego rozcieńczenia ścieków „sanitarnych” ściekami opadowymi.

Niemieckie wytyczne dotyczące wymiarowania przelewów burzowych różnią się od tych stosowanych w Polsce. Zasady projektowania zawarto w wytycznej ATV A-128 z 1992 roku. Metodyka obliczeń nie opiera się tutaj na krotności zrzutu. Wytyczna A-128 posługuje się pojęciem spływu krytycznego, który musi być w całości odprowadzony do znajdującego się poniżej zbiornika retencyjno-przelewowego lub retencyjno-odciążającego. Spływ krytyczny wynosi od 7,5 do 15 dm<sup>3</sup>/s · ha i wyznacza się go z zależności [11]:

$$r_{krit} = \frac{15 \cdot 120}{t_f + 120}, \text{ dla } t_f \leq 120 \text{ min} \quad (5a)$$

$$r_{krit} = 7,5, \text{ dla } t_f > 120 \text{ min} \quad (5b)$$

gdzie:  $r_{krit}$  – spływ krytyczny, dm<sup>3</sup>/s · ha,  
 $t_f$  – czas przepływu ścieków deszczowych siecią kanalizacji ogólnospławnej położonej powyżej przelewu burzowego, min.

Ponadto podczas gdy rozcieńczenie ścieków sanitarnych na przelewie przyjmowane jest w Polsce na poziomie od 2. do 6., to w warunkach niemieckich nie może być ono mniejsze od poziomu 7. Współczynnik rozcieńczenia ścieków według A-128 oblicza się ze wzoru [11]:

$$m_{R0} = \frac{c_t - 180}{60} \quad (6)$$

gdzie:  $m_{R0}$  – współczynnik rozcieńczenia,  
 $c_t$  – stężenie zanieczyszczeń transportowanych przez ścieki, mg ChZT/dm<sup>3</sup>.

Oprócz wymagań ilościowych analizie poddawane są również aspekty jakościowe ścieków. Wielkość stężenia zanieczyszczeń transportowanych ze ściekami ma również bezpośredni wpływ na stopień rozcieńczenia ścieków, co opisują zależności [11]:

$$m_{R0} = 7, \text{ dla } c_t \leq 600 \text{ mg/dm}^3 \quad (7a)$$

$$m_{R0} > 7, \text{ dla } c_t > 600 \text{ mg/dm}^3 \quad (7b)$$

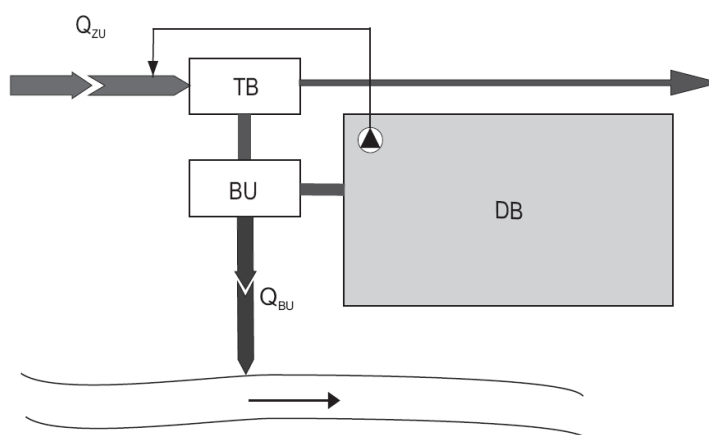
Budowlami pełniącymi rolę odciążające na kanalizacji ogólnospławnej są zbiorniki przelewowe, które muszą spełniać te same warunki dotyczące zrzutów ścieków do odbiornika, co przelewy burzowe. Do zadań zbiorników przelewowych, oprócz ochrony wód odbiornika, należy zapewnienie stałego dopływu



ścieków na oczyszczalnię. Natomiast sama pojemność zbiornika zależna jest głównie od [12]:

- wielkości opadu rocznego,
- stężenia ładunku ChTZ w ściekach,
- topografii zlewni.

Budowle te stosowane są jako obiekty końcowe (rys. 3.), przepływowe lub zespolone. Sytuuje się je na kanałach głównych lub w obejściu bocznym (tzw. zbiorniki bocznikowane). Wyposażone są w przelew (separator) *TB* regulujący odpływ określonej ilości ścieków ogólnospławnych do oczyszczalni oraz w przelew *BU* odprowadzający nadmiar ścieków (zrzut burzowy) do odbiornika. Przelew *BU* zaczyna działać, gdy zbiornik *DB* jest całkowicie wypełniony. Zaletą zbiorników bocznikowanych jest to, że odpływ ścieków ogólnospławnych (dławiony odpływ z przelewu), omijając zbiornik, jest kierowany bezpośrednio na oczyszczalnię ścieków.



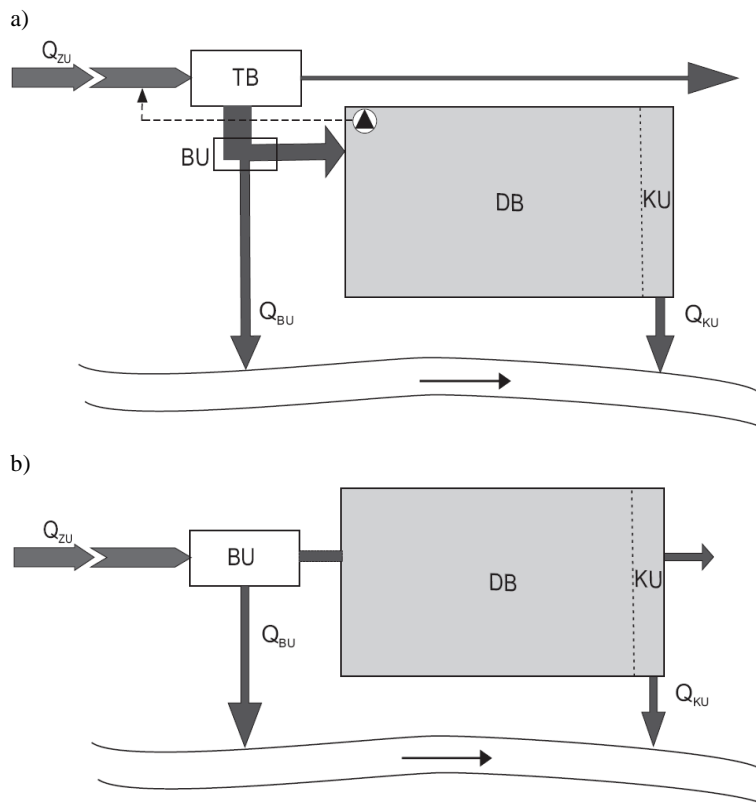
Rys. 3. Zbiornik przelewowo końcowy usytuowany na kanale bocznym;  $Q_{zu}$  – ścieki dopływające do zbiornika,  $Q_{BU}$  – ścieki odpływające z przelewu zbiornikowego, *TB* – separator, *BU* – przelew zbiornikowy, *DB* – zbiornik przepływowy bocznikowany

Do rozdzielania strugi ścieków stosuje się komory rozdzielcze w postaci separatorów *TB* [11, 12]. Zbiorniki przepływowe posiadają dodatkowo przelew ścieków sklarowanych, który odprowadza je bezpośrednio do odbiornika w pierwszej kolejności, jako oczyszczone mechanicznie ścieki ogólnospławne. Schematy zbiorników przepływowych przedstawiono na rys. 4. Przykłady wymiarowania zbiornika przelewowego bocznikowanego według metodyki ATV A-128 przedstawiono w niemieckiej wytycznej [11].

Odptyw ścieków ze zbiornika w kierunku oczyszczalni według założeń ATV A-128 powinien wynosić od 2,3 do 2,9 dopływu ścieków do zbiornika w czasie pogody bezdeszczowej:

$$Q_{odp} = n \cdot Q_{zu\ bd} \quad (8)$$

gdzie:  $Q_{odp}$  – odptyw ze zbiornika w kierunku oczyszczalni,  $\text{dm}^3/\text{s} \cdot \text{ha}$ ,  
 $n$  – współczynnik zwiększający (od 2,3 do 2,9), -,  
 $Q_{zu\ bd}$  – dopływ przy pogodzie bezdeszczowej,  $\text{dm}^3/\text{s} \cdot \text{ha}$ ; przez dopływ przy pogodzie bezdeszczowej należy rozumieć dopływ ścieków sanitarnych powiększony o ilość wód przypadkowych.



Rys. 4. Zbiornik przepływowy: a) bocznikowany, b) na kanale głównym;  $Q_{zu}$ ,  $Q_{BU}$ , TB, BU, DB – opisy jak na rys. 3.,  $Q_{KU}$  – ścieki sklarowane odpływające do odbiornika, KU – przelew ścieków sklarowanych

## 5. Analiza porównawcza metod projektowania odwodnień

Najnowsze trendy w projektowaniu systemów odwodnień odchodzą od założeń stosowanych wcześniej, które zmierzały do odprowadzania całkowitej ilości ścieków deszczowych ze zlewni bezpośrednio do odbiornika. Okazało się, że może to powodować niszczenie koryt małych rzek oraz zanieczyszczanie wód odbiorników, na co zwracano uwagę wielokrotnie, np. w pracy [13]. Coraz częściej prowadzi się badania dążące do ustalenia m.in. możliwości infiltracyjnych gruntów w celu zasilania wód podziemnych wodami opadowymi. Jednak w praktyce stosowanie urządzeń do rozsączania czy retencji wód opadowych w kraju należy niestety do rozwiązań sporadycznych.

Nawiązując natomiast do metod obliczania przepływu ścieków deszczowych, wykazano, że za pomocą metody natężeń granicznych otrzymuje się zaniżone wartości obliczeniowych przepływów ścieków deszczowych, co w rezultacie prowadzi do doboru zbyt małych przekrojów kanałów, co zostało potwierdzone w wielu publikacjach, np. [6÷9, 14].

Różnice można również dostrzec w metodyce postępowania podczas projektowania kanalizacji. Przykładem może być chociażby sposób doboru współczynnika spływu. W Polsce niekiedy wystarczy dany teren zidentyfikować pod względem rodzaju nawierzchni (i spadku), podczas gdy u sąsiadów zza Odry konieczna jest także znajomość, oprócz udziału powierzchni uszczelnionych i spadku, wartości natężenia deszczu bazowego ( $q_{15,1}$ ). Większa liczba analizowanych czynników pozwala na bardziej precyzyjne określanie wartości tego współczynnika dla określonych danych, zależnych od warunków lokalnych.

Oprócz metodyki obliczania natężenia deszczu należy zastanowić się nad odpowiedniością oraz zakresem stosowania metod uproszczonych. Niemiecka wytyczna dopuszcza do stosowania proste metody jedynie w przypadku małych zlewni, tj. do 200 ha. Natomiast przy projektowaniu kanalizacji deszczowej lub ogólnospławnej w zlewniach większych od podanej należy bezwzględnie korzystać z metod hydrodynamicznych.

Podstawą projektowania przelewów burzowych w Polsce jest liczba zrzutów w ciągu roku oraz odpowiedni stopień rozcieńczenia ścieków sanitarnych ściekami deszczowymi. Krotność działania przelewu jest uznawana za właściwy parametr kontroli działania obiektów odciążających [15], jednak tylko w przypadku, gdy dysponuje się odpowiednimi danymi dotyczącymi zmienności opadów oraz krotności działania przelewów już istniejących. Zaprojektowanie przelewu na określoną liczbę zrzutów, nie dysponując niezbędnymi do tego instrumentami oraz nie mając zaproponowanej przez ustawodawcę odpowiedniej do tego celu metody, staje się rzeczą niemalże nieosiągalną [5, 13, 15].

W Niemczech w przypadku obliczeń przelewów kluczowe jest odprowadzanie w kierunku oczyszczalni odpływu krytycznego ścieków, który powinien zapewnić wymagane minimalne rozcieńczenie. Przy określaniu współczynnika rozcieńczenia bierze się pod uwagę wielkość ładunku zanieczyszczeń transpor-

towanych przez ścieki, wyrażoną w  $\text{mg ChZT/dm}^3$  – im większe jest stężenie, tym większe jest rozcieńczenie ścieków [11]. Krotność działania przelewu w przypadku budowli odciążających (także zbiorników przelewowych) nie jest parametrem wpływającym na wymiarowanie prostymi metodami obliczeniowymi, ale też przy prowadzeniu symulacji wieloletniej. Ponadto, jak wskazano w pracy [5], liczba zrzutów na budowlach odciążających zaprojektowanych według wytycznych ATV jest praktycznie zawsze większa niż 10 w ciągu roku.

Wytyczna A-128 dopuszcza stosowanie przelewów burzowych jedynie wtedy, gdy poniżej usytuowany jest zbiornik retencyjno-przelewowy. Zastosowanie zbiorników tego typu umożliwia uniknięcie konieczności budowy zbiornika uśredniającego przed oczyszczalnią oraz daje dodatkową ochronę wód odbiornika przed zanieczyszczeniami [5].

## 6. Podsumowanie

Prawidłowe stosowanie zalecanych częstości projektowych deszczu obliczeniowego wymaga zarówno zastosowania odpowiedniej metody obliczeniowej, jak i przyjęcia odpowiedniego obciążenia opadem. Ze względu na fakt, że wiele krajów europejskich korzysta z niemieckich wytycznych i metod projektowania częstości wystąpienia opadu przedstawione w PN-EN 752 dostosowane zostały do obliczeń według Reinholda. Obliczane natężenia deszczu według metody natężeń granicznych, w porównaniu z wielkościami obliczanymi metodą współczynnika opóźnienia, są niekiedy znacznie mniejsze, co ma wpływ na zaniżanie wartości strumienia deszczu miarodajnego do wymiarowania kanałów. Ma to swoje konsekwencje przy doborze średnic kanałów, a zwłaszcza podczas eksploatacji sieci.

W Polsce istnieje bardzo poważna trudność w dostępie do danych o opadach. W Niemczech projektanci korzystają z atlasu opadów KOSTRA, który jest wynikiem długoletnich obserwacji. Jest on doskonałym źródłem, z którego można czerpać dane o opadach, odpowiednie dla danego terenu. Podjęcie prac nad stworzeniem odpowiednika niemieckiego atlasu KOSTRA pozwoliłoby na urealnienie podstaw wymiarowania odwodnień w Polsce.

Należy również podkreślić, że w Polsce istnieje nie do końca klarowny sposób wymiarowania budowli odciążających. Ze względu na ograniczony dostęp do odpowiednich danych trudno jest dokonać zapewnienia, że zrzutów z danego przelewu nie będzie więcej niż 10 w roku. Niewątpliwie pomocnym działaniem byłoby określenie przez ustawodawcę konkretnej metody do wymiarowania budowli bądź rezygnacja z ograniczenia krotności zrzutu do 10 w ciągu roku na korzyść parametrów, które mogą rzeczywiście mieć wpływ na jakość wód odbiorników.

## Literatura

- [1] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 24 lipca 2006 r. w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego.
- [2] Błaszczyk W., Roman M., Stamatello H.: *Kanalizacja*, t. I, Wydawn. Arkady, Warszawa 1983.
- [3] Schmitt T.G.: *Kommentar zum Arbeitsblatt A 118 „Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen”*, DWA, Hennef 2000, Wydawn. Seidel-Przywecki, Warszawa 2007.
- [4] Edel R.: *Odwodnienie dróg*, WKŁ, Warszawa 2006.
- [5] Nalaskowski J.: *Kanalizacja ogólnospławna – czy nie zbyt szybko „spisana na zapomnienie”?*, Ogólnopolska Konferencja Naukowo-Techniczna „INFRAEKO 2009” pod patronatem Komitetu Inżynierii Środowiska Polskiej Akademii Nauk, Niepołomice 2009.
- [6] Kotowski A.: *Dyskusja nad zaleceniami normy PN-EN 752 odnośnie zasad wymiarowania odwodnień terenów w Polsce*, VI Zjazd Kanalizatorów Polskich „POLKAN’07”, Łódź 6-7 grudnia 2007 r., Monografie Komitetu Inżynierii Środowiska PAN, vol. 46, 2007, s. 27÷37.
- [7] Kotowski A.: *O potrzebie dostosowania zasad wymiarowania kanalizacji w Polsce do wymagań normy PN-EN 752 i zaleceń Europejskiego Komitetu Normalizacji*, GWiTS, 6(LXXX), s. 20÷26.
- [8] Kaźmierczak B., Kotowski A.: *Analiza porównawcza wzorów na natężenie deszczy do projektowania kanalizacji*, Ogólnopolska Konferencja Naukowo-Techniczna pod patronatem Komitetu Inżynierii Środowiska Polskiej Akademii Nauk, „INFRAEKO 2009”, s. 101÷115.
- [9] Kotowski A., Kaźmierczak B.: *Ocena przydatności dotychczasowych wzorów na natężenie opadów deszczowych do projektowania odwodnień terenów w Polsce*, Gaz, Woda i Technika Sanitarna, nr 11/2009, s. 11÷17.
- [10] <http://maps.igipz.pan.pl>.
- [11] *ATV DVWK A-128: Richtlinie für die Bemessung und Gestaltung von Regenwasserentlastungen in Mischwasserkanälen*, 1992.
- [12] Imhoff K., Imhoff K.R.: *Kanalizacja miast i oczyszczanie ścieków. Poradnik*. Wydawn. Arkady, Warszawa 1996, s. 13, 42, 43.
- [13] Suligowski Z.: *Infrastruktura kanalizacyjna w gospodarce komunalnej*, Wydawn. Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 2006.
- [14] Hypiak J.: *Porównanie zasad wymiarowania kanalizacji ogólnospławnej w Polsce i w Niemczech na przykładzie zlewni miejskiej*, Rzeszów 2009 (praca niepublikowana).
- [15] Dąbrowski W.: *Strategia postępowania z przelewami burzowymi*, Gaz, Woda i Technika Sanitarna, nr 6, 2007.

---

## **ANALYSIS OF METHODOLOGY OF COMBINED SEWAGE SYSTEMS DIMENSIONING**

### **S u m m a r y**

The work presents a view referring to a necessity of verification a currently used methodology of evaluating of rainwater flow in sewerage. The methods of sewage system dimensioning used in Poland and Germany are compared to demonstrate, that using the limited intensity methods (by Błaszczyk's formula) leads to underrating computational flows. The effects of underestimating of rainwater flow led to a sewerage, have many negative consequences: economic, ecological and social as well.

*Złożono w Oficynie Wydawniczej w kwietniu 2010 r.*

Józef DZIOPAK  
Joanna HYPIAK  
Politechnika Rzeszowska

## **ANALIZA WPŁYWU PRZYROSTU POWIERZCHNI ZLEWNI NA POSZUKIWANĄ POJEMNOŚĆ ZBIORNIKA WIELOKOMOROWEGO**

W artykule dokonano analizy wpływu rozwoju zlewni zurbanizowanej, a przy tym rozbudowy systemu kanalizacyjnego, na poszukiwaną objętość zbiornika retencyjnego wielokomorowego. Przeprowadzono rozważania dotyczące możliwych scenariuszy rozwoju zlewni oraz symulację zmian wymaganej objętości zbiornika dla nowych warunków.

### **1. Wprowadzenie**

Projektowanie zbiorników retencyjnych jest procesem złożonym, wymagającym od projektanta modelowania wieloma parametrami oraz zdobycia wielu informacji, na podstawie których możliwe będzie szczegółowe scharakteryzowanie zlewni. Należy się także skupić na tych czynnikach, których zmiana w dłuższej perspektywie czasowej może w znacznym stopniu wpłynąć na zmianę objętości zbiornika retencyjnego. Szczególną uwagę należy zwrócić na jeden z komponentów systemu kanalizacyjnego znajdujących się na drodze przepływu ścieków, jakim jest oczyszczalnia ścieków. Stanowi ona element najbardziej wrażliwy na znaczne zmiany ilościowe i jakościowe dopływających ścieków. Istotne jest zapewnienie w miarę stałego dopływu, głównie z uwagi na te części obiektu, których działanie może zostać zaburzone poprzez wahania strumienia dopływających do oczyszczalni ścieków.

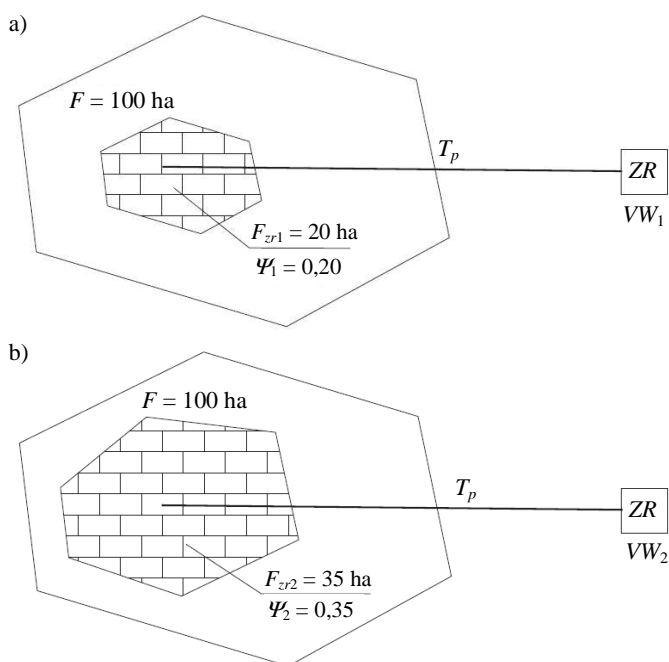
W artykule opisano wyniki podjętej przez autorów analizy zmienności w czasie istotnych elementów systemu kanalizacyjnego, parametrów projektowych oraz ich wpływu na wyznaczaną pojemność użytkową zbiornika retencyjnego.

### **2. Przyjęte warianty obliczeniowe**

Przedstawiona została analiza wpływu przyrostu powierzchni zredukowanej zlewni na poszukiwaną objętość zbiornika retencyjnego wielokomorowego. Przeprowadzono symulacje obliczeniowe, przyjmując różne scenariusze transformacji parametrów charakteryzujących zlewnię, które dały obraz najbardziej

prawdopodobnych zmian zachodzących w zlewni oraz ukazały oddziaływanie różnych czynników obliczeniowych na użytkową objętość zbiornika retencyjnego.

W jednym z przypadków obliczeniowych, w wyniku postępującej urbanizacji, w istniejącej zlewni tereny „zielone” i nieumocnione ustępują miejsca powierzchniom nieprzepuszczalnym, takim jak: parkingi, chodniki czy ścieżki rowerowe. Konsekwencją idącego w tym kierunku rozwoju jest intensywny wzrost uszczelnienia nawierzchni zlewni. W obliczeniach ujęto ten proces poprzez zwiększanie wartości współczynnika spływu powierzchniowego  $\psi$ . Ponieważ w rozważanym przypadku do istniejącej zlewni nie są dołączane dodatkowe tereny, założono, że czas trwania deszczu miarodajnego do projektowania sieci nie będzie ulegał zmianom. Sytuację nazywaną w dalszych rozważaniach wariantem I przedstawiono na rys. 1.



Rys. 1. Schemat zlewni ulegającej uszczelnieniu (wariant I): a) stan początkowy, b) zlewnia po wzroście uszczelnienia powierzchni;  $F$  – powierzchnia zlewni,  $F_{zr1}$  – początkowa powierzchnia zredukowana zlewni,  $F_{zr2}$  – powierzchnia zredukowana zlewni po wzroście uszczelnienia powierzchni,  $\psi_1$  – początkowy współczynnik spływu powierzchniowego,  $\psi_2$  – współczynnik spływu powierzchniowego po wzroście uszczelnienia powierzchni,  $T_p$  – czas dopływu ścieków do zbiornika retencyjnego,  $ZR$  – wielokomorowy zbiornik retencyjny,  $VW_1$  – wymagana objętość zbiornika wielokomorowego dla stanu początkowego,  $VW_2$  – wymagana objętość zbiornika wielokomorowego po wzroście uszczelnienia nawierzchni



Objętość zbiornika retencyjnego zależy nie tylko od zmiennych w czasie parametrów charakteryzujących zlewnię, ale głównie od współczynnika redukcji przepływu ścieków w zbiorniku  $\beta$ . Wraz ze wzrostem powierzchni uszczelnionej następuje zwiększenie odpływu deszczowego, co prowadzi do przyrostu strumienia ścieków odprowadzanych systemem kanalizacyjnym. Założenie to posłużyło za podstawę do przeprowadzenia analizy wpływu przyrostu powierzchni uszczelnionej na zmianę wielkości współczynnika redukcji przepływu  $\beta$  przy zachowaniu stałego odpływu ścieków ze zbiornika. Wraz ze zmianami w rozwijającej się zlewni zachodzą zmiany w parametrach miarodajnych do projektowania zbiornika, takich jak czas  $TMW$ .

Kolejny wariant rozważa przypadek, gdzie istniejący system kanalizacyjny jest powiększany o nowe zlewnie. W wariantcie obliczeniowym II analizuje się zatem wpływ zmienności wielkości powierzchni zredukowanej poprzez dołączanie nowych terenów do zlewni, a przez to wpływ zmienności czasu miarodajnego do projektowania sieci  $T_p$  na wymaganą użytkową objętość zbiornika. Całkowita powierzchnia uszczelniona nowego obszaru zależy od wielkości dołączonej powierzchni oraz od stopnia jej zurbanizowania. Przykład wariantu II przedstawiono na rys. 2.

Parametry obliczeniowe do wyznaczania objętości zbiorników retencyjnych dla sieci nowo projektowanych ustala się na dłuższy przedział czasowy i już na etapie projektowania należy uwzględnić zmiany, które mogą mieć miejsce w zlewni i znacząco wpłynąć na cały układ. Taka analiza zmniejsza prawdopodobieństwo wystąpienia zakłóceń w działaniu systemu kanalizacyjnego.

Rozważania dotyczące wpływu przyrostu powierzchni zredukowanej na poszukiwaną objętość zbiornika retencyjnego według wariantu I obejmują obliczanie pojemności obiektu dla założonej stałej powierzchni zlewni oraz dla zmiennego współczynnika spływu powierzchniowego  $\psi$ . Objętość zbiornika wielokomorowego obliczono ze wzorów (1) i (2), uwzględniając stosunek czasu miarodajnego do projektowania sieci  $T_p$  do czasu miarodajnego do projektowania zbiornika retencyjnego  $TMW$  [1]:

- dla  $TMW \geq T_p$

$$VW = (K_d \cdot TMW^{-n} - QO)(TMW - K_d^{-1} \cdot QO \cdot T_p \cdot TMW^n) \cdot 60 \quad (1)$$

- dla  $TMW < T_p$

$$VW = (K_d \cdot T_p^{-1} \cdot TMW^{1-n} - QO)(TMW - QO \cdot T_p^2 \cdot K_d^{-1} \cdot TMW^{n-1}) \cdot 60 \quad (2)$$

gdzie:  $VW$  – objętość zbiornika wielokomorowego [ $m^3$ ],

$K_d$  – parametr dopływu [ $m^3 \cdot s^{1-n}$ ],

$TMW$  – czas trwania deszczu miarodajny do obliczania objętości zbiorników wielokomorowych [min],

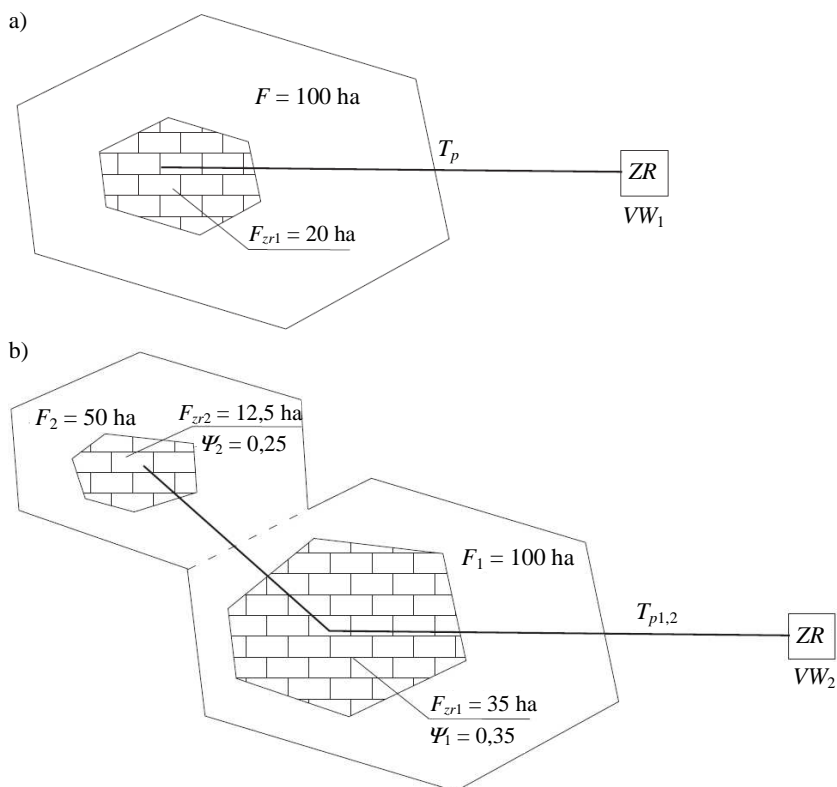
$QO$  – odpływ ścieków ze zbiornika [ $m^3/s$ ],

$T_p$  – czas trwania deszczu miarodajny do projektowania sieci [min].

Korzystając z opracowanych zależności [1], obliczono miarodajny czas  $TMW$ , krytyczny do wymiarowania zbiornika wielokomorowego, ze wzoru:

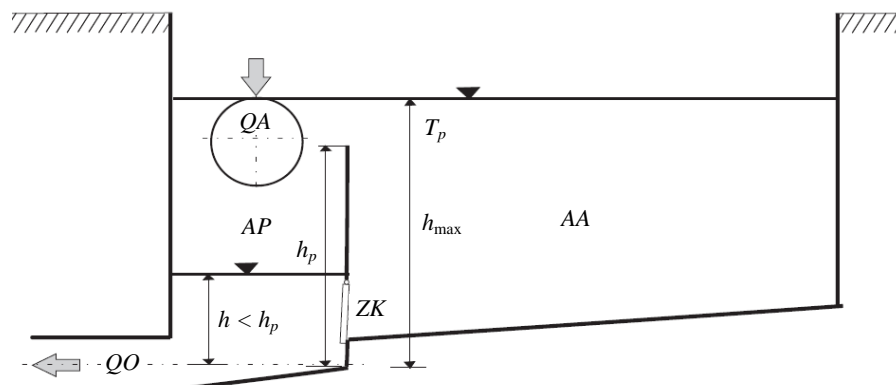
$$TMW = T_p \cdot \delta \quad (3)$$

gdzie  $\delta$  jest współczynnikiem przeliczeniowym do obliczania deszczu miarodajnego przy wymiarowaniu zbiorników wielokomorowych.



Rys. 2. Schemat zlewni z przyrostem powierzchni zlewni  $F$  oraz przyrostem powierzchni zredukowanej  $F_{zr}$  dla wariantu II: a) stan początkowy, b) zlewnia po przyłączeniu nowych powierzchni;  $F$  – początkowa powierzchnia zlewni,  $F_1$  – powierzchnia dołączonej zlewni,  $F_{zr1}$  – początkowa powierzchnia zredukowana zlewni,  $F_{zr2}$  – powierzchnia zredukowana dołączonej powierzchni,  $\Psi_1$  – początkowy współczynnik spływu powierzchniowego,  $\Psi_2$  – współczynnik spływu powierzchniowego dołączonej powierzchni,  $T_p$  – czas dopływu ścieków do zbiornika dla stanu początkowego,  $T_{p1,2}$  – całkowity czas dopływu ścieków do zbiornika po przyłączeniu do zlewni nowych powierzchni,  $ZR$  – wielokomorowy zbiornik retencyjny,  $VW_1$  – wymagana objętość zbiornika wielokomorowego dla stanu początkowego,  $VW_2$  – wymagana objętość zbiornika wielokomorowego po dołączeniu nowych zlewni

Przedmiotem obliczeń jest objętość grawitacyjnego zbiornika dwukomorowego (rys. 3.) według koncepcji przedstawionej w pracy [2].



Rys. 3. Schemat zbiornika retencyjnego dwukomorowego [2];  $QA$  – strumień ścieków dopływających do zbiornika,  $QO$  – strumień ścieków odpływających ze zbiornika,  $AP$  – komora przepływowa,  $AA$  – komora akumulacyjna,  $ZK$  – zawór klapowy otwierany do komory przepływowej  $AP$ ,  $h$  – chwilowe napełnienie w komorze przepływowej,  $h_{max}$  – wysokość maksymalnego napełnienia ścieków w zbiorniku,  $h_p$  – wysokość usytuowania korony przelewu

### 3. Analiza przypadków

Wariant I został ukazany jako klasyczny przypadek zlewni rozwijającej się, gdzie w wyniku procesów urbanizacyjnych dochodzi do uszczelniania nawierzchni, a przez to do zwiększenia strumienia ścieków deszczowych spływających siecią kanalizacyjną. W warunkach obliczeniowych sytuację tę ukazano poprzez zmianę wielkości (wzrost) współczynnika spływu powierzchniowego  $\psi$  przy zachowaniu stałej powierzchni zlewni. Obliczenia wykonano dla różnych powierzchni, równych kolejno 25 ha, 50 ha, 100 ha oraz 200 ha, przyjmując założenia jak w tab. 1. Wyznaczanie objętości zbiornika retencyjnego  $VW$  przeprowadzono, uwzględniając różne wartości współczynnika redukcji przepływu  $\beta$ , począwszy od 0,1, a kończąc na wartości równej 1,0.

Tabela 1. Założenia do obliczeń objętości  $VW$  zbiornika retencyjnego w zależności od wzrostu wielkości powierzchni zredukowanej

| $H$  | $C$    | $\psi$ | $F$  |    |     |     |
|------|--------|--------|------|----|-----|-----|
| [mm] | [lata] | -      | [ha] |    |     |     |
| 600  | 2      | 0,10   | 25   | 50 | 100 | 200 |
|      |        | 0,15   |      |    |     |     |
|      |        | ...    |      |    |     |     |
|      |        | 0,95   |      |    |     |     |
|      |        | 1,00   |      |    |     |     |

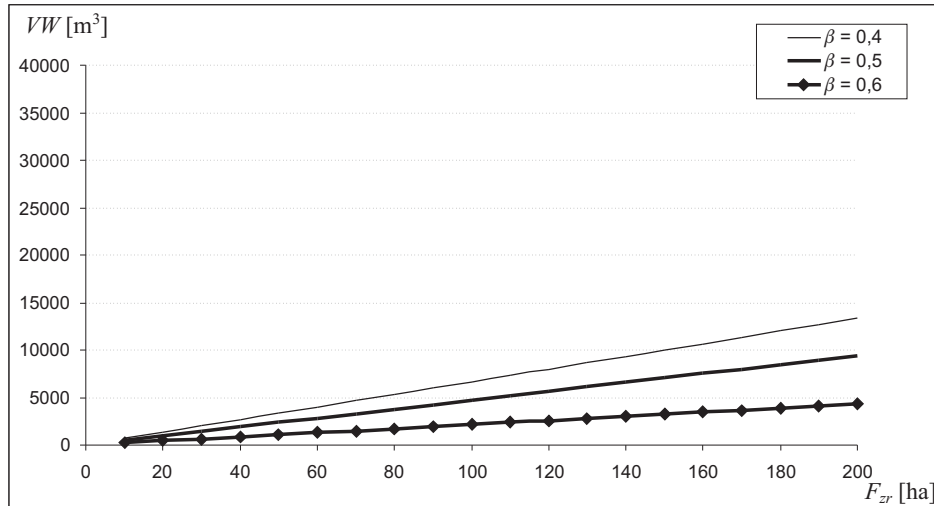
Wyniki obliczeń objętości zbiornika VW dla przykładowej 50-hektarowej zlewni zestawiono w tab. 2. Z uwagi na brak dopływów z nowych zlewni przyjęto, że czas miarodajny do projektowania sieci  $T_p$  pozostanie stały względem przyrostu powierzchni uszczelnionej.

Tabela 2. Zmiana odpływu ścieków ze zbiornika retencyjnego w zależności od przyrostu powierzchni uszczelnionej  $F_{zr}$  dla danych:  $H = 600$  mm i  $C = 2$  lata

| $F$  | $\psi$ | $F_{zr}$ | $T_p$ | $QA$                | $\beta$ | $QO$                | $TMW$ | $V$               |
|------|--------|----------|-------|---------------------|---------|---------------------|-------|-------------------|
| [ha] | -      | [ha]     | [min] | [m <sup>3</sup> /s] | -       | [m <sup>3</sup> /s] | [min] | [m <sup>3</sup> ] |
| 50   | 0,05   | 2,5      | 40    | 0,14                | 0,6     | 0,08                | 36,8  | 26                |
| 50   | 0,10   | 5,0      | 40    | 0,28                | 0,6     | 0,17                | 36,8  | 52                |
| 50   | 0,15   | 7,5      | 40    | 0,42                | 0,6     | 0,25                | 36,8  | 79                |
| 50   | 0,20   | 10,0     | 40    | 0,56                | 0,6     | 0,33                | 36,8  | 105               |
| 50   | 0,25   | 12,5     | 40    | 0,69                | 0,6     | 0,42                | 36,8  | 131               |
| 50   | 0,30   | 15,0     | 40    | 0,83                | 0,6     | 0,50                | 36,8  | 157               |
| 50   | 0,35   | 17,5     | 40    | 0,97                | 0,6     | 0,58                | 36,8  | 184               |
| 50   | 0,40   | 20,0     | 40    | 1,11                | 0,6     | 0,67                | 36,8  | 210               |
| 50   | 0,45   | 22,5     | 40    | 1,25                | 0,6     | 0,75                | 36,8  | 236               |
| 50   | 0,50   | 25,0     | 40    | 1,39                | 0,6     | 0,83                | 36,8  | 262               |
| 50   | 0,55   | 27,5     | 40    | 1,53                | 0,6     | 0,92                | 36,8  | 289               |
| 50   | 0,60   | 30,0     | 40    | 1,67                | 0,6     | 1,00                | 36,8  | 315               |
| 50   | 0,65   | 32,5     | 40    | 1,81                | 0,6     | 1,08                | 36,8  | 341               |
| 50   | 0,70   | 35,0     | 40    | 1,94                | 0,6     | 1,17                | 36,8  | 367               |
| 50   | 0,75   | 37,5     | 40    | 2,08                | 0,6     | 1,25                | 36,8  | 394               |
| 50   | 0,80   | 40,0     | 40    | 2,22                | 0,6     | 1,33                | 36,8  | 420               |
| 50   | 0,85   | 42,5     | 40    | 2,36                | 0,6     | 1,42                | 36,8  | 446               |
| 50   | 0,90   | 45,0     | 40    | 2,50                | 0,6     | 1,50                | 36,8  | 472               |
| 50   | 0,95   | 47,5     | 40    | 2,64                | 0,6     | 1,58                | 36,8  | 499               |
| 50   | 1,00   | 50,0     | 40    | 2,78                | 0,6     | 1,67                | 36,8  | 525               |

Jeżeli dochodzi do wzrostu powierzchni uszczelnionych, oznacza to nową sytuację w zlewni położonej powyżej zbiornika retencyjnego. Wraz z przyrostem powierzchni zredukowanej  $F_{zr}$ , który często następuje w wyniku postępującej urbanizacji terenów odwadnianych, dochodzi do zwiększenia strumienia ścieków dopływających do zbiornika retencyjnego. W rozważanym przykładzie sieć kanalizacyjna nie ulega rozbudowie, wobec czego czas  $T_p$ , a tym samym  $TMW$  w tym przypadku nie ulegają zmianie.

Zależność wpływu przyrostu powierzchni uszczelnionej na objętość zbiornika dla trzech różnych wielkości współczynnika redukcji strumienia ścieków  $\beta$  przedstawiono na rys. 4.



Rys. 4. Zależność objętości zbiornika retencyjnego  $VW$  od przyrostu powierzchni zredukowanej dla wariantu I przy zmiennej wartości odpływu  $QO$  dla danych:  $F = 200$  ha,  $H = 600$  mm i  $C = 2$  lata

Z uwagi na fakt, że odpływ ścieków ze zbiornika retencyjnego jest ustalany już w fazie projektowania obiektu, na podstawie pewnej stałej wartości współczynnika redukcji odpływu  $\beta$ , w nowych warunkach obliczeniowych wzrost strumienia dopływających ścieków może wpłynąć na zwiększenie odpływu  $QO$  ze względu na podtopienie kolektora dopływowego w wyniku przepełnienia zbiornika retencyjnego. Dla stałej wartości parametru  $\beta$  wymagana pojemność zbiornika retencyjnego zwiększa się liniowo w stosunku do wzrostu uszczelnienia nawierzchni, co ukazano na rys. 4. Podobne rezultaty otrzymano w wyniku badań symulacyjnych dla zbiornika grawitacyjno-pompowego na kanalizacji ogólnospławnej [3]. Grawitacyjny odpływ ze zbiornika retencyjnego najczęściej jest realizowany poprzez otwory z zaworami klapowymi, wobec czego przepustowość otworu wylotowego o danym przekroju poprzecznym będzie oscylować, w zależności od prędkości, wokół pewnej stałej wartości. Można zatem wnioskować, że projektowana dla określonych warunków przestrzeń retencyjna w dłuższej perspektywie czasowej stanie się niewystarczająca. W przypadku gdy ścieki odprowadzane są pompowo, rozwiązaniem problemu zwiększonego dopływu ścieków może być uruchomienie dodatkowych zespołów pompowych, które spowodują zwiększenie odpływu  $QO$  proporcjonalnie do wzrostu dopływu  $QA$ , ale pod warunkiem, że sieć poniżej zbiornika przyjmuje dodatkowe  $\Delta QO$ . Rozwiązanie to jednak może skutkować koniecznością rozbudowy oczyszczalni ścieków, z uwagi na zwiększoną ilość dopływających do niej ścieków.

Chcąc zachować stałą wartość odpływu  $QO$  ze zbiornika, należy już na etapie projektowania przeprowadzić symulację zmienności współczynnika  $\beta$

względem wzrostu strumienia dopływających ścieków  $QA$ , której wyniki zestawiono w tab. 3.

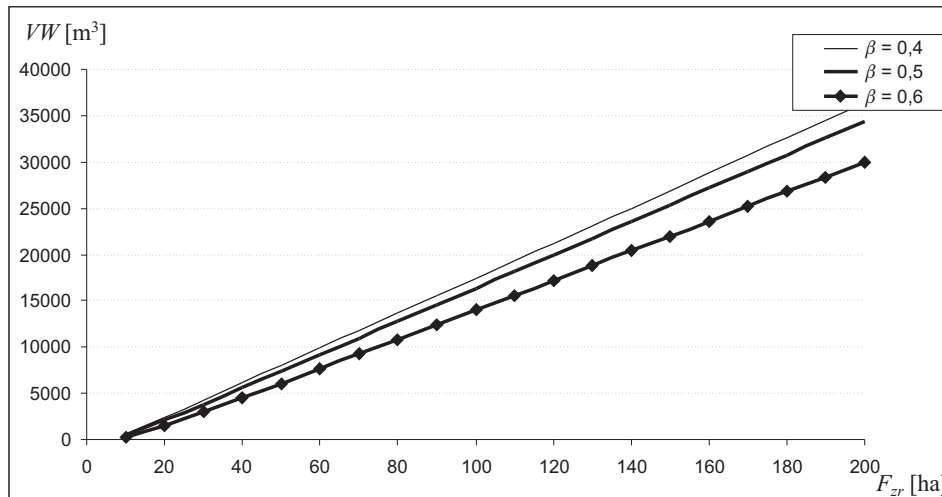
Tabela 3. Zmienność współczynnika redukcji  $\beta$  w zależności od przyrostu powierzchni uszczelnionej  $F_z$  przy zachowaniu stałego odpływu ze zbiornika dla danych:  $H = 600$  mm i  $C = 2$  lata

| $F$<br>[ha] | $\psi$<br>- | $F_z$<br>[ha] | $T_p$<br>[min] | $QA$<br>[m <sup>3</sup> /s] | $\beta$<br>- | $QO$<br>[m <sup>3</sup> /s] | $T_m$<br>[min] | $V$<br>[m <sup>3</sup> ] |
|-------------|-------------|---------------|----------------|-----------------------------|--------------|-----------------------------|----------------|--------------------------|
| 50          | 0,05        | 2,5           | 40             | 0,13                        | 0,40         | 0,05                        | 47,6           | 116                      |
| 50          | 0,10        | 5             | 40             | 0,25                        | 0,20         | 0,05                        | 101,8          | 465                      |
| 50          | 0,15        | 7,5           | 40             | 0,38                        | 0,13         | 0,05                        | 179,4          | 919                      |
| 50          | 0,20        | 10            | 40             | 0,51                        | 0,10         | 0,05                        | 261,4          | 1456                     |
| 50          | 0,25        | 12,5          | 40             | 0,64                        | 0,08         | 0,05                        | 347,8          | 2065                     |
| 50          | 0,30        | 15            | 40             | 0,76                        | 0,07         | 0,05                        | 434,8          | 2735                     |
| 50          | 0,35        | 17,5          | 40             | 0,89                        | 0,06         | 0,05                        | 571,4          | 3471                     |
| 50          | 0,40        | 20            | 40             | 1,02                        | 0,05         | 0,05                        | 714,3          | 4260                     |
| 50          | 0,45        | 22,5          | 40             | 1,14                        | 0,04         | 0,05                        | 952,4          | 5093                     |
| 50          | 0,50        | 25            | 40             | 1,27                        | 0,04         | 0,05                        | 952,4          | 5980                     |
| 50          | 0,55        | 27,5          | 40             | 1,40                        | 0,04         | 0,05                        | 952,4          | 6869                     |
| 50          | 0,60        | 30            | 40             | 1,52                        | 0,03         | 0,05                        | 1538,5         | 7865                     |
| 50          | 0,65        | 32,5          | 40             | 1,65                        | 0,03         | 0,05                        | 1538,5         | 8908                     |
| 50          | 0,70        | 35            | 40             | 1,78                        | 0,03         | 0,05                        | 1538,5         | 9951                     |
| 50          | 0,75        | 37,5          | 40             | 1,91                        | 0,03         | 0,05                        | 1538,5         | 10995                    |
| 50          | 0,80        | 40            | 40             | 2,03                        | 0,02         | 0,05                        | 2857,1         | 11932                    |
| 50          | 0,85        | 42,5          | 40             | 2,16                        | 0,02         | 0,05                        | 2857,1         | 13215                    |
| 50          | 0,90        | 45            | 40             | 2,29                        | 0,02         | 0,05                        | 2857,1         | 14499                    |
| 50          | 0,95        | 47,5          | 40             | 2,41                        | 0,02         | 0,05                        | 2857,1         | 15782                    |
| 50          | 1,00        | 50            | 40             | 2,54                        | 0,02         | 0,05                        | 2857,1         | 17066                    |

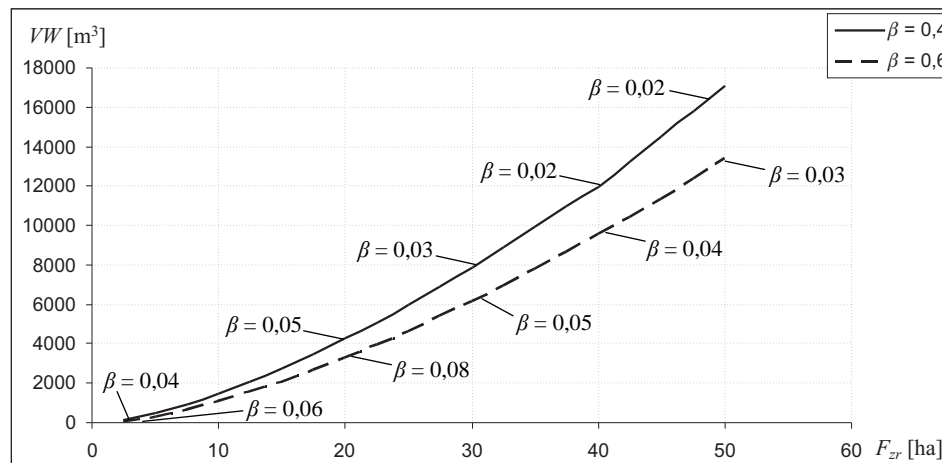
Zależność wpływu przyrostu powierzchni uszczelnionej na objętość zbiornika przy zachowaniu stałego odpływu ze zbiornika przedstawiono na rys. 5.

Projektując zbiornik na podstawie stałego stopnia redukcji przepływu ścieków, nie można zagwarantować, że wraz ze zmianą parametrów projektowych otrzymana pojemność obiektu będzie wystarczająca. Wyniki obliczeń zamieszczone w tab. 3. wskazują na to, że objętość zbiornika będzie się zwiększać. Początkowe założenie obliczeniowe o stałym  $\beta$  w dłuższej perspektywie czasowej okazuje się być jedynie pobożnym życzeniem i znacznie odbiega od początkowych ustaleń. Zależność objętości retencyjnej od powierzchni zredukowanej zlewni przedstawia się w tym przypadku w sposób nieliniowy, co zobrazowano na rys. 6.

Nieco inaczej wygląda rozkład wynikowych wartości obliczeniowych dla wariantu II, gdzie system ulega rozszerzeniu o nowe zlewnie, co przedstawiono w tab. 4. Dynamikę wzrostu objętości wraz z przyłączaniem do systemu kanalizacyjnego nowych zlewni przedstawiono na rys. 7.



Rys. 5. Zależność objętości zbiornika retencyjnego  $VW$  od przyrostu powierzchni zredukowanej dla wariantu I, przy zachowaniu stałego odpływu  $QO$  ze zbiornika dla danych:  $F = 200$  ha,  $H = 600$  mm i  $C = 2$  lata



Rys. 6. Zależność objętości zbiornika retencyjnego  $VW$  od przyrostu powierzchni zredukowanej dla wariantu I, przy zachowaniu stałego odpływu  $QO$  ze zbiornika dla danych:  $F = 50$  ha,  $H = 600$  mm i  $C = 2$  lata

Jeżeli do układu dołączane są nowe powierzchnie, powoduje to wydłużenie czasu dopływu ścieków do zbiornika. Zależność objętości  $VW$  od przyrostu powierzchni zlewni  $F$  układu się tutaj nieliniowo, co podkreśla zmienność parametrów projektowych w czasie eksploatacji systemu, a przez to dynamikę wzrostu wymaganej objętości. W rozważanym przypadku oprócz przyrostu powierzchni

Tabela 4. Zmiana odpływu ścieków ze zbiornika retencyjnego w zależności od przyrostu powierzchni zlewni  $F$  przy zmiennym współczynniku spływu  $\psi$  dla danych:  $H = 600$  mm i  $C = 2$  lata

| $F$  | $\psi$ | $F_x$  | $T_p$ | $q_{dm}$             | $QA$                 | $\beta$ | $QO$                | $T_m$ | $V$               |
|------|--------|--------|-------|----------------------|----------------------|---------|---------------------|-------|-------------------|
| [ha] | -      | [ha]   | [min] | [dm <sup>3</sup> /s] | [dm <sup>3</sup> /s] | -       | [m <sup>3</sup> /s] | [min] | [m <sup>3</sup> ] |
| 25   | 0,05   | 1,25   | 20    | 80,66                | 0,10                 | 0,6     | 0,06                | 18,5  | 15                |
| 50   | 0,10   | 5,00   | 40    | 50,81                | 0,25                 | 0,6     | 0,15                | 36,9  | 76                |
| 75   | 0,15   | 11,25  | 50    | 43,79                | 0,49                 | 0,6     | 0,30                | 46,2  | 184               |
| 100  | 0,20   | 20,00  | 60    | 38,78                | 0,78                 | 0,6     | 0,47                | 55,4  | 347               |
| 125  | 0,25   | 31,25  | 75    | 33,42                | 1,04                 | 0,6     | 0,63                | 69,3  | 584               |
| 150  | 0,30   | 45,00  | 90    | 29,59                | 1,33                 | 0,6     | 0,80                | 83,1  | 894               |
| 175  | 0,35   | 61,25  | 105   | 26,70                | 1,64                 | 0,6     | 0,98                | 97,0  | 1281              |
| 200  | 0,40   | 80,00  | 120   | 24,43                | 1,95                 | 0,6     | 1,17                | 110,8 | 1748              |
| 225  | 0,45   | 101,25 | 135   | 22,58                | 2,29                 | 0,6     | 1,37                | 124,7 | 2301              |
| 250  | 0,50   | 125,00 | 150   | 21,05                | 2,63                 | 0,6     | 1,58                | 138,5 | 2942              |
| 275  | 0,55   | 151,25 | 165   | 19,76                | 2,99                 | 0,6     | 1,79                | 152,4 | 3674              |
| 300  | 0,60   | 180,00 | 180   | 18,64                | 3,36                 | 0,6     | 2,01                | 166,2 | 4500              |
| 325  | 0,65   | 211,25 | 195   | 17,67                | 3,73                 | 0,6     | 2,24                | 180,1 | 5424              |
| 350  | 0,70   | 245,00 | 210   | 16,82                | 4,12                 | 0,6     | 2,47                | 193,9 | 6447              |
| 375  | 0,75   | 281,25 | 225   | 16,07                | 4,52                 | 0,6     | 2,71                | 207,8 | 7572              |
| 400  | 0,80   | 320,00 | 240   | 15,39                | 4,92                 | 0,6     | 2,95                | 221,6 | 8802              |
| 425  | 0,85   | 361,25 | 255   | 14,78                | 5,34                 | 0,6     | 3,20                | 235,5 | 10139             |
| 450  | 0,90   | 405,00 | 270   | 14,23                | 5,76                 | 0,6     | 3,46                | 249,3 | 11584             |
| 475  | 0,95   | 451,25 | 285   | 13,72                | 6,19                 | 0,6     | 3,72                | 263,2 | 13141             |
| 500  | 1,00   | 500,00 | 300   | 13,26                | 6,63                 | 0,6     | 3,98                | 277,0 | 14810             |

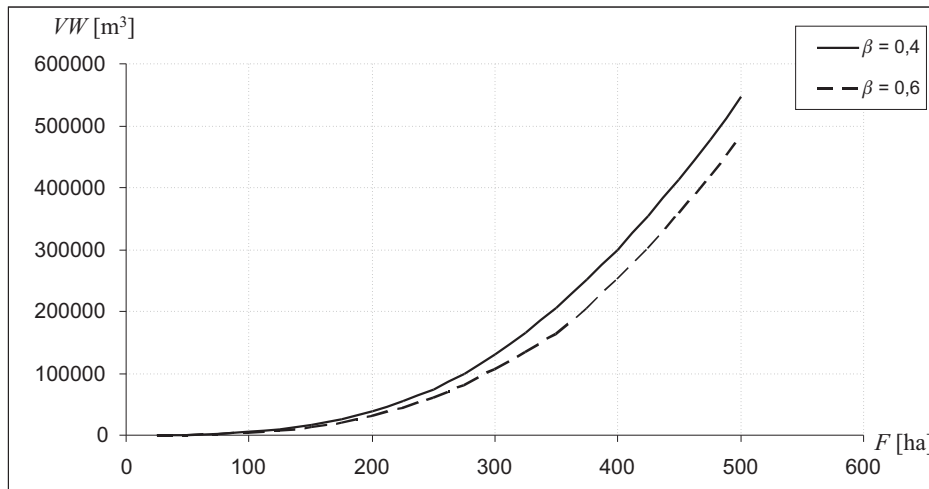
uszczelnionej obserwuje się wydłużenie czasu dopływu ścieków do zbiornika, a w konsekwencji czasu miarodajnego do projektowania zbiornika wielokomorowego  $TMW$ . Powoduje to wzrost wymaganej objętości w stosunku do przyrostu powierzchni uszczelnionej (rys. 8.) intensywniejszy od występującego w wariantcie I, gdzie powierzchnia zlewni była stała, a system kanalizacyjny nie uległ rozbudowie.

Projektowanie zbiornika retencyjnego jest zadaniem niezwykle złożonym. W tabeli 5. zestawiono wyniki obliczeń objętości jednostkowej według nomogramów Błaszczyka [4, 5] i porównano je z objętością uzyskaną w czasie prowadzonej przez autorów analizy, przypadającą na 1 ha powierzchni zredukowanej dla wybranych współczynników redukcji  $\beta$ .

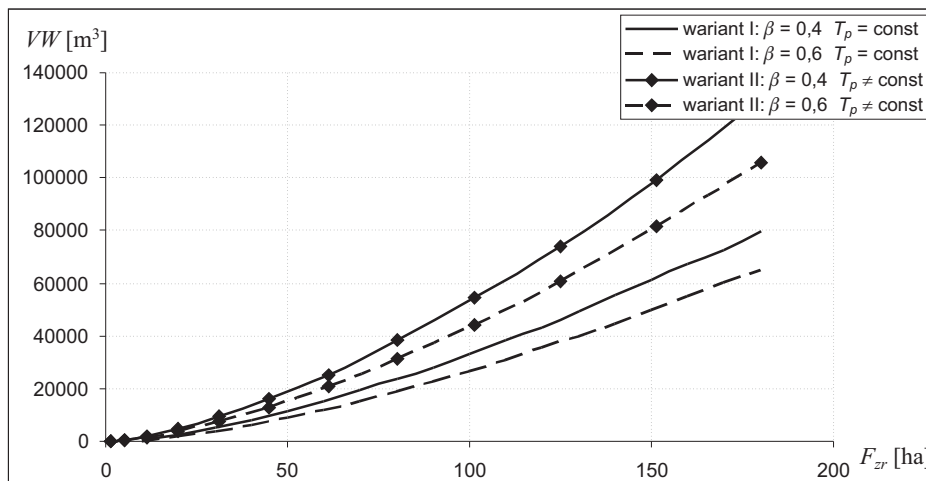
Podczas gdy nie ma istotnych różnic między wartościami objętości jednostkowych dla wariantu I, to w wariantcie II wyniki znacznie się od siebie różnią. Niewątpliwie ma na to wpływ zmiana czasu dopływu do zbiornika, gdy dołączane są do systemu nowe zlewnie. Jest to kolejny wniosek, który przemawia za



dokładną analizą powierzchni odwadniającej na etapie projektowania zbiornika retencyjnego.



Rys. 7. Zależność wymaganej objętości zbiornika  $VW$  od przyrostu powierzchni  $F$  dla zmiennego czasu przepływu  $T_p$  i przy zachowaniu stałej wartości odpływu  $QO$  dla wariantu II



Rys. 8. Zależność wymaganej objętości zbiornika  $VW$  od przyrostu powierzchni szczelnej  $F_{zr}$  przy zachowaniu stałej wartości odpływu  $QO$  dla wariantów I i II

Tabela 5. Porównanie objętości jednostkowych  $V_j$  otrzymanych przez autorów i objętości jednostkowych  $V_{jBL}$  wyznaczonych według Błaszczyka

| $F$  | $F_x$ | $V$               | $\beta$ | $V_j$                | $V_{jBL}$            |
|--|-------|-------------------|---------|----------------------|----------------------|
| [ha]   | [ha]  | [m <sup>3</sup> ] | -       | [m <sup>3</sup> /ha] | [m <sup>3</sup> /ha] |
| wariant I<br>$T_p = \text{const}, QO = \text{const}$     |       |                   |         |                      |                      |
| 200  | 10    | 8                 | 0,90    | 1                    | 2                    |
| 200  | 20    | 1034              | 0,44    | 52                   | 55                   |
| 200  | 30    | 2674              | 0,30    | 89                   | 70                   |
| 200  | 40    | 4656              | 0,22    | 116                  | 120                  |
| 200  | 50    | 6921              | 0,18    | 138                  | 150                  |
| 200  | 60    | 9429              | 0,15    | 157                  | 160                  |
| 200  | 70    | 12163             | 0,13    | 174                  | 165                  |
| 200  | 80    | 15085             | 0,11    | 189                  | 200                  |
| 200  | 90    | 18214             | 0,10    | 202                  | 200                  |
| wariant II<br>$T_p \neq \text{const}, QO = \text{const}$ |       |                   |         |                      |                      |
| 25   | 1,25  | 0,90              | 0       | 37                   | 1                    |
| 50   | 5     | 0,36              | 267     | 109                  | 60                   |
| 5  | 11,25 | 0,18              | 1183    | 175                  | 90                   |
| 100  | 20    | 0,12              | 3007    | 238                  | 150                  |
| 125  | 31,25 | 0,09              | 6019    | 299                  | 190                  |

#### 4. Podsumowanie

Projektowanie zbiornika wielokomorowego jest procesem niezwykle złożonym, wymagającym wielu przemyśleń i analiz, co potwierdzają przeprowadzone rozważania. Wraz z dołączaniem nowych obszarów do zlewni system kanalizacyjny zostaje obciążony większym strumieniem ścieków, przez co rosną wymagania dotyczące bezpieczeństwa, związane z ochroną przed przepełnieniem sieci i jej elementów. Z przeprowadzonych analiz wynika, że przyjmowanie w obliczeniach stałej wartości współczynnika redukcji przepływu  $\beta$  jest niestety idealistyczne. W przypadku wzrostu powierzchni zlewni bądź zwiększania się stopnia jej uszczelnienia następuje zwiększenie wymaganej objętości zbiornika retencyjnego. Sprawa staje się bardziej problematyczna, gdy dotyczy zbiornika uśredniającego, zlokalizowanego przed oczyszczalnią ścieków, która jako obiekt wrażliwszy w całym systemie na zmiany strumienia dopływających ścieków powinna mieć zapewniony w miarę ustabilizowany dopływ. Problem można rozstrzygnąć dwojako: albo dokonując rozbudowy oczyszczalni o kolejne linie technologiczne, albo rozbudowując zbiornik o kolejne komory, których obliczona dodatkowa objętość pozwoli na przetrzymanie ścieków dopływających z nowych zlewni.

Zbiorniki retencyjne należą do niezwykle kosztownych inwestycji, a ich projektowanie wymaga pełnej i wszechstronnej analizy aktualnej charakterystyki zlewni wraz z siecią kanalizacyjną. Projektant powinien mieć możliwość ciągłej współpracy z osobami odpowiedzialnymi za plany zagospodarowania przestrzennego miasta na najbliższe lata. Znając plany rozbudowy terenu skanalizowanego, można dokonywać bardziej realistycznych założeń projektowych, w przyszłości zaś spodziewać się określonych przyrostów dopływających ścieków. Możliwa jest wtedy również analiza zmienności najważniejszych parametrów projektowych. Całe postępowanie mogą w dużej mierze komplikować zmiany wprowadzane do planowanych inwestycji przez osoby odpowiedzialne za zagospodarowanie terenów należących do miasta.

Przewiduje się cykl artykułów dotyczących etapowania inwestycji kanalizacyjnych w zakresie możliwości rozbudowy zbiorników retencyjnych na sieciach kanalizacji ogólnospławnej oraz rozdzielczej.

## Literatura

1. Dziopak J.: Analiza teoretyczna i modelowanie wielokomorowych zbiorników kanalizacyjnych, Zakład Graficzny Politechniki Krakowskiej, Kraków 1992.
2. Dziopak J.: Modelowanie wielokomorowych zbiorników retencyjnych w kanalizacji, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2004.
3. Słyś D.: Retencja zbiornikowa i sterowanie dopływem ścieków do oczyszczalni, Komitet Inżynierii Środowiska PAN, Lublin 2009.
4. Błaszczak P. (red.): Zasady planowania i projektowania systemów kanalizacyjnych w aglomeracjach miejsko-przemysłowych i dużych miastach, Wydawn. Instytutu Kształtowania Środowiska, Warszawa 1983.
5. Kalinowski M.: Zasady projektowania zbiorników retencyjno-sedymentacyjnych ścieków deszczowych, Wydawn. Instytutu Ochrony Środowiska, Warszawa 1990.

## IMPACT ANALYSIS OF DRAINAGE AREA INCREASE ON VOLUME OF MULTI-CHAMBER STORAGE RESERVOIRS

### Summary

In the paper analysis of the impact of the development of an urban area on the volume of the multi-chamber storage reservoir have been made. The expansion of the sewerage system has been also taken into account. The authors have conducted considerations concerning the possible scenarios for the development of catchment area and simulated changes of the volume of storage reservoir required for the new conditions.

*Złożono w Oficynie Wydawniczej w listopadzie 2010 r.*

Piotr GĄSKA  
Politechnika Rzeszowska

## NAPRAWA FRAGMENTU DNA NIECKI SKŁADOWISKA ODPADÓW KOMUNALNYCH W KROŚNIE

W grudniu 2006 roku w okolicy podstawy wschodniej części skarpy odpadów stwierdzono występowanie ruchów masowych podłoża mineralnego skarpy oraz części skarpy odpadów. Grunt mineralny podłoża skarpy wraz z częścią bariery został wypiętrzony na wysokość ok. 3,0 m na obszarze ok. 40 x 8 m. Jako rozwiązanie naprawcze przewidziano wykonanie u podłoża wyprofilowanej skarpy odpadów (w miejscu zniszczonej bariery z grodziec stalowych) rowu o głębokości 0,75 m i wykonanie w nim wału przeciwspywowego z łu. Przed wałem z łu przewidziano odbudowę drenażu odcieków z rur drenarskich oraz kolektorów odprowadzających, łączonych na kielichy wydłużone.

### 1. Wprowadzenie

Konieczność dalszego składowania odpadów w dolnej (północnej) części składowiska odpadów komunalnych w Krośnie, o przestarzałej oraz miejscami uszkodzonej konstrukcji, wpłynęła na decyzję o modernizacji tej części składowiska, w celu dostosowania jej konstrukcji do aktualnych wymogów ochrony środowiska. W chwili rozpoczęcia prac projektowych związanych z modernizacją składowiska było ono w południowej i środkowej części wypełnione odpadami. Opracowanie projektowe obejmowało modernizację pustej (północnej) jego części oraz rekultywację części składowiska wypełnionego odpadami. Ze względu na nachylenie skarpy odpadów bliskie granicznemu zaprojektowano jej odpowiednie wyprofilowanie. Realizacja tego przedsięwzięcia (ze względu na braki finansowe na etapie modernizacji pustej części składowiska) została przez inwestora przesunięta na etap późniejszy.

W artykule skoncentrowano się na omówieniu zaprojektowanego i zamienionego rozwiązania bariery dla powierzchniowego spływu odcieków, istotnego elementu modernizowanego składowiska.

### 2. Awaria części niecki składowiska

Do chwili wystąpienia awarii wykonano główne elementy konstrukcji modernizowanej części składowiska [1], w tym odbudowanie obwałowania oraz bariery u podłoża skarpy odpadów dla powierzchniowego spływu odcieków

z wypełnionej części składowiska w kierunku części modernizowanej wraz z towarzyszącymi jej drenażami i kolektorami odprowadzającymi (rys. 1.). Usunięcie z modernizowanej części niecki odpadów oraz zanieczyszczonego odciekami gruntu mineralnego spowodowało podwyższenie skarpy odpadów o ok. 2,0 m.



ERROR: ioerror  
OFFENDING COMMAND: image

STACK:

Elżbieta HYCJAR  
Akademia Górniczo-Hutnicza  
Agnieszka PEKALA  
Politechnika Rzeszowska

## OPOKA ZE ZŁOŻA WĘGLA BRUNATNEGO „BEŁCHATÓW” A MOŻLIWOŚCI JEJ PRAKTYCZNEGO WYKORZYSTANIA

Górnictwo węgla brunatnego, z uwagi na odkrywkowy charakter eksploatacji, dostarcza wielu odmian kopalin skalnych i ceramicznych. Istnieje jednak problem związany z utylizacją niektórych kopalin, wynikający z braku rozpoznania możliwości ich praktycznego zastosowania. Przedmiotem prezentowanych badań są opoki występujące w złożu węgla brunatnego „Bełchatów”. W pracy przedstawiono ich charakterystykę mineralogiczno-petrograficzną oraz właściwości fizyko-mechaniczne. Pozwala to ocenić kopaliny jako interesujące pod względem surowcowym.

### 1. Wprowadzenie

Rozwój gospodarczy i cywilizacyjny nieodzownie związany jest z coraz większym zapotrzebowaniem na różnorodne surowce mineralne. Sytuacja ta wymusza konieczność poszukiwania nowych, alternatywnych źródeł ich pozyskiwania. Duże szanse w tym względzie daje górnictwo węgla brunatnego. Odkrywkowy charakter eksploatacji tej kopaliny wiąże się z koniecznością zdejmowania miększych osadów nadkładu, a także dodatkowo powoduje odsłonięcie skał podłoża. W złożu węgla brunatnego „Bełchatów” występują różnorodne kopaliny posiadające cenne właściwości surowcowe. Szczegółowo zostały rozpoznane, zarówno pod względem geologicznym, jak i surowcowym, jedynie skały nadkładu. Wiele z nich spełnia kryteria kopalin towarzyszących, a rzeczywistość niejednokrotnie potwierdziła możliwości ich praktycznego wykorzystania w różnorodnych technologiach [1]. Również w obrębie skał podłoża mezozoicznego występuje wiele ciekawych pod względem surowcowym kopalin, takich jak: wapień, margle, piaskowce, opoki, gezy czy diatomity. Udokumentowano też występowanie zróżnicowanych litologicznie osadów, określanych mianem zwietrzelin lub regolitów [2, 3]. Wyróżniono wśród nich opoki lekkie, brekcje osadowe oraz łą kaolinowe [4]. W przeciwieństwie do skał nadkładu skały podłoża do tej pory nie zostały poddane szczegółowym badaniom surow-

cowym – zostały tylko wstępnie rozpoznane w trakcie wykonywania robót geologicznych. Spośród wymienionych kopaliny jedynie wapnienie znajdują zastosowanie jako kruszywo drogowe. Wykonane w warunkach laboratoryjnych badania reaktywności względem  $\text{SO}_2$  sugerują, że mogą one również pełnić rolę sorbentów w suchych metodach obniżania emisji dwutlenku siarki w paleniskach elektrowni [5]. Wydaje się, że perspektywy gospodarczego wykorzystania dotyczą także opok.

Opoki należą do skał przejściowych pomiędzy skałami krzemionkowymi a węglanowymi [6]. W złożu „Bełchatów” ich obecność została odnotowana w strefie kontaktu osadów neogeńskich ze skałami mezozoicznego podłoża w kompleksach węglanowym oraz klastyczno-węglanowym [7]. Skały te odsłaniają się na brzegach Rowu Kleszczowa głównie w jego zachodniej części. Okruchy opok występują również w spągowej części osadów neogeńskich wśród utworów detrytycznych tworzących olistolity [8]. Opoki z Bełchatowa ze względu na właściwości mechaniczne zaliczono do utworów trudno urabialnych.

## 2. Materiał i metodyka badań

Materiał do badań stanowiły próbki opok pochodzące z południowego zbocza wykopu eksploatacyjnego Pola „Bełchatów” oraz z rdzeni wiertniczych wierceń piezometrycznych i rozpoznawczych wyprzedzających front eksploatacji w Polu Szczerców (rys. 1.). Łącznie pobrano 11 próbek, z czego 5 pochodziło ze skarpy eksploatacyjnej, 6 zaś z rdzeni wiertniczych.

Zastosowana metodyka badań objęła:

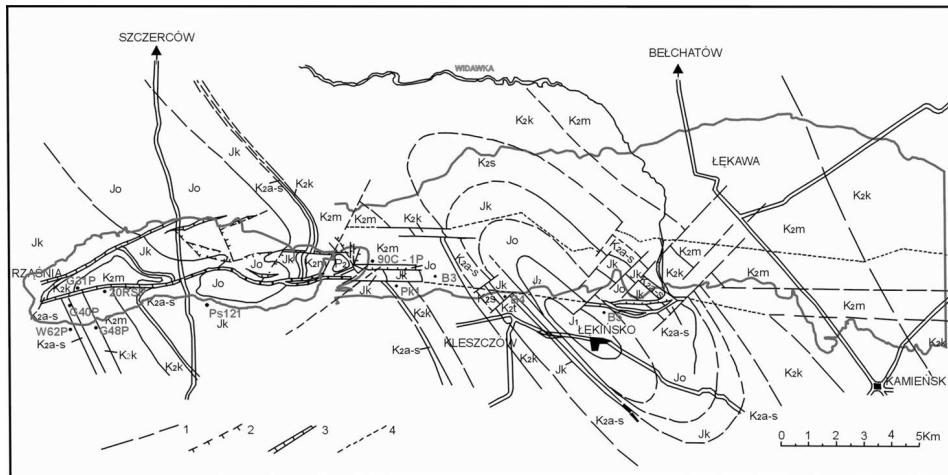
- obserwacje mikroskopowe w spolaryzowanym świetle przechodzącym i odbitym przy zastosowaniu mikroskopu Olympus BX-51,
- analizę katodoluminescencyjną przy użyciu aparatury firmy Cambridge Image Technology, model CCL 8200 mk3 oraz mikroskopu polaryzacyjnego Optiphot 2 firmy Nikon,
- dyfraktometrię rentgenowską przy wykorzystaniu dyfraktometru rentgenowskiego PHILIPS X"Pert z monochromatyzatorem refleksyjnym; dyfraktogramy interpretowano za pomocą programu identyfikacyjnego XRAYAN z bazą minerałów ICPDS [9],
- mikroskopię skaningową przy zastosowaniu mikroskopu elektronowego (SEM)FEI Quanta 200FEG z mikroanalizatorem rentgenowskim (EDX).

Wykonano również badania składu chemicznego opok metodą atomowej spektroskopii absorpcyjnej (ASA), przy wykorzystaniu spektrofotometru PHILIPS PU 9100Xi Camera SX-100 oraz atomowej spektroskopii emisyjnej z plazmą wzbudzoną indukcyjnie (ICP AES), przy użyciu spektrometru PLASMA 40.



Badania właściwości fizyko-mechanicznych opok objęły oznaczenia takich parametrów, jak:

- porowatość otwarta i całkowita oznaczona zgodnie z normą PN-EN 1936:2001 [10],
- wytrzymałość na ścislenie w stanie powietrzno-suchym, przeprowadzona zgodnie z wymaganiami normy PN-EN-1926:2001 [11],
- gęstości objętościowa i właściwa wykonywane zgodnie z normą PN-EN-1936:2001 [10],
- wilgotność oznaczona według normy PN-EN 1925:2001 [12],
- nasiąkliwość materiału kamiennego wykonana zgodnie z normą PN-EN 13755:2002 [13].



Rys. 1. Szkic geologiczny powierzchni podkenozoicznej rowu bełchatowskiego według S. Cieślińskiego i Z. Dąbrowskiej (1980) wraz z zaznaczonym miejscem opróbowania

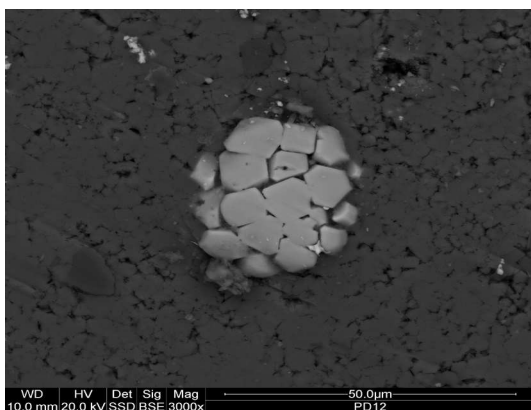
Na rysunku 1. przyjęto następujące oznaczenia: 1 – uskoki pewne i przypuszczalne, 2 – uskoki z kierunkiem zrzutu, 3, 4 – granice rowu, P2 – perm, cechsztyn, J1 – jura dolna-toark, J2 – jura środkowa: kelowa, baton, bajos; jura górna: Jo – oksford, Jk – kimeryd, kreda górna: K2a-s-alb, santon, K2t – turon, K2k – kampan, K2m-mastrycht, B3, G48P – przykładowe numery miejsc opróbowania.

### 3. Wyniki badań

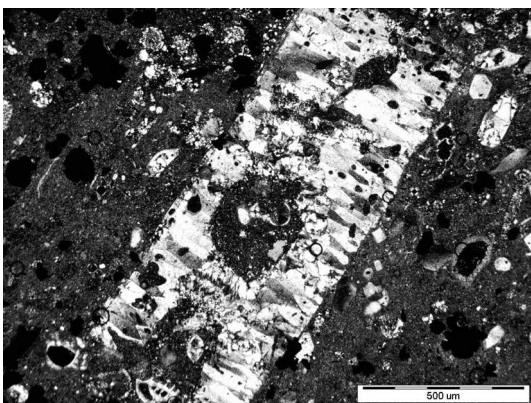
#### 3.1. Badania mineralogiczne

Opoki ze złożeń „Bełchatów” są skałami o strukturze mikrokrystaliczno-organogenicznej bądź mikrokrystaliczno-detrytycznej. Ich tekstura jest zbita,

z reguły beżładna. Tło skalne ma charakter węglanowo-krzemionkowy. Tworzy je kalcyt o mikrokrystalicznym wykształceniu z domieszką bezpostaciowego opalu. W tle skalnym występują liczne bioklasty o charakterze węglanowym, reprezentowane głównie przez skorupki otwornic, fragmenty mięczaków i szkarłupni. Lokalnie występują niewielkie nagromadzenia minerałów węglanowych, będące najprawdopodobniej pozostałościami po otwornicach aglutynujących, oraz igły gąbek, zbudowane z chalcedonu bądź opalu. Wśród materiału detrytycznego, oprócz bioklastów, zidentyfikowano ziarna kwarcu, glaukonitu, skaleń, minerałów ciężkich, głównie cyrkonu, a także relikty hydromuskowitu. W obrazach mikroskopowych zaobserwowano ponadto skupienia niewielkich kryształów pirytu (poniżej 0,05 mm) o idiomorficznych zarysach (rys. 2.).



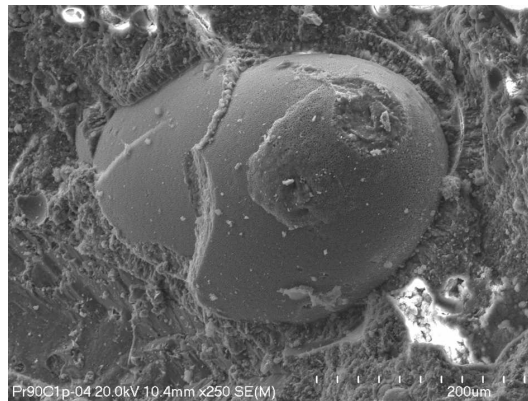
Rys. 2. Kryształy pirytu o zarysach idiomorficznych, SEM/EDX



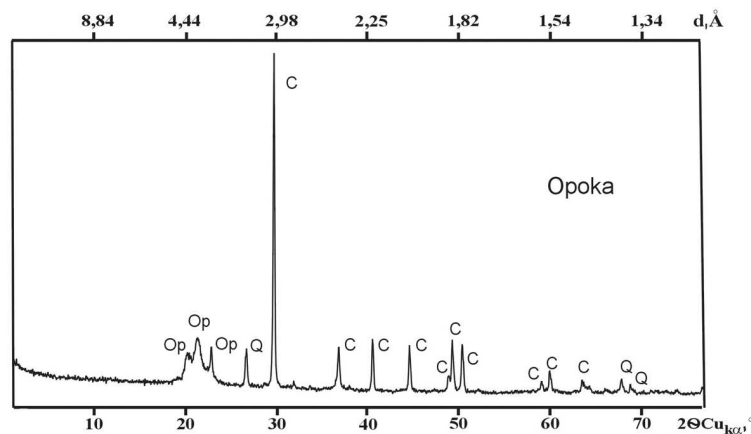
Rys. 3. Zastępowanie węglanów w szczątkach organicznych przez krzemionkę; światło przechodzące Xp

Opoki z Bełchatowa objęte zostały procesem silifikacji. Przejawem tego procesu jest zastępowanie minerałów węglanowych przez minerały z grupy  $\text{SiO}_2$ . Proces silifikacji najbardziej widoczny jest w obrębie szczątków organicznych (rys. 3.). Niskokrystaliczna krzemionka zastępuje kalcyt w bioklastach, jak

również wypełnia ich wnętrza. Proces silifikacji bioklastów nie powoduje zatarcia czy deformacji ich biogenicznej struktury, co sugeruje, że krzemionka krystalizowała z roztworu. Procesem silifikacji objęte zostało również tło skalne. Jednoznacznie świadczy o tym jego niebiesko-różowa barwa w analizie katodoluminescencyjnej [14]. Krzemionka krystalizuje ponadto w różnego rodzaju pustkach skalnych, powstałych w wyniku zjawisk krasowych czy procesów tektonicznych, zabliźnia pęknięte bioklasty oraz ziarna kwarcu detrytycznego (rys. 4.).



Rys. 4. Pęknięte ziarno kwarcu zabliźnione krzemionką SEM/EDX



Rys. 5. Dyfraktogram opoki ze strefy kontaktu trzeciorzęd–mezozoik w złożu „Bełchatów” (próbka 90C-1P); C – kalcyt, Op – opal typu CT (kryształitowo-trydymitowy), Q – kwarc

Minerały z grupy krzemionki biorące udział w procesie silifikacji reprezentowane są przez chalcedon oraz opal typu CT (cristobalitowo-trydymitowy) (rys. 5.). Chalcedon wykształcony jest w postaci krótkich włókien tworzących skupienia o budowie promienistej, pozorujących drobnoziarnistą mozaikę.

### 3.2. Badania chemiczne

Z przedstawionego w tab. 1. uśrednionego składu chemicznego opok pochodzących ze strefy kontaktu osadów trzeciorzędowych ze skałami mezozoicznego podłoża w złożu „Bełchatów” wynika, że ich dominującym składnikiem jest krzemionka [15]. Zawartość SiO<sub>2</sub> w badanych skałach zawiera się w przedziale od 40,20 do 66,90% wagowych i wynosi średnio 49,33% wagowych. Wartości te należy traktować jako wysokie. Dla porównania zawartość krzemionki w opokach wieku kredowego z okolic Łodzi ze złóż Roźniatów i Poddębice zawiera się w przedziale 30,49-32,0% wagowych. [16]. Zawartość CaO wynosi od 16 do 30,5% wagowych przy średnim udziale 24% wagowych.

Tabela 1. Skład chemiczny opok pochodzących ze strefy kontaktu trzeciorzęd–mezozoik w złożu węgla brunatnego „Bełchatów”

| Składnik chemiczny             | Zawartość, % wagowy |            |         |
|--------------------------------|---------------------|------------|---------|
|                                | minimalna           | maksymalna | średnia |
| SiO <sub>2</sub>               | 40,20               | 66,90      | 49,33   |
| TiO <sub>2</sub>               | –*                  | 0,22       | 0,06    |
| Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | 0,72                | 4,50       | 3,10    |
| Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | 0,59                | 1,68       | 0,90    |
| CaO                            | 16,00               | 30,5       | 25,14   |
| MgO                            | 0,13                | 1,99       | 0,40    |
| MnO                            | 0,004               | 0,02       | 0,01    |
| Na <sub>2</sub> O              | 0,050               | 0,12       | 0,07    |
| K <sub>2</sub> O               | –*                  | 0,70       | 0,43    |
| P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>  | 0,003               | 0,09       | 0,03    |

\* zawartość poniżej granicy wykrywalności.

### 3.3. Badania fizyko-mechaniczne

Wyniki badań mineralogiczno-chemicznych analizowanych skał pozwoliły na podjęcie próby wykazania możliwości ich praktycznego zastosowania. Wydaje się, że perspektywy takie są stymulowane głównie ilością i charakterem fazowym obecnych w nich minerałów z grupy SiO<sub>2</sub>. Występowanie w opokach krzemionki w formie opalowo-chalcedonowej wpływa korzystnie na możliwości ich zastosowania m.in. w produkcji cementu portlandzkiego jako składnik klinieru [17].

W tabeli 2. przedstawiono wartości parametrów fizyko-mechanicznych oznaczonych dla opok wieku górnokredowego, pochodzących ze złoża węgla brunatnego „Bełchatów” oraz z nagromadzeń z terenu niecki mogileńsko-łódzkiej, takich jak: Roźniatów i Poddębice. Z przedstawionych danych wynika, że opoki z Bełchatowa charakteryzują się znacznie większą wytrzymałością mechaniczną oraz gęstością pozorną. Posiadają natomiast niższą porowatość

całkowitą i nasiąkliwość [18]. Odmienne wartości wymienionych parametrów związane są z procesem silifikacji, któremu podlegały opoki z Bełchatowa.

Tabela 2. Parametry fizyko-mechaniczne opok ze strefy kontaktu trzeciorzęd–mezozoik w złożu węgla brunatnego „Bełchatów”

| Parametry fizyko-mechaniczne                 | Opoki z Bełchatowa | Opoki z niecki mogileńsko-lódzkiej* |
|--|--------------------|-------------------------------------|
| Gęstość pozorna, g/cm <sup>3</sup>           | 1,89÷1,97          | 1,3÷1,5                             |
| Gęstość właściwa, g/cm <sup>3</sup>          | 2,45÷2,47          | brak danych                         |
| Porowatość całkowita, % obj.                 | 22,5÷24,3          | 44,4÷50,7                           |
| Wilgotność, % wagowy                         | 1,5÷1,9            | brak danych                         |
| Nasiąkliwość, % wagowy                       | 10,98÷10,92        | 28,7÷35,1                           |
| Wytrzymałość na ściskanie, MPa<br>– na sucho | 49÷52              | 18,2÷26,8                           |

\* ze złóż Roźniatów i Poddębice, według danych S. Kozłowskiego (1986)

Badane skały ze względu na niskie parametry wytrzymałościowe nie nadają się do budowy dróg i obiektów inżynierskich o długotrwałym okresie eksploatacji. Niemniej jednak pokruszony materiał skalny mógłby być wykorzystany do utwardzania podłoża dróg i placów remontowych funkcjonujących najwyżej kilka miesięcy. Szacunkowe zasoby opok zalegające w skarpach odkrywki, które mogłyby zostać selektywnie wyeksploatowane ze złoża „Bełchatów”, wynoszą kilka milionów ton. Biorąc pod uwagę zdolności wydobywcze kopalni, eksploatację opok można szacować na poziomie 100÷150 m<sup>3</sup>/rok [19].

#### 4. Podsumowanie

Opoki występujące w złożu węgla brunatnego „Bełchatów”, ze względu na ich właściwości mechaniczne, a przede wszystkim na wysoką twardość i zwięzłość, określane są mianem utworów trudno urabialnych. Wzrost twardości i zwięzłości tych skał jest wynikiem procesu silifikacji. Proces ten należy łączyć przede wszystkim z przemianami późnodiagenetycznymi i migracją roztworów bogatych w krzemionkę. Źródłem krzemionki mogły być wody meteoryczne. W paleogenie miała bowiem miejsce przerwa sedymentacyjna. Skały mezozoiczne, w tym również osady górnej kredy, uległy intensywnej penepłenizacji, która doprowadziła do niemal zupełnego zrównania obszaru. Źródłem krzemionki w procesie silifikacji należy również upatrywać w przemianach diagenetycznych, zachodzących w osadach zalegających w bezpośrednim sąsiedztwie opok. Były nimi m.in. trzeciorzędowe skały ilaste występujące w obrębie serii powęglowej. Z iłów w procesie kompaktacji mechanicznej wyciskana była woda bogata w krzemionkę. Niewielkie ilości krzemionki mogły także pochodzić z transformacji materiału terygenicznego, obecnego w obrębie tła skalnego opok, głównie

skaleni. Świadczą o tym kolumnowe agregaty kaolinitu, które powszechnie są uznawane jako wynik wietrzenia glinokrzemianów.

Proces silifikacji opok, interesujący z poznawczego punktu widzenia, ma także aspekt praktyczny. Tak duża zawartość krzemionki nie pozostaje bez wpływu na ich parametry wytrzymałościowe. Istnieją realne przesłanki, aby opoki traktować jako potencjalne źródło surowców. Aspekt ten wymaga jednak poszerzenia dotychczasowych prac badawczych.

Praca powstała w ramach działalności statutowej Katedry Mineralogii, Petrografii i Geochemii AGH (numer umowy 11.11.140.158).

## Literatura

- [1] Ratajczak T., Hycnar E., Jończyk W.: Złoże węgla brunatnego Bełchatów a problem eksploatacji surowców skalnych i ceramicznych, Biuletyn Państwowego Instytutu Geologicznego, nr 429, Warszawa 2008, s. 157+161.
- [2] Cieśliński S., Dąbrowska Z.: Budowa podłoża trzeciorzędu oraz stratygrafia permu i mezozoiku w rowie bełchatowskim, Przewodnik LII Zjazdu Polskiego Towarzystwa Geologicznego, Bełchatów, Wydawn. Geologiczne, Warszawa 1980.
- [3] Ratajczak T., Kosk I., Pabis J.: Osady zwietrzelinowe ze strefy kontaktowej trzeciorzęd mezozoik w złożu węgla brunatnego „Bełchatów” – ich litologia, charakter surowcowy i możliwości wykorzystania, Wydawn. PAN, Kraków 2002.
- [4] Gilarska A., Hycnar E.: Wpływ procesów wietrzenia na charakter mineralogiczno-petrograficzny skał ze strefy kontaktu trzeciorzęd–mezozoik w złożu węgla brunatnego Bełchatów, Górnictwo Odkrywkowe, XLIX, nr 7, Wrocław 2007, s. 24+29.
- [5] Hycnar E., Gilarska A., Sikorska M.: Wapienie ze strefy kontaktu trzeciorzęd–mezozoik w złożu węgla brunatnego Bełchatów (pole Szczerców) i możliwości ich wykorzystania jako sorbentów do obniżania emisji dwutlenku węgla, Górnictwo Odkrywkowe, XLIX, nr 7, Wrocław 2007.
- [6] Manecki A., Muszyński A. (red.): Przewodnik do petrografii, Wydawn. AGH, Kraków 2008.
- [7] Ratajczak T., Szewczyk E., Muszyński M., Wyszomirski P.: Wstępne wyniki badań utworów krzemionkowych ze strefy kontaktowej trzeciorzęd–mezozoik w złożu węgla brunatnego w Bełchatowie, Górnictwo Odkrywkowe, nr 39(1+2), 2001.
- [8] Biernat S.: Problem tektoniki i morfologii stropu mezozoiku między Bełchatowem a Działoszynem, Kwartalnik Geologiczny, nr 12, z. 2, 1968.
- [9] Diduszko R., Marciniak H.: XRAYAN – program do rentgenowskiej analizy fazowej, Warszawa 1995.
- [10] PN-EN 1936:2001: Metody badań kamienia naturalnego. Oznaczanie gęstości objętościowej oraz całkowitej i otwartej porowatości.
- [11] PN-EN-1926:2001: Metody badań kamienia naturalnego. Oznaczenie wytrzymałość na ściskanie w stanie powietrzno-suchym.
- [12] PN-EN 1925:2001: Metody badań kamienia naturalnego. Oznaczanie współczynnika nasiąkliwości kapilarnej.

- [13] PN-EN 13755:2002: Metody badań kamienia naturalnego. Oznaczanie nasiąkliwości przy ciśnieniu atmosferycznym.
- [14] Sikorska M.: Badania katodoluminescencyjne minerałów, Wydawn. PIG, Warszawa 2005.
- [15] Gilarska A., Stachura E.: Charakterystyka mineralogiczno-petrograficzna skał krzemionkowych ze strefy kontaktu trzeciorzęd–mezozoik w złożu węgla brunatnego „Bełchatów”, Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, seria: Górnictwo, nr 269, 2005, s. 97÷107.
- [16] Kozłowski S.: Surowce skalne Polski, Wydaw. Geologiczne, Warszawa 1986, s. 216÷222.
- [17] Tchórzowska D., Piekarski K.: Opoka – nowym surowcem dla przemysłu cementowego, Przegląd Geologiczny, t. 19, nr 1, 1971, s. 7÷9.
- [18] Stachura E., Gilarska A.: Charakter mineralogiczno-petrograficzny a własności surowcowe skał krzemionkowych ze strefy kontaktu trzeciorzęd–mezozoik w Złożu Węgla Brunatnego „Bełchatów”, XXIX Sympozjum „Geologia Formacji Węglonośnych Polski”, Kraków 2006.
- [19] Wiśniewski W.: Zagospodarowanie kopalni towarzyszących w złożu węgla brunatnego Bełchatów, Górnictwo Odkrywkowe, nr 1, Wrocław 2000.

## **THE OPOKA FROM LIGNITE DEPOSIT „BEŁCHATÓW” AND POSSIBILITIES OF HER PRACTICAL USE**

### **S u m m a r y**

The mining of lignite with attention on opencast character of exploitation delivers many changes of rocky and ceramic materials. Connected with utilization of some of them problem exists to today, resulting with lack of recognition of possibility their practical use. The opokas occurring in the lignite deposit „Bełchatów” are the object of presented studies. In study was showed detailed mineralogical – petrographic analysis. Mineral and chemical composition as well as physical – mechanical properties of these rocks seem to be interesting under raw material regard.

*Złożono w Oficynie Wydawniczej w maju 2010 r.*

Joanna HYPIAK  
Politechnika Rzeszowska

## KONCEPCJA ZBIORNIKA INFILTRACYJNO- -RETENCYJNEGO ŚCIEKÓW DESZCZOWYCH Z KOMORĄ OSADOWĄ

W pracy zaprezentowano koncepcję zbiornika infiltracyjno-retencyjnego oraz możliwości jego zastosowania. Przedstawiono podstawy wymiarowania urządzenia oraz zwrócono uwagę na ograniczenia związane z projektowaniem obiektów odciążających sieć. Podkreślona została złożoność funkcjonowania zbiornika ze względu na wykorzystane w nim procesy.

### 1. Wprowadzenie

Intensywny rozwój rozwiązań urządzeń do retencji wód opadowych stwarza ogromne możliwości sterowania przepływem ścieków w sieci kanalizacyjnej oraz dopływem do oczyszczalni. Wraz ze wzrostem ilości ścieków deszczowych, wynikającym z postępującej urbanizacji, a także z przyłączania do istniejących sieci kanalizacyjnych ścieków z nowych obszarów, dąży się do tworzenia systemów, które umożliwią zachowanie zamkniętego obiegu wody w obrębie danej zlewni. Szczególnie popierane są rozwiązania wykorzystujące naturalne procesy infiltracji do gruntu, a także oczyszczające właściwości powierzchniowych warstw gruntu „ożywionego” [1].

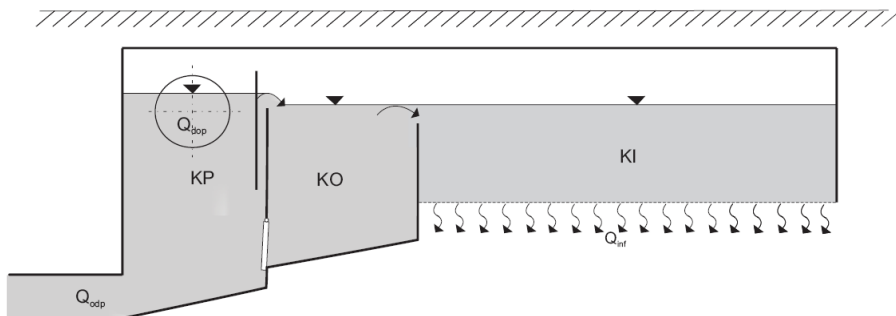
W pracy przedstawiono koncepcję urządzenia do retencji wód opadowych, które dzięki zastosowaniu następujących po sobie komór: przepływowej, oczyszczającej oraz infiltracyjnej, umożliwia wykorzystanie wielu procesów, w tym sedymentacji, flotacji i infiltracji do gruntu. Pozwalają one na zatrzymanie zawieszin i lżejszych zanieczyszczeń w urządzeniu przed wprowadzeniem wód opadowych do gruntu, bez potrzeby instalowania przed zbiornikiem urządzeń separujących.

### 2. Funkcje i budowa zbiornika

Ogólną koncepcję zbiorników retencyjnych z możliwością rozsączenia części ścieków opadowych do gruntu oraz zakres ich stosowania przedstawiono w pracy [2]. Klasyczny zbiornik infiltracyjno-retencyjny z podczyszczaniem ścieków opadowych stanowi połączenie trzech komór, gdzie każda spełnia od-

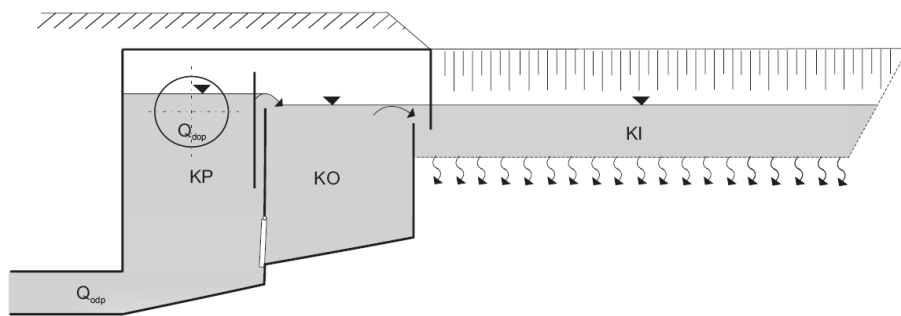


rębną rolę (rys. 1.). Zbiornik tego typu może stanowić budowlę podziemną. Teren nad zbiornikiem może być wówczas użytkowany. Wadą tego wariantu jest brak wpływu aktywnej warstwy biologicznej na infiltrujące do gruntu ścieki.



Rys. 1. Schemat zbiornika infiltracyjno-retencyjnego z komorą oczyszczającą;  $Q_{dop}$  – ścieki dopływające do zbiornika,  $Q_{odp}$  – ścieki odpływające ze zbiornika,  $Q_{inf}$  – natężenie ścieków infiltrujących do gruntu,  $KP$  – komora przepływowa,  $KO$  – komora osadowa,  $KI$  – komora infiltracyjna, na podstawie [2]

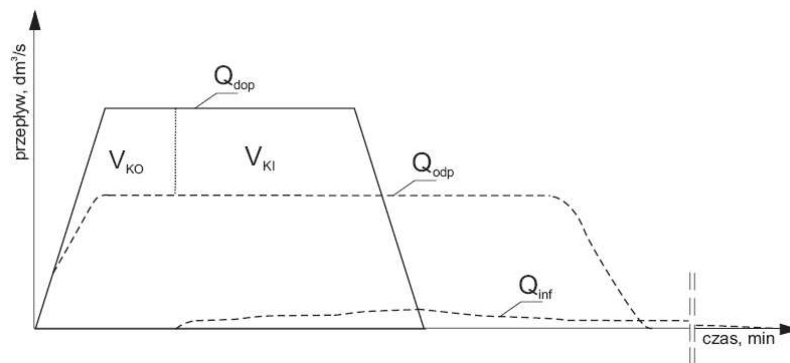
Inną opcją konstrukcji zbiornika jest zaprojektowanie komory infiltracyjnej jako otwartej, co pozwoli na dodatkowe oczyszczanie ścieków w wyniku przemian biologicznych w warstwie ożywionego gruntu (rys. 2.). Ponadto otwarta konstrukcja komory z pojemnością retencyjną ( $KI$ ) znacznie ułatwi dostęp do powierzchni filtracyjnej, przez co uprości wszelkie zabiegi eksploatacyjne. Powierzchnia otwartej komory infiltracyjnej może stanowić atrakcyjny teren rekreacyjny. W praktyce jednak wkomponowanie otwartego obiektu w terenie już zabudowanym często jest niemożliwe, co związane jest z dostępnością terenu czy wzrostem cen gruntów. Otwarte obiekty wykorzystujące naturalne procesy wsiąkania do gruntu w procesie jego opróżniania powinny stanowić kierunek rozwoju dla przyszłych rozwiązań.



Rys. 2. Schemat zbiornika infiltracyjno-retencyjnego z komorą osadową i otwartą komorą infiltracyjną; opisy przyjęte jak na rys. 1., na podstawie [2]

Konstrukcja dna komory z pojemnością retencyjną ( $KI$ ) umożliwia rozsadzenie pewnej ilości ścieków. Poprzedzająca ją komora osadowa ( $KO$ ) ma za zadanie zatrzymanie zawiesiny w procesie sedymentacji, komora przepływowa ( $KP$ ) pełni zaś rolę sterującą w procesie napełniania poszczególnych komór. Manewrując wysokością położenia krawędzi przelewu międzykomorowego, można także wykorzystać rezerwy retencyjne kanału dopływowego. Połączenie w jednym urządzeniu procesów retencji (kanałowej i zbiornikowej), podczyszczania ścieków (sedymentacja w komorze oczyszczającej) oraz infiltracji powoduje zwiększenie funkcjonalności zbiornika oraz poszerza zakres jego zastosowań.

Wymiarowanie obiektu polega na wyznaczeniu pojemności zbiornika na podstawie hydrogramu dopływu oraz zakładanej funkcji odpływu ścieków w kierunku oczyszczalni oraz funkcji procesu infiltracji do gruntu (rys. 3.). Przebieg zmiennej objętości urządzenia w czasie będzie przedstawiał się podobnie dla różnych odmiennych kształtów hydrogramów dopływu ścieków do zbiornika.



Rys. 3. Hydrogram opisujący funkcjonowanie zbiornika infiltracyjno-retencyjnego z komorą osadową;  $V_{KO}$  – pojemność komory osadowej,  $V_{KI}$  – pojemność komory infiltracyjnej, na podstawie [2]

Określając objętość rozważanego obiektu, należy uwzględnić wpływ infiltracji na wymiarowanie komory infiltracyjnej. Wobec tego ogólne równanie bilansu przepływu ścieków będzie przedstawiać się następująco:

$$dV = Q_{dop}(t) dt - Q_{odp}(t) dt - Q_{inf}(t) dt \quad (1)$$

gdzie:  $Q_{dop}(t)$  – zmienny w czasie dopływ ścieków do zbiornika,  $\text{dm}^3/\text{s} \cdot \text{ha}$ ,  
 $Q_{odp}(t)$  – natężenie odpływu ścieków do kanalizacji,  $\text{dm}^3/\text{s} \cdot \text{ha}$ ,  
 $Q_{inf}(t)$  – natężenie ścieków infiltrujących do gruntu,  $\text{dm}^3/\text{s} \cdot \text{ha}$ .

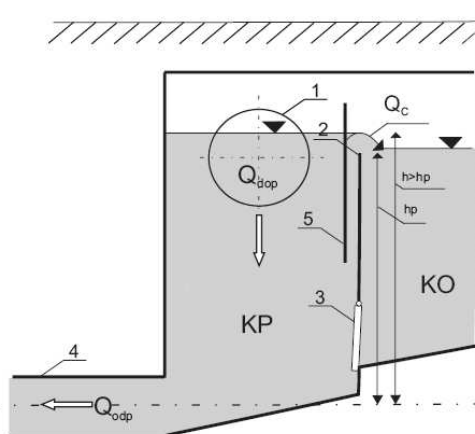
Podobnie powinna zostać zmodyfikowana zależność do obliczania współczynnika redukcji przepływu:

$$\beta = \frac{Q_{odp} + Q_{inf}}{Q_{dop}} \quad (2)$$

gdzie  $\beta$  jest współczynnikiem redukcji strumienia objętości przepływu ścieków.

### 3. Modelowanie komory przepływowej

Podobnie jak w rozwiązaniach zbiorników retencyjnych wielokomorowych [3÷5], komora przepływowa *KP*, która poprzedza kolejne komory akumulacyjne, stanowi połączenie kanałów dopływowego – umiejscowionego w górnej części komory, oraz odpływowego – usytuowanego w przydennej części (rys. 4.). Po jej napełnieniu następuje przelewanie się ścieków przez krawędź przelewu do komory osadowej. Podstawy wymiarowania komory przepływowej w zbiornikach o różnych układach hydraulicznych przedstawiono szczegółowo w pracach [4, 6].



Rys. 4. Schemat komory przepływowej *KP*, na podstawie [6]

Na rysunku 4. przyjęto następujące oznaczenia:  $Q_{dop}$ ,  $Q_{odp}$  – opisy jak na rys. 1.,  $Q_c$  – ścieki przelewające się przez przegrodę międzykomorową po napełnieniu komory przepływowej,  $h$  – poziom zwierciadła ścieków w komorze przepływowej,  $h_p$  – wysokość usytuowania przegrody międzykomorowej, 1 – kanał dopływowy, 2 – przelew międzykomorowy, 3 – zawór klapowy, 4 – kanał odprowadzający, 5 – przegroda zatrzymująca zanieczyszczenia lżejsze od wody.

Komora przepływowa w zbiorniku funkcjonuje jako element sterujący przepływem i akumulacją ścieków. Jednym z jej komponentów jest przegroda

międzykomorowa. Możliwość manewrowania wysokością położenia krawędzi przelewu między komorą przepływową a komorą osadową pozwala na spiętrzanie ścieków w kanale dopływowym podczas napełniania zbiornika. Działanie to spowoduje wykorzystanie rezerwy pojemnościowej kanału dopływowego, wynikającej m.in. ze spadku kanału.

Korzystając z podstaw wymiarowania grawitacyjnych zbiorników [3], zmienne napełnienie ścieków w komorze przepływowej można opisać następująco:

- przy napełnieniu  $h \leq h_p$

$$dV_{KP} = Q_{dop}(t) dt - Q_{odp}(t) dt \quad (3)$$

- przy napełnieniu  $h > h_p$

$$dV_{KP} = Q_{dop}(t)dt - Q_{odp}(t)dt - Q_C(t)dt \quad (4)$$

Za najwłaściwszy i zalecany do realizacji w zbiornikach wielokomorowych uważany jest przelew prostokątny bez dławienia bocznego. Wydatek przelewu można obliczyć z zależności:

- dla przelewu bocznego działającego jako niezatopiony

$$Q_{Cn} = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{2g} \cdot \mu_1 \cdot b \cdot h_c^{1.5} \quad (5)$$

- dla przelewu bocznego działającego jako zatopiony

$$Q_{Cz} = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{2g} \cdot \mu_1 \cdot b \cdot h_z^{1.5} + \sqrt{2g} \cdot \mu_2 \cdot b \cdot h_n \cdot h_z^{0.5} \quad (6)$$

gdzie:  $\mu_1$  – współczynnik przepływu dla przelewu niezatopionego, -,  
 $\mu_2$  – współczynnik przepływu przelewu dla warstwy zatopionej, -,  
 $b$  – długość krawędzi przelewowej, m,  
 $g$  – przyspieszenie ziemskie,  $m/s^2$ ,  
 $h_c$  – wysokość warstwy przelewowej podczas działania przelewu jako niezatopionego, m,  
 $h_z$  – różnica wysokości pomiędzy zwierciadłami ścieków w komorach podczas działania przelewu jako zatopionego, m,  
 $h_n$  – wysokość warstwy przelewowej podczas działania przelewu jako zatopionego, m.

Wielkość odpływu ścieków ze zbiornika zależna jest od wielkości ciśnieniowego kanału odpływowego, a także od zmiennego w czasie napełnienia komory:

$$Q_{odp}(t) = \sqrt{2g} \cdot \mu \cdot F_{odp} \cdot \sqrt{h(t)} \quad (7)$$

gdzie:  $\mu$  – współczynnik wypływu (dławienia), -,  
 $F_{odp}$  – powierzchnia przekroju poprzecznego kanału odpływowego, m<sup>2</sup>,  
 $h(t)$  – zmienne w czasie napełnienie komory przepływowej, m.

#### 4. Koncepcja komory osadowej

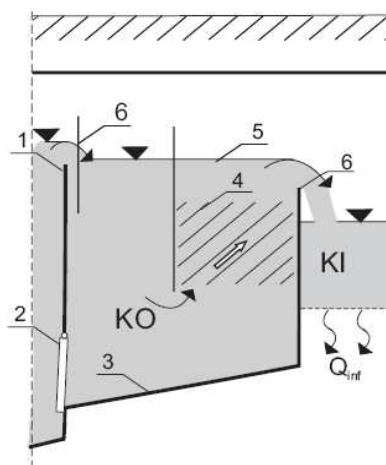
Woda w postaci opadu deszczowego absorbuje m.in. znajdujące się w powietrzu pyły. Najwięcej zanieczyszczeń jest jednak „porywanych” z terenu danej zlewni, w czasie spływu powierzchniowego.

W przypadku odprowadzania ścieków deszczowych niezwykle ważne jest, aby nie dopuścić do dostania się do odbiornika niesionych zanieczyszczeń w ilości większej niż określono w Rozporządzeniu Ministra Środowiska z 2006 roku [7]. Zadaniem komory osadowej, usytuowanej przed komorą infiltracyjną, jest zintensyfikowanie przebiegu procesu sedymentacji, co pozwoli na zatrzymanie zawiesiny, a następnie odprowadzenie jej do kanalizacji w procesie opróżniania zbiornika. Usunięcie części zawiesin ze ścieków opadowych spowoduje opóźnienie kolmatacji dna komory infiltracyjnej.

W komorze osadowej *KO* ma miejsce zatrzymanie zanieczyszczeń łatwo opadających, wobec czego komora powinna spełniać podobne wymagania projektowe, jakie stawiane są osadnikom wstępnym oczyszczalni ścieków. Należy więc dobrać geometrię komory w taki sposób, aby ścieki osiągały prędkość optymalną dla procesu sedymentacji, pozwalającą na osadzanie się jak największej ilości zawiesin. Zatrzymane zanieczyszczenia wraz z osadami będą odprowadzane do kanalizacji po przejściu opadu. Dno komory osadowej (*KO*) powinno być wykonane ze spadkiem pozwalającym na odprowadzenie osadzonych zanieczyszczeń do kanalizacji w procesie opróżniania zbiornika. Dla osadników poziomych spadek dna wynosi od 2 do 5% [8].

W projektowaniu obiektów do usuwania zawiesin bardzo ważny jest czas przepływu przez te urządzenia – im jest on dłuższy, tym większy jest procent redukcji zanieczyszczeń. Jak wskazano w pracy [9], po 120 min sedymentacji można zaobserwować redukcję zawiesiny ogólnej w ściekach deszczowych w granicach 61÷76,2%. Stosując różnego rodzaju wypełnienia (rys. 5.), można skrócić czas tego procesu, w wyniku czego uzyska się podobny stopień redukcji zanieczyszczeń.

Rys. 5. Komora oczyszczająca z wypełnieniem lamelowym; 1 – przelew między komorą przepływową *KP* a komorą oczyszczającą *KO*, 2 – zawór klapowy, 3 – dno komory oczyszczającej ze spadkiem umożliwiającym odpływ osadów, 4 – wypełnienie lamelowe, 5 – strefa ścieków sklarowanych, 6 – przelew między komorą oczyszczającą a komorą infiltracyjną *KI*



Opróżnianie komory *KO* rozpoczyna się w momencie, gdy odpływ ze zbiornika w kierunku oczyszczalni znacznie przewyższa dopływ. W wyniku różnicy ciśnień hydrostatycznych, jakie działają na zawory klapowe, dochodzi do ich otwarcia w kierunku komory przepływowej. W procesie opróżniania *KO* do komory *KP* zostanie odprowadzona, wraz z osadami, pewna ilość ścieków podczyszczonych znajdujących się w strefie klarowania komory *KO*, która spowoduje rozcieńczenie i spłukanie osiadłych na dnie komory zanieczyszczeń.

W cyklu kolejnych artykułów o zbiornikach infiltracyjno-retencyjnych przewiduje się opracowania na temat systemów spłukiwania dna komory oczyszczającej.

## 5. Funkcjonowanie komory filtracyjnej

Dopiero po całkowitym wypełnieniu objętości komory osadowej nastąpi napełnianie komory infiltracyjno-retencyjnej (*KI*). Intensywność procesu infiltracji będzie zależała od rodzaju gruntu, a także od wysokości położenia zwierciadła ścieków nad dnem komory. Otwarte komory infiltracyjne powinny spełniać wymagania dotyczące bezpieczeństwa użytkowania. W związku z tym napełnienie nieogrodzonego obiektu nie powinno przekraczać 30 cm.

Niezawodne działanie komory infiltracyjnej może zostać przerwane z powodu odkładania się zanieczyszczeń w przydennej warstwie gruntu lub na powierzchni dna komory. Kolmantacja jest zjawiskiem szczególnie niekorzystnym w przypadku ograniczonego dostępu do powierzchni infiltrującej (podziemna komora *KI*), co znacznie utrudnia zabiegi eksploatacyjne. Ponadto, jak wskazano w pracach [10÷12], kolmantacja zachodzi z dużo mniejszą intensywnością w urządzeniach naturalnych z biologicznie aktywną warstwą roślinności.

Szybkość odkładania się warstwy zanieczyszczeń zależy przede wszystkim od jakości infiltrujących wody-ścieków [11]. Problem ten częściowo rozwiązuje

komora osadowa. Innym sposobem przeciwdziałania procesowi kolmancji może być zastosowanie geowłóknin, co przedstawiono w pracach [12, 13]. Intensywność procesu infiltracji będzie zależeć przede wszystkim od rodzaju gruntu, na którym posadowiony jest zbiornik. Wartości współczynników filtracji dla różnych rodzajów gruntu przedstawiono w tab. 1.

Tabela 1. Przybliżone wartości współczynnika filtracji gruntów, na podstawie [14, 15]

| Rodzaj gruntu               |   | Wartość współczynnika $k_f$ ,<br>m/s |
|-----------------------------|---|--------------------------------------|
| Grunt dobrze przepuszczalny | otoczaki czyste                               | $> 2,32 \cdot 10^{-3}$               |
|                             | żwiry czyste                                  | $(2,32 \pm 1,16) \cdot 10^{-3}$      |
|                             | żwiry piaszczyste                             | $(1,74 \pm 0,87) \cdot 10^{-3}$      |
|                             | piaski gruboziarniste żwirowate               | $(1,16 \pm 0,58) \cdot 10^{-3}$      |
|                             | piaski gruboziarniste                         | $(0,87 \pm 0,29) \cdot 10^{-3}$      |
|                             | piaski średnioziarniste                       | $(0,29 \pm 0,12) \cdot 10^{-3}$      |
|                             | piaski drobnoziarniste                        | $(0,12 \pm 0,023) \cdot 10^{-3}$     |
|                             | pospółka                                      | $(1,1 \pm 0,6) \cdot 10^{-3}$        |
|                             | pospółka gliniasta                            | $(1,0 \pm 2,5) \cdot 10^{-5}$        |
| żwir gliniasty              | $1,0 \cdot 10^{-7} \pm 5,0 \cdot 10^{-6}$     |                                      |
| Grunt słabo przepuszczalny  | piaski drobnoziarniste zaglinione lub z pyłem | $(23,0 \pm 12,0) \cdot 10^{-6}$      |
|                             | piaski gliniaste                              | $(8,1 \pm 2,3) \cdot 10^{-6}$        |
|                             | piaski gliniaste zbite                        | $(4,6 \pm 0,9) \cdot 10^{-6}$        |
|                             | glina piaszczysta                             | $(4,6 \pm 0,0058) \cdot 10^{-6}$     |
|                             | glina   | $\leq 0,058 \cdot 10^{-6}$           |

W przypadku rozsączania współczynnik filtracji powinien być wyznaczony na podstawie badań hydrogeologicznych, a projektowanie urządzenia do infiltracji należy poprzedzić badaniami geologicznymi [10, 11, 14]. Natężenie infiltracji do gruntu oblicza się ze wzoru Darcy'ego:

$$Q_{inf} = v \cdot F \quad (8)$$

gdzie:  $Q_{inf}$  – natężenie (strumień objętości) ścieków infiltrujących do gruntu,  $m^3/s$ ,

$v$  – prędkość filtracji,  $m/s$ ,

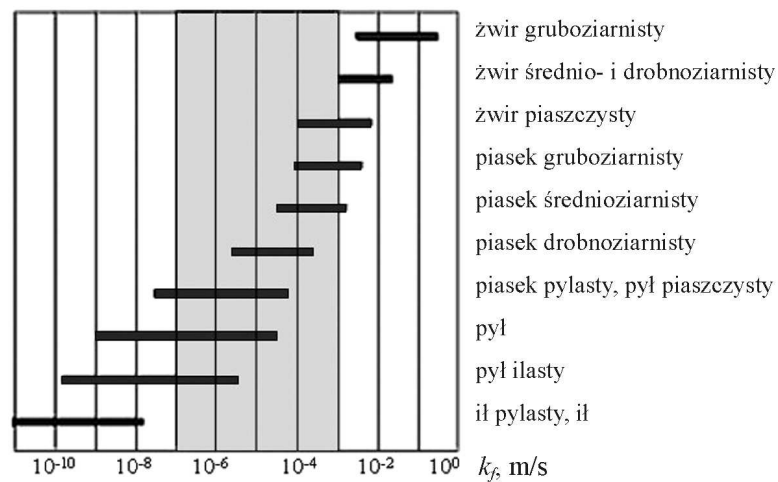
$F$  – powierzchnia rozsączania,  $m^2$ .

Prędkość filtracji określana jest na podstawie współczynnika filtracji gruntu oraz spadku hydraulicznego na drodze przepływu ścieków:

$$v = k_f \cdot i \quad (9)$$

gdzie:  $k_f$  – współczynnik filtracji, m/s,  
 $i$  – spadek hydrauliczny, -.

Niemiecka wytyczna ATV A-138, która ze względu na brak odpowiednich krajowych regulacji może stanowić podstawę projektowania urządzeń rozsączających również w Polsce [16], zaleca przyjmować do obliczeń objętości  $KI$  współczynnik infiltracji na poziomie połowy wartości współczynnika filtracji gruntu. Wartości współczynnika filtracji gruntów według ATV A-138 przedstawiono na rys. 6.



Rys. 6. Współczynnik filtracji oraz zakres przepuszczalności gruntów według wytycznej ATV A-138

Biorąc pod uwagę zalecenia zawarte w niemieckiej wytycznej oraz wzory (8) i (9), objętość komory infiltracyjnej można obliczyć z zależności:

$$V_{inf} = Q_{inf} \cdot T_w = \frac{k_f}{2} \cdot i \cdot F_{KI} \cdot T_w \quad (10)$$

gdzie:  $V_{inf}$  – objętość komory infiltracyjnej, m<sup>3</sup>,  
 $Q_{inf}$  – natężenie (strumień) infiltracji ścieków do gruntu, m<sup>3</sup>/min,  
 $T_w$  – czas opróżniania komory infiltracyjnej (wsiąkania), min,  
 $F_{KI}$  – powierzchnia komory, m<sup>2</sup>.



Pojemność obiektu rozsączającego obliczona ze wzoru (10) będzie jedynie przybliżoną wartością, która nie powinna stanowić podstawy do wymiarowania. Zależność (10) jest ogólnym wzorem, który nie uwzględnia zmienności współczynnika wodoprzepuszczalności w czasie trwania procesu infiltracji, a więc wzór (9) opisuje jedynie chwilową wartość prędkości przepływu wody przez grunt.

Obliczenia objętości zbiornika powinny wynikać z bilansu przepływu ścieków przez zbiornik. Dla gruntów słabo przepuszczalnych ( $k_f = 10^{-5} \div 10^{-6}$  m/s) w bilansie niekiedy nie uwzględnia się natężenia ścieków infiltrujących do gruntu  $Q_{inf}$ . Opierając się na podstawowym równaniu bilansu przepływu ścieków [3] oraz uwzględniając natężenie ścieków infiltrujących do gruntu, otrzymuje się równanie:

$$V_{ZB} = (Q_{dop} - Q_{odp}) \cdot (T_{dm} - T_o) - (Q_{inf} \cdot T_w) \quad (11)$$

gdzie:  $V_{ZB}$  – objętość zbiornika, m<sup>3</sup>,

$T_{dm}$  – miarodajny czas trwania deszczu do wymiarowania zbiorników wielokomorowych, min,

$T_o$  – czas opróżniania zbiornika, min.

Uwzględniając w zależności (11) wzory (7) i (10), otrzymuje się:

$$V_{ZB} = (Q_{dop} - \sqrt{2gh} \cdot \mu \cdot F_{odp}) \cdot (T_{dm} - T_o) - \left( \frac{k_f}{2} \cdot i \cdot F_{KI} \cdot T_w \right) \quad (12)$$

Natężenie ścieków dopływających jest zależne od czasu trwania opadu oraz parametrów zlewni, z kolei wielkość odpływu ścieków ze zbiornika uwarunkowana jest stopniem dławienia ścieków na odpływie. Czas opróżniania komory infiltracyjnej zależy od zmiennej w czasie wysokości położenia zwierciadła ścieków nad poziomem dna komory  $h$  oraz również zmiennej w czasie współczynnika infiltracji  $k_f$ , który maleje do wartości granicznej wyznaczającej stan nasycenia.

## 6. Podsumowanie

Nowatorskie rozwiązania techniczne zbiorników odciążających hydraulicznie sieć kanalizacyjną nadal stanowią w Polsce rzadkość, co spowodowane jest m.in. trudnością w pozyskiwaniu rzetelnych i niezbędnych do prawidłowego projektowania danych dotyczących opadów czy też charakterystyki zlewni. W przypadku projektowania systemów wykorzystujących infiltrację niezbędne są określone dane dotyczące zanieczyszczenia ścieków odpływających ze zlewni

w odniesieniu do stężenia zawiesin na dopływie do urządzenia oraz informacje na temat warunków gruntowo-wodnych.

Koncepcja urządzenia odciążającego hydraulicznie sieć opiera się na modelu działania zbiorników wielokomorowych opracowanych w publikacjach [3÷5]. Układ posiada dodatkowo segment zatrzymujący zawiesiny zawarte w ściekach opadowych w postaci komory osadowej oraz część, w której są wykorzystywane procesy naturalnej infiltracji do gruntu, tj. komorę infiltracyjną. Sformułowana koncepcja wskazuje na złożoność funkcjonowania całego układu, który stwarza możliwość gospodarowania wodami opadowymi w obrębie tej samej zlewni, na której opad powstał. Rozważania dotyczące funkcjonowania komory infiltracyjnej podkreślają konieczność sformułowania dokładniejszych zależności pomiędzy natężeniem ścieków infiltrujących do gruntu a zmiennym w czasie współczynnikiem infiltracji.

## Literatura

- [1] Geiger W., Dreiseitl H.: Nowe sposoby odprowadzania wód deszczowych, Proj-przem – EKO, Bydgoszcz 1999.
- [2] Mrowiec M.: Zbiorniki infiltracyjno-retencyjne w systemach kanalizacyjnych, Ogólnopolska Konferencja Naukowo–Techniczna INFRAEKO 2009 pod patronatem Komitetu Inżynierii Środowiska Polskiej Akademii Nauk, Niepołomice 2009.
- [3] Dziopak J.: Analiza teoretyczna i modelowanie wielokomorowych zbiorników kanalizacyjnych, Wydawn. Politechniki Krakowskiej, Kraków 1992.
- [4] Dziopak J.: Modelowanie wielokomorowych zbiorników retencyjnych w kanalizacji, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2004.
- [5] Dziopak J.: Multi-chamber storage reservoirs in the sewerage system, Oficyna Wydawnicza Politechniki Częstochowskiej, Częstochowa 1997.
- [6] Słyś D.: Wpływy komory przepływowej na funkcjonowanie wielokomorowych zbiorników w systemach kanalizacji grawitacyjnej, V Konferencja Naukowo-Techniczna „Nowe technologie w sieciach i instalacjach wodociągowych i kanalizacyjnych”, Ustroń 2004, z. 58/04, s. 369÷380.
- [7] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 24 lipca 2006 r. w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód i ziemi oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego, Dz.U. z 2006 r. Nr 137, poz. 984.
- [8] Imhoff K., Imhoff K.R.: Kanalizacja miast i oczyszczanie ścieków. Poradnik. Wydawn. Arkady, Warszawa 1996.
- [9] Wałęga A., Krzanowski S.: Znaczenie procesu sedymentacji w oczyszczaniu ścieków opadowych z terenów zurbanizowanych, Infrastruktura i ekologia terenów wiejskich, Polska Akademia Nauk, nr 2/2008, s. 169÷178.
- [10] Burszta-Adamiak E.: Eksploatacja urządzeń do infiltracji wód opadowych, Gaz, Woda i Technika Sanitarna, nr 3/2008.
- [11] Burszta-Adamiak E.: Ocena zjawiska kolmancji w urządzeniach do sztucznej infiltracji wód opadowych, Gaz, Woda i Technika Sanitarna, nr 7÷8/2007.

- [12] Burszta-Adamiak E.: Badania nad zastosowaniem geowłóknin do przeciwdziałania kolmatacji w procesie infiltracji, Wrocław 2005.
- [13] Burszta-Adamiak E., Łomotowski J.: Badania oporu hydraulicznego warstwy zakolmatowanej podczas okresowej infiltracji wody do gruntu, Ochrona Środowiska, nr 1/2008.
- [14] Nowakowska-Błaszczyk A.: Infiltracja wód opadowych do gruntu, Wodociągi–Kanalizacja, nr 11/2007.
- [15] Słyś D.: Retencja i infiltracja wód deszczowych, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2008.
- [16] Arbeitsblatt ATV-DVWK-A138 Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser, April 2005.

## **CONCEPT OF THE INFILTRATION-STORAGE RESERVOIR WITH SEDIMENTATION CHAMBER**

### **Summary**

The paper presents an idea of the retention reservoir and its usage possibilities. The sizing procedures of the object have been presented. However, the restrictions regarding to projecting the flow equalization objects have been underscored. The work presents the complexity of functioning of the reservoir on account of used process.

*Złożono w Oficynie Wydawniczej w kwietniu 2010 r.*

Galina KALDA  
Politechnika Rzeszowska

## ROZWÓJ ENERGETYKI WIATROWEJ W GOSPODARCE KRAJOWEJ (praca studialno-przeglądowa)

W artykule omówiono różne rodzaje turbin wiatrowych, które znalazły największe zastosowanie w Europie. Przedstawiono również możliwości wykorzystania energii wiatru w Polsce oraz korzyści społeczne i gospodarcze wynikające z budowy elektrowni wiatrowych.

### 1. Wprowadzenie

Energia wiatru to jedno z najczęściej wykorzystywanych na świecie odnawialnych źródeł energii, można ją bowiem łatwo przekształcić w inne rodzaje energii. Występowanie wiatrów na świecie jest przypadkowe i niekontrolowane, dotyczy to w równym stopniu kierunku, jak i siły wiania. Energia wiatru jest energią pochodzenia słonecznego, ponieważ powietrze ogrzewane jest poprzez promieniowanie i konwekcję. Na energię wiatru zamieniane jest ok. 2% promieniowania słonecznego docierającego do powierzchni Ziemi. Uważa się, że wiatr wiejący z prędkością nie mniejszą niż 4 m/s i nie większą niż 30 m/s można wykorzystać w energetyce. To źródło energii jest jednak bardzo niestabilne – jego występowanie zależy od regionu geograficznego, pory roku, pory dnia, ukształtowania terenu i wysokości nad powierzchnią ziemi. Z obserwacji wynika, że im wyżej usytuowane są wirniki turbin, tym korzystniejsze jest to dla pracy generatorów turbin. Wykorzystanie energii wiatru przez wiele krajów przynosi bardzo duże korzyści dla gospodarki światowej. Energia wiatru jest jedną z najczystszych form energii, gdyż przy jej wykorzystywaniu nie powstają żadne szkodliwe substancje. Jedną z zalet odnawialnych źródeł energii, obok „czystości ekologicznej”, jest odnawialność, co sprawia, że ich zasoby są nie-  
spożyte.

### 2. Rodzaje turbin wiatrowych

Turbiny wiatrowe można podzielić na dwa rodzaje: turbiny o osi pionowej i turbiny o osi poziomej. Turbiny o osi poziomej są ogólnie znane, we współczesnej energetyce stosowane jako dwupłatowe (rzadziej jako trójpłatowe). Przy-

pominają one olbrzymie śmigła samolotów. Mniej rozpowszechnione są turbiny o osi pionowej. Wśród nich na szczególną uwagę zasługuje turbina Darrieusa oraz silnik o przestawianych okresowo skrzydłach, zwany jako „gyromil” [1].

**Turbiny o pionowej osi obrotu** w porównaniu z tradycyjnymi rozwiązaniami turbiny stanowią niewielki procent obecnych instalacji. Współczesna turbina Darrieusa ma na pionowym wale zamontowane dwa albo trzy skrzydła o stałej cięciwie i symetrycznym profilu. Skrzydła nie są skrecone ani wygięte w płaszczyźnie osi turbiny, pozostają więc podczas pracy pod działaniem sił rozciągających, co jest bardzo korzystne. Skrzydła są zazwyczaj wykonane z duraluminium. Taka turbina nie wymaga orientacji na wiatr. W płaszczyźnie równikowej skrzydeł umieszczone są niewielkie płytki, które po przekroczeniu przez wał turbiny granicznej prędkości kątovej, na skutek sił bezwładności, wychylają się z płaszczyzny skrzydeł, powodują powstanie aerodynamicznego momentu hamującego. Turbina „gyromil” ma trzy skrzydła proste równoległe do osi obrotu [1].

**Turbiny o poziomej osi obrotu** to układ elektrowni wiatrowej, która posiada „śmigło” o takiej liczbie łopat, jaka jest w zamyśle projektanta. Układy te mają zazwyczaj trzy łopaty, ale spotyka się również dwu- albo jednołopatowe wirniki. Aby wirnik posiadał duży moment startowy, zwiększa się liczbę łopat. Przykładem tego rodzaju wiatraków mogą być amerykańskie wiatraki napędzające pompy wodne, posiadające nawet kilkanaście łopat. Wirniki tradycyjne można również podzielić ze względu na ustawienie wirnika względem wiatru w stosunku do położenia maszty [2]. Na rysunku 1. przedstawiono turbinę o poziomej osi obrotu.



Rys. 1. Turbina wiatrowa o poziomej osi obrotu

W omawianej tematyce szczególnie istotne jest zagadnienie magazynowania energii. Aby możliwe było dysponowanie zasobami energii przez cały rok, nawet kiedy siłownia wiatrowa nie pracuje, należy zapewnić właściwe jej magazynowanie. Najprostszym tego sposobem jest stosowanie akumulatorów. Jest to jednak metoda niedoskonała ze względu na ograniczoną pojemność oraz straty energii powodowane przez akumulatory. Innym sposobem magazynowania energii może być zastosowanie nadwyżek produkowanej energii elektrycznej do elektrolizy wody, w wyniku której wytwarzany będzie wodór. Wodór może następnie posłużyć jako paliwo napędowe do turbiny w okresie, gdy wiatr nie wieje lub przy zbyt porywistych wiatrach, uniemożliwiających bezpieczną pracę wiatraka. Rozwiązanie takie określa się jako hybrydowe i może być ono związane z dowolnym nośnikiem energii, który będzie umożliwiał niezakończoną pracę siłowni. Inne rozwiązanie hybrydowe może być stosowane, gdy energia wiatru jest zastosowana bezpośrednio do celów grzewczych. Wtedy nadwyżki energii cieplnej mogą być odprowadzane do gruntu i tam magazynowane. Odzyskanie energii jest możliwe za pomocą pomp ciepłych [3].

### 3. Energia wiatru a gospodarka Polski

Odnawialne źródła energii, m.in. energia wiatru, są alternatywą dla tradycyjnych surowców energetycznych, takich jak gaz ziemny, ropa naftowa, węgiel kamienny czy brunatny, których odnowienie w wyniku naturalnych procesów jest niemożliwe lub trwa bardzo długo. Podstawowe argumenty przemawiające za wykorzystaniem odnawialnych źródeł energii to ich niewyczerpalność i pozytywny wpływ na środowisko naturalne. Obecnie także w Polsce obserwuje się coraz większe zainteresowanie tym właśnie „zielonym” źródłem energii.

Energetyka wiatrowa, zaspokajając ok. 2% globalnego zużycia energii elektrycznej, jest już obecnie światowym liderem zielonych technologii, wyprzedzając pod względem udziału w rynku inne nowe dziedziny energetyki odnawialnej. Jest ona też technologią rozwijającą się znacznie szybciej niż tradycyjne technologie energetyczne i tradycyjnie odnawialne źródła energii, jak np. energetyka wodna. Stanowi ona wiodący i perspektywiczny sposób walki z globalnym ociepleniem i jedno z najważniejszych wyzwań współczesnej cywilizacji.

Warunki wiatrowe w Polsce cechuje duża zmienność na obszarze kraju oraz brak wysokich średniorocznych prędkości wiatru, w porównaniu z warunkami panującymi w innych krajach UE (np. Danii, Holandii, Wielkiej Brytanii). Ocena zasobów wiatru w obszarze całego kraju jest możliwa jedynie na podstawie danych ze stacji meteorologicznych z całego kraju. W Polsce stacje meteorologiczne nie są przystosowane do dokonywania tego typu pomiarów, dlatego z konieczności muszą się opierać na wynikach analiz podawanych przez meteorologiczne instytucje. Według tych badań:

- za rejony uprzywilejowane uznaje się te, na których średnioroczna prędkość wiatru wynosi 5 m/s – w tych regionach powinny być budowane

elektrownie i farmy wiatrowe; obszar ten obejmuje: okolice przylądka Rozewie, Pobrzeże Słowińskie od Świnoujścia po Hel oraz część Suwalszczyzny,

- za rejon o średnich warunkach wiatrowych należy uznać: Nizinę Mazowiecką, Beskid Śląski i Żywiecki oraz wschodnią część Kotliny Sandomierskiej, gdzie średnie roczne prędkości wiatru przekraczają 4 m/s,
- na pozostałym obszarze kraju, gdzie średnie roczne prędkości wiatru są niższe od 4 m/s, budowa elektrowni wiatrowych do celów gospodarczych jest mało opłacalna.

Dobrym rejonem do lokalizacji elektrowni wiatrowych jest obszar południowo-wschodniej Polski, czyli rejon Dukli, Rymanowa, Rzeszowa, Dębicy. Stwierdzono tam średnie roczne prędkości wiatru dochodzące do 6,7 m/s na wysokości ok. 40 m n.p.g. Za ważną charakterystykę zasobów wiatru uznaje się procentowy udział (w ciągu roku) prędkości wyższych od 6 m/s. Na obszarze otwartym na wysokości 30 m kształtuje się on następująco:

- rejon Rzeszowa – ok. 50%,
- Pobrzeże Słowińskie i Środkowa Polska – 30÷40%,
- pozostała część kraju – 15÷30%.

Wielkość nowej energii, jaką można uzyskać z tych rejonów, określa potencjał energetyczny wiatru dla prędkości wiatru powyżej 4 m/s:

- Pobrzeże Słowińskie od Świnoujścia po Gdańsk – powyżej 1500 kWh/m<sup>2</sup> · a,
- Suwalszczyzna – powyżej 1500 kWh/m<sup>2</sup> · a,
- południowo-zachodnia Polska, część Wielkopolski oraz prawie całe Mazowsze – powyżej 1250 kWh/m<sup>2</sup> · a,
- Beskid Żywiecki i Śląski – powyżej 1000 kWh/m<sup>2</sup> · a.

Według badań  $\frac{1}{3}$  terytorium kraju posiada korzystne warunki wiatrowe do zainstalowania elektrowni. Powierzchnia kraju spełniająca ten warunek została oszacowana na ok. 60000 km<sup>2</sup>, ale tylko 3000 km<sup>2</sup> może być przeznaczona na siłownie wiatrowe i farmy wiatrowe. Zakładając, że na 1 m<sup>2</sup> możliwe jest zainstalowanie farmy o mocy 2÷3 MW oraz średnim czasie wykorzystania mocy nominalnej ok. 1500 h/a, można obliczyć szacunkową wielkość energii elektrycznej wytworzonej przez elektrownie wiatrowe, tj. 10 TWh/a. Stanowiłoby to ok. 7% produkcji rocznej energii elektrycznej w Polsce. Wynik ten jest możliwy do osiągnięcia, jeżeli zapewniona zostanie opłacalność budowy elektrowni wiatrowych. Stwierdza się, że minimalną opłacalność w eksploatacji elektrowni wiatrowych w Polsce można uzyskać dla średniorocznej prędkości wiatru ponad 6 m/s na wysokości 40 m n.p.g [4].

#### 4. Obecny stan rozwoju rynku energetyki wiatrowej w Polsce

W latach 2002÷2006 w Polsce nastąpiła stagnacja w energetyce wiatrowej, spowodowana głównie niestabilnością systemu wsparcia i niedostosowaniem

regulacji prawnych, co skutkowało zbyt wysokim ryzykiem dla inwestorów. Liczba inwestycji w energetykę wiatrową zaczęła dopiero wzrastać po przystąpieniu Polski do UE i usunięciu części barier. W latach 2007÷2010 obserwowano dosyć duży przyrost mocy zainstalowanych elektrowni, który wynikał z realizacji kilku farm wiatrowych. W Polsce słaby rozwój rynku energetyki wiatrowej wynikał z bardzo powolnego rozwoju sieci elektroenergetycznej, w rezultacie czego pojawiały się coraz większe problemy z przyłączeniem do sieci. Spośród innych czynników, które spowalniały rozwój energetyki wiatrowej należy wymienić długotrwałe procedury związane z planowaniem przestrzennym oraz ocenami oddziaływania na środowisko. Obecnie około 87% mocy zainstalowanej jest skupiona w 25 farmach wiatrowych o mocy od 5 do 50 MW. Najwięcej dużych farm wiatrowych działa w części północnej Polski (województwo pomorskie i zachodniopomorskie). Jednak na tych terenach pojawiają się coraz częściej trudności związane głównie z przyłączeniem do sieci elektroenergetycznej. Z tego powodu wzrasta zainteresowanie inwestycjami w innych rejonach Polski. Istotnym problemem w ocenie perspektyw rozwoju rynku energetyki wiatrowej jest niewielki stan wiedzy na temat inwestycji i planowanych projektów. Pojawiają się poważne rozbieżności pomiędzy danymi podawanymi przez różne podmioty. Niespójność informacji zamazuje rzeczywisty obraz rynku oraz utrudnia ocenę potrzeb w zakresie rozwoju infrastruktury czy niezbędnych zmian legislacyjnych oraz proceduralnych [5].

Największym zainteresowaniem inwestorów spośród odnawialnych źródeł energii cieszy się energetyka wiatrowa. Niestety zainteresowanie to wciąż nie przekłada się na zauważalny wzrost zainstalowanych mocy w tym źródle energii. Nadal istnieją bariery prawne i organizacyjne, które spowalniają lub uniemożliwiają powstawanie nowych elektrowni wiatrowych. Obecnie główną barierą wykorzystania tego rodzaju energii stanowi uzyskanie racjonalnych z technicznego i ekonomicznego punktu widzenia warunków przyłączenia dla nowo powstających elektrowni. Wdrażane przez Ministerstwo Gospodarki zmiany prawne dotyczące odnawialnych źródeł energii są fragmentaryczne i niewystarczające. Ciągłe niewiele jest głosów, takich jak Instytutu Energetyki Odnawialnej, wzywających środowisko energetyczne do debaty nad przyszłością sektora energetycznego w Polsce, z uwzględnieniem właściwego miejsca dla energetyki odnawialnej. Brakuje rzetelnej wiedzy o sposobach i możliwościach realizacji krajowych celów rozwoju energetyki odnawialnej do 2020 r. Poszczególne środowiska odnawialnych źródeł energii samodzielnie przygotowują analizy szacujące potencjał rozwoju określonych źródeł. Są to jednak opracowania fragmentaryczne i jednostronne, ale nawet te dokumenty pokazują oczywistą dla wielu prawdę – posiadany przez Polskę potencjał zasobów odnawialnych (biomasy, wiatru, energii słonecznej czy geotermalnej) z nadwyżką wypełnia krajowe potrzeby realizacji zobowiązań unijnych, przy kosztach nie większych niż w innych krajach Europy.



Analiza potencjału rozwoju energetyki wiatrowej pokazuje, że przełamanie stereotypów w myśleniu o elektrowniach wiatrowych może być istotnym czynnikiem produkcji energii. Analiza ta dotyczyła trzech podstawowych obszarów:

- dostępnego arsenału dla posadowienia turbin wiatrowych – wielkość potencjału lokalizacyjnego określono na poziomie 19÷23 tys. MW,
- ograniczenia ilości generacji wiatrowej związane z bezpieczeństwem pracy systemu elektroenergetycznego – przyjęto 20% wielkość penetracji mocy dla systemu elektroenergetycznego; są to bardzo konserwatywne oraz ostrożne szacunki, nieuwzględniające rozwoju technologicznego turbin i systemów zarządzania pracą sieci,
- poziomu kosztów związanych z modernizacją i rozbudową sieci energetycznych na potrzeby przyłączenia źródeł wiatrowych – koszty te w żaden sposób nie będą warunkiem rozwoju sektora energetyki wiatrowej.

Technologiczny potencjał energii wiatru wiąże się głównie z przestrzennym rozmieszczeniem terenów otwartych (o niskiej szorstkości podłoża i bez obiektów zaburzających przepływ powietrza). Są to głównie obszary użytków rolnych, stanowiące obecnie ok. 59% powierzchni kraju (ok. 18 mln ha). Zgodnie z prognozami zmian w strukturze użytkowania terenu do 2020 r. nie przewiduje się znaczących zmian, które miałyby ograniczyć tę powierzchnię (możliwe ograniczenie o ok. 1%). Przy obecnych możliwościach technicznych realne jest efektywne zagospodarowanie obszarów o prędkościach wiatru powyżej 5 m/s i gęstości energii powyżej 200 W/m<sup>2</sup> (na wysokości 50 m nad poziomem gruntu). Warunki takie występują nawet na 80% użytków rolnych. Ograniczeniem dla rozwoju energetyki wiatrowej jest zwiększenie powierzchni obszarów chronionych. Ochrona obszarowa nie neguje jednak w niektórych przypadkach lokalizacji elektrowni wiatrowych na obszarze chronionym, ostateczna decyzja należy oczywiście do władz lokalnych i regionalnych. Znacznie większe są ograniczenia lokalizacji elektrowni na morzu niż na lądzie. Ze względu na możliwości techniczne budowy elektrowni wiatrowych (głębokość morza) oraz konflikty dotyczące wykorzystania przestrzeni morskiej można stwierdzić, że tylko niewielka część powierzchni (do 5%) mogłaby zostać zagospodarowana do 2020 r. pod budowę elektrowni wiatrowych. Ograniczenia przestrzenne związane z włączeniem polskich wód morskich do obszaru NATURA 2000 dotyczą również fragmentów morskich, natomiast cały dostępny obszar charakteryzuje się sprzyjającymi warunkami wiatrowymi. Instytut Morski w Gdańsku na podstawie analizy uwarunkowań naturalnych oraz możliwych konfliktów przestrzennych wyodrębnił na obszarze polskiego morza terytorialnego oraz wyłącznej strefy ekonomicznej lokalizacje o potencjale technicznym sięgającym do 20 GW. Dodatkowo ograniczenia związane z obszarami NATURA 2000 zredukują ten potencjał do 7,5 GW. W tabeli 1. przedstawiono potencjał energetyki wiatrowej w Polsce.

Tabela 1. Potencjał energetyki wiatrowej w Polsce, na podstawie [5]

| Potencjał energetyki                                  | Ląd      |               | Morze    |               |
|---|----------|---------------|----------|---------------|
|   | moc [GW] | energia [TWh] | moc [GW] | energia [TWh] |
| Teoretyczny   | 3100     | 6830          | 130      | 380           |
| Techniczny  | 1400     | 3600          | 130      | 380           |
| Techniczny z uwzględnieniem ograniczeń środowiskowych | 600      | 1500          | 20       | 60            |
| Ekonomiczny   | 82       | 210           | 7,5      | 22,5          |
| Rynkowy (2020 r.)                                     | 11,5     | 28            | 1,5      | 4,5           |

Energetyka wiatrowa pod względem nakładów inwestycyjnych jest konkurencyjna wobec innych technologii, które produkują energię elektryczną ze źródeł odnawialnych. Odnacza się też niższymi kosztami eksploatacyjnymi. Przewiduje się, że wraz z rozwojem technologii wzrośnie roczny czas wykorzystania mocy nominalnej elektrowni. Dotyczy to głównie morskiej energetyki wiatrowej.

## 5. Korzyści społeczne i gospodarcze wynikające z budowy elektrowni wiatrowych

Budowa i zastosowanie elektrowni wiatrowych może wnieść następujące korzyści:

- rozwój energetyki wiatrowej przyczynia się do tworzenia nowych miejsc pracy – w Polsce w sektorze energetyki wiatrowej tylko do końca 2008 r. zatrudnionych było ponad 2000 osób,
- niskie koszty eksploatacyjne pozyskiwania energii wiatru,
- brak kosztów paliwa,
- rozwój nowych sektorów gospodarki i generowanie przychodów dla państwa, samorządów lokalnych i przedsiębiorstw; wpływ na rozwój i aktywizację regionów, w tym morskich,
- korzyści dla budżetu państwa – dochody z tytułu redukcji emisji dwutlenku węgla do atmosfery w ramach mechanizmów handlu emisjami,
- korzyść dla gminy z inwestycji w odnawialne źródła energii – wpływy z podatków od nieruchomości,
- korzyść dla gminy – dochody z tytułu dzierżawy gruntów komunalnych oraz wpływy z tytułu udziału gminy w podatku PIT i CIT; instalacje elektrowni wiatrowych przynoszą dochody z tytułu dzierżawy gruntów rolnych, co z kolei wpływa na stabilizację dochodów rolników, a pośrednio na płatność podatku rolnego,
- kreowanie wzrostu gospodarczego,
- rozwój małych i średnich przedsiębiorstw,

- rozwój nowych technologii i innowacji,
- dywersyfikacja źródeł energii i zmniejszenie uzależnienia od importu energii, w szczególności od importu surowców, a przez to wzrost bezpieczeństwa energetycznego,
- zabezpieczenie przed nadmiernym wzrostem cen energii wytwarzanej przez konwencjonalne źródła,
- rozwój infrastruktury przesyłowej,
- rozbudowa infrastruktury komunikacyjnej,
- zmniejszenie kosztów i strat przesyłu poprzez przybliżenie wytwórcy do odbiorcy,
- elektrownie wiatrowe zajmują niewiele miejsca i mogą współistnieć z innymi rodzajami aktywności, takimi jak rolnictwo czy ogrodnictwo,
- możliwości szybkiej instalacji dużych mocy wytwórczych,
- wpływ na zrównoważony rozwój.

Wiatr posiada cechy, takie jak mała koncentracja energii, duża zmienność i losowa dostępność, które powodują znacznie większe utrudnienia w jego eksploatacji, niż w przypadku źródeł konwencjonalnych. Wiatr ma także bardzo duży potencjał energetyczny, który teoretycznie może spełnić oczekiwania światowej energetyki, nawet jeżeli weźmie się pod uwagę znaczną liczbę współczynników technicznych, środowiskowych i finansowych, poważnie ograniczających ilość obecnie eksploatowanych zasobów. W dodatku konwersja energii wiatru nie powoduje emisji szkodliwych substancji ani radioaktywnych odpadów i przyczynia się do dywersyfikacji źródeł energii, co znacznie podnosi jego atrakcyjność.

Dzisiaj najważniejszym sposobem wykorzystania energii wiatru są farmy wiatrowe podłączone do sieci elektroenergetycznych. Całkowita ilość energii produkowana z wiatru w wiatrowych elektrowniach sieciowych na całym świecie osiągnęła wartość 9800 MW. Prawie wszystkie turbiny wiatrowe produkowane na świecie na skalę przemysłową są to tzw. turbiny z osią horyzontalną, posiadające trzy, dwie lub jedną łopatę wirnika. Jednostki ze średnicą wirnika rzędu 25÷30 m są produkowane na masową skalę o mocach 250÷300 kW od wielu lat. Ostatnio produkowane turbiny mają już wirniki o średnicy 50÷60 m i mocy 1÷1,5 MW (wprowadza się je głównie w Europie Zachodniej). Główne osiągnięcia w rozwoju energetyki wiatrowej to zwiększenie ich efektywności o 30% oraz zwiększenie dostępności turbin wiatrowych o 95%. Rozpowszechnienie farm wiatrowych jest uwarunkowane akceptacją społeczną.

Innym znaczącym problemem jest miejsce potrzebne na zainstalowanie turbiny wiatrowej. Zainstalowanie farmy wiatrowej o mocy 5÷8 MW wymaga średnio 1 km<sup>2</sup> powierzchni (jakkolwiek same turbiny zajmują tylko ok. 1% tej powierzchni). Turbiny wiatrowe mają też wpływ wizualny na krajobraz, który zależy od ich cech, cech krajobrazu i indywidualnych reakcji widzów. Zaniepokojenie o bezpieczeństwo mieszkańców może mieć poważny wpływ na wykorzystanie energii wiatru, mimo że dotychczas bezpieczeństwo urządzeń wiatro-

wych było bardzo duże. Problem hałasu może być kontrolowany, jeżeli turbina została dobrze zaprojektowana. Interferencja z urządzeniami telekomunikacyjnymi jest ściśle ograniczona do terenów bezpośrednio przylegających do instalacji wiatrowych. Wpływ na dziką przyrodę (szczególnie ptaki) można porównać do wpływu ruchu samochodowego i linii wysokiego napięcia. Włączenie energii elektrycznej produkowanej z wiatru do systemu energetycznego może powodować trudności z regulacją napięcia i częstotliwości, zgodnie z losową naturą źródła energii. Badania nasycenia energią wiatru systemów energetycznych, prowadzone pod nadzorem Komisji Unii Europejskiej, wykazały, że systemy europejskie mogą wytrzymać 5% udział energii wyprodukowanej z wiatru w całkowitej ilości produkowanej energii, bez konieczności poważniejszych zmian technologicznych [4].

## 6. Podsumowanie

Obecnie nieuniknione jest zwiększenie wykorzystania energii wiatrowej, zarówno na świecie, jak i w UE. Jednym z podstawowych rezultatów wykorzystania energii wiatru są korzyści ekologiczne, które są związane z uniknięciem emisji gazów cieplarnianych i innych substancji szkodliwych w procesie wytwarzania energii. Wykorzystanie tego rodzaju energii zwiększa bezpieczeństwo energetyczne kraju czy też poszczególnych regionów (gmin, powiatów albo województw). Bezpieczeństwo energetyczne przejawia się m.in. w wyniku zmniejszenia konieczności importu energii pierwotnej z paliw kopalnych i decentralizacji jej wytwarzania – w układach w pobliżu bezpośrednich użytkowników. Oczywiście jest również, że wykorzystanie energii wiatrowej zmniejsza zapotrzebowanie na paliwa kopalne i cechuje się odnawialnością zasobów w czasie. Te cechy energetyki wiatrowej, zwłaszcza w obliczu coraz częstszych wzrostów cen paliw kopalnych, nabierają bardzo dużego znaczenia. Energia wiatrowa dostępna lokalnie służy rozwojowi lokalnego rynku energii oraz infrastruktury energetycznej, poprawiając konkurencyjność sektora energetycznego.

Polska posiada warunki wiatrowe porównywalne do Niemiec, jednakże rozwój tej dziedziny energetyki dotychczas napotykał na różnego rodzaju bariery. Niektóre z nich, np. ograniczenia prawne, zostały w istotny sposób usunięte poprzez znowelizowaną ustawę Prawo energetyczne. Wprowadzono wiele mechanizmów prawnych, które przyczyniły się do dość znaczącego wzrostu mocy zainstalowanej w energetyce wiatrowej w ostatnich latach, jednakże Polsce daleko jeszcze do czołówki europejskiej, której przewodzą Niemcy. Polska nie posiada dobrze udokumentowanych zasobów energetycznych wiatru, co jest jedną z przyczyn słabego jej rozwoju – zasoby te zostały udokumentowane jedynie dla wybranych rejonów. Kolejnymi czynnikami utrudniającymi rozwój tej dziedziny energetyki jest niewydolność linii przesyłowych średniego napięcia, a także liczne ograniczenia administracyjne i środowiskowe.

Prognozy rozwoju energetyki wiatrowej zakładają, że do 2014 r. z wiatru pozyskana zostanie energia w wysokości 2,3% zużycia energii elektrycznej. Do końca 2010 r. konieczne jest zainstalowane ok. 2000 MW mocy w energetyce wiatrowej. Aby intensyfikować rozwój energetyki wiatrowej w Polsce, niezbędne jest przeprowadzenie pomiarów parametrów energetycznych wiatru (udokumentowanie zasobów) na szerszą skalę, tj. na cały obszar kraju, w celu opracowania nowej polskiej mapy wiatru. W Polsce nie ma producentów elektrowni wiatrowych średniej i dużej mocy – instalowane turbiny wiatrowe pochodzą z Danii, Niemiec, Hiszpanii, USA. Powinna zatem zostać podjęta krajowa produkcja elektrowni wiatrowych we współpracy z producentami zagranicznymi.

### **Literatura**

1. Prasałek K.: Potencjał energetyki wiatrowej w Polsce, *Czysta Energia*, nr 4/2008, s. 18÷19.
2. [www.wiatracyzek.cba.pl/rodzaje.html](http://www.wiatracyzek.cba.pl/rodzaje.html).
3. Szumanowski A.: Energia wiatrowa, *Czas Energii*, nr 3/1988, s. 20÷23.
4. Soliński I.: Energetyczne i ekonomiczne aspekty wykorzystania energii wiatrowej, Wydawn. IGSM i EPAN, Kraków 1999.
5. Wiśniewski G., Michalska-Knap K.: Wizja rozwoju energetyki wiatrowej w Polsce do 2020 r., *Czysta Energia*, nr 4/2010, s. 24÷29.

### **DEVELOPMENT OF WIND POWER INDUSTRY IN ECONOMY OF THE COUNTRY**

#### **S u m m a r y**

The paper deals with wind turbines the most used in Europe, possibility of using wind power in various regions of country, advantages and disadvantages of using wind power stations.

*Złożono w Oficynie Wydawniczej w marcu 2011 r.*

**Galina KALDA**  
**Rafał PATEREK**  
Politechnika Rzeszowska

## **PERSPEKTYWY WYKORZYSTANIA ENERGII SŁONECZNEJ W POLSCE**

Artykuł ukazuje sposoby wykorzystania energii słonecznej w budownictwie mieszkalnym, perspektywy jej rozwoju, aspekty techniczne i ekonomiczne wykorzystania oraz przeszkody utrudniające eksploatację tego rodzaju energii.

### **1. Wprowadzenie**

Energooszczędność lub odnawialne źródła energii (OZE) kojarzą się m.in. z kolektorami słonecznymi, panelami solarnymi bądź ogniwami fotowoltaicznymi. Nowe technologie sprzyjają rozwojowi społecznemu oraz mają wpływ na politykę gospodarczą. Odnawialne źródła energii zyskały dużą popularność nie tylko ze względów ekologicznych, lecz również ekonomicznych. Energia odnawialna pochodząca m.in. z biomasy, wody, geotermii, wiatru, słońca, odpadów organicznych lub innych źródeł posiada zarówno dobre, jak i złe strony, zwolenników i przeciwników. Analizując wady i zalety poszczególnych źródeł energii coraz więcej krajów zwraca się ku energii słonecznej, której wykorzystanie od blisko dziesięciu lat dynamicznie się rozwija.

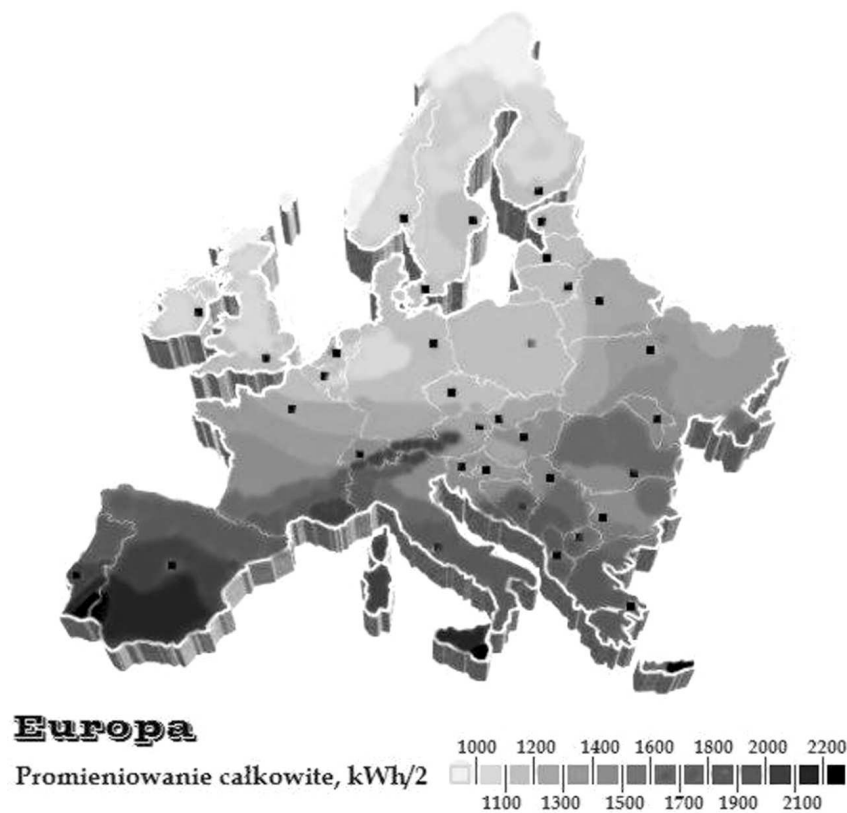
Energia promieniowania słonecznego była zawsze wykorzystywana przez ludzi, czy to w sposób przypadkowy czy zaplanowany. Światowe zużycie energii podwoiło się od 1970 roku i przewiduje się, że do 2030 wzrośnie ono trzykrotnie. Rozwój nowych technologii dopasowanych do warunków klimatycznych i typu obciążeń energetycznych umożliwił efektywniejsze pozyskiwanie energii słonecznej do celów użytkowych. Jej podstawowymi zaletami są łatwa dostępność, efektywność i przede wszystkim to, że jest bezpłatna. Z energii promieniowania słonecznego powstają inne energie odnawialne. Energia ta jest źródłem zmian zachodzących w przyrodzie: bierze udział w obiegu wody (parowanie, opady), powstawaniu ruchów termicznych (wiatry, fale, prądy morskie) oraz jest czynnikiem rozwoju dla różnych przejawów życia (biomasa, organizmy żywe, takie jak: plankton, ryby, zwierzęta) [1].

Słońce jako źródło promieniowania jest strumieniem: pewnym, niewyczerpalnym, czystym, nieuciążliwym dla otoczenia, nieskończonym i jednocześnie naturalnym. Energię słoneczną można użyć w wielu dziedzinach życia. Wyko-

rzystanie energii promieniowania słonecznego nie powoduje żadnych skutków ubocznych, szkodliwych emisji czy zubożenia zasobów naturalnych. Zwiększa natomiast niezależność energetyczną kraju, może stać się lokalnym źródłem energii, niepodatnym na zagrożenia wynikające ze zmian międzynarodowych stosunków politycznych i niestabilności rynku paliw kopalnianych.

## 2. Charakterystyka promieniowania słonecznego w Polsce

Słońce wypromieniowuje w przestrzeń kosmiczną strumień mocy o wartości  $3,86 \cdot 10^{26}$  W, z którego  $1,75 \cdot 10^{17}$  dociera do Ziemi. Ilość energii promieniowania słonecznego docierającej od Słońca w jednostce czasu na jednostkę powierzchni ustawionej prostopadle do padającego promieniowania słonecznego na górnej granicy atmosfery Ziemi określono jako stałą słoneczną, wynoszącą  $1367 \text{ W/m}^2$ .



Rys. 1. Średnie roczne natężenie promieniowania słonecznego w Europie, na podstawie [2]

Przechodząc przez atmosferę ziemską, promieniowanie słoneczne ulega osłabieniu wskutek odbicia, rozproszenia i absorpcji przez cząsteczki pyłów i molekuly gazów. Pochłanianie następuje na skutek obecności w powietrzu ozonu, dwutlenku węgla, pary wodnej oraz pyłów i oparów. Powstała część promieniowania dociera do powierzchni Ziemi jako promieniowanie bezpośrednie (krótkofalowe), a dochodzące w sposób nieuporządkowany jako promieniowanie rozproszone (dyfuzyjne). Sumę promieniowania bezpośredniego, rozproszonego i odbitego nazywa się promieniowaniem całkowitym. W optymalnych warunkach (bezczmurne niebo, przejrzyste powietrze, pora południowa) wynosi ono maksymalnie ok.  $1 \text{ kW/m}^2$ . Średnioroczne sumy promieniowania słonecznego (uśonecznienie) określają liczbę godzin promieniowania w ciągu roku. Średnie roczne natężenie energii promieniowania słonecznego w Europie przedstawia rys. 1. [2].

Mogłoby się wydawać, że Polska nie zalicza się do krajów, które mogłyby efektywnie wykorzystywać energię słoneczną. Pod względem nasłonecznienia Polska nie ustępuje takim krajom, jak: Niemcy, Dania, Austria, Węgry czy północna część Francji.



Rys. 2. Średnie roczne natężenie promieniowania słonecznego w Polsce, na podstawie [2]

Średni roczny strumień promieniowania słonecznego w Polsce (rys. 2.) waha się w granicach  $900\text{--}1100 \text{ kWh/m}^2$ , natomiast średnie nasłonecznienie wynosi 1600 h/rok. Około 80% całkowitej rocznej sumy nasłonecznienia przypada na miesiące letnie (kwiecień–wrzesień). W okresie tym czas operacji słonecz-



nych wydłuża się do 16 h/dzień, natomiast w półroczu zimowym (październik – marzec) zmniejsza się do 8 h/dzień [2].

Najbardziej uprzywilejowanym rejonem Polski pod względem natężenia promieniowania słonecznego (powyżej 1048 kWh/m<sup>2</sup>/rok) jest południowa część województwa lubelskiego. W centralnej części Polski, obejmującej ok. 50% powierzchni kraju, uzyskuje się natężenie promieniowania rzędu 1022÷1048 kWh/m<sup>2</sup>/rok, natomiast północna (z wyjątkiem Wybrzeża Zachodniego) i zachodnia część Polski otrzymuje natężenie promieniowania poniżej 1000 kWh/m<sup>2</sup>/rok. Najmniejszy w skali roku dopływ energii słonecznej obserwuje się w rejonach wysoko uprzemysłowionych (Śląsk) oraz w obszarach graniczących z Czechami i Niemcami.

W skali roku północne krańce Polski otrzymują ok. 9% mniej energii słonecznej niż południowe. Z kolei rejony nadmorskie wyróżnia najbardziej przezroczysta atmosfera dla promieniowania. W sprzyjających warunkach w lecie, tj. przy przejrzystym powietrzu, bezchmurnym niebie i porze południowej, promieniowanie całkowite wynosi 1000 W/m<sup>2</sup>, a w bardzo pochmurny, deszczowy dzień już tylko 50 W/m<sup>2</sup>.

W rzeczywistych warunkach, wskutek lokalnego zanieczyszczenia atmosfery i ze względu na zróżnicowany teren, faktyczne natężenie promieniowania słonecznego może odbiegać od podanego. Promieniowanie jest tym słabsze, im dłuższa jest droga, jaką muszą przebiec promienie w atmosferze. W Polsce odległości te wynoszą odpowiednio:

- najdłuższa droga w dniu 21 grudnia – słońce w zenicie wznosi się zaledwie na wysokość 20° nad horyzont,
- najkrótsza droga w dniu 21 czerwca – słońce w zenicie wznosi się nieco ponad 65° nad horyzont.

Aby zyskać jak największą sprawność kolektora słonecznego, a tym samym zaabsorbować jak największe natężenia promieniowania, położenie kolektora względem poziomu terenu powinno wahać się w granicach 35÷45°.

### 3. Możliwości wykorzystania energii słonecznej

Słoneczne systemy aktywne w polskich warunkach klimatycznych mogą być stosowane przede wszystkim do:

- podgrzewania ciepłej wody w budownictwie mieszkalnym i obiektach użyteczności publicznej, w basenach otwartych i krytych,
- podgrzewania wody do celów rolniczych w produkcji roślinnej i zwierzęcej oraz w przetwórstwie rolno-spożywczym,
- ogrzewania pomieszczeń jedynie w przypadku zapewnienia sezonowego magazynowania energii promieniowania słonecznego i zastosowania hybrydowych systemów grzewczych, np. z pompami ciepła lub bojlerami na paliwo stałe lub płynne.

Możliwości wykorzystania energii promieniowania słonecznego w Polsce są bardzo zróżnicowane i uwarunkowane regionalnie. Decydując się na inwestycję w instalacje solarną lub fotowoltaiczną, należy uwzględnić te zróżnicowania. Roczna suma nasłonecznienia dla obszaru Polski stanowi 14÷22% sumy wszystkich godzin w roku, średnia zaś jego wartość wynosi ok. 1600 h. Natomiast suma rocznego napromieniowania całkowitego sięga 900÷1100 kWh/m<sup>2</sup>, a z kolei wartość bezpośredniego promieniowania słonecznego zawiera się w granicach 600÷800 W/m<sup>2</sup> [3].

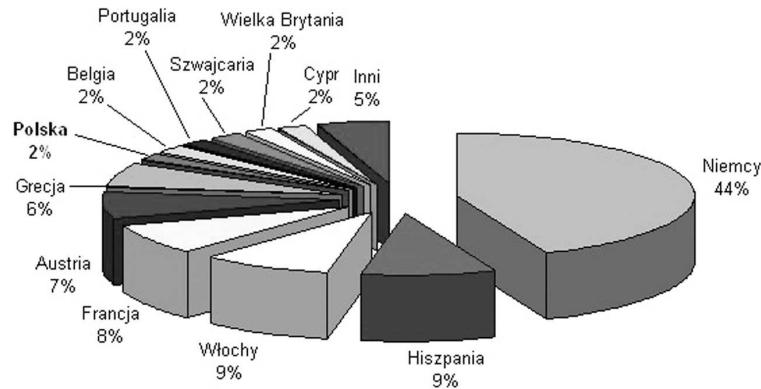
Na Podkarpaciu od kilku lat obserwowany jest przyrost liczby domów z zamontowanymi panelami kolektorów. Instalowane są one głównie w systemach odbierających ciepło, jednak można również spotkać wolno stojące układy fotowoltaiczne zasilające znaki drogowe. Średnie nasłonecznienie miesięczne, według danych zebranych przez ostatnie 10 lat, wynosi na Podkarpaciu od 0,8 kWh/m<sup>2</sup>/dzień w grudniu do 5,04 kWh/m<sup>2</sup>/dzień w lipcu. Warunki te stwarzają duże możliwości wykorzystania energii słonecznej do celów użytkowych. Ocieplający się klimat dodatkowo sprzyja rozwojowi inwestycji solarnych, które znacznie szybciej się amortyzują.

#### 4. Rynek kolektorów słonecznych w Polsce i na świecie

Obecnie rynek kolektorów słonecznych jest jednym z najszybciej rozwijających się rynków energii odnawialnych w Europie i na świecie. Znaczny wzrost cen tradycyjnych nośników energii oraz krajowych i europejskich dotacji, a także rosnąca świadomość ekologiczna sprawiają, że polski rynek kolektorów słonecznych szybko się rozwija. Według opinii ekspertów ten trend wzrostowy utrzymał się również w 2009 roku, mimo międzynarodowego kryzysu finansowego.

Rynek kolektorów słonecznych w Unii Europejskiej i Szwajcarii w 2008 roku wzrósł o 60%, tj. do 3,3 GW zainstalowanych kolektorów i 4,75 mln m<sup>2</sup> powierzchni. Największy wzrost, w porównaniu z 2007 rokiem, nastąpił w Irlandii – 191% i Niemczech – 123%. W Polsce zaś rynek kolektorów wzrósł o 90%; w 2007 roku zainstalowano 68 147 m<sup>2</sup> kolektorów, a w 2008 było już ich 129 632 m<sup>2</sup>. W 2007 roku łączna powierzchnia zainstalowanych kolektorów wynosiła ok. 236 043 m<sup>2</sup>, a w 2008 – 365 675 m<sup>2</sup>. Roczne obroty na krajowym rynku słonecznych systemów grzewczych (c.o. i c.w.u.) można szacować na 400 mln zł.

Z punktu widzenia wielkości sprzedaży europejski rynek kolektorów słonecznych jest zdominowany przez Niemcy, Hiszpanię, Grecję, Austrię, Francję, Włochy. Według danych statystycznych prowadzonych przez ESTIF (*European Solar Thermal Industry Federation*) w 2008 roku Polska znalazła się na 7. miejscu wśród krajów UE pod względem zainstalowanych kolektorów słonecznych (rys. 3.) [4].



Rys. 3. Procentowy udział zainstalowanych kolektorów słonecznych w krajach Unii Europejskiej z wyszczególnieniem Polski, stan na 2008 rok, na podstawie [4]

Obecnie na polskim rynku kolektorów słonecznych funkcjonują równocześnie producenci krajowi i zagraniczni. Różnica między nimi polega na tym, że krajowi dostawcy oferują kompletne systemy solarne, podczas gdy zagraniczni producenci – pełne systemy grzewcze, w których kolektor słoneczny jest tylko jednym z elementów.

W Polsce coraz popularniejsze staje się wykorzystywanie energii słonecznej do ogrzewania budynków wielorodzinnych, budynków użyteczności publicznej i basenów. Zdecydowaną większość stanowią płaskie cieczowe kolektory słoneczne. Rzadko stosowane są kolektory powietrzne, które – ze względu na niewielki stopień ich wykorzystania w polskim klimacie – znajdują zastosowanie przede wszystkim w rolnictwie (w suszarnictwie produktów rolnych) i w budownictwie (w klimatyzacji).

W wyniku rosnącego zainteresowania kolektorami słonecznymi na rynku pojawiło się wiele nowych firm oferujących instalacje solarne, a także poprawiła się jakość usług. Klient kupujący instalację solarną może więc liczyć na kompleksowy serwis, który zwykle obejmuje:

- kalkulację zapotrzebowania na energię ciepłą, w zależności od rodzaju budynku, przeznaczenia instalacji, liczby osób i stopnia nasłonecznienia lokalizacji,
- doradztwo w wyborze optymalnego urządzenia i rozwiązania technicznego,
- projekt instalacji solarnej w zależności od potrzeb energetycznych nabywcy,
- pełen montaż kolektora wraz z przyłączeniem do istniejących systemów grzewczych,
- kilkuletnią gwarancję wraz ze stałym serwisem działającym na terenie całego kraju.

Przyszłość termicznej energetyki słonecznej wiąże się z poprawą jakości i trwałości kolektorów, a także z obniżką ich cen. Niemieckie Stowarzyszenie Energetyki Słonecznej (DGS) przewiduje, że rozwój technologii i inżynierii materiałowej spowoduje konsekwentny spadek kosztów systemów solarnych z 1200 euro/m<sup>2</sup> do 650 w 2020 roku i 400 euro/m<sup>2</sup> w 2030.

## 5. Podsumowanie

W związku z regulacjami międzynarodowymi dotyczącymi emisji dwutlenku węgla Polska, jako kraj szczególnie uzależniony od paliw kopalnych, powinna szukać rozwiązań alternatywnych. Rozwój fotowoltaiki i instalacji solarnych pozwoli uniknąć zakupu drogich zezwoleń na emisję CO<sub>2</sub>. Wpłyne także na krajową i lokalną gospodarkę pod względem ekologicznym, ekonomicznym i społecznym. Rząd polski powinien wesprzeć odnawialne źródła energii, likwidując zbędne bariery administracyjne, upraszczając procedury prawne, a przede wszystkim uwzględniając fotowoltaikę w planowaniu strategicznym polskiej polityki energetycznej do 2030 roku.

## Literatura

- [1] Rak J., Kalda G.: Innowacyjne metody wykorzystania źródeł energii słonecznej, Prace Naukowe Mikołajewskiego Narodowego Uniwersytetu, Mikołajew, Ukraina, t. 73, nr 60, 2007, s. 29÷32.
- [2] <http://www.kolektory.krakow.pl/index.php?action=warunki>.
- [3] Gabalińska H.: Uwzględnienie zasad energetyki słonecznej w inteligentnym budynku biurowym rozwiązaniem według koncepcji „Sol-Skin”, Polska Energetyka Słoneczna, nr 1, 2005.
- [4] Nowak H.: Wpływ rozwiązań fasadowych na oświetlenie pomieszczeń światłem dziennym i rocznym. Bilans energetyczny budynków, Polska Energetyka Słoneczna, nr 3, 2007.

## THE SOLAR ENERGY USAGE PERSPECTIVE

### Summary

The paper represents: methods for using solar energy at house construction, solar energy development perspective, technical and economical usage aspects and also difficulties which may appear with the use of that kind of energy.

*Złożono w Oficynie Wydawniczej w kwietniu 2010 r.*

Jadwiga KALETA  
Dorota PAPCIAK  
Politechnika Rzeszowska

## WPŁYW OBRÓBKİ CHEMICZNEJ NA ZDOLNOŚĆ JONOWYMIENNĄ IŁOŁUPKÓW KLINOPTYLOLITOWO-MONTMORYLONITOWYCH

W artykule przedstawiono wpływ sposobu przygotowania iłowca klinoptylolito-montmorylonitowego na zdolność jonowymienną. Jej wartość wyznaczono przy zastosowaniu roztworów zawierających różne stężenia azotu amonowego. Stwierdzono, że efektywność usuwania jonów amonowych i zdolność jonowymienna badanych minerałów jest największa dla próbek modyfikowanych węglanem sodu.

### 1. Wprowadzenie

Zdolność jonowymienna glinokrzemianów (m.in. klinoptylolitów i montmorylonitów) stanowi jedną z ich ważniejszych właściwości, a niska cena i dostępność decydują o możliwościach ich wykorzystania w celach ochrony środowiska. Wymiana jonowa jest obecnie najszerzej stosowaną w skali technicznej metodą usuwania zanieczyszczeń z wody. Pomimo że jest ciągle badana i doskonalona, wydaje się być najbardziej znaną metodą. Zaletami tej metody są: szybkość procesu, prosta obsługa i możliwość zautomatyzowania. Na efektywność procesu wymiany jonowej wpływa m.in.: sposób przygotowania iłowca klinoptylolitowego, jego skład chemiczny, wielkość uziarnienia, odczyn, skład i stężenie oczyszczanego roztworu [1, 2].

W warunkach prowadzenia procesu wymieniana jest tylko pewna część kationów umieszczonych w strukturze minerałów. Wykorzystanie wszystkich pozycji wymiennych jest niemożliwe z powodu ograniczeń wynikających z rozmiarów jonów. W związku z tym rzeczywiste pojemności jonowymiennie są mniejsze od teoretycznych. Aby zwiększyć pojemność jonowymienną, zaleca się wstępną obróbkę minerałów, której skuteczność uzależniona jest od wielu czynników, m.in. od rodzaju zastosowanego związku chemicznego, stężenia, czasu kontaktu z minerałem [2, 3].

Celem badań było określenie wpływu obróbki chemicznej na zdolność jonowymienną iłołupków klinoptylolito-montmorylonitowych w stosunku do jonów amonowych.

## 2. Metodyka badań

Do badań wybrano próbki iłołupków różniące się zawartością procentową klinoptylolitu. Wszystkie próbki wyprażano w temperaturze 500°C. Niektóre z nich przed wyprażaniem poddawano aktywacji za pomocą węgla sodu, 20% kwasu siarkowego lub 20% kwasu solnego. Wszystkie badane próbki posiadały uziarnienie 0,315÷1,4 mm. Szczegółową charakterystykę minerałów zestawiono w tab. 1. i 2.

Tabela 1. Ogólna charakterystyka badanych próbek minerałów

| Numer próbki | Zawartość klinoptylolitu, % | Zawartość montmorylonitu, % | Rodzaj aktywacji           |
|--------------|-----------------------------|-----------------------------|----------------------------|
| 1            | 0                           | 75                          | naturalny                  |
| 2            | 0                           | 75                          | aktywacja węglanem sodu    |
| 3            | 7                           | 65                          | naturalny                  |
| 4            | 7                           | 65                          | aktywacja węglanem sodu    |
| 5            | 7                           | 65                          | aktywacja kwasem solnym    |
| 6            | 7                           | 65                          | aktywacja kwasem siarkowym |

Tabela 2. Skład chemiczny iłołupków klinoptylolitowo-montmorylonitowych

| Składnik                       | Minerał z zawartością klinoptylolitu, % | Składnik                       | Minerał bez udziału klinoptylolitu, % |
|--------------------------------|---|--------------------------------|---------------------------------------|
| SiO <sub>2</sub>               | 69,68                                   | SiO <sub>2</sub>               | 60,64                                 |
| Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | 13,55                                   | Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | 17,58                                 |
| Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | 4,83                                    | Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | 6,97                                  |
| MgO                            | 1,88                                    | MgO                            | 2,38                                  |
| CaO                            | 2,59                                    | CaO                            | 1,34                                  |
| Straty prażenia                | 5,09                                    | Straty prażenia                | 6,31                                  |
| Inne domieszki                 | 2,38                                    | Inne domieszki                 | 4,78                                  |

Badania laboratoryjne będące realizacją tematu niniejszej pracy, przeprowadzono za pomocą testu naczyniowego. Naważki minerałów w ilości 5 g umieszczano w kolbkach stożkowych i zalewano 200 cm<sup>3</sup> roztworu modelowego. Roztwór modelowy (roboczy) azotu amonowego sporządzano na bazie wody destylowanej poprzez wprowadzenie odpowiedniej ilości NH<sub>4</sub>Cl. Stosowano roztwory o trzech różnych stężeniach azotu amonowego: stężenie I – 18 mg (1 mval) N-NH<sub>4</sub><sup>+</sup>/dm<sup>3</sup>, stężenie II – 10 mg N-NH<sub>4</sub><sup>+</sup>/dm<sup>3</sup> i stężenie III – 5 mg N-NH<sub>4</sub><sup>+</sup>/dm<sup>3</sup>.

Próbki wytrząsano przez 30 min. Pozostawiano je do odstania na 30 min, a następnie w zdekantowanych i przesączonych roztworach oznaczano azot amonowy (PN-ISO 7150-1:2002) i odczyn pH (PN-90/C-04540.01).

### 3. Wyniki badań i ich omówienie

Proces usuwania azotu amonowego na sorbentach naturalnych ma charakter wymiennie-sorpcyjny, w którym dominującą rolę odgrywa wymiana jonowa. Wymiana jonowa na minerałach nie może być porównywana z wymianą jonową na kationitach syntetycznych ze względu na różnice w oddziaływaniach między grupami jonoczynnymi jonitu a wymienianymi jonami. W przypadku żywic toczą się dyskusje, czy są to tylko oddziaływania elektrostatyczne jon-jon czy też powstaje wiązanie chemiczne. Natomiast w przypadku minerałów (w tym zeolitów) zdania są jednoznaczne – wymiana jonów prowadzi do utworzenia nowych wiązań chemicznych [4, 5]. Liczne pozycje literaturowe dotyczące badań rentgenograficznych struktury minerałów podają, że są to wiązania koordynacyjne [6]. Tak więc można powiedzieć, że wymiana jonowa na iłolupkach klinoptylolitowo-montmorylonitowych jest chemisorpcją. Dostatecznie dobrze rozwinięta struktura wewnętrzna, tj. system kanałów i komór ułatwiający transport jonów, wskazuje zaś na procesy absorpcyjne. Przez termin „wymiana jonowa” należy zatem rozumieć proces wymiany jonowej z nałożonymi nań efektami ubocznymi.

Aby zwiększyć rzeczywistą zdolność jonowymienną, zaleca się wstępną obróbkę roztworami, których celem jest wymycie wszystkich kationów mogących uczestniczyć w procesie wymiany i przeprowadzenie minerału w formę jednokationową (najczęściej sodową). Pomiar zdolności wymiany kationowej polega na określeniu ilości kationów, które minerał jest zdolny zasorbować w danych warunkach. Do badań tych stosuje się rozmaite kationy, a wyniki mogą różnić się w zależności od przyjętej procedury badań. Różnice te przypisuje się zwykle różnym rozmiarom promieni jonowych i formom występowania w roztworach wodnych (stopień hydratacji). Do wyznaczania zdolności jonowymiennej minerałów najczęściej stosowane są kationy sodowe i amonowe. Ponieważ jedną z chemicznych modyfikacji badanych iłolupków była modyfikacja za pomocą węgla sodu, dlatego użyto jonu amonowego jako kationu wskaźnikowego. Ponadto badane próbki charakteryzowały się różną zawartością klinoptylolitu, który wykazuje szczególne powinowactwo z jonami amonowymi. Wyniki uzyskane w trzech seriach badań (różne stężenia roztworów wyjściowych) zestawiono w tab. 3÷5.

Zdolności jonowymienne  $Z_w$  wyliczono według wzoru:

$$Z_w = \frac{(C_0 - C_k) \cdot V}{G} \quad (1)$$

gdzie:  $C_0$  – początkowe stężenie roztworu roboczego, mval (mg)/dm<sup>3</sup>,  
 $C_k$  – końcowe stężenie roztworu roboczego, mval (mg)/dm<sup>3</sup>,  
 $G$  – masa próbki użytej do badań, g,  
 $V$  – objętość roztworu roboczego, dm<sup>3</sup>.

Efektywność procesu – procent usunięcia azotu amonowego E (%) obliczono ze wzoru:

$$E = \frac{C_0 - C_k}{C_0} \cdot 100 \quad (2)$$

Tabela 3. Zdolności jonowymienne próbek w odniesieniu do jonów amonowych (stężenie roztworu roboczego 1 mval N-NH<sub>4</sub><sup>+</sup>/dm<sup>3</sup>, 18 mg N-NH<sub>4</sub><sup>+</sup>/dm<sup>3</sup>)

| Nr próbki | pH   | C <sub>k</sub> ,<br>mg N-NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> /dm <sup>3</sup> | C <sub>0</sub> - C <sub>k</sub> ,<br>mg N-NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> /dm <sup>3</sup> | Efektywność<br>procesu<br>usuwania<br>N-NH <sub>4</sub> , % | Zdolność<br>wymiana,<br>mval N-NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> /g | Zdolność<br>wymiana,<br>mg N-NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> /g |
|-----------|------|--|---|---|--|--|
| r-r rob.  | 6,59 | 18   | -   | -   | -  | -  |
| 1         | 6,75 | 13   | 5,0   | 27,78   | 0,071  | 1,0  |
| 2         | 8,19 | 10   | 8,0   | 44,44   | 0,114  | 1,6  |
| 3         | 6,17 | 10   | 8,0   | 44,44   | 0,114  | 1,6  |
| 4         | 7,68 | 11   | 7,0   | 38,89   | 0,100  | 1,4  |
| 5         | 4,64 | 10   | 8,0   | 44,44   | 0,114  | 1,6  |
| 6         | 4,61 | 13   | 5,0   | 27,78   | 0,071  | 1,0  |

Tabela 4. Zdolności jonowymienne próbek w odniesieniu do jonów amonowych (stężenie roztworu roboczego 10 mg N-NH<sub>4</sub><sup>+</sup>/dm<sup>3</sup>)

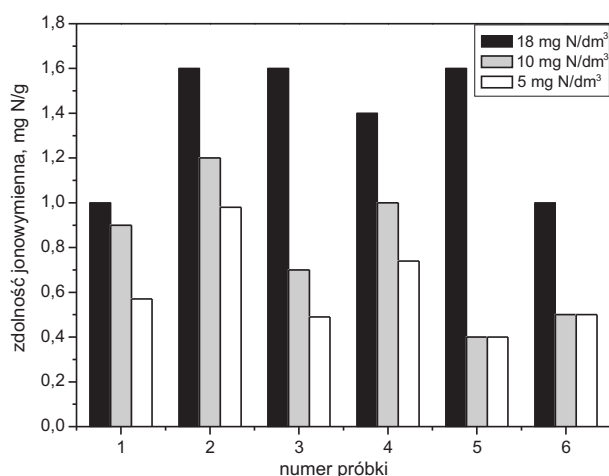
| Nr próbki | pH   | C <sub>k</sub> ,<br>mg N-NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> /dm <sup>3</sup> | C <sub>0</sub> - C <sub>k</sub> ,<br>mg N-NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> /dm <sup>3</sup> | Efektywność<br>procesu<br>usuwania<br>N-NH <sub>4</sub> , % | Zdolność<br>wymiana,<br>mval N-NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> /g | Zdolność<br>wymiana,<br>mg N-NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> /g |
|-----------|------|--|---|---|--|--|
| r-r rob.  | 6,59 | 10,0   | -   | -   | -  | -  |
| 1         | 6,75 | 5,5  | 4,5   | 45  | 0,060  | 0,9  |
| 2         | 8,19 | 4,0  | 6,0   | 60  | 0,086  | 1,2  |
| 3         | 6,17 | 6,5  | 3,5   | 35  | 0,050  | 0,7  |
| 4         | 7,68 | 5,0  | 5,0   | 50  | 0,071  | 1,0  |
| 5         | 4,64 | 8,0  | 2,0   | 20  | 0,029  | 0,4  |
| 6         | 4,61 | 7,5  | 2,5   | 25  | 0,036  | 0,5  |

Tabela 5. Zdolności jonowymienne próbek w odniesieniu do jonów amonowych (stężenie roztworu roboczego 5 mg N-NH<sub>4</sub><sup>+</sup>/dm<sup>3</sup>)

| Nr próbki | pH   | C <sub>k</sub> ,<br>mg N-NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> /dm <sup>3</sup> | C <sub>0</sub> - C <sub>k</sub> ,<br>mg N-NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> /dm <sup>3</sup> | Efektywność<br>procesu<br>usuwania<br>N-NH <sub>4</sub> , % | Zdolność<br>wymiana,<br>mval N-NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> /g | Zdolność<br>wymiana,<br>mg N-NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> /g |
|-----------|------|--|---|---|--|--|
| r-r rob.  | 6,59 | 5,5  | -   | -   | -  | -  |
| 1         | 6,75 | 2,65   | 2,85  | 51,8  | 0,041  | 0,57   |
| 2         | 8,19 | 0,6  | 4,90  | 89,1  | 0,070  | 0,98   |
| 3         | 6,17 | 3,05   | 2,45  | 44,5  | 0,035  | 0,49   |
| 4         | 7,68 | 1,8  | 3,70  | 67,3  | 0,053  | 0,74   |
| 5         | 4,64 | 3,5  | 2,0   | 36,4  | 0,029  | 0,4  |
| 6         | 4,61 | 3,0  | 2,5   | 45,5  | 0,036  | 0,5  |



Zdolności jonowymienne testowanych próbek były wprost proporcjonalne do stężenia początkowego roztworu modelowego (roboczego). Im większe było stężenie jonów amonowych, tym otrzymano większą wartość zdolności jonowymiennej. Wyjątek stanowiły próbki modyfikowane kwasem siarkowym i solnym (nr 5 i 6), których zdolności jonowymienne dla stężenia 10 i 5 mg N/dm<sup>3</sup> były porównywalne (rys. 1).



Rys. 1. Wpływ obróbki chemicznej na zdolność jonowymienną minerałów

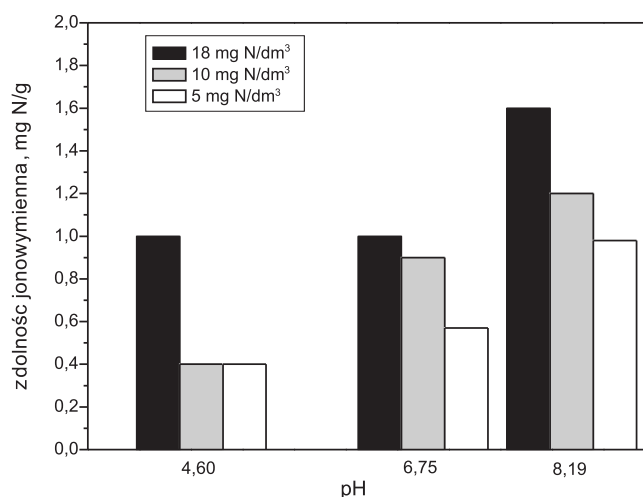
Zdecydowanie największą zdolność jonowymienną dla wszystkich stężeń posiadała próbka nr 2, a także próbka nr 4 – obie modyfikowane węglanem sodu. Na podstawie uzyskanych wyników można stwierdzić, że o zdolności jonowymiennej próbek w głównej mierze decydował sposób ich modyfikacji, natomiast zawartość klinoptylolitu (w próbce nr 2 – 0%, w próbce nr 4 – około 7%) decydowała o ich wartości w niewielkim stopniu. Przedmiotowe próbki modyfikowane były węglanem sodu, czyli pracowały w cyklu sodowym. Zdolności jonowymienne dostarczonych próbek o stężeniu azotu amonowego w roztworze 5 mg N-NH<sub>4</sub><sup>+</sup>/dm<sup>3</sup> wahały się w granicach 0,4÷0,98 mg N-NH<sub>4</sub><sup>+</sup>/g. Są to wartości porównywalne z wynikami uzyskanymi we wcześniejszych badaniach (tab. 6.).

Tabela 6. Zdolność jonowymienna minerałów w zależności od zawartości czystego klinoptylolitu

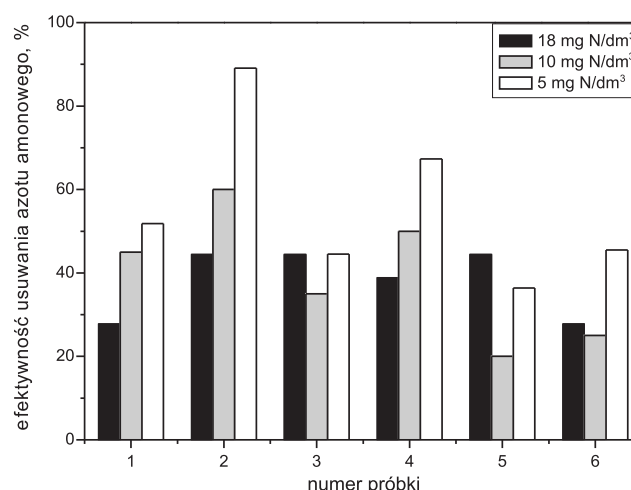
| Zawartość klinoptylolitu w minerale, % | Zdolność jonowymienna, mg N-NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> /g | Pochodzenie minerału           | Źródło         |
|--|---|--------------------------------|----------------|
| 65                                     | 1,96±2,24   | tuf słowacki (Niżny Hrabovec)  | [7]            |
| 4÷20                                   | 0,32±0,54   | ilołupki z Pogórza Dynowskiego | [8]            |
| 7                                      | 0,57±0,98   | ilołupki z Pogórza Dynowskiego | badania własne |
| 0                                      | 0,49±0,74   | ilołupki z Pogórza Dynowskiego | badania własne |

Następnym czynnikiem wpływającym na wartość zdolności jonowymiennej jest odczyn roztworu. W tym przypadku różnice są wynikiem obecności ładunków zależnych od odczynu. W roztworach kwaśnych wartość zdolności jonowymiennej maleje, co spowodowane jest tworzeniem miejsc naładowanych dodatnio wskutek sorpcji protonów na krawędziach warstw obdarzonych ładunkiem ujemnym. Sprawia to, że cząsteczki stają się dwubiegunowe. Liczba ładunków ujemnych pozostaje niezmienną, natomiast zwiększa się liczba ładunków dodatnich. Cały sumaryczny ładunek, który decyduje o zdolności wymiany jonowej, zmniejsza się więc wraz ze wzrostem kwasowości. W roztworach zasadowych stwierdza się z kolei deficyt jonów wodorowych, co powoduje wzrost wartości zdolności jonowymiennej.

Sposób modyfikacji wpływał na wartość pH roztworów pozostających w kontakcie z minerałami: obniżał się w przypadku próbek modyfikowanych kwasami, a wzrastał po obróbce węglanem sodu (tab. 3÷5.). Wraz ze wzrostem wartości pH obserwowano wzrost skuteczności usuwania azotu amonowego, bez względu na stężenie jonów amonowych w badanych roztworach (rys. 2.). Należy jednak wziąć pod uwagę fakt, że podczas wyprężania minerału z węglanem sodu mogły powstać lokalne obszary o podwyższonym odczynie, który spowodował przejście jonów amonowych w gazowy amoniak i w rezultacie jego desorpcję z roztworu. Udział tego procesu w porównaniu z procesem wymiany jonowej jest jednak niewielki, ze względu na wzrost odczynu zaledwie do pH = 8,2.



Rys. 2. Zależność zdolności jonowymiennej od wartości pH roztworu pozostającego w kontakcie z modyfikowanymi iłolupkami; pH = 4,6 – próbka modyfikowana kwasem siarkowym, pH = 6,75 – próbka poddawana prażeniu, pH = 8,19 – próbka modyfikowana węglanem sodu



Rys. 3. Wpływ obróbki chemicznej na efektywność usuwania azotu amonowego

Forma gazowa azotu amonowego pozostaje w równowadze z formą jonową i pojawia się w śladowych ilościach po przekroczeniu  $\text{pH} = 8,0$ . Udział tego zjawiska jest procentowo niewielki, jednak należy o nim pamiętać.

Efektywność usuwania jonów amonowych była odwrotnie proporcjonalna do stężenia początkowego roztworów. Największą skuteczność usuwania azotu amonowego odnotowano w przypadku iłupków modyfikowanych węglanem sodu (próbki nr 2 i 4, rys. 3.), najniższą – dla próbek minerałów modyfikowanych kwasami (próbki nr 5 i 6, rys. 3.).

#### 4. Wnioski

1. Zdolność jonowymienna badanych iłupków zależy od sposobu przygotowania minerału. Substancje o charakterze kwasowym powodują obniżenie jej wartości, a substancje o charakterze zasadowym wzrost zdolności jonowymiennej minerału w stosunku do jonów amonowych.
2. Najbardziej efektywną metodą modyfikacji, po której zastosowaniu efektywność usuwania azotu amonowego była największa, jest metoda wyprężania minerałów z węglanem sodu w temperaturze  $500^{\circ}\text{C}$ . Na końcowy efekt usuwania azotu amonowego mogły mieć wpływ dwa procesy: wymiana jonowa (decydujący udział) i desorpcja gazowego amoniaku spowodowana wzrostem odczynu roztworu (niewielki udział).
3. Efektywność usuwania jonów amonowych jest odwrotnie proporcjonalna do stężenia początkowego roztworu; im wyższe jest stężenie roztworu, tym niższa jest efektywność usuwania jonów (procent usunięcia).

## Literatura

- [1] Granops M., Papciak D., Piech A.: Wykorzystanie zeolitów karpackich w uzdatnianiu wód podziemnych, I Konferencja Naukowo-Techniczna „Uzdatnianie wód podziemnych – badanie, projektowanie i eksploatacja, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1996, s. 117÷126.
- [2] Semmens M.J., Martin W.P.: Influence of pretreatment on the capacity and selectivity of clinoptilolite for metal ions, *Water Research*, vol. 22, no 5, 1988, s. 537÷544.
- [3] Papciak D.: Wpływ obróbki chemicznej na pojemność jonowymienną klinoptylolitu, VI Międzynarodowa Konferencja Naukowa Lwów–Koszyce–Rzeszów „Aktualne problemy budownictwa i Inżynierii Środowiska”, Wydawn. Politechniki Lwowskiej, Lwów 2001.
- [4] Pigoń K., Ruziewicz Z.: *Chemia fizyczna*, PWN, Warszawa 1981.
- [5] McWeeny R.: *Coulsona wiązania chemiczne*, PWN, Warszawa 1987.
- [6] Feng X., Savin S.M.: Oxygen isotope studies of zeolites – stilbite, analcime, heulandite and clinoptilolite: II Kinetics and mechanisms of isotopic exchange between zeolites and water vapor, *Geochimica and Cosmochimica Acta*, vol. 57, 1993, s. 4219÷4238.
- [7] Papciak D.: Zastosowanie klinoptylolitów do usuwania azotu amonowego z roztworów wodnych, 1998 (praca niepublikowana).
- [8] Papciak D., Kaleta J., Granops M.: Zastosowanie wymiany jonowej do usuwania związków azotowych z wody, Konferencja Naukowo-Techniczna „Małe, indywidualne stacje i urządzenia uzdatniające wodę do picia i celów specjalnych”, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 1996, s. 16÷25.

## THE INFLUENCE OF TREATMENT ON ION EXCHANGE CAPACITY OF CLINOPTILOLITE-MONTMORILLONITE SHALES

### Summary

The influence of preparation method of clinoptilolite-montmorillonite shale on its ionic exchange capacity was presented in this paper. The ionic exchange capacity was determined using solutions containing ammonium nitrogen with various concentrations. The best efficiency in ammonium ions removing was observed when the shale was modified using sodium carbonate.

*Złożono w Oficynie Wydawniczej w kwietniu 2010 r.*

Jadwiga KALETA  
Dorota PAPCIAK  
Alicja PUSZKAREWICZ  
Politechnika Rzeszowska

## WYMYWANIE ZANIECZYSZCZEŃ Z IŁOŁUPKÓW KLINOPTYLOLITOWO-MONTMORYLONITOWYCH

W artykule przedstawiono wyniki badań dotyczących możliwości zastosowania iłołupków klinoptylolitowo-montmorylonitowych w procesach oczyszczania wody. Badania miały na celu jakościowe i ilościowe oznaczenie substancji, które mogą być wymywane z badanych minerałów do czystej wody w procesie desorpcji. Znajomość formy oddziaływania minerału na czystą wodę jest istotnym kryterium decydującym o jego przydatności w oczyszczaniu wody. Umożliwia też określenie właściwej lokalizacji obiektów w procesach technologicznych. Jest to konieczne ze względu na wymagania sanitarno-higieniczne, decydujące o dopuszczeniu minerału do uzdatniania wody przeznaczonej do picia i celów gospodarczych. Stwierdzono, że zanieczyszczenia wymywane z modyfikowanych iłołupków klinoptylolitowo-montmorylonitowych mają niewielki wpływ na jakość czystej wody i mogą być stosowane w procesach uzdatniania wody przeznaczonej do picia i na potrzeby gospodarcze.

### 1. Wprowadzenie

Naturalne glinokrzemiany (m.in. klinoptylolit i montmorylonit), ze względu na ich dostępność i niską cenę, stanowią wyjątkowo korzystną ofertę dla wielu gałęzi przemysłu rolnictwa i ochrony środowiska [1]. Wysoki stopień odporności na działanie wody większości materiałów naturalnych pozwala na ich zastosowanie jako wypełnienie kolumn filtracyjnych, wykorzystywanych do oczyszczania wód i ścieków [2, 3]. Obecny poziom wiedzy technicznej pozwala na wykorzystanie i oczyszczanie wód nawet najbardziej zasolonych i zanieczyszczonych. Jednym z podstawowych etapów oczyszczania jest filtracja, dlatego tak ważne jest poszukiwanie skutecznych i tanich materiałów filtracyjnych.

Niewątpliwie istotną zaletą minerałów zeolitonowych, w porównaniu z innymi materiałami filtracyjnymi, jest ich duża porowatość, która zapewnia dobre właściwości hydrodynamiczne kolumn filtracyjnych [4]. Duży obszar ich zastosowania to usuwanie azotu amonowego, metali ciężkich i pierwiastków promieniotwórczych z roztworów wodnych [5÷7]. W Polsce pokłady tego minerału znajdują się głównie w skałach osadowych w okolicach Rzeszowa na Pogórzu Dynowskim – zawartość czystego klinoptylolitu w iłowcu waha się od 4÷30%.

Iłolupki z Pogórza Dynowskiego zawierają montmorylonit z domieszką illitu (z grupy minerałów ilastych) i klinoptylolit (z grupy zeolitów). Najbardziej znaczące właściwości tych glinokrzemianów to: skład chemiczny, struktura, zachowanie podczas ogrzewania, odporność chemiczna, właściwości molekularno-sitowe, jonowymiennie i sorpcyjne [8].

Aby polepszyć wytrzymałość mechaniczną i zdolność jonowymienną iłolupków, można je poddawać modyfikacjom termicznej i chemicznej, ale procesy te mogłyby negatywnie wpływać na jakość wody czystej. Znajomość formy oddziaływania minerału na czystą wodę jest istotnym kryterium, decydującym o jego przydatności w oczyszczaniu wody. Umożliwia też określenie właściwej lokalizacji obiektów w procesach technologicznych, co jest niezgodne ze względu na wymagania sanitarno-higieniczne decydujące o dopuszczeniu minerału do uzdatniania wody przeznaczonej do picia i celów gospodarczych. Skład wody jest ściśle ustalony w zależności od sposobu użytkowania. Badania miały na celu jakościowe i ilościowe oznaczenie substancji, które mogą przenikać z badanych minerałów w środowisko wody w wyniku desorpcji.

## 2. Metodyka badań

Do badań wybrano próbki iłolupków różniące się procentową zawartością klinoptylolitu. Wszystkie próbki wyprażano w temperaturze 500°C. Niektóre z nich przed wyprażaniem poddawano aktywacji za pomocą węgla sodu, 20% kwasu siarkowego lub 20% kwasu solnego. Wszystkie badane próbki posiadały uziarnienie 0,315÷1,4 mm. Szczegółową charakterystykę minerałów zestawiono w tab. 1. i 2.

Badania laboratoryjne będące realizacją tematu niniejszej pracy przeprowadzono za pomocą testu naczyniowego. Do butli wsypano po 0,5 kg minerału i zalano wodą redestylowaną w ilości 1,5 dm<sup>3</sup>. Tak przygotowane próby pozostawiono na 24 h, od czasu do czasu wstrząsając. Po upływie 24 h wodę nadosadową zlewarowano, przesączono i poddano analizie fizykochemicznej. Do

Tabela 1. Ogólna charakterystyka badanych próbek minerałów

| Numer próbki | Zawartość klinoptylolitu, % | Zawartość montmorylonitu, % | Rodzaj aktywacji           |
|--------------|-----------------------------|-----------------------------|----------------------------|
| I            | 0                           | 75                          | naturalny                  |
| II           | 0                           | 75                          | aktywacja węglanem sodu    |
| III          | 7                           | 65                          | naturalny                  |
| IV           | 7                           | 65                          | aktywacja węglanem sodu    |
| V            | 7                           | 65                          | aktywacja kwasem solnym    |
| VI           | 7                           | 65                          | aktywacja kwasem siarkowym |

Tabela 2. Skład chemiczny łożułek klinoptylolito-montmorylonitowych

| Składnik                       | Minerał z zawartością klinoptylolitu, % | Składnik                       | Minerał bez udziału klinoptylolitu, % |
|--------------------------------|---|--------------------------------|---------------------------------------|
| SiO <sub>2</sub>               | 69,68                                   | SiO <sub>2</sub>               | 60,64                                 |
| Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | 13,55                                   | Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | 17,58                                 |
| Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | 4,83                                    | Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | 6,97                                  |
| MgO                            | 1,88                                    | MgO                            | 2,38                                  |
| CaO                            | 2,59                                    | CaO                            | 1,34                                  |
| Straty prażenia                | 5,09                                    | Straty prażenia                | 6,31                                  |
| Inne domieszki                 | 2,38                                    | Inne domieszki                 | 4,78                                  |

badani użyto wody redestylowanej o parametrach zamieszczonych w tab. 3. Próbkę wody analizowano pod kątem wybranych wskaźników, jakim powinna odpowiadać woda przeznaczona do picia i celów gospodarczych (pH, barwa, mętność, przewodnictwo, twardość, żelazo, mangan, sód), oraz wybranych zanieczyszczeń, które wytypowano ze względu na możliwość ich obecności, związaną z właściwościami sorpcyjnymi minerałów (ołów, kadm, miedź, nikiel, chrom, stront). Wszystkie analizy wykonano według standardowych procedur, zgodnie z obowiązującymi normami.

Tabela 3. Parametry wody używanej do badań

| Oznaczenia    | Jednostka                          | Zawartość w próbce |
|---------------|------------------------------------|--------------------|
| PH            | –                                  | 7,2                |
| Temperatura   | °C                                 | 19,0               |
| Przewodnictwo | μS · cm <sup>-1</sup>              | 4,0                |
| Utlenialność  | mg O <sub>2</sub> /dm <sup>3</sup> | 0,3                |
| Barwa         | Hazen                              | 0                  |
| Mętność       | NTU                                | 0                  |

### 3. Wyniki badań i ich omówienie

W wodzie po kontakcie z próbkami minerałów nastąpiły znaczne przekroczenia dopuszczalnych norm jakości wody przeznaczonej do picia w zakresie mętności barwy i odczynu (tab. 4.). Wzrost mętności związany był z wymywaniem najdrobniejszych frakcji minerałów w trakcie wytrząsania. Największy wzrost zanotowano dla próbek II i IV, które były modyfikowane węglanem sodu. Różnorodność pochodzenia, charakteru i wielkości cząstek zawieszonych w wodzie przyczyniających się do mętności powoduje, że pomiar tego parametru daje tylko ogólną informację o stopniu zanieczyszczenia wody. Niemniej jest to informacja bardzo pożyteczna z punktu widzenia procesów zachodzących w wodzie. Mętność uzależniona jest od wielkości frakcji minerału stopnia przeszlamowania oraz staranności zdjęcia lewarem zdekantowanej wody. Woda po

kontakcie z próbkami wykazywała mętność od 39 do 66 NTU (tab. 4.). Należało więc rozważyć konieczność wstępnego płukania minerałów używanych w procesach oczyszczania wody przeznaczonej do picia i celów gospodarczych (dopuszczalna wartość mętności 1 NTU).

Tabela 4. Parametry fizykochemiczne wody po kontakcie z minerałami

| Parametr                      | Jednostka                          | Numer próbki |         |         |         |         |         | Dopuszczalna zawartość w wodzie do picia |
|-------------------------------|------------------------------------|--------------|---------|---------|---------|---------|---------|--|
|                               |                                    | I            | II      | III     | IV      | V       | VI      |  |
| pH                            | –                                  | 6,7          | 9,6     | 6,67    | 8,98    | 6,01    | 5,96    | 6,5÷9,5                                  |
| Barwa                         | Hazen                              | 26(14)*      | 44(21)* | 27(13)* | 39(18)* | 36(12)* | 32(11)* | 15,0                                     |
| Mętność                       | NTU                                | 39           | 66      | 45      | 59      | 57      | 54      | 1,0                                      |
| Przewodność                   | $\mu\text{S} \cdot \text{cm}^{-1}$ | 950          | 1650    | 970     | 1620    | 1370    | 1260    | 2500                                     |
| Twardość                      | $\text{mgCaCO}_3/\text{dm}^3$      | 2,0          | 6,0     | 2,0     | 4,0     | 2,0     | 2,0     | 60-500                                   |
| SiO <sub>2</sub>              | $\text{mg}/\text{dm}^3$            | 23,5         | 21,5    | 26,5    | 20,2    | 5,84    | 21,5    | -  |
| PO <sub>4</sub> <sup>3-</sup> | $\text{mg}/\text{dm}^3$            | 3,18         | 3,26    | 0,24    | 0,18    | 11,33   | 0,14    | -  |
| Sód                           | $\text{mgNa}/\text{dm}^3$          | 3,5          | 44,0    | 11,0    | 46,0    | 14,0    | 11,0    | 200,0                                    |
| Ołów                          | $\text{mgPb}/\text{dm}^3$          | 0,00         | 0,021   | 0,034   | 0,030   | 0,035   | 0,021   | 0,05                                     |
| Kadm                          | $\text{mgCd}/\text{dm}^3$          | 0,001        | 0,001   | 0,001   | 0,001   | 0,001   | 0,001   | 0,003                                    |
| Żelazo                        | $\text{mgFe}/\text{dm}^3$          | 0,07         | 0,07    | 0,030   | 0,05    | 0,00    | 0,004   | 0,2                                      |
| Mangan                        | $\text{mgMn}/\text{dm}^3$          | 0,05         | 0,038   | 0,053   | 0,041   | 0,039   | 0,044   | 0,05                                     |
| Miedź                         | $\text{mgCu}/\text{dm}^3$          | 0,004        | 0,004   | 0,004   | 0,01    | 0,01    | 0,01    | 2,0                                      |
| Nikiel                        | $\text{mgNi}/\text{dm}^3$          | 0,001        | 0,001   | 0,0     | 0,001   | 0,002   | 0,0     | 0,02                                     |
| Stront                        | $\text{mgSr}/\text{dm}^3$          | 0,00         | 0,00    | 0,70    | 0,0     | 0,0     | 0,0     | -  |
| Chrom                         | $\text{mgCr}/\text{dm}^3$          | 0,008        | 0,014   | 0,021   | 0,022   | 0,026   | 0,021   | 0,05                                     |

\* wartość po przesączeniu wody

Barwa wody do picia, podobnie jak mętność, jest również limitowana. Według ustawodawstwa w Polsce nie może ona przekraczać 15 Hazenów [9]. Mętność pojawiająca się przy pomiarze barwy stwarzała trudność jej oznaczenia. W związku z tym oznaczenia barwy dokonano dopiero po przesączeniu próbek. W badanej wodzie po kontakcie z minerałami wynosiła ona odpowiednio od 26 do 44 Hazenów, a po przesączeniu jej wartość zawierała się w przedziale od 11 do 21 Hazenów (tab. 4.) i przekraczała dopuszczalną wartość 15 Hazenów tylko w próbkach II i IV (modyfikowanych węglanem sodu). Do niedawna uważano, że barwa wody nie ma znaczenia higienicznego, jednak ostatnio stwierdzono zależność między tym parametrem a zdolnością tworzenia haloformów w procesie chlorowania wody [10].

Zmiany odczynu pH były w korelacji ze sposobem modyfikacji próbek. Próbki traktowane węglanem sodu powodowały wzrost odczynu do górnej wartości dopuszczalnej wynoszącej 9,5, natomiast modyfikowane kwasem obniżały pH poniżej dolnej granicy 6,5. Najkorzystniejsze ze względu na wpływ na wodę czystą były próbki I i III (minerały wyprażane w temperaturze 500°C). Odczyn wody nie ma znaczenia pod względem sanitarnym, jest jednak istotnym parametrem



trem decydującym o przebiegu procesu jej uzdatniania oraz o właściwościach korozyjnych wody. Jego stałość ma duże znaczenie dla większości procesów biologicznych i fizykochemicznych stosowanych w oczyszczaniu wody [11]. W przypadku filtracji kolumnowej jego wzrost nie powinien być jednak zbyt duży, ze względu na krótki czas kontaktu wody z minerałem.

Twardość, czyli sumaryczna zawartość wapnia i magnezu, w największym stopniu wzrosła tylko w próbkach II, IV i była niższa od dolnej granicy wartości dopuszczalnej  $60 \text{ mg CaCO}_3/\text{dm}^3$ . Świadczy to o tym, że wymywanie wapnia i magnezu z badanych minerałów jest znikome. Z gospodarczego punktu widzenia wody twarde są niepożądane, ze względu na duże zużycie mydła, łatwość tworzenia się osadów, podrażnienia skóry itp. Różne gałęzie przemysłu wymagają stosowania wody miękkiej. Szczególne wymagania co do twardości stawia się wodzie przeznaczonej do kotłów parowych. Bierze się tu pod uwagę nie tylko samą twardość wody, lecz także rodzaje poszczególnych związków wapnia i magnezu. Najmniej pożądanym jest tutaj siarczan wapniowy  $\text{CaSO}_4$ , gdyż tworzy bardzo twarde kamień kotłowy, oraz chlorek magnezowy  $\text{MgCl}_2$ , sprzyjający procesom korozji.

Metale ciężkie, mogące działać rakotwórczo i teratogennie (Ni, Cd, Pb, Sr, Cr), wystąpiły w ilościach śladowych i ich stężenia nie powinny budzić obaw. Stężenia jonów metali, mogących wpływać na walory smakowe i użytkowe wody (Cu, Fe, Mn), również nie przekroczyły wartości normatywnych (tab. 4.).

Zawartość żelaza zmieniała się od  $0,04$  do  $0,07 \text{ mg}/\text{dm}^3$  i była niższa od wartości dopuszczalnej wynoszącej  $0,2 \text{ mg}/\text{dm}^3$ . Żelazo jest pierwiastkiem, który powszechnie występuje w wodach naturalnych i jest niezbędny do normalnego rozwoju organizmów żywych. Dopuszczalne stężenie w wodzie do picia wynosi  $0,2 \text{ mg}/\text{dm}^3$  Fe [9]. Należy przestrzegać tej wartości, gdyż duże stężenia tego pierwiastka w wodzie mogą powodować zaburzenia wzrostu roślin, są toksyczne dla ryb w ilościach  $1\div 2 \text{ mg}/\text{dm}^3$ , powodują powstawanie plam przy praniu bielizny oraz nadają gorzko-słodki smak wodzie, który jest wyczuwalny przy zawartości  $1\div 2 \text{ mg}/\text{dm}^3$  [12].

Mangan jest pierwiastkiem pospolitym występującym w skorupie ziemskiej i często tworzy minerały własne. O jego zawartości w skale macierzystej decydują warunki klimatyczne, ukształtowanie terenu i szata roślinna [12]. Mangan bierze udział w różnych procesach fizjologicznych jako aktywator enzymów regulujących metabolizm glukozy i innych węglowodanów, lipidów i białek. Toksyczność manganu jest mała i w warunkach naturalnych na ogół nie występuje. Jednak jego nadmiar może powodować zaburzenia w metabolizmie innych pierwiastków i ograniczać ich przyswajanie. Jego obecność w wodzie sprzyja rozwojowi bakterii, które zmieniają jej smak i zapach oraz mogą powodować zatykanie urządzeń wodociągowych. Woda wykorzystywana w przemyśle papierniczym, włókienniczym i fotochemicznym nie powinna zawierać manganu. Dopuszczalne stężenie manganu w wodzie przeznaczonej do picia nie powinno

przekraczać  $0,05 \text{ mg/dm}^3$  [9]. Jego zawartość w wodzie po kontakcie z badanymi minerałami wzrosła od  $0,038$  do  $0,053 \text{ mg/dm}^3$  (tab. 4.). Minimalne przekroczenie wartości dopuszczalnej wystąpiło w wodzie w wyniku kontaktu z minerałami poddawanymi tylko prażeniu, bez obróbki chemicznej (próbki I i III, tab. 4.).

Miedź jest uważana za pierwiastek ważny dla organizmu człowieka, przy czym nadmierne jego dawki mogą powodować objawy chorobowe. Brak jest jednak informacji o rakotwórczym i mutagennym działaniu miedzi. Przy stężeniach powyżej  $0,01 \text{ mg/dm}^3$  miedź nadaje wodzie gorzki smak, ale jej dopuszczalna zawartość w wodzie przeznaczonej do picia może wynosić  $2,0 \text{ mg/dm}^3$  [9]. W wodach naturalnych jej obecność uwarunkowana jest głównie rozpuszczalnością  $\text{Cu}_2(\text{OH})_2\text{CO}_3$  w środowisku kwaśnym i  $\text{Cu}(\text{OH})_2$  w środowisku zasadowym. W przypadku stosowania łożupków klinoptylolitowo-montmorylonitowych w procesach uzdatniania wody nie ma obawy, że przedostaną się do niej ilości miedzi, które mogą ujemnie wpłynąć na jej jakość.

#### 4. Podsumowanie

Podsumowując wyniki przeprowadzonych badań, można zauważyć, że zanieczyszczenia wmywane z modyfikowanych łożupków klinoptylolitowo-montmorylonitowych mają niewielki wpływ na jakość wody czystej i mogą być stosowane w procesach uzdatniania wody przeznaczonej do picia i do celów gospodarczych. Minerały poddawane tylko obróbce termicznej (wyprażane w temperaturze  $500^\circ\text{C}$ ) wykazały największe korzyści pod względem desorpcji zanieczyszczeń i domieszek w nich zawartych do **środowiska wody czystej**.

W odróżnieniu od łożupków modyfikowanych węglanem sodu wzrost mętności i barwy wody był najniższy, a wartość odczynu wody obniżyła się w nieznacznym stopniu, w porównaniu z minerałami modyfikowanymi kwasami. Wszystkie badane parametry spełniały wymagania zawarte w rozporządzeniu Ministra Zdrowia w sprawie warunków, jakim powinna odpowiadać woda przeznaczona do picia [9].

Minerały modyfikowane węglanem sodu powodowały wzrost wartości pH powyżej 9,5, natomiast traktowane kwasami – obniżenie wartości tego parametru poniżej 6,5. Barwa i mętność znacznie przekroczyły wartości dopuszczalne. Ponieważ badania prowadzono pod kątem możliwości zastosowania łożupków w procesach usuwania zanieczyszczeń z wody, a te realizowane są w procesie filtracji, przypuszcza się, że dobre przygotowanie wypełnienia filtrów poprzez skuteczne płukanie oraz dobranie parametrów procesowych (prędkości i czasu kontaktu) może zapobiec wzrostowi tych parametrów.

## Literatura

- [1] Podstolski R.: Zeolity – inteligentne materiały, *Eko-Styl*, nr 5, 1993, s. 12.
- [2] Kaleta J.: Application of modified clinoptilolite for purification of underground waters, 7th International Conference „Water supply and water quality”, t. I, Poznań–Zakopane 2006, s. 517÷527.
- [3] Kaleta J., Papciak D., Puzskarewicz A.: Klinoptylolity i diatomity w aspekcie przydatności w uzdatnianiu wody i oczyszczaniu ścieków, *Gospodarka Surowcami Mineralnymi*, t. 23, z. 3, 2007, s. 21÷34.
- [4] Kaleta J., Papciak D., Puzskarewicz A.: Naturalne i modyfikowane minerały w uzdatnianiu wód podziemnych, *Gospodarka Surowcami Mineralnymi*, t. 25, z. 1, 2009, s. 51÷63.
- [5] Papciak D.: Removal of ammonia nitrogen from ground water in biofiltration process, 18th International Conference „Water supply and water quality”, Poznań, t. I, 2004, s. 721÷728.
- [6] Papciak D.: Effect of nitrification-filter parking material on the time to reach its operation capacity, *Environmental Engineering*, Taylor&Francis Group, London 2007, s. 125÷132.
- [7] Warchoń J.: Usuwanie jonów metali ciężkich z zastosowaniem zeolitów naturalnych, 6th International Scientific Conference, Lwów 2008, s. 90÷95.
- [8] Ciciuszwił G.W., Andronikaszwił T.G.: *Zeolity naturalne*, WNT, Warszawa 1990.
- [9] Rozporządzenie Ministra Zdrowia z dnia 19 marca 2007 r. w sprawie jakości wody przeznaczonej do spożycia przez ludzi, *Dz.U. z 2007 r.*, Nr 61, poz. 417.
- [10] Zbieć E., Dojlido J.: Uboczne produkty dezynfekcji wody, *Ochrona Środowiska*, nr 3(74), s. 37÷45.
- [11] Kiedryńska L., Papciak D., Granops M.: *Chemia Sanitarna*, Wydawn. SGGW, Rzeszów 2006.
- [12] Kabata-Pendias A., Pendias H.: *Biogeochemia pierwiastków śladowych*, PWN, Warszawa 1993.

## LEACHING CONTAMINANTS FROM CLINOPTILOLITE-MONTMORILLONITE SHALES

### Summary

The aim of investigations was to define a possibilities of using the clinoptilolite-montmorillonite shales in processes of water purification and to ascertain its influence on water environment. Results can be used to qualify the proper location of clinoptilolite in purification of drinkable water. The qualitative and quantitative determination of substances, which can penetrate to water from clinoptilolite by desorption process was carried out.

*Złożono w Oficynie Wydawniczej w kwietniu 2010 r.*

Jadwiga KALETA  
Dorota PAPCIAK  
Alicja PUSZKAREWICZ  
Politechnika Rzeszowska

## ZASTOSOWANIE ZŁOŻ CHEMICZNIE AKTYWNYCH DO ODŻELAZIANIA I ODMANGANIANIA WODY

W artykule przedstawiono charakterystykę wybranych mas katalitycznych, dostępnych obecnie na polskim rynku. Materiały te służą do wysoko efektywnego usuwania związków żelaza i manganu z wody. Na złożach filtracyjnych (z testowanych mas) przeprowadzono badania laboratoryjne, które miały określić ich skuteczność w uzdatnianiu wód wglębnych. Stwierdzono, że różnice wynikające z budowy i właściwości mas sprawiają, że każda z nich powinna być dokładnie dostosowana do jakości wody, zastosowanej technologii uzdatniania oraz warunków eksploatacyjnych. Wybór masy katalitycznej dla określonej SUW powinien być każdorazowo poprzedzony badaniami technologicznymi w skali laboratoryjnej. Z testowanych złoż filtracyjnych najbardziej uniwersalnym i efektywnym okazał się „zielony piasek” (masa MZ-10), naturalny zeolit pokryty dwutlenkiem manganu.

### 1. Wprowadzenie

Czynnikiem decydującym o sposobie uzdatniania wód podziemnych jest właściwe rozpoznanie jakości ujmowanej wody. Szczególnie należy podkreślić konieczność przeprowadzenia badań fizyczno-chemicznych wody oraz wykonania pełnych badań technologicznych. Uzdatnianie wód podziemnych najczęściej polega na usunięciu z nich związków żelaza i manganu, co zazwyczaj oparte jest na procesach filtracyjnych. Są to metody skuteczne, proste i o stosunkowo niskich kosztach.

Obecnie usuwanie związków żelaza łatwo wytrącalnego nie sprawia większych trudności. Problemy pojawiają się wówczas, gdy równocześnie z żelazem z wody należy usunąć związki manganu. Proces uzdatniania staje się najbardziej ekonomiczny wtedy, gdy jest realizowany jako jednostopniowa filtracja. Ważnym etapem opracowania takiej metody oczyszczania wody jest zastosowanie odpowiedniego materiału filtracyjnego. Powszechnie stosowany piasek kwarcowy z powodzeniem można zastąpić nowymi materiałami filtracyjnymi, których zastosowanie sprowadza się nie tylko do mechanicznego działania, ale również

do aktywnego oddziaływania poprzez reakcje chemiczne zachodzące na powierzchni złóż. Aktywne złoża filtracyjne posiada zdolności sorpcyjne m.in. w stosunku do kationów manganu [1].

Próby zastosowania mas chemicznie aktywnych do równoczesnego usuwania żelaza i manganu z wody podjęto już kilka lat temu. Złożyło się na to kilka przyczyn, a mianowicie:

- zmiana w ostatnich latach postawy organów kontroli jakości wody wobec przekroczeń zawartości żelaza i manganu w wodach uzdatnianych,
- nowelizacja polskiej normy jakości wody obejmująca obniżenie dopuszczalnej ilości żelaza do  $0,2 \text{ mg/dm}^3$  i manganu do  $0,05 \text{ mg/dm}^3$ ,
- konieczność rozwiązania problemu odmanganiania i odżelaziania wody w istniejących, eksploatowanych stacjach uzdatniania wody.

W materiałach firmowych przedsiębiorstw zajmujących się dystrybucją mas katalitycznych podkreślane jest, że w odniesieniu do znanych procesów uzdatniania wód podziemnych technologia z użyciem mas umożliwi m.in.:

- usuwanie związków żelaza i manganu w układzie jednostopniowej filtracji,
- wydłużenie cyklu filtracyjnego dzięki większej pojemności złoża,
- znaczne zwiększenie skuteczności filtracji wody zawierającej duże ilości żelaza, manganu i azotu amonowego [2].

W artykule przedstawiono charakterystykę wybranych mas katalitycznych, dostępnych obecnie na polskim rynku, które służą do wysoko efektywnego usuwania związków żelaza i manganu z wody. Na podstawie przeprowadzonych badań laboratoryjnych omówiono ich skuteczność w uzdatnianiu wód w głębinach.

## 2. Charakterystyka badanych złóż

### 2.1. Złóża braunsztynowe

Dwutlenek manganu ( $\text{MnO}_2$ ) zwany braunsztynem lub brunatniakiem stosowany jest w procesach utleniania z uwagi na swoją wysoką aktywność utleniającą. Złóża tlenowych rud manganowych zawierają około 60÷95%  $\text{MnO}_2$  i nie więcej niż 0,05% (Cu + Ni + Co + As + Fe). Najwięcej  $\text{MnO}_2$  występuje w piro-luzycie i ramsdellicie.

Skład fizykochemiczny rud braunsztynowych nie jest na ogół stały dla danej rudy, ale może zmieniać się w zależności od wydobywanej partii złoża. Różnice mogą dochodzić do 5% zmian zawartości  $\text{MnO}_2$ .

Najwyższe zawartości procentowe  $\text{MnO}_2$  posiadają rudy z Gabonu (82%), Republiki Południowej Afryki (86%), Egiptu (81%), Australii (73÷80%) [3].

Nazwy handlowe rud wysokomanganowych to m.in.:

- masa katalityczna G-1,
- masa Filox, Filox-R,

- masa Pyrolox,
- masa Defeman.

Masy z rud wysokomanganowych nie wymagają chemicznej regeneracji. Przed właściwą filtracją przez złożę wskazane jest wstępne napowietrzanie wody. Zalecanym odczynem wody jest zakres 6,0÷9,0 pH.

W Politechnice Poznańskiej prowadzone były wstępne badania technologiczne, które potwierdziły wyższą efektywność usuwania związków żelaza i manganu na złożach braunsztynowych w stosunku do złóż z piasku kwarcowego wpracowanego i niewpracowanego [3, 4].

## 2.2. Charakterystyka masy katalitycznej Birm

Birm jest granulowanym materiałem filtracyjnym oferowanym w dwóch różnych uziarnieniach (0,6 mm i 0,48 mm). Jest to specjalnie spreparowana substancja zawierająca nierozpuszczalny katalizator manganowy. W skład masy Birm wchodzi dwutlenek manganu, amorficzna i krystaliczna krzemionka oraz składniki wiążące.

Przed przystąpieniem do filtracji przez złożę wodę należy wstępnie napowietrzyć. Wtłaczanie koniecznych do utleniania ilości powietrza może następować poprzez dostępny w handlu zawór napowietrzający (automatycznie). Masa nie wymaga uaktywniania, w związku z czym nie ma konieczności stosowania dodatkowych chemikaliów. Koszty eksploatacji związane są jedynie z regularnym płukaniem materiału filtracyjnego mającym na celu usunięcie osadzonych zanieczyszczeń.

Optymalne efekty odżelaziania wymagają spełnienia następujących warunków:

- woda nie może zawierać siarkowodoru ani zanieczyszczeń olejowych,
- związki organiczne nie powinny być wykrywalne lub powinny występować w niewielkich ilościach,
- zawartość tlenu powinna kształtować się na poziomie 15% w stosunku do zawartości żelaza,
- odczyn wody powinien być wyższy niż 6,5 pH.

W przypadku odmanganiania wymagania są podobne, z tym jednak, że wartość odczynu pH powinna kształtować się między 8÷9 pH [5].

## 2.3. Charakterystyka mas katalitycznych MZ-10 i MTM

Masy MZ-10 i MTM są materiałami, w których strukturę powierzchni wbudowany został katalizator – dwutlenek manganu w ilości 1÷3%. Masa **MZ-10 katalityczna – zielony piasek** (greensand) jest manganowym zeolitem, środkiem utleniającym i filtrującym, otrzymanym w wyniku przetwarzania glaukonitu, produktu naturalnego. Skład chemiczny masy tworzą takie związki, jak: SiO<sub>2</sub>,

$\text{Al}_2\text{O}_3$  – podstawowy skład szkieletu zeolitu, oraz  $\text{K}_2\text{O}$ ,  $\text{MgO}$ ,  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  [6]. M2-10 ma następujące właściwości fizyczne:

- postać – czarne, kuliste granulki,
- gęstość właściwa – ok.  $2,4 \text{ kg/dm}^3$ ,
- gęstość nasypowa –  $1,4 \text{ kg/dm}^3$ ,
- średnica efektywna –  $0,35 \text{ mm}$ ,
- zakres uziarnienia –  $0,25 \div 1,00 \text{ mm}$ ,
- współczynnik jednorodności –  $1,5$ .

**Pojemność złoża gwarantowana przez producenta to  $1,4 \text{ g Fe/dm}^3$  złoża.**

Masa **MTM** jest tzw. syntetycznym zielonym piaskiem o następujących właściwościach fizycznych:

- kolor – ciemny brązowy,
- współczynnik jednorodności –  $1,9$ ,
- gęstość nasypowa –  $720 \text{ g/l}$ ,
- wielkość czynna –  $0,6 \div 0,7 \text{ mm}$ .

Obie masy posiadają właściwości katalityczne. Kształt i małe rozmiary granulek, łącznie z ich chropowatością i trwałością, dają znakomitą efektywność filtracji i sorpcji.

Masy utleniają sole manganu w wodzie do wyższych nierozpuszczalnych tlenków. W tym samym czasie wyższe tlenki będące składnikami powłoki manganowego zeolitu ulegają redukcji do niższych nierozpuszczalnych tlenków. Gdy wyczerpie się pojemność utleniania, złoża regeneruje się nadmanganianem potasu.

Masy stosuje się według dwóch podstawowych technik – okresowej regeneracji lub ciągłego dawkowania nadmanganianu potasu. Wybór metody zależy przede wszystkim od poziomu oraz ilości żelaza i manganu w uzdatnianej wodzie.

**Zalecane warunki pracy dla okresowej regeneracji złoża [6]**

- odczyn wody –  $6,2 \div 8,0 \text{ pH}$ ,
- zalecana minimalna wysokość złoża –  $76 \text{ cm}$ ,
- szybkość płukania –  $20 \div 30 \text{ m/h}$ ,
- zalecany czas płukania – minimum  $10 \text{ min}$ ,
- robocza szybkość przepływu –  $12 \div 24 \text{ m/h}$ ,
- poziom regeneracji –  $2 \div 4 \text{ kg KMnO}_4/\text{m}^3$ ,
- stężenie  $\text{KMnO}_4$  –  $0,2 \div 0,5\%$ ,
- optymalny czas regeneracji –  $30 \div 40 \text{ min}$ .

**Zalecane warunki pracy dla ciągłej regeneracji złoża [6]**

- minimalna wysokość złoża –  $50 \div 60 \text{ cm}$  greensand i  $38 \text{ cm}$  antracytu,
- zalecana szybkość płukania –  $20 \div 30 \text{ m/h}$ ,
- robocza szybkość filtracji –  $7 \div 12 \text{ m/h}$ .

### 3. Badania własne – laboratoryjne

#### 3.1. Zastosowanie mas braunsztynowych

Przeprowadzone zostały badania laboratoryjne sprawdzające przydatność masy Pyrolox i Defeman do usuwania żelaza i manganu w jednostopniowej filtracji. Do badań wykorzystano wodę wodociągową, poddaną dechloracji na węglu aktywnym, z dodatkiem związków żelaza i manganu. Skład wody przedstawiono w tab. 1.

Układ badawczy składał się z kolumn filtracyjnych o średnicy 40 mm i wysokości złoża filtracyjnego 700 mm. Złoże nr 1 stanowiła kolumna wypełniona masą Defeman o granulacji 0,5÷1,4 mm, złoże nr 2 – kolumna wypełniona masą Pyrolox o granulacji 0,4÷0,8 mm.

Złoże nr 3 było dwuwarstwowe, składało się z 700 mm właściwej warstwy filtracyjnej z masy Pyrolox i wierzchniej warstwy utworzonej z 200 mm antracytu o granulacji 0,8÷1,6 mm. Prędkość filtracji przez złoża wynosiła 7 m/h.

Nie stosowano wstępnego napowietrzania, ponieważ była to woda wodociągowa o zawartości tlenu ok. 12 mg/dm<sup>3</sup>. Uśrednione wartości z dwóch cykli filtracyjnych zamieszczono w tab. 1.

Tabela 1. Wskaźniki uzdatnianej wody

| Parametr | Jednostka          | Woda surowa | Jakość wody uzdatnionej |         |                  |
|----------|--------------------|-------------|-------------------------|---------|------------------|
|          |                    |             | Defeman                 | Pyrolox | Pyrolox/antracyt |
| Odczyn   | pH                 | 7,0÷7,5     | 6,9                     | 6,8     | 6,8              |
| Żelazo   | mg/dm <sup>3</sup> | 3,2÷4,5     | 0,18                    | 0,12    | 0,06             |
| Mangan   | mg/dm <sup>3</sup> | 0,45÷0,6    | 0,05                    | 0,05    | 0,03             |

W wyniku przeprowadzonych badań obydwie masy Pyrolox i Defeman okazały się dość skuteczne w usuwaniu związków żelaza i manganu z wody (tab. 1.). Jednakże z powodu szybkiego zapychania się obu złóż związkami żelaza (po ok. 6 h) zastosowano złoże dwuwarstwowe, w wyniku czego uzyskano dużo lepsze rezultaty – czas filtracji wydłużył się prawie dwukrotnie i trwał około 11 h. We wszystkich przypadkach zauważalne było systematyczne zapowietrzanie się złoża od początku filtracji, co miało negatywny wpływ głównie na przebieg procesu odżelaziania wody (nieregularne pojawianie się związków żelaza w filtracie). Ponadto w przypadku masy Defeman wystąpiły trudności związane z wyszlamowaniem masy oraz zaobserwowano dużą ścieralność złoża podczas wypłukiwania wstecznego z intensywnością 25 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>h.



### 3.2. Badania nad przydatnością masy Birm

Badania przeprowadzono na skalę półtechniczną. Określono przydatność masy do jednoczesnego usuwania związków żelaza i manganu dla wody o pH = 7,0 i zawartości żelaza 5,0 mg/dm<sup>3</sup> i manganu 0,5 mg/dm<sup>3</sup>.

Zainstalowany filtr o średnicy 13 cali i wysokości 54 cali wypełniony był masą Birm o granulacji 0,6 mm. Jego pracą kierowała głowica automatyczna firmy Autorol serii 163. Prędkość filtracji wynosiła 10 m/h.

Zawartość żelaza przez cały okres filtracji oscylowała w pobliżu wartości śladowych, natomiast zawartość związków manganu tylko w początkowym krótkim okresie uzdatniania (trwającym kilka godzin) była zadowalająca, a w czasie dalszej filtracji wynosiła ok. 0,4 mg/dm<sup>3</sup>. Masa Birm w jednostopniowej filtracji okazała się przydatna głównie do usuwania związków żelaza.

Nieskutecznie były usuwane związki manganu, co związane było prawdopodobnie ze zbyt niskim odczynem wody (pH poniżej 8,0) i dużą ilością związków żelaza, blokującą aktywną powłokę ziarn złoża.

### 3.3. Badania nad przydatnością mas MTM i MZ-10 (greensand)

#### Metodyka badań

Do badań użyto mas MZ-10 i MTM dostarczonych przez producenta. Ciśnieniowy przepływ wody odbywał się z góry do dołu, a prędkość filtracji przyjęto zgodnie ze wskazówkami zawartymi w ulotce informacyjnej i wynosiła  $v = 7$  m/h.

Do badań użyto dwa modelowe roztwory wodne, sporządzone na bazie wody wodociągowej (dechlorowanej i natlenionej). Skład fizyczno-chemiczny tych roztworów przedstawiono w tab. 2.

Tabela 2. Wskaźniki uzdatnianej wody

| Parametr | Jednostka          | Zakres stężeń      |                    |
|----------|--------------------|--------------------|--------------------|
|          |                    | woda nr 1<br>(W-1) | woda nr 2<br>(W-2) |
| Odczyn   | pH                 | 7,2                | 7,2                |
| Żelazo   | mg/dm <sup>3</sup> | 1,2÷1,5            | 3,5÷4,5            |
| Mangan   | mg/dm <sup>3</sup> | 0,33÷0,47          | 0,9÷1,0            |

Zakres badań obejmował pracę złożeń techniką okresowej i ciągłej regeneracji. W obu wersjach badania były prowadzone w dwóch etapach. Pierwszy dotyczył pracy złożeń jednowarstwowych, którego układ filtracyjny stanowiły kolumny o średnicy  $d = 40$  mm, wypełnione masą MZ-10 i MTM do wysokości  $h = 700$  mm. Etap drugi dotyczył filtracji przez złożeń dwuwarstwowych. Kolumny filtracyjne o średnicy  $d = 40$  mm wypełnione były do wysokości  $h_1 = 500$  mm

masą MZ-10 i MTM, a górną warstwę  $h_2 = 200$  mm stanowił granulowany antracyt o uziarnieniu  $0,8\div 1,4$ .

Celem badań było:

- określenie długości cyklu filtracji,
- określenie pojemności utleniających zióła w stosunku do żelaza i manganu,
- porównanie techniki ciągłej z okresową pod względem usuwania związków żelaza i manganu,
- porównanie pracy zióła dwuwarstwowego ze ziółem jednowarstwowym.

### Filtracja techniką ciągłą

Proces ten polegał na ciągłym dawkowaniu środka utleniającego w postaci nadmanganianu potasu do wody przed ziółem w ilości potrzebnej do utlenienia zawartych w uzdatnianej wodzie związków żelaza i manganu. Dawka  $\text{KMnO}_4$  dla wody nr 1 wynosiła  $D_1 = 3 \text{ mg/dm}^3$ , dla wody nr 2 –  $D_2 = 8 \text{ mg/dm}^3$ . Cykle filtracyjne prowadzono do momentu zakolmatowania zióła. Wypłukiwanie zióła w obu cyklach prowadzone było przeciwnie wodą wodociągową z prędkością 20 m/h przez 30 min.

### Filtracja techniką okresową

Proces ten związany jest z okresową regeneracją zióła, tj. gdy jego zdolność utleniająca się wyczerpie. Sekwencja w procesie okresowym jest następująca: filtracja, wypłukiwanie, regeneracja, płukanie stabilizujące.

Filtrację dla każdego cyklu prowadzono do momentu wyczerpania się zdolności utleniającej zióła w stosunku do manganu, tj. do pojawienia się w wycieku wartości  $C_{\text{Mn}} = 0,05 \text{ mg/dm}^3$ .

Zióło regenerowano 0,3% roztworem  $\text{KMnO}_4$  z czasem kontaktu utleniacza ze ziółem 30 minut. Prędkość regeneracji wynosiła 4,0 m/h.

Do płukania stabilizującego używano wody destylowanej. Odbywało się ono do momentu zaniku śladowych ilości związków manganu w wodzie płucznej.

Wypłukiwanie zióła odbywało się po wyczerpaniu jego zdolności utleniającej lub przy wzroście oporów hydraulicznych zióła, które uniemożliwiały utrzymanie założonych prędkości filtracji. Wypłukiwanie zióła prowadzono w sposób analogiczny do techniki ciągłej.

### Wyniki badań i ich omówienie

#### Proces ciągły

W procesie techniką ciągłą wodę badaną filtrowano do momentu pojawienia się w wycieku związków żelaza lub manganu. W pierwszym etapie badań prowadzonym dla wody nr 1 (W-1) filtracja na ziólu MZ-10 trwała zaledwie

3 godziny, a dla MTM 8 godzin. Straty ciśnienia w kolumnie filtracyjnej wzrosły tak znacznie, że uniemożliwiło to utrzymanie założonej prędkości 7 m/h. Ze względu na krótki czas pracy złoża nie obliczano pojemności utleniającej.

W drugim etapie badań (dla złoża dwuwarstwowego) cykl filtracyjny dla wody nr 1 na obu testowanych złożach trwał ok. 17 godzin. Uzyskane pojemności utleniające dla obu złożów były podobne i wynosiły ok.  $P = 800 \text{ gFe/m}^3$ . Zastosowanie złoża dwuwarstwowego spowodowało znaczne wydłużenie czasu filtracji, w porównaniu z cyklem przeprowadzonym na złożu jednowarstwowym.

W drugiej części prowadzono filtracje dla wody nr 2 (W-2) o zwiększonych zawartościach żelaza i manganu. W tej części badań zrezygnowano z filtracji na złożu jednowarstwowym, ze względu na szybką kolmatację złoża już przy mniejszych stężeniach żelaza i manganu (dla W-1).

Cykl filtracyjny dla złoża dwuwarstwowego (drugi etap) w przypadku MZ-10 trwał 6 godzin, a dla złoża MTM był dłuższy – 11 godzin. Uzyskane pojemności utleniające wynosiły:

- dla masy MZ-10:  $P_{\text{MZ-10}} = 540 \text{ gFe/m}^3$ ,
- dla masy MTM:  $P_{\text{MTM}} = 950 \text{ gFe/m}^3$ .

W tej części badań (tj. techniką ciągłą) dla żadnego cyklu filtracyjnego nie uzyskano wielkości pojemności utleniających zbliżonych do podanych przez producenta masy, czyli wynoszących  $1400 \text{ g/m}^3$  w przeliczeniu na związki żelaza.

### Proces okresowy

Jakość uzdatnionych wód W-1 i W-2 w filtracji okresowej przedstawiono w tab. 3. **W pierwszym etapie badań** (złoże jednowarstwowo) dla MZ-10, w przypadku badań dotyczących wody W-1 czas filtracji wynosił 54 godziny, a pojemności utleniające złoża: dla związków żelaza  $P_{\text{Fe}} = 1300 \text{ g/m}^3$  oraz dla związków manganu  $P_{\text{Mn}} = 400 \text{ g/m}^3$ , co w sumie dało pojemność utleniającą  $P_{\text{MZ-10}} = 2100 \text{ g/m}^3$  złoża, w przeliczeniu na związki żelaza, czyli była to wartość przekraczająca podaną przez producenta.

Tabela 3. Jakość wody uzdatnionej – technika okresowa

| Parametr                    | I etap – złożo jednowarstwowo |      |      |      | II etap – złożo dwuwarstwowo |      |      |      |
|-----------------------------|-------------------------------|------|------|------|------------------------------|------|------|------|
|                             | MZ-10                         |      | MTM  |      | MZ-10                        |      | MTM  |      |
|                             | W-1                           | W-2  | W-1  | W-2  | W-1                          | W-2  | W-1  | W-2  |
| pH                          | 6,9                           | 6,8  | 6,8  | 6,9  | 6,7                          | 6,7  | 6,8  | 6,8  |
| Żelazo,<br>$\text{mg/dm}^3$ | 0,12                          | 0,18 | 0,19 | 0,2  | 0,00                         | 0,01 | 0,12 | 0,1  |
| Mangan,<br>$\text{mg/dm}^3$ | 0,0                           | 0,03 | 0,03 | 0,04 | 0,0                          | 0,00 | 0,01 | 0,03 |

Cykl filtracyjny dla wody nr 2 został przerwany w 5 godzinie i nie był kontynuowany (czyli nie przeprowadzono pełnego cyklu filtracyjnego) ze względu na bardzo duży opór hydrauliczny, związany z szybkim wytracaniem się związków żelaza w górnej części filtru. Nie zdołano utrzymać przyjętych w założeniu prędkości filtracji. Nie obliczano pojemności utleniającej złoża.

Złoże z masy MTM dla W-1 pracowało znacznie krócej niż złoże MZ-10 – zaledwie 36 godzin. Dla wody W-2 czas filtracji do momentu przebicia złoża (czyli  $C_{Mn} = 0,05 \text{ mg/dm}^3$ ) trwał 25 godzin i był trzykrotnie dłuższy niż dla MZ-10. Uzyskane pojemności utleniające wyniosły:

- $P_{1MTM} = 1050 \text{ g/m}^3$  dla wody W-1,
- $P_{2MTM} = 980 \text{ g/m}^3$  dla wody W-2.

**W drugim etapie badań** (dla złoża dwuwarstwowego) cykle filtracyjne dla złoża MZ-10 trwały:

- $T_1 = 123$  godziny dla W-1,
- $T_2 = 74$  godziny dla W-2.

Podczas tych dwóch procesów filtracji żelazo i mangan usuwane były w 100% przez cały czas trwania cyklu. Pojemność utleniająca złoża dla W-1 wynosiła  $P'_{1MZ-10} = 6200 \text{ g/m}^3$ , dla W-2 była nieco mniejsza:  $P'_{2MZ-10} = 5100 \text{ g/m}^3$ .

Drugi etap badań w odniesieniu do złoża MTM przebiegał następująco: dla wody W-1 cykl filtracyjny trwał  $T_1 = 88$  godzin, dla wody W-2 czas filtracji do momentu osiągnięcia punktu przebicia złoża wyniósł  $T_2 = 56$  godzin. We wszystkich cyklach filtracyjnych żelazo utrzymywało się w przedziale  $0,1 \div 0,12 \text{ mg/dm}^3$ , a mangan w  $0,01 \div 0,03 \text{ mg/dm}^3$ . Uzyskane pojemności utleniające wyniosły odpowiednio:

- $P'_{1MTM} = 3900 \text{ g/m}^3$  dla wody W-1,
- $P'_{2MTM} = 3500 \text{ g/m}^3$  dla wody W-2.

Aby utrzymać wymaganą prędkość filtracji w ciągu całego cyklu, złoża były płukane średnio co 20 godzin.

W przeprowadzonych badaniach laboratoryjnych potwierdzono skuteczność usuwania związków żelaza i manganu z wody na jednowarstwowym złożu z masy MZ-10 i MTM przy stężeniach związków żelaza nieprzekraczających  $1,5 \text{ mg/dm}^3$ . Nieekonomiczna była filtracja na złożu jednowarstwowym dla związków żelaza w ilościach powyżej  $3,5 \text{ mg/dm}^3$  i manganu ok.  $1,0 \text{ mg/dm}^3$ . Nie powinna więc być zalecana przez producenta masy.

Znacznie lepsze wyniki uzyskano w drugim etapie badań przy zastosowaniu do filtracji złoża dwuwarstwowego. Warstwa antracytowa dodatkowo zatrzymywała znaczną ilość wytrącającego się żelaza, przedłużając tym samym zdolność utleniającą mas w odniesieniu do związków manganu.

#### 4. Doświadczenia w zastosowaniu mas manganowych

Badania na skalę techniczną z zastosowaniem braunsztynu do jednoczesnego odżelaziania i odmanganiania prowadzone były przez Centrum Badawczo-Wdrożeniowe UNITEX. Masa katalityczna G-1 była składnikiem złoża filtracyjnego z wypełnieniem katalityczno-żwirowym, a jej wysokość stanowiła ok. 50% całkowitej warstwy filtracyjnej.

Na podstawie analizy posiadanych wyników z pracy stacji wykazano, że:

- dobre wyniki odmanganiania w filtracji jednostopniowej uzyskiwano dla wód, których odczyn był wyższy od 7,5 pH,
- zdecydowanie wyższy stopień usuwania manganu obserwowano przy prędkościach filtracji mniejszych od 15 m/h [7].

Prowadzone na wodociągu w Ostrowie Wielkopolskim badania efektywności odmanganiania wody na złożach braunsztynowych po wstępnym jej odżelazieniu pozwoliły stwierdzić, że:

- odmanganiacze, które wypełnione były złożem braunsztynowym w każdym cyklu obserwacji, niezależnie od prędkości filtracji (nawet 17,2 m/h), skutecznie usuwały mangan z wody do ilości śladowych przy odczynie wody 7,1÷7,2 pH,
- ilości związków żelaza, które trafiały na złoża braunsztynowe, nie zakłócały efektu odmanganiania,
- końcowe wyniki uzdatniania wody na złożach żwirowych (I stopień filtracji) i braunsztynowych (II stopień filtracji) były bardzo skuteczne [4].

#### 5. Doświadczenia w zastosowaniu masy MZ-10

Zastosowanie masy MZ-10 w stacjach uzdatniania wód podziemnych na terenie południowo-wschodniej Polski staje się coraz częstsze. Dzieje się tak dlatego, że ciągle buduje się nowe stacje – już istniejące wymagają modernizacji, natomiast jakość wody ulega pogorszeniu, a wymagania stawiane wodzie uzdatnionej są coraz wyższe. Nowe stacje muszą zatem działać efektywnie i bardziej ekonomicznie. Złoża filtracyjne wypełnione masą katalityczną (zielonym piaskiem) zastosowano m.in. na stacji uzdatniania wody w Kielnarowej – Czerwonkach, Jaśle i Medyce (stacje o małej wydajności) oraz w Łąncucie i Gorzycach (stacje o dużej wydajności) [8]. Modernizacje stacji uzdatniania zarówno dla wody miękkiej (Gorzycy), jak i wody twardej (Łąncut) wykazały, że związki żelaza i manganu występujące w dużych ilościach w wodzie surowej mogą być usunięte do ilości śladowych, niższych od norm zalecanych w Unii Europejskiej. Stacje z odpowiednio przygotowaną obsługą techniczną pracowały wzorowo, a uzyskane pojemności utleniające złóż były wyższe od założonych przez producenta masy ( $700 \text{ mg Mn/dm}^3$ ). W Gorzycach kształtowały się one na poziomie  $1000\div 1200 \text{ mg Mn/dm}^3$ , a w Łąncucie były jeszcze wyż-

sze [9]. Stacje w Kielnarowej – Czerwonkach, Jaśle i Medyce również były stacjami modernizowanymi, ponieważ wykazywały trudności przy usuwaniu związków manganu z wody. W miejsce istniejących filtrów piaskowych wprowadzono filtry z masą MZ-10 i trudności związane z usuwaniem manganu z wody zostały wyeliminowane. Pewne zakłócenia pracy tych stacji zaistniałe w trakcie eksploatacji wynikały najczęściej z nierzetelnego określenia przez inwestora maksymalnej wydajności stacji oraz niewykwalifikowanej obsługi stacji [9].

## 6. Podsumowanie

Mangan jest związkiem trudnym do usunięcia. Zastosowanie jednak mas filtracyjnych, pracujących na zasadzie katalitycznego utleniania, radykalnie rozwiązuje ten problem. Analizując przeprowadzone badania własne oraz doświadczenia innych autorów [10], stwierdza się, że spośród przebadanych nowych materiałów filtracyjnych na największą uwagę zasługuje masa M-10 (zielony piasek). Posiada ona bardzo dobre właściwości fizyczne i mechaniczne, największą wartość potencjału elektrokinetycznego oraz charakteryzuje się największą zdolnością adsorpcyjną w stosunku do jonów manganowych [10].

Zastosowanie MZ-10 zmniejsza trudności eksploatacyjne stacji uzdatniania wody, gdyż proces technologiczny nie wymaga zazwyczaj korekty odczynu wody, jak również wstępnego napowietrzania przy równoczesnej dużej redukcji związków manganu z wody. W procesie koagulacji kontaktowej, zastosowanej w celu usunięcia żelaza organicznego z wody poprzez wypełnienie filtra masą MZ-10, gwarantuje się również usunięcie związków manganu z wody, nie zwiększając kosztów inwestycyjnych i eksploatacyjnych stacji [11]. Zastosowanie złóż filtracyjnych z zielonego piasku na stacjach uzdatniania wody i uzyskanie dobrych efektów jednoczesnego usuwania żelaza i manganu z wody wymaga jednak przestrzegania reżimu technologicznego oraz fachowej i precyzyjnej obsługi zwłaszcza na etapie rozruchu stacji.

Równie skuteczna w usuwaniu związków żelaza i manganu okazała się masa MTM. Była nieco gorsza pod względem efektywności, tj. osiągniętej pojemności utleniającej. W najbliższym czasie masa MTM ma zastąpić masę MZ-10 (zielony piasek) – ze względu na zaprzestanie produkcji tej ostatniej ma być ona wycofana ze sprzedaży.

Porównując oba złoża, nasuwają się następujące stwierdzenia:

- obie masy skutecznie usuwają z wody żelazo i mangan już przy odczynie pH powyżej 6,5,
- masa MTM okazała się efektywniejsza jako złożo jednowarstwowe dla wody o zawartości żelaza powyżej ok.  $1,5 \text{ mg/dm}^3$ , co najprawdopodobniej związane jest z jej większą granulacją w stosunku do MZ-10,
- masa MZ-10 wykazuje się dużo większymi pojemnościami utleniającymi,

- masa MTM wymaga wstępnego napowietrzania – zielony piasek tego nie wymaga,
- zastosowanie złóż dwuwarstwowych (górną warstwę antracytową) zdecydowanie zwiększa pojemności utleniające mas katalitycznych w odniesieniu do związków manganu i wydłuża cykl filtracyjny.

Opracowując układ technologiczny uzdatniania wody podziemnej, aby uzyskać wymaganą jej jakość, z wykorzystaniem filtracji przez złoża z masami katalitycznymi, każdorazowo powinno się przeprowadzić badania technologiczne, przynajmniej w skali laboratoryjnej. Badania takie pozwoliłyby na wyeliminowanie wielu trudności związanych z praktycznym zastosowaniem wybranej technologii w warunkach technicznych.

## Literatura

- [1] Puszkarewicz A., Papciak D., Kaleta J.: Uzdatnianie wody wglębnej na złożach katalitycznych i biosorpcyjnych, Bydgoskie Towarzystwo Naukowe Ekologia i Technika, t. XVI, z. 4, 2008, s. 135÷140.
- [2] Puszkarewicz A., Kaleta J.: Koncepcja technologiczna uzdatniania wody wglębnej z okolic Rzeszowa, mat. XIX Krajowej Konferencji – VII Międzynarodowa Konferencja „Zaopatrzenie w wodę jakość i ochrona wód”, PZITS O/Kraków, Poznań–Zakopane, 19÷21 czerwca 2006, t. 1, s. 715÷723.
- [3] Dymaczewski Z., Jeż-Walkowiak J., Sozański M.: Badania pilotowe w projektowaniu technologii zakładów uzdatniania wody, Przegląd Komunalny, nr 5/2004, s. 99÷101.
- [4] Granops M., Puszkarewicz A.: Efektywność technologiczna wybranych stacji uzdatniania wód podziemnych, mat. IV Międzynarodowej Konferencji Naukowo-Technicznej „Zaopatrzenie w wodę, jakość i ochrona wód”, t. I, Kraków 2000, s. 383÷390.
- [5] Ulotka informacyjna „Birm”, BWT Polska.
- [6] Materiały informacyjne firmy „Purolite”.
- [7] Łasińska E., Sapięgo T.: Doświadczenia w stosowaniu braunsztynu do jednoczesnego odżelaziania i odmanganiania wód podziemnych, Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna „Zaopatrzenie w wodę miast i wsi”, PZITS, Poznań 1996, s. 241÷244.
- [8] Kaleta J., Puszkarewicz A.: Uzdatnianie wód podziemnych kwaśnych i miękkich, Hydroprezentacje VIII, 2005, s. 319÷326.
- [9] Granops M.: Skuteczna metoda usuwania żelaza i manganu z wód wglębnych, mat. III Konferencji Naukowo-Technicznej „Uzdatnianie wód podziemnych – badania, projektowanie i eksploatacja”, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1999, s. 52÷58.
- [10] Anielak A.M., Nowak R.: Ocena zdolności adsorpcyjnych wybranych złóż odmanganiających, mat. III Konferencji Naukowo-Technicznej „Uzdatnianie wód podziemnych – badania, projektowanie i eksploatacja”, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1999, s. 72÷85.

- [11] Puskarewicz A.: Odżelazianie i odmanganianie wód wglębnych o trudnej odżelazialności, mat. III Konferencji Naukowo-Technicznej „Uzdatnianie wód podziemnych – badania, projektowanie i eksploatacja”, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1999, s. 7÷13.

## **APPLICATION OF CHEMICALLY ACTIVE BEDS FOR REMOVING OF IRON AND MANGANESE FROM WATER**

### **S u m m a r y**

The paper presents characteristics of selected catalytic masses available presently on Polish market. Such materials serve for highly-effective removal of iron and manganese compounds from water. A number of laboratory tests were carried out on filtration beds (of tested materials) in order to determine their effectiveness in underground water treatment. It was found that differences, resulting from the material structure and properties, lead to conclusion that each filtration bed should be precisely adjusted to the quality of water to be filtered, as well as to the applied water-treatment process and process-running conditions. Prior to any selection of catalytic mass for a specific water-treatment station, the process should first be tested in laboratory scale. Natural zeolite covered with manganese dioxide, also called a „green sand” and sold here as the MZ-10 mass, proved to be most universal and effective material from the filtration beds tested.

*Złożono w Oficynie Wydawniczej w marcu 2011 r.*



Andrzej KOTOWSKI  
Politechnika Wroclawska

## ANALIZA METODOLOGII MODELOWANIA OPADÓW DO WYMIAROWANIA KANALIZACJI

Opracowane w latach 50. ubiegłego wieku zasady wymiarowania odwodnień terenów w Polsce są nieodpowiednie, zaniżają bowiem wyniki obliczeń miarodajnych strumieni opadów. Zasady te wymagają weryfikacji; pilnego zastąpienia wymaga zwłaszcza model Błaszczyka nowymi, dokładniejszymi modelami o zasięgu lokalnym, na podstawie których byłoby możliwe opracowanie szczegółowego atlasu opadów w Polsce – na wzór atlasu KOSTRA w Niemczech. Podstawą niniejszej pracy były wyniki pomiarów pluwiograficznych ze stacji meteorologicznej IMGW Wrocław–Strachowice z lat 1960-1990. Na tej podstawie sformułowano i zweryfikowano w praktyce metodologię do fizykalnego bądź probabilistycznego opracowywania wyników pomiarów opadów do zastosowania na innych stacjach meteorologicznych w kraju.

### 1. Wprowadzenie

Nasilające się w ostatnich dziesięcioleciach ekstremalne zjawiska przyrodnicze, takie jak gwałtowne, długotrwałe opady i związane z nimi powodzie czy wylewy z kanalizacji, powodują znaczne straty gospodarcze. Aby ograniczyć te straty, powinno się ciągle doskonalić zasady wymiarowania odwodnień terenów, w tym systemów melioracyjnych i systemów kanalizacyjnych. Współczesne metody badawcze stosowane w hydrologii, w tym monitoring opadów, w powiązaniu z wiedzą z zakresu statystyki, rachunku prawdopodobieństwa i modelowania matematycznego stają się obecnie niezbędnymi narzędziami do wykorzystania w praktyce inżynierskiej.

Projektowanie systemów odwodnień terenów zurbanizowanych, zwłaszcza kanalizacji deszczowej bądź ogólnospławnej wraz z obiektami typu separatory, przelewy burzowe, zbiorniki retencyjne czy oczyszczalnie ścieków, w Polsce jest zadaniem trudnym ze względu na brak wiarygodnej metody określania miarodajnego do wymiarowania kanalizacji natężenia deszczu. Model opadów Błaszczyka z 1954 r., który jest wciąż najczęściej stosowany do projektowania systemów kanalizacyjnych w Polsce [1÷3], znacznie zaniża wyniki obliczeń strumieni deszczu, co wykazano w licznych analizach porównawczych [4÷12]. Ma to swoje konsekwencje przy wymiarowaniu odwodnień terenów w Polsce według zaleceń normy europejskiej PN-EN 752:2008 [13], wpływając bezpośrednio na większą częstość wylewów z kanalizacji czy też brak możliwości

odbioru wód opadowych. Norma ta ogranicza częstość występowania tych niekorzystnych zjawisk do rzadkich „akceptowanych społecznie” powtarzalności: raz na 10 lat w przypadku terenów wiejskich oraz raz na 20, 30 lub 50 lat dla terenów miejskich – odpowiednio dla rodzaju zagospodarowania przestrzennego. Wynika stąd konieczność pilnego zastąpienia modelu Błaszczyka nowymi dokładniejszymi modelami, w tym o zasięgu lokalnym, na podstawie których byłoby możliwe opracowanie szczegółowego atlasu opadów w Polsce – na wzór niemieckiego atlasu KOSTRA. Dlatego tak ważne stają się obecnie systematyczne badania opadów dążące do określenia statystycznej częstości występowania maksymalnych wysokości czy natężeń jednostkowych deszczy. Niezbędny jest do tego odpowiednio długi i jednorodny materiał archiwalny z obserwacji opadów [12, 14]. Aby uzyskać porównywalne modele opadów pochodzących z różnych stacji meteorologicznych, wyniki pomiarów wysokości czy natężeń opadów powinny być opracowywane i uogólniane jedną wspólną metodologią, którą proponuje się w pracy na przykładzie opisu opadów we Wrocławiu.

## 2. Metody badawcze

### 2.1. Ogólne charakterystyki opadów

Opady atmosferyczne będące nieciągłym elementem meteorologicznym charakteryzują się dużą zmiennością czasową i przestrzenną występowania oraz znacznym zróżnicowaniem sum wysokości. O zjawisku opadowym określonego obszaru decydują liczne uwarunkowania środowiskowe, spośród których do najważniejszych zalicza się: położenie geograficzne, odległość od mórz i oceanów, ukształtowanie powierzchni i wyniesienie obszaru nad poziomem morza, pokrycie i sposób użytkowania terenu itp.

Podstawową formą ilościowego opisu deszczy są modele zależności: intensywności  $I$ , mm/min, lub natężenia jednostkowego  $q$ ,  $\text{dm}^3/(\text{s} \cdot \text{ha})$  bądź wysokości  $h$ , mm, opadu od czasu jego trwania  $t$  i prawdopodobieństwa wystąpienia  $p$ :

$$I = I(t, p), \quad q = q(t, p), \quad h = h(t, p) \quad (1)$$

Związki te prezentowane są najczęściej w postaci krzywych typu IDF (ang. *Intensity-Duration-Frequency*) bądź też krzywych typu DDF (ang. *Depth-Duration-Frequency*) dla różnych prawdopodobieństw  $p$  (lub zamiennie częstości  $C = 1/p$ ) wystąpienia opadu. Krzywe IDF stanowią rodzinę hiperbol o ogólnym równaniu [1]:

$$I = \frac{a}{(t + b)^n} + c \quad (2)$$

gdzie  $a$ ,  $b$ ,  $c$ ,  $n$  – współczynniki empiryczne zależne od prawdopodobieństwa pojawienia się danego deszczu oraz od czynników klimatycznych i fizjograficznych zlewni. Do ich ustalenia niezbędna jest seria kilkudziesięciu lat homogenicznych obserwacji [15]. Krzywe deszczy miarodajnych typu IDF czy DDF są z założenia tworami całkowicie sztucznymi – syntetycznymi. Na ich podstawie tworzony jest model blokowy opadu w zlewni o stałej wartości natężenia, który jest podstawą wymiarowania kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej tzw. metodami czasu przepływu [2, 16].

Miarodajne do projektowania bezpiecznych systemów odwodnień terenów są deszcze zarówno krótkotrwałe o dużym natężeniu jednostkowym ( $q$ ), jak i długotrwałe o znacznym zasięgu terytorialnym ( $A$ ), a więc o dużej wydajności ( $Q = qA$ ). W projektowaniu systemów kanalizacyjnych największe znaczenie mają intensywne opady. Wywołują one bowiem największe przepływy w kanałach deszczowych czy ogólnospławnych. Do wyodrębnienia opadów intensywnych (silne deszcze, ulewy, silne ulewy czy deszcze nawalne) najczęściej stosowane jest jakościowe kryterium Chomicza [17] (rys. 1.):

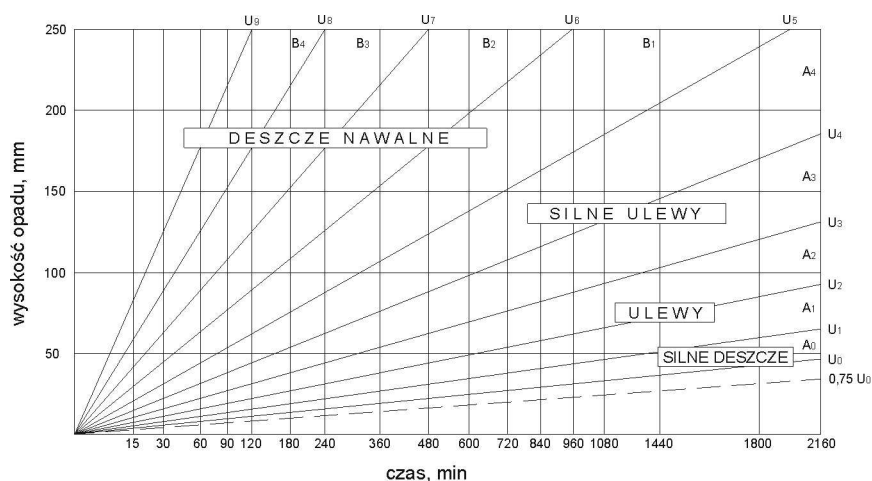
$$U_k = \sqrt{2^k} \cdot \sqrt{t} \quad (3)$$

gdzie:  $U_k$  – wysokość opadu kategorii  $k$  w skali Chomicza, mm,  
 $k$  – numer skali (kategorii) opadu:  $k = 0, 1, 2, 3, \dots, 9$ ,  
 $t$  – czas trwania deszczu, min.

Wyznaczenie powtarzalności – częstości  $C$  (w latach) czy też prawdopodobieństwa  $p$  (w ułamku lub w %) występowania opadów deszczu o danej lub większej wysokości  $h$  (w mm) bądź intensywności  $I$  (w mm/min), bądź też wartości natężenia jednostkowego  $q$  (w  $\text{dm}^3/\text{s ha}$ ) odbywa się najczęściej poprzez szeregowanie opadów według nierosnących wartości tych wskaźników [1, 15, 18÷28]. W ten sposób w pierwszym wierszu znajdzie się opad o najwyższej zaobserwowanej wysokości (intensywności czy natężenia), a w ostatnim – o najniższej zmierzonej wartości wskaźnika. Wartości te można odnieść zarówno do całego okresu trwania opadu – metoda „średnich wartości”, jak i do poszczególnych jego fragmentów o znanych (wyznaczanych bądź odczytywanych z pluwiogramów) przedziałowych wartościach  $h$ ,  $I$  czy  $q$  – metoda „chwilowych–maksymalnych wartości”. Ta druga metoda jest właściwa do formułowania podstaw bezpiecznego projektowania systemów odwodnień terenów, a zwłaszcza kanalizacji. Na tej podstawie tworzone są modele deszczy miarodajnych, które – w zależności od przyjętej metodologii do ich opracowania – można podzielić na dwie klasy:

- modele fizykalne oparte na empirycznym przyporządkowaniu częstości występowania zmierzonych szeregów czasowych w rzeczywistym okresie ich obserwacji,

- modele probabilistyczne opracowane na podstawie doboru teoretycznych rozkładów prawdopodobieństwa występowania empirycznych szeregów częstości w szerszym niż rzeczywisty okres obserwacji opadów.



Rys. 1. Klasyfikacja opadów deszczu w skali Chomicza; linią przerywaną oznaczono własne kryterium wyboru opadów do analiz statystycznych, na podstawie [12]

Pierwsze historyczne już modele opadów, opisujące związki natężenia (intensywności bądź wysokości) z czasem trwania i częstością występowania deszczy w postaci krzywych typu DDF czy IDF, powstały w Polsce na podstawie pomiarów wysokości opadów za pomocą prostych rejestratorów typu deszczomierz Hellmanna o małej dokładności, zwłaszcza dla opadów o czasach trwania od 5 do 60 min. Często też wykorzystywano zarejestrowane sumy wysokości opadów godzinowych, przeliczane następnie na mniejsze interwały czasowe. Wzorowano się przy tym na modelach radzieckich (Aleksiejewa i Gorbaczewa), niemieckich (Reinholda) czy francuskich (Guillota i Dubanda). Z tych względów modele te należy uznać z założenia za przybliżone. Współczesne modele fizykalne i probabilistyczne oparte są już na dyskretyzacji danych pluwiograficznych, odczytywanych z pluwiogramów w określonych przedziałach czasu, np. 5, 10, 15, 30 min itd., aż do 72 h, dla rzeczywistego początku i końca trwania opadów, bądź zliczanych metodą sumy ruchomej. Wymagane są tutaj możliwie jak najdłuższy okres obserwacji opadów (minimum 30 lat, optimum 50 lat) i homogeniczność danych pluwiograficznych pod względem stosowanych przyrządów i technik pomiarowych (zwykle deszczomierz Hellmanna i pluwiograf z zapisem analogowym bądź cyfrowym), ale także niezmiennosc urbanistyczno-przyrodnicza otoczenia stacji meteorologicznej.

## 2.2. Modele fizyczne opadów Błaszczyka i Chomicza

Do projektowania odwodnień terenów w Polsce najczęściej stosowany jest model opadów Błaszczyka z 1954 r., wzorowany na strukturze formuły Gorbaczewa, w postaci [1]:

$$q = \frac{6,631 \sqrt[3]{H^2 C}}{t^{0,67}} \quad (4)$$

gdzie:  $q$  – jednostkowe (miarodajne) natężenie deszczu,  $\text{dm}^3/(\text{s} \cdot \text{ha})$ ,  
 $t$  – czas trwania deszczu, min,  
 $H$  – wysokość opadu normalnego (średniego z wielolecia), mm,  
 $C$  – częstość występowania deszczu o natężeniu  $q$  (z przewyższeniem), lata.

Model Błaszczyka oparty jest na analizie statystycznej zbioru 79 silnych deszczy, ulew oraz deszczy nawalnych, spełniających kryterium średniej wysokości  $h > t^{0,5}$  – dla  $t$  z całego okresu trwania deszczu (czyli powyżej krzywej  $U_0$ ) według skali (3) Chomicza (rys. 1.), zarejestrowanych w Warszawie w latach 1837÷1891 i 1914÷1925. Z łącznego okresu 67 lat obserwacji analizie poddano jedynie opady z 37 lat – odrzucono lata, w których nie odnotowano ani jednego silnego deszczu, ulewy bądź deszczu nawalnego. Zmienność opadów na obszarze kraju scharakteryzowano za pomocą opadu normalnego ( $H$ ).

Chomicz z materiału badawczego wykorzystanego przez Błaszczyka, tj. z 79 intensywnych opadów, wyeliminował 8 silnych deszczy, ograniczając statystyczną analizę do pozostałych 71 ulew i deszczy nawalnych, spełniających kryterium  $h > (2t)^{0,5}$  dla całego okresu trwania opadu (czyli powyżej krzywej  $U_1$ , rys. 1.) [20]. Dla wybranych przez Błaszczyka 37 lat obserwacji (1837÷1839, 1841, 1844÷1845, 1847÷1848, 1851, 1853, 1855, 1857, 1861÷1865, 1869÷1875, 1878, 1882, 1889÷1891, 1914÷1916, 1918÷1920, 1922 i 1925) określił wysokość maksymalnego opadu zależnością:

$$h_{\max} = a\sqrt{t} - bt \quad (5)$$

gdzie:  $h_{\max}$  – wysokość maksymalnego opadu deszczu, mm,  
 $t$  – czas trwania deszczu, min,  
 $a, b$  – parametry zależne od prawdopodobieństwa wystąpienia opadu (według tab. 1.).

Tabela 1. Wartości parametrów  $a$  i  $b$  do modelu (5)

| Prawdopodobieństwo $p$ , % |            |            |            |
|----------------------------|------------|------------|------------|
| 10                         | 20         | 50         | 100        |
| $a = 7,4$                  | $a = 6,1$  | $a = 4,7$  | $a = 3,1$  |
| $b = 0,29$                 | $b = 0,22$ | $b = 0,16$ | $b = 0,10$ |

Chomicz do sformułowania modelu fizycznego opadów maksymalnych wykorzystał jedynie 37 (spośród 71 z okresu 67 lat obserwacji) deszczy o największej intensywności. Po ich uszeregowaniu według malejących natężeń częstość  $C = 1$  rok przyporządkował dla opadu na 37. pozycji. Jak już wspomniano, Błaszczyk do sformułowania modelu (4) przyjął 67 opadów, jako miarodajnych dla tego samego okresu obserwacji, i po uszeregowaniu 79 deszczy według malejących natężeń przypisał częstość  $C = 1$  rok opadowi dopiero na 67. pozycji. Jak należało oczekiwać, model Chomicza wykazał znacznie wyższe wartości natężeń opadów w porównaniu z modelem Błaszczyka. Przykładowo dla czasów trwania opadów  $t \leq 180$  min i częstości występowania  $C = 1, 2, 5$  i 10 lat różnice obliczanych natężeń deszczy ( $q$ ) wynoszą od 34 do 95% [10]. W szczególności dla  $t = 15$  min i  $C = 1$  rok z modelu (4) Błaszczyka (przyjmując  $H = 600$  mm) otrzymano  $q_{15,1} = 76,6 \text{ dm}^3/(\text{s} \cdot \text{ha})$ , a z modelu Chomicza (5) już  $q_{15,1} = 116,7 \text{ dm}^3/(\text{s} \cdot \text{ha})$ , czyli aż o 52% większą wartość. Model opadów maksymalnych Chomicza nie znalazł jednak zastosowania w praktyce projektowania systemów kanalizacyjnych w Polsce.

### 2.3. Model probabilistyczny opadów Bogdanowicza i Stachego

Bogdanowicz i Stachy, na podstawie ogólnopolskich pomiarów deszczy zebranych na 20 stacjach meteorologicznych Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej w latach 1960÷1990, opublikowali w 1998 roku tzw. „charakterystyki projektowe” opadów w postaci modelu probabilistycznego maksymalnych wysokości, będących kwantylem przyjętego rozkładu prawdopodobieństwa [21]:

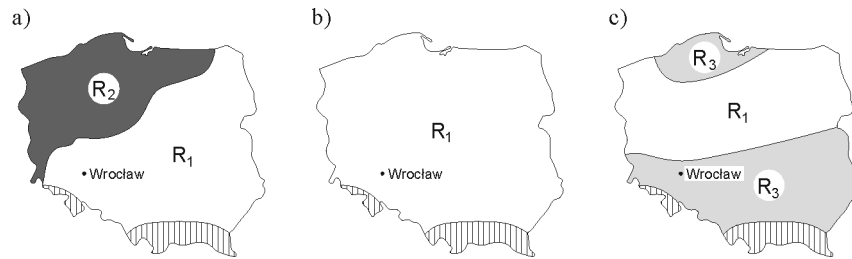
$$h_{\max} = 1,42t^{0,33} + \alpha(-\ln p)^{0,584} \quad (6)$$

gdzie:  $h_{\max}$  – maksymalna wysokość opadu, mm,

$t$  – czas trwania deszczu, min,

$p$  – prawdopodobieństwo przewyższenia opadu:  $p \in (0;1]$ ,

$\alpha$  – parametr zależny od regionu Polski i czasu  $t$  (według rys. 2.).



Rys. 2. Regiony opadów maksymalnych: a) dla czasów trwania deszczy  $t \in [5; 60]$  min, b) dla  $t \in [60; 720]$  min, c) dla  $t \in [720; 4320]$  min;  $R_1$  – region centralny,  $R_2$  – region północno-zachodni,  $R_3$  – regiony południowy i nadmorski

Do opracowania modelu (6) przyjęto za podstawę 31 opadów maksymalnych, po jednym największym z każdego roku obserwacji (1960÷1990), dla każdej z 20 stacji meteorologicznych IMGW. Po uszeregowaniu malejąco przedziałowych wartości wysokości opadów w 14 interwałach czasowych (od 5 min do 72 h) deszcz syntetyczny na 31. pozycji otrzymał prawdopodobieństwo przewyższenia  $p = 1$  (czyli częstość występowania  $C = 1$  rok). Tak więc dla  $p = 1$  model (6) upraszcza się do funkcji będącej dolnym ograniczeniem rozkładu prawdopodobieństwa Weibulla [21]:

$$h_{\max} = 1,42t^{0,33} \quad (7)$$

Przykładowo dla prawdopodobieństwa przewyższenia  $p < 1$  (czyli dla  $C > 1$ ) w regionie centralnym Polski ( $R_1$ ) parametr  $\alpha$  obliczany jest ze wzorów (rys. 2.):

- dla  $t \in [5; 120]$  min

$$\alpha = 4,693\ln(t+1) - 1,249 \quad (8)$$

- dla  $t \in [120; 1080]$  min

$$\alpha = 2,223\ln(t+1) + 10,639 \quad (9)$$

- dla  $t \in [1080; 4320]$  min

$$\alpha = 3,01\ln(t+1) + 5,173 \quad (10)$$

Model Bogdanowicza i Stachego, oparty na obserwacjach intensywnych deszczy w Polsce z okresu 1960÷1990, jest jednak niespójny, obciążony dużym błędem odnośnie wysokości opadów dla częstości deszczy pojawiających się raz na rok. Wykazano to w licznych analizach porównawczych [6÷11] z innymi

modelami. Zostanie to również udowodnione w niniejszej pracy, na podstawie wyników pomiarów wysokości opadów we Wrocławiu w tym samym okresie obserwacyjnym, tj. w latach 1960÷1990. Łatwo bowiem wykazać, że z przekształcenia wzoru (7) do postaci wzoru na jednostkowe natężenie deszczu  $q$ ,  $\text{dm}^3/(\text{s} \cdot \text{ha})$ , dla  $C = 1$  rok otrzyma się:

$$q_{\max} = 236,7/t^{0,67} \quad (11)$$

a ze wzoru Błaszczyka (4) dla  $H = 600$  mm i  $C = 1$  rok:

$$q = 470/t^{0,67} \quad (12)$$

a zatem otrzyma się identyczne funkcje czasu  $t$ , lecz różniące się wartością współczynnika w liczniku aż dwukrotnie. Tak więc wyniki obliczeń  $q$  ze wzoru (11) będą dwukrotnie mniejsze w stosunku do wzoru (12). Przykładowo dla  $t = 15$  min ze wzoru (7) Bogdanowicza-Stachego otrzymuje się  $h_{15,1} = 3,5$  mm, stąd  $q_{15,1} = 38,6 \text{ dm}^3/(\text{s} \cdot \text{ha})$ , a ze wzoru (4) Błaszczyka  $q_{15,1} = 76,6 \text{ dm}^3/(\text{s} \cdot \text{ha})$ . Prowadzi to wprost do znacznego zaniżenia projektowanych średnic kanałów [4÷7, 10, 11] czy też obliczanych objętości zbiorników retencyjnych [8, 9]. Tak duże różnice otrzymanych wyników są bezpośrednim następstwem nieodpowiednich założeń wyjściowych przyjętych w pracy [21]: szeregowano malejąco jedynie największe w roku wysokości opadów z lat 1960÷1990 w interwałach czasowych od 5 min do 72 h i uznawano najmniejsze z największych rocznych *a priori* za odpowiadające częstości występowania  $C = 1$  rok. Wspomniane różnice jakościowe danych o opadach, założeń wyjściowych i metod badawczych zastosowanych do wyprowadzania przedstawionych modeli doprowadziły w rezultacie do znacznych wzajemnych różnic ilościowych. Przyczyny tego stanu rzeczy wymagają wyjaśnienia, co jest celem niniejszego artykułu.

Szeregowanie opadów według nierosnących przedziałowych wartości natężeń (intensywności czy wysokości) ma na celu przyporządkowanie odpowiednich statystycznych częstości ( $C$ ) bądź zamiennie prawdopodobieństwa ( $p$ ) występowania danych natężeń opadów wraz z wyższymi tworzonym w ten sposób szeregom częstości opadów syntetycznych (typu IDF). Jak ważne jest przyjęcie odpowiedniego kryterium wyboru opadów do analiz i w konsekwencji liczebności „próby statystycznej”, będącej jednocześnie poziomem odniesienia wyników dla częstości występowania opadu  $C = 1$  rok (czyli o prawdopodobieństwie  $p = 1,0 = 100\%$ ), ilustrują wyniki badań osiągnięte przez Błaszczyka i Chomicza. Dysponując tym samym materiałem badawczym deszczy w Warszawie, tj. z tego samego okresu 67 lat obserwacji, Błaszczyk przyjął do opracowania swojego modelu 67 intensywnych deszczy i po uszeregowaniu ich w kolejności malejącej przyporządkował częstości  $C = 1$  rok ( $p = 100\%$ ) deszcz na 67. pozycji. Chomicz w swoich obliczeniach przyjął tylko 37 najintensywniejszych deszczy i konsekwentnie deszcz na 37. pozycji otrzymał częstość  $C = 1$  rok. Rozbieżno-



ści interpretacyjne liczebności próby statystycznej i poziomu odniesienia wyników pomiarów dla częstości występowania deszczy  $C = 1$  rok doprowadziły do 50% wzajemnych różnic wyników otrzymywanych z modeli fizykalnych obu autorów (i w konsekwencji do jeszcze większych różnic dla  $C = 2, 5$  i 10 lat [12]).

Bogdanowicz i Stachy, do sformułowania modelu probabilistycznego opadów maksymalnych, przyjęli za podstawę 31 syntetycznych deszczy rocznych z okresu 1960÷1990 – po jednym największym z każdego roku obserwacji opadów. Wykorzystali do tego dwie bazy danych o największych w roku opadach o czasach trwania: 5, 10, 15, 30, 60 i 120 min – odczytywanych bezpośrednio z pluwiogramów, oraz o czasach trwania: 1, 2, 3, 6, 12, 18, 24, 36, 48 i 72 h – ustalanych metodą ruchomej sumy z zestawień pluwiograficznych dla przedziałów godzinowych i korygowane następnie współczynnikami zwiększającymi (np.: 1,13 dla 1. godz., 1,04 dla 2. godz. itp. [21]). W wyniku uszeregowania malejąco przedziałowych, największych rocznych wartości wysokości opadów syntetycznych z 31 lat obserwacji przyjęli, jako poziom odniesienia wyników (dla  $C = 1$  rok), wartości z 31. wiersza. Otrzymany szereg (typu DDF), jako najmniejszy z największych rocznych (z 31 lat), jednak znacząco różnił się (*in minus*) od wyników badań innych autorów [12].

Uwzględniając fakt, że w niektórych latach mogą nie występować bardzo intensywne opady, a w innych latach mogą one pojawić się wielokrotnie, eliminowanie *a priori* tzw. „lat suchych” jest niewłaściwe. Zastosowanie pracochłonnej metody przeglądu zupełnego opadów wydaje się również niecelowe, przedmiotem rozważania są bowiem opady maksymalne, a analizowanie opadów o małej czy nawet średniej intensywności wydłużyłoby tylko listę szeregów częstości opadów znacznie poza interpretowany zakres. Należy więc ustalić „obiektywne” kryterium wyboru próby losowej opadów do analiz na tyle niskie, aby każdy rok był reprezentowany przez co najmniej kilka największych w danym roku opadów. Natężenie deszczu nie jest jednak stałe ani w czasie jego trwania, ani w przestrzeni objętej opadem. Chwilowe natężenie opadu może być wielokrotnie większe od średniego. Duża intensywność może też występować raz lub nawet kilkakrotnie podczas trwania opadu, pojawiając się w dowolnej sekwencji czasu. Dyskretyzacja danych pluwiograficznych jest zatem niezbędna.

Aby wyodrębnić intensywne deszcze do analiz statystycznych, zaproponowano własne kryterium wysokości opadów  $h \geq 0,75t^{0,5}$ , oparte na orientacyjnym kryterium (1) Chomicza  $h_{U_0} \geq t^{0,5}$  – w odniesieniu do granicznej wysokości opadu ( $U_0$ ) dla silnych deszczy. Zniżenie kryterium Chomicza o 25% (poniżej krzywej  $U_0$ , rys. 1.) miało na celu wyodrębnienie dla rocznych zestawień większej liczby intensywnych deszczy (nie tylko silnych deszczy, ulew, silnych ulew czy deszczy nawalnych), tak aby każdy sezon pluwiograficzny był reprezentowany przez co najmniej kilka opadów, nawet w „latach suchych”. Tak więc z pluwiogramów wyodrębniano opady o wysokościach:  $h \geq 1,7$  mm dla interwału  $t = 5$  min i/lub  $h \geq 2,4$  mm dla  $t = 10$  min, i/lub  $h \geq 2,9$  mm dla  $t = 15$  min itp.

oraz  $h \geq 10,0$  mm dla  $t = 180$  min, aż do  $h \geq 20,0$  mm dla  $t \geq 720$  min (do 4320 min włącznie). Dla zjawisk opadowych o  $t \geq 12$  h (do 72 h włącznie) przyjęto, że zestawieniom powinny podlegać opady o łącznej wysokości  $h \geq 20,0$  mm – zliczane metodą ruchomej sumy. W przypadku opadów o długich czasach trwania, gdy w ich przebiegu na pluwiogramach występują wyraźne braki przyrostów wysokości opadów, wyodrębniane i opisywane powinny być fragmenty opadów traktowane jako tzw. epizody wewnętrzne.

### **3. Analiza i interpretacja szeregów częstości opadów maksymalnych**

#### **3.1. Seria czasowa $C = 1$ rok według interpretacji Bogdanowicza i Stachego**

W pracy dokonano analizy i interpretacji wyników badań maksymalnych wysokości opadów we Wrocławiu dla testowego okresu obserwacji 1960÷1990. Dla tego okresu otrzymane parametry porównano z wynikami obliczeń uzyskanymi z modelu (7) Bogdanowicza i Stachego dla  $C = 1$  rok w odniesieniu do regionu centralnej Polski, do którego został zaliczony Wrocław (rys. 2.).

Materiałem badawczym wykorzystanym w pracy były archiwalne pluwiogramy ze stacji IMGW Wrocław–Strachowice za lata 1960÷2009 [12]. Przyjęte kryteria pozwoliły na wyselekcjonowanie dla każdego roku z testowego okresu 1960÷1990 od kilku do kilkunastu najbardziej intensywnych opadów, które wystąpiły w sezonie od maja do października. Łącznie z okresu 31 lat obserwacji do szczegółowej analizy statystycznej wyselekcjonowano 348 opadów syntetycznych. Na podstawie rocznych zestawień tabelarycznych wyselekcjonowanych deszczy ustalano maksymalne przedziałowe wartości wysokości opadów, z których tworzony był następnie syntetyczny opad roczny w 16 interwałach czasu – od 5 min do 72 h. Jak wykazano w pracy [21], w 30-leciu 1961÷1990 na 63 stacjach meteorologicznych w Polsce największe w roku wysokości opadów dobowych występowały w półroczu zimowym (listopad–kwiecień) jedynie sporadycznie, przeciętnie 2 razy na 30 lat i były znacznie niższe od średniej z najwyższych opadów dobowych. Tak więc oparcie się na wynikach pomiarów opadów z półrocza ciepłego (maj–październik) może być uznane za miarodajne dla opadów maksymalnych, tj. silnych deszczy, ulew, silnych ulew czy deszczy nawalnych – według klasyfikacji i kryterium (1) Chomicza.

Szeregowanie opadów, według malejących przedziałowych wartości natężeń wraz z wyższymi, ma na celu przyporządkowanie odpowiednich statystycznych częstości ( $C$ ), bądź zamiennie prawdopodobieństwa ( $p$ ) występowania, tworzonym w ten sposób seriom czasowym opadów syntetycznych. Do uszeregowanych już opadów można zastosować dwie odmienne metodologie interpretacji i uogólnień wyników badań. Pierwszy historyczny już sposób, zastosowany m.in. przez Błaszczyka [1] czy Chomicza [20], polega na przyjęciu hipotezy, że

uszeregowanym malejąco opadom o danym natężeniu (wraz z wyższymi) można *a priori* przypisać empiryczne prawdopodobieństwo występowania – odniesione co najwyżej do długości okresu obserwacji opadów. Uogólnienie wyników w tej metodzie polega na estymacji (metodą najmniejszych kwadratów) współczynników empirycznych przyjętej postaci modelu fizykalnego opadów. Druga metodologia, zastosowana m.in. przez Bogdanowicza i Stachego [21], zakłada wygładzanie metodami probabilistycznymi zmierzonych serii czasowych opadów i na tej podstawie przypisywanie im statystycznych częstości występowania, nawet w okresie dłuższym (np. 100 lat) niż okres obserwacji opadów (np. 30 lat). Uogólnieniem wyników w tej metodologii jest model probabilistyczny opadu w postaci wyestymowanego kwantyla przyjętego rozkładu prawdopodobieństwa, którego dolna granica odpowiada wartości funkcji dla  $C = 1$  rok.

W pierwszej kolejności weryfikacji poddano, na testowym materiale pluwiograficznym z Wrocławia–Strachowic z lat 1960÷1990, założenie wyjściowe Bogdanowicza i Stachego o szeregowaniu maksymalnych rocznych opadów syntetycznych – po jednym największym z każdego roku obserwacji – w interwałach czasu trwania od 5 min do 72 h. Następnie zastosowano odmienną interpretację próby losowej opadów, zakładając szeregowanie największych (według własnego kryterium wyboru) opadów syntetycznych niezależnie od ich rozkładu w tym samym okresie obserwacji, co praktycznie oznacza, że z niektórych lat uwzględniano ich kilka, a z innych żadnego. Na tych podstawach sformułowano wzory na wysokość opadu dla częstości  $C = 1$  rok – o strukturze analogicznej do modelu (7) Bogdanowicza-Stachego (i postaci (4) Błaszczyka), co znalazło zastosowanie w bezpośrednich porównaniach ilościowych obu interpretacji próby losowej opadów. W rezultacie do opracowania opadów maksymalnych we Wrocławiu–Strachowicach, dla testowego okresu 1960÷1990 obserwacji, zastosowane będą dwie odmiennie metody interpretacyjne: Bogdanowicza i Stachego oraz własna. Na podstawie analizy i dyskusji wyników obu metod do opracowywania modeli opadów zaleca się poprawniejszą pod względem ilościowym i jakościowym metodę interpretacji serii czasowych opadów syntetycznych.

W tabeli 2. zestawiono wyniki szeregowania wysokości opadów według metody Bogdanowicza i Stachego, tj. uszeregowano malejąco 31 największych rocznych opadów syntetycznych, o największych w danym roku wysokościach (w mm) w przedziałach od 5 min do 72 h z  $N = 31$  lat obserwacji, przypisując im odpowiednie empiryczne częstości występowania  $C(m, N) = (N+1)/m$ , gdzie  $m$  oznacza numer wiersza ( $m = 1, 2, 3, \dots, 31$ ). I tak deszcz syntetyczny w 1. wierszu odpowiada częstości występowania  $C = 32$  lata, a deszcz w 31. wierszu odpowiada  $C = 1$  rok. Do celów porównawczych, w wierszu 31\* w tab. 2. podano deszcz syntetyczny o częstości występowania  $C = 1$  rok, ustalony dla danych ze stacji Warszawa–Bielany z tego samego okresu obserwacji opadów (1960÷1990), na podstawie materiałów źródłowych zamieszczonych w pracy

[21] (podobnie w wierszu 1\* – 1. szereg dla danych ze stacji Warszawa–Bielany z okresu 1960÷1990).

Tabela 2. Uszeregowanie największych rocznych przedziałowych wysokości opadów ( $h_{max}$ , mm) z 31 lat obserwacji we Wrocławiu w latach 1960÷1990 – metoda Bogdanowicza i Stachego

| Nr  | Czas trwania opadu, min |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |       |       |
|-----|-------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|-------|
|     | 5                       | 10   | 15   | 30   | 45   | 60   | 90   | 120  | 180  | 360  | 720  | 1080 | 1440 | 2160 | 2880  | 4320  |
| 1   | 11,4                    | 18,7 | 24,7 | 32,9 | 34,1 | 34,8 | 42,7 | 57,7 | 61,9 | 63,1 | 64,2 | 69,1 | 72,1 | 92,6 | 101,1 | 108,5 |
| 2   | 10,4                    | 18,0 | 20,7 | 28,6 | 32,1 | 34,7 | 37,7 | 41,5 | 42,8 | 50,4 | 63,1 | 63,1 | 68,0 | 86,9 | 96,2  | 101,9 |
| 3   | 9,9                     | 15,7 | 20,2 | 28,4 | 30,2 | 33,6 | 36,5 | 36,5 | 38,4 | 46,0 | 52,9 | 60,4 | 67,5 | 80,3 | 85,8  | 100,4 |
| 4   | 9,8                     | 14,6 | 20,1 | 28,2 | 29,0 | 31,7 | 34,7 | 36,1 | 36,7 | 41,0 | 50,0 | 57,4 | 65,0 | 73,1 | 76,2  | 97,5  |
| 5   | 9,6                     | 14,5 | 20,0 | 24,3 | 27,9 | 30,5 | 33,7 | 34,9 | 36,5 | 40,7 | 48,4 | 56,8 | 62,1 | 70,3 | 73,4  | 90,0  |
| 6   | 9,3                     | 13,8 | 16,6 | 22,1 | 24,5 | 29,1 | 33,2 | 33,2 | 35,1 | 38,5 | 46,5 | 53,9 | 61,9 | 69,2 | 73,1  | 84,0  |
| 7   | 9,2                     | 13,8 | 16,5 | 19,8 | 21,5 | 24,6 | 30,6 | 32,4 | 33,2 | 36,9 | 43,9 | 52,8 | 61,0 | 62,1 | 66,5  | 82,9  |
| 8   | 9,0                     | 13,3 | 14,6 | 18,0 | 20,7 | 24,0 | 29,3 | 29,3 | 32,8 | 36,5 | 41,2 | 50,9 | 56,9 | 57,0 | 61,1  | 76,6  |
| 9   | 9,0                     | 12,9 | 14,6 | 17,7 | 19,9 | 23,5 | 27,9 | 28,7 | 32,4 | 33,9 | 40,1 | 45,0 | 56,4 | 56,9 | 59,5  | 75,2  |
| 10  | 8,6                     | 12,4 | 14,0 | 17,5 | 19,6 | 19,9 | 24,2 | 26,9 | 29,3 | 33,2 | 39,3 | 44,4 | 52,8 | 56,4 | 58,5  | 61,2  |
| 11  | 8,3                     | 10,7 | 14,0 | 16,4 | 19,0 | 19,9 | 19,9 | 22,2 | 27,3 | 32,8 | 39,0 | 44,1 | 48,3 | 55,2 | 56,4  | 60,4  |
| 12  | 8,2                     | 10,6 | 13,7 | 15,6 | 18,3 | 18,5 | 19,6 | 19,9 | 27,0 | 32,4 | 38,0 | 43,9 | 47,8 | 52,8 | 56,3  | 60,1  |
| 13  | 8,0                     | 10,5 | 13,2 | 15,3 | 17,7 | 17,7 | 18,8 | 19,9 | 25,6 | 29,3 | 37,6 | 41,2 | 45,3 | 48,0 | 55,5  | 59,8  |
| 14  | 7,9                     | 10,2 | 13,0 | 15,2 | 16,3 | 16,9 | 17,7 | 19,6 | 22,6 | 27,8 | 36,5 | 41,2 | 45,2 | 47,3 | 51,6  | 58,5  |
| 15  | 7,8                     | 10,2 | 12,6 | 15,2 | 16,1 | 16,6 | 17,1 | 18,9 | 21,9 | 26,1 | 35,2 | 40,3 | 45,2 | 47,2 | 51,0  | 57,0  |
| 16  | 7,7                     | 9,8  | 11,9 | 15,1 | 16,0 | 16,6 | 17,0 | 18,8 | 21,5 | 24,9 | 35,1 | 39,6 | 43,4 | 47,2 | 49,0  | 55,7  |
| 17  | 6,9                     | 9,6  | 11,4 | 15,1 | 15,7 | 15,9 | 16,6 | 18,8 | 20,4 | 24,2 | 32,0 | 39,3 | 42,1 | 46,6 | 48,9  | 51,4  |
| 18  | 6,9                     | 9,1  | 11,1 | 14,7 | 15,6 | 15,9 | 16,4 | 18,6 | 20,2 | 23,1 | 31,6 | 39,3 | 41,0 | 46,4 | 48,6  | 51,1  |
| 19  | 6,3                     | 9,1  | 10,6 | 14,5 | 15,1 | 15,5 | 16,1 | 17,9 | 19,9 | 22,6 | 31,3 | 39,3 | 40,3 | 45,3 | 48,1  | 50,0  |
| 20  | 6,0                     | 8,7  | 10,3 | 14,3 | 15,1 | 15,3 | 16,0 | 17,9 | 19,2 | 22,2 | 30,8 | 37,9 | 39,4 | 45,2 | 47,7  | 49,7  |
| 21  | 6,0                     | 8,6  | 9,8  | 13,7 | 14,9 | 15,1 | 15,5 | 17,7 | 18,9 | 22,0 | 30,2 | 36,5 | 38,5 | 45,2 | 46,2  | 47,7  |
| 22  | 6,0                     | 8,6  | 9,3  | 13,7 | 14,5 | 15,1 | 16,1 | 16,3 | 17,8 | 21,7 | 29,5 | 36,4 | 37,9 | 41,2 | 45,3  | 45,5  |
| 23  | 5,8                     | 8,3  | 9,2  | 11,6 | 14,2 | 14,5 | 15,1 | 15,2 | 16,7 | 21,7 | 27,8 | 35,1 | 35,1 | 38,0 | 42,6  | 44,8  |
| 24  | 5,5                     | 8,1  | 9,2  | 10,8 | 12,2 | 13,4 | 14,5 | 14,5 | 16,4 | 21,3 | 27,8 | 30,8 | 30,8 | 38,0 | 39,8  | 44,3  |
| 25  | 5,0                     | 7,0  | 7,9  | 10,6 | 12,1 | 12,4 | 13,6 | 13,8 | 15,8 | 20,6 | 27,0 | 29,2 | 29,2 | 35,8 | 38,0  | 44,2  |
| 26  | 4,7                     | 6,4  | 7,7  | 10,4 | 11,8 | 12,3 | 13,3 | 13,6 | 15,5 | 20,4 | 26,8 | 28,5 | 28,8 | 35,7 | 36,1  | 40,8  |
| 27  | 4,7                     | 6,1  | 7,2  | 9,5  | 10,1 | 12,1 | 13,1 | 13,1 | 14,8 | 19,9 | 24,1 | 27,8 | 28,5 | 35,1 | 35,1  | 38,7  |
| 28  | 4,5                     | 5,7  | 6,6  | 7,9  | 10,1 | 11,0 | 12,9 | 13,0 | 13,6 | 19,2 | 22,2 | 25,9 | 28,3 | 31,9 | 32,1  | 38,0  |
| 29  | 4,1                     | 5,6  | 6,4  | 7,8  | 10,0 | 10,8 | 12,8 | 13,0 | 13,4 | 17,5 | 21,2 | 22,6 | 25,8 | 28,5 | 31,0  | 35,1  |
| 30  | 3,8                     | 5,2  | 6,2  | 7,2  | 7,9  | 8,1  | 11,3 | 11,9 | 13,0 | 17,0 | 18,4 | 22,1 | 23,5 | 26,8 | 29,9  | 30,3  |
| 31  | 3,3                     | 4,7  | 5,6  | 5,9  | 6,3  | 6,9  | 10,3 | 11,3 | 12,4 | 16,0 | 17,7 | 20,5 | 22,0 | 22,0 | 22,2  | 26,8  |
| 31* | 2,0                     | 3,4  | 3,8  | 5,6  | -    | 7,2  | -    | 10,1 | 11,4 | 14,5 | 16,2 | 16,2 | 17,9 | 27,2 | 27,2  | 27,5  |
| 1*  | 20,6                    | 21,8 | 28,0 | 36,6 | -    | 38,9 | -    | 49,5 | 50,4 | 57,0 | 68,0 | 69,2 | 80,1 | 99,0 | 109,7 | 113,3 |

31\* – 31. szereg dla danych ze stacji Warszawa–Bielany z okresu 1960÷1990, podany w pracy [21]

1\* – 1. szereg dla danych ze stacji Warszawa–Bielany z okresu 1960÷1990, podany w pracy [21]

Z porównania serii czasowych opadów syntetycznych o przypisanej częstotliwości  $C = 1$  rok dla Wrocławia–Strachowic i dla Warszawy–Bielany (wiersze 31. i 31\* w tab. 2.) wynika, że różnią się one znacznie przedziałowymi wartościami wysokości opadów: *in minus* dla interwałów czasu  $t \leq 1440$  min ( $\leq 24$  h), względem danych z Wrocławia, oraz tylko *nieznacznie in plus* dla interwałów czasu: 2160, 2880 i 4320 min. Natomiast, porównując wiersze 1. i 1\* – największych zmierzonych wysokości opadów w latach 1960÷1990, należy zauważyć,

że są one dla Warszawy nieco wyższe (wyjątkowo dla interwału 5 min aż o 80% – 11,4 i 20,6 mm).

### 3.2. Seria czasowa $C = 1$ rok według własnej interpretacji

W tabeli 3. zestawiono wyniki szeregowania przedziałowych wysokości opadów według własnej interpretacji liczebności próby losowej. W analizie statystycznej uwzględniono wszystkie wyselekcjonowane intensywne opady z okresu pomiarowego 1960÷1990, w liczbie 348 – przewyższające wartością przyjęte w pracy kryteria przedziałowych wysokości opadów. W tabeli podano także przykładowe serie czasowe opadów syntetycznych – w kolejności 86, 89 i 103, do statystycznej interpretacji częstości ich występowania.

Tabela 3. Uszeregowanie największych przedziałowych wysokości opadów ( $h_{max}$ , mm) z 348 intensywnych deszczy z 31 lat obserwacji we Wrocławiu w latach 1960÷1990 – metoda własna

| Nr  | Czas trwania opadu, min |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |       |       |
|-----|-------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|-------|
|     | 5                       | 10   | 15   | 30   | 45   | 60   | 90   | 120  | 180  | 360  | 720  | 1080 | 1440 | 2160 | 2880  | 4320  |
| 1   | 11,4                    | 18,7 | 24,7 | 32,9 | 34,1 | 34,8 | 42,7 | 57,7 | 61,9 | 63,1 | 64,2 | 69,1 | 72,2 | 92,6 | 101,1 | 108,5 |
| 2   | 10,4                    | 18,0 | 20,7 | 30,3 | 32,1 | 34,7 | 37,7 | 41,5 | 42,8 | 50,4 | 64,2 | 69,1 | 72,1 | 86,9 | 96,2  | 101,9 |
| 3   | 9,9                     | 16,6 | 20,2 | 28,6 | 31,9 | 33,6 | 36,5 | 36,5 | 41,3 | 46,0 | 63,1 | 63,1 | 68,0 | 80,3 | 85,8  | 100,4 |
| 4   | 9,8                     | 15,7 | 20,1 | 28,4 | 30,2 | 32,4 | 34,7 | 36,2 | 38,4 | 43,9 | 52,9 | 60,4 | 67,5 | 75,3 | 83,9  | 97,5  |
| 5   | 9,6                     | 14,6 | 20,0 | 28,2 | 29,0 | 31,7 | 33,7 | 36,1 | 36,7 | 41,0 | 50,0 | 57,4 | 65,0 | 73,1 | 76,2  | 90,1  |
| 6   | 9,6                     | 14,5 | 19,8 | 26,7 | 28,8 | 30,5 | 33,2 | 34,9 | 36,5 | 40,7 | 48,4 | 56,8 | 63,1 | 70,3 | 73,4  | 90,0  |
| 7   | 9,3                     | 14,3 | 19,2 | 24,3 | 27,9 | 30,3 | 33,2 | 33,2 | 35,1 | 38,5 | 46,5 | 56,8 | 62,1 | 69,2 | 73,1  | 84,0  |
| 8   | 9,2                     | 13,8 | 17,8 | 22,3 | 24,5 | 29,1 | 32,3 | 33,2 | 34,9 | 36,9 | 44,6 | 53,9 | 61,9 | 65,6 | 66,5  | 82,9  |
| 9   | 9,0                     | 13,8 | 17,0 | 22,1 | 24,3 | 27,5 | 31,7 | 33,2 | 34,4 | 36,9 | 44,5 | 53,5 | 61,0 | 65,4 | 66,4  | 76,6  |
| 10  | 9,0                     | 13,3 | 16,6 | 21,1 | 23,8 | 24,6 | 30,6 | 32,4 | 33,2 | 36,5 | 43,9 | 52,8 | 56,9 | 62,1 | 65,6  | 75,2  |
| 11  | 8,6                     | 12,9 | 16,5 | 19,8 | 21,5 | 24,5 | 29,3 | 29,3 | 32,8 | 34,9 | 41,5 | 50,9 | 56,4 | 62,1 | 65,1  | 74,5  |
| 12  | 8,5                     | 12,4 | 14,6 | 18,0 | 20,7 | 24,0 | 27,9 | 28,7 | 32,4 | 34,4 | 41,3 | 48,9 | 54,1 | 57,0 | 62,1  | 73,9  |
| 13  | 8,3                     | 12,4 | 14,6 | 17,9 | 19,9 | 23,5 | 24,7 | 26,9 | 29,3 | 33,9 | 41,2 | 45,2 | 54,1 | 57,0 | 61,1  | 68,5  |
| 14  | 8,2                     | 11,3 | 14,4 | 17,7 | 19,6 | 19,9 | 24,2 | 25,6 | 27,3 | 33,2 | 40,1 | 45,0 | 52,8 | 56,9 | 61,1  | 68,2  |
| 15  | 8,2                     | 11,2 | 14,0 | 17,5 | 19,0 | 19,9 | 21,0 | 23,6 | 27,0 | 32,8 | 39,3 | 44,4 | 51,2 | 56,4 | 59,5  | 65,7  |
| 16  | 8,2                     | 10,7 | 14,0 | 16,4 | 18,3 | 19,2 | 19,9 | 22,2 | 25,6 | 32,4 | 39,0 | 44,1 | 48,3 | 55,2 | 58,5  | 62,1  |
| 17  | 8,0                     | 10,6 | 13,7 | 15,6 | 17,7 | 18,5 | 19,6 | 21,1 | 25,6 | 30,8 | 38,0 | 43,9 | 48,3 | 52,8 | 56,5  | 61,2  |
| 18  | 7,9                     | 10,6 | 13,4 | 15,6 | 17,2 | 17,7 | 18,8 | 20,3 | 25,0 | 30,5 | 37,6 | 41,2 | 47,8 | 51,2 | 56,4  | 60,4  |
| 19  | 7,9                     | 10,5 | 13,2 | 15,3 | 16,5 | 17,3 | 18,1 | 19,9 | 23,0 | 30,4 | 36,5 | 41,2 | 45,8 | 51,0 | 56,3  | 60,1  |
| 20  | 7,8                     | 10,4 | 13,0 | 15,2 | 16,3 | 16,9 | 17,7 | 19,9 | 22,6 | 29,3 | 35,2 | 41,0 | 45,3 | 50,9 | 55,5  | 59,8  |
| 21  | 7,8                     | 10,2 | 13,0 | 15,2 | 16,1 | 16,6 | 17,1 | 19,6 | 21,9 | 29,3 | 35,1 | 40,6 | 45,2 | 50,1 | 52,8  | 59,4  |
| 22  | 7,7                     | 10,2 | 12,6 | 15,1 | 16,0 | 16,6 | 17,0 | 19,6 | 21,5 | 28,0 | 34,9 | 40,3 | 45,2 | 48,1 | 51,6  | 58,5  |
| 23  | 7,0                     | 9,8  | 11,9 | 15,1 | 15,8 | 15,9 | 16,9 | 19,0 | 21,1 | 27,9 | 34,5 | 39,6 | 44,4 | 48,0 | 51,1  | 57,9  |
| 24  | 7,0                     | 9,7  | 11,4 | 14,7 | 15,7 | 15,9 | 16,7 | 18,9 | 20,4 | 27,8 | 33,9 | 39,3 | 43,5 | 47,3 | 51,0  | 57,0  |
| 25  | 6,9                     | 9,6  | 11,1 | 14,7 | 15,6 | 15,9 | 16,6 | 18,8 | 20,3 | 26,2 | 32,8 | 39,3 | 43,4 | 47,2 | 49,0  | 55,9  |
| 26  | 6,9                     | 9,2  | 10,6 | 14,5 | 15,6 | 15,6 | 16,4 | 18,8 | 20,2 | 26,2 | 32,0 | 39,3 | 42,3 | 47,2 | 48,9  | 55,7  |
| 27  | 6,8                     | 9,1  | 10,5 | 14,3 | 15,2 | 15,5 | 16,3 | 18,6 | 19,9 | 26,1 | 31,6 | 39,3 | 42,1 | 46,6 | 48,6  | 51,4  |
| 28  | 6,8                     | 9,1  | 10,3 | 14,2 | 15,1 | 15,3 | 16,1 | 17,9 | 19,2 | 24,9 | 31,3 | 39,0 | 41,7 | 46,4 | 48,6  | 51,1  |
| 29  | 6,6                     | 8,9  | 10,3 | 13,9 | 15,1 | 15,3 | 16,1 | 17,9 | 19,1 | 24,3 | 30,9 | 38,0 | 41,0 | 45,8 | 48,1  | 50,5  |
| 30  | 6,6                     | 8,9  | 10,0 | 13,8 | 14,9 | 15,1 | 16,1 | 17,9 | 18,9 | 24,2 | 30,8 | 37,9 | 40,3 | 45,3 | 48,1  | 50,0  |
| 31  | 6,5                     | 8,7  | 9,8  | 13,7 | 14,8 | 15,1 | 16,0 | 17,7 | 18,8 | 23,8 | 30,2 | 36,5 | 40,1 | 45,2 | 47,7  | 49,7  |
| 86  | 3,6                     | 5,1  | 6,2  | 7,8  | 8,8  | 9,0  | 10,0 | 11,2 | 12,6 | 16,0 | 18,6 | 20,5 | 22,0 | 23,0 | 24,9  | 28,5  |
| 89  | 3,5                     | 5,1  | 6,0  | 7,7  | 8,7  | 8,8  | 10,0 | 11,0 | 12,4 | 15,8 | 18,5 | 20,1 | 21,8 | 22,8 | 24,3  | 28,0  |
| 103 | 3,1                     | 4,7  | 5,6  | 7,1  | 7,8  | 8,1  | 9,4  | 10,5 | 10,9 | 14,2 | 17,2 | 18,0 | 19,6 | 21,0 | 22,9  | 26,0  |

Jak łatwo zauważyć, parametry zawarte w tab. 2. i 3. znacznie się różnią. Różnice te dotyczą głównie wyników szeregowania przedziałowych wysokości opadów, zwłaszcza w dolnych ich częściach. W obu tabelach 31. wiersz wskazuje na różne ilościowo syntetyczne szeregi opadów (typu DDF) dla Wrocławia, a przyporządkowane tej samej częstości występowania  $C = 1$  rok ( $p = 100\%$ ). Wynika to z faktu, że w przypadku tab. 2., opracowanej według metody Bogdanowicza i Stachego, przy szeregowaniu opadów nie uwzględniono znacznej liczby intensywnych deszczy, które jednak nie były największe w danym roku. Ma to duże znaczenie zwłaszcza w tych latach, w których silne deszcze, ulewy czy deszcze nawalne zdarzały się stosunkowo często (ujęto je w tab. 3.). Wydaje się zatem, że pominięcie znacznej liczby intensywnych deszczy występujących w okresie 1960–1990 jest główną przyczyną zaniżenia wyników obliczeń z modelu opadów Bogdanowicza-Stachego dla częstości  $C = 1$  rok, w porównaniu z modelami proponowanymi przez innych autorów, a także w porównaniu z rzeczywistymi opadami występującymi w tym okresie we Wrocławiu–Strachowicach. Przykładowo na podstawie danych zawartych w tab. 2. (opracowanej według metody Bogdanowicza–Stachego) dla  $t = 15$  min i  $C = 1$  rok dany jest opad o wysokości  $h_{15, 1} = 5,6$  mm, stąd otrzymana się natężenie  $q_{15, 1} = 62,2$   $\text{dm}^3/(\text{s} \cdot \text{ha})$ , natomiast z tab. 3. (według własnej metody, z większą liczbą wyselekcjonowanych opadów) dla  $C = 1$  jest już  $h_{15, 1} = 9,8$  mm, a stąd  $q_{15, 1} = 108,9$   $\text{dm}^3/(\text{s} \cdot \text{ha})$ . Wynika to stąd, że 31. największy deszcz 15-minutowy – biorąc pod uwagę tylko maksima roczne – jest dopiero w kolejności malejącej 103. deszczem 15-minutowym, przy uwzględnieniu wszystkich intensywnych opadów, które zdarzyły się w 31-letnim okresie badawczym (tab. 3., wiersz 103.). Taki opad ma więc częstość  $C = (31+1)/103 = 0,31$ , czyli występuje przeszło trzy razy częściej. Korzystając z modelu (7) Bogdanowicza–Stachego, dla Wrocławia można obliczyć  $h_{15, 1} = 3,5$  mm, a stąd  $q_{15, 1} = 38,9$   $\text{dm}^3/(\text{s} \cdot \text{ha})$ . Względna różnica wyników wyniesie więc ok. 60% dla danych zawartych w tab. 2. (według metody Bogdanowicza–Stachego) oraz aż 180% (prawie trzykrotnie więcej) dla danych w tab. 3. (według własnej metody).

Podobna sytuacja występuje w przypadku deszczy o innych czasach trwania. Przykładowo 31. największy deszcz 3-godzinny, biorąc pod uwagę tylko maksima roczne, jest dopiero 89. deszczem 3-godzinnym, uwzględniając wszystkie intensywne opady syntetyczne, które zdarzyły się w 31-letnim okresie badawczym (tab. 3., wiersz 89.). W szczególności więc deszcz syntetyczny o czasie trwania  $t = 180$  min i wysokości opadu  $h_{180, 1} = 12,4$  mm (tab. 2., ostatni wiersz), czyli o natężeniu jednostkowym  $q_{180, 1} = 11,5$   $\text{dm}^3/(\text{s} \cdot \text{ha})$ , jest deszczem o częstości występowania  $C = (31+1)/89 = 0,36$ , a więc występuje 3 razy w roku. Właściwym statystycznie opadem o częstości  $C = 1$  rok dla  $t = 180$  min jest deszcz o  $h_{180, 1} = 18,8$  mm (tab. 3., wiersz 31.) i  $q_{180, 1} = 17,4$   $\text{dm}^3/(\text{s} \cdot \text{ha})$ , a więc o ok. 50% większej wartości  $h$  i  $q$ . Podobnie jest z największym opadem dobowym z tab. 2., który znajduje się dopiero na 86. miejscu w tab. 3. i w konse-

kwencji jest opadem nie o częstotliwości występowania  $C = 1$  rok, lecz o częstotliwości  $C = (31+1)/86 = 0,37$ , czyli występuje 2,7 razy częściej.

### 3.3. Porównanie ilościowe i jakościowe testowych serii czasowych

Wzajemne różnice jakościowe obu metod interpretacyjnych próby losowej opadów, zastosowanych do tego samego okresu obserwacji opadów (1960÷1990) we Wrocławiu, przekładają się bezpośrednio na znaczne różnice ilościowe wyników badań. Są one m.in. rezultatem wspomnianego wcześniej pominięcia części materiału badawczego przy szeregowaniu opadów według metody Bogdanowicza i Stachego, co wskazuje również na dużą niedokładność samego modelu Bogdanowicza i Stachego – opracowanego dla całego obszaru Polski (z pominięciem obszarów górskich, rys. 2.) w odniesieniu do wysokości opadów we Wrocławiu–Strachowicach. Do celów porównawczych, na podstawie wyników szeregowania opadów (podanych w tab. 2. i 3.), wyznaczono wzory na maksymalną wysokość opadów syntetycznych o częstotliwości  $C = 1$  rok w postaci  $h_{\max} = at^{0,33}$  (wzór przyjęty przez Bogdanowicza i Stachego [21]). W przypadku metody Bogdanowicza i Stachego dla 31. wiersza z tab. 2. wzór empiryczny z regresji metodą najmniejszych kwadratów, przy  $R = 0,969$ , przyjmie dla Wrocławia–Strachowic postać:

$$h_{\max} = 1,854t^{0,33} \quad (13)$$

Dla porównania model (7) Bogdanowicza–Stachego ma postać  $h_{\max} = 1,42t^{0,33}$ . Wartości mnożników przy  $t$  w obu wzorach różnią się zatem o 30%. Po przekształceniu wzoru (13) otrzymuje się równanie na natężenie deszczu dla  $C = 1$  rok (w postaci przyjętej przez Błaszczyka):

$$q_{\max} = \frac{309,0}{t^{0,67}} \quad (14)$$

Model (4) Błaszczyka dla Wrocławia, dla  $H = 590$  mm i  $C = 1$  rok, przyjmuje szczegółową postać  $q = 466,5/t^{0,67}$ . Różnice wartości liczników w obu wzorach sięgają 34%. Tak więc przy zastosowaniu metody Bogdanowicza–Stachego, w przypadku wzoru (13), ma się do czynienia z wyższymi wartościami wysokości opadów we Wrocławiu (w okresie 1960÷1990), lecz porównując odpowiadające temu natężenia obliczane ze wzoru (14) indywidualnie dla Wrocławia – z zaniżeniem wyników w stosunku do wartości otrzymanych ze wzoru Błaszczyka.

W przypadku zastosowania własnej metody interpretacji próby losowej opadów, tj. dla 31. wiersza z tab. 3, będącego wynikiem uszeregowania wszystkich 348 wyselekcjonowanych intensywnych opadów z okresu 31 lat obserwacji, dla Wrocławia przy  $R = 0,991$  otrzymuje się:

$$h_{\max} = 3,470t^{0,33} \quad (15)$$

a po przekształceniu równania (15) wzór na natężenie deszczu:

$$q_{\max} = \frac{578,3}{t^{0,67}} \quad (16)$$

W tym przypadku wzory (15) i (16) wskazują na znacznie wyższe wartości, zarówno wysokości, jak i natężenia opadów, w porównaniu z wzorami (13) i (14). Przykładowo wartość mnożnika 3,47 przy  $t$  we wzorze (15) różni się o 144% w stosunku do wartości 1,42 we wzorze (7) Bogdanowicza–Stachego, który po przekształceniu na  $q$  przyjmuje dla  $C = 1$  rok postać (11)  $q_{\max} = 236,7/t^{0,67}$ . Wartość licznika 309 we wzorze (14) jest zatem większa o 30%, a we wzorze (16) o 144% od wartości  $236,7 = 100\%$  ze wzoru (7).

Należy zauważyć, że średnie dla Polski wartości wykładników potęgowych przy czasie trwania deszczy ( $t$ ), zarówno w modelach (6) i (7) Bogdanowicza–Stachego na wysokość opadów ( $n = 0,33$ ), jak i w modelu (4) Błaszczyka na natężenie ( $n = 0,33 - 1 = -0,67$ ), nie muszą być właściwe do opisu opadów we Wrocławiu–Strachowicach. Ogólnie wartość tego wykładnika we wzorach na  $q$  może się zmieniać w granicach od  $-0,62$  do  $-0,76$  [1]. Odpowiada to zmianom wartości  $n$  we wzorach na  $h$  od 0,38 do 0,24. Wykazano, że wyjściowe postacie wzorów (13) i (15) – ze stałym wykładnikiem potęgowym  $n = 0,33$  przy  $t$ , a także wzorów (14) i (16) – z  $n = 0,67$  przy  $t$ , są statystycznie niewłaściwe dla Wrocławia. Lepsze wyniki aproksymacji są do osiągnięcia przy innych wartościach  $n$ , tj.  $n < 0,33$  we wzorach na wysokość opadu lub  $n > 0,67$  we wzorach na natężenie opadu. Stosując metodologię Bogdanowicza–Stachego, otrzymuje się:

$$h_{\max} = 2,855t^{0,270} \quad (17)$$

przy  $R = 0,984$ , a po przekształceniu równania (17) wzór na natężenie deszczu:

$$q_{\max} = \frac{475,8}{t^{0,730}} \quad (18)$$

Stosując własną metodę szeregowania opadów, otrzymano zależność:

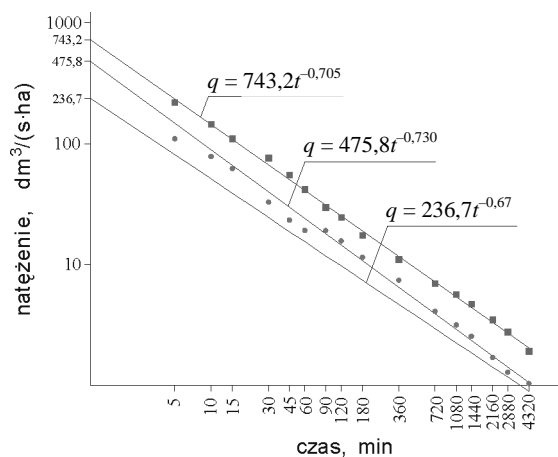
$$h_{\max} = 4,459t^{0,295} \quad (19)$$

przy  $R = 0,995$ , a stąd wzór na natężenie deszczu:

$$q_{\max} = \frac{743,2}{t^{0,705}} \quad (20)$$



Wynik analizy dokładności otrzymanych wzorów empirycznych jest łatwy do przewidzenia. Przykładowo z uszeregowania syntetycznych deszczy według metody Bogdanowicza i Stachego dla  $C = 1$  rok i  $t = 15$  min z pomiarów otrzymuje się (tab. 2., wiersz 31.):  $h_{15,1} = 5,6$  mm, a stąd po przeliczeniu  $q_{15,1} = 62,2$   $\text{dm}^3/(\text{s} \cdot \text{ha}) = 100\%$ . Ze wzoru (14) można obliczyć:  $q_{15,1} = 50,3$   $\text{dm}^3/(\text{s} \cdot \text{ha})$ , natomiast ze wzoru (18):  $q_{15,1} = 65,9$   $\text{dm}^3/(\text{s} \cdot \text{ha})$ . Błędy względne wynoszą odpowiednio:  $-19\%$  i  $+6\%$ . W przypadku uszeregowanych opadów syntetycznych według własnej metody z pomiarów otrzymuje się (tab. 3., wiersz 31.):  $h_{15,1} = 9,8$  mm, a stąd  $q_{15,1} = 108,9$   $\text{dm}^3/(\text{s} \cdot \text{ha}) = 100\%$ . Korzystając ze wzoru (16), otrzymuje się  $q_{15,1} = 94,2$   $\text{dm}^3/(\text{s} \cdot \text{ha})$ , a ze wzoru (20):  $q_{15,1} = 110,1$   $\text{dm}^3/(\text{s} \cdot \text{ha})$ . Błędy względne wyniosą odpowiednio:  $-13,5\%$  i  $+1,1\%$ . Z modelu (7) Bogdanowicza–Stachego można uzyskać niewiarygodnie małe wartości:  $h_{15,1} = 3,5$  mm i  $q_{15,1} = 38,6$   $\text{dm}^3/(\text{s} \cdot \text{ha})$ . Graficzną ilustrację wykazanych różnic stanowi rys. 3., na którym przedstawiono dwa szeregi o częstotliwości  $C = 1$  rok opadów we Wrocławiu–Strachowicach wyznaczone dla okresu 1960÷1990 obiema metodami, na tle wyników obliczeń z modelu (7) Bogdanowicza i Stachego.



Rys. 3. Zależności natężenia od czasu trwania opadu o częstotliwości  $C = 1$  rok dla Wrocławia (1960÷1990) według interpretacji Bogdanowicza–Stachego i własnej oraz według modelu (7)

#### 4. Wnioski końcowe

Podstawą niniejszej pracy były wyniki pomiarów pluwiograficznych zebrane na stacji meteorologicznej IMGW Wrocław–Strachowice z lat 1960–1990. Na ich podstawie sformułowano i zweryfikowano w praktyce metodologię do fizykalnego bądź probabilistycznego opracowywania wyników pomiarów opadów miarodajnych do wymiarowania kanalizacji. Przeprowadzone badania i studia literaturowe pozwalają na wyciągnięcie wniosków końcowych o charakterze metodologicznym.

1. Miarodajne do projektowania bezpiecznych systemów odwodnień terenów zurbanizowanych, w tym zwłaszcza systemów kanalizacyjnych, są maksymalne wysokości opadów o czasach trwania od kilku minut do kilku godzin, które występują z reguły w okresach długotrwałych zjawisk opadowych, trwających nawet kilka dni.
2. Zweryfikowana w pracy, znana z literatury przedmiotu, metoda interpretacji częstości występowania maksymalnych wysokości opadów oparta na założeniu, że każdy rok obserwacyjny może być reprezentowany przez jeden największy w roku opad syntetyczny jest niewłaściwa. Prowadzi to bowiem do znacznego zaniżenia wysokości opadów dla częstości występowania  $C = 1$  rok.
3. Opracowana i zweryfikowana na podstawie danych o opadach we Wrocławiu–Strachowicach metoda selekcji i wyboru intensywnych deszczy, miarodajnych do analiz statystycznych częstości ich występowania, cechuje się następującymi założeniami:
  - analizowane powinny być wszystkie intensywne opady w czasie dla każdego roku, nie tylko te zaliczane do silnych deszczy, ulew czy deszczy nawalnych, z ciągłego okresu kilkudziesięciu lat jednorodnych obserwacji,
  - zaproponowane w pracy kryterium selekcyjne przedziałowych wysokości opadów, zaliczanych do intensywnych:  $h \geq 0,75t^{0,5}$ , pozwala na wyodrębnienie w każdym roku od kilku do kilkunastu opadów syntetycznych jako miarodajnych do analiz statystycznych częstości ich występowania.
4. Właściwe jest tworzenie modeli na maksymalną wysokość opadów o zasięgu lokalnym, odrębnie dla każdej stacji meteorologicznej, a następnie tworzenie na tej podstawie map opadów na terenie całego kraju na drodze interpolacji wyników pomiędzy stacjami. Próby tworzenia jednego uniwersalnego dla całej Polski, bądź dla wybranych regionów kraju, modelu opadów jak i map opadów skazane jest na niepowodzenie, ze względu na zbyt małą dokładność, a więc i małą przydatność do projektowania – co wykazano w pracy.
5. W celu uzyskania porównywalności modeli opadów pochodzących z różnych stacji meteorologicznych wyniki pomiarów wysokości opadów powinny być opracowywane jedną wspólną metodologią, którą proponuje się w pracy na przykładzie opisu opadów we Wrocławiu.

## Literatura

- [1] Błaszczak W.: Spływy deszczowe w sieci kanalizacyjnej (Wytyczne do normatywu), Gaz, Woda i Technika Sanitarna, nr 9, 1954, s. 262+271.
- [2] Błaszczak W., Roman M., Stamatello H.: Kanalizacja, t. I. Wydawn. Arkady, Warszawa 1974.

- [3] Błaszczyk P.: Zasady planowania i projektowania systemów kanalizacyjnych w aglomeracjach miejsko-przemysłowych i dużych miastach, Wydawn. IKŚ, Warszawa 1983.
- [4] Suligowski Z.: Zagospodarowanie wód opadowych. Szczególne problemy, Forum Eksploatatora, nr 3÷4, 2004, s. 24÷27.
- [5] Kotowski A.: Wybrane aspekty wymiarowania i sprawdzania przepustowości kanałów deszczowych i ogólnospławnych, Forum Eksploatatora, nr 1, 2006, s. 18÷25.
- [6] Kotowski A.: O potrzebie dostosowania zasad wymiarowania kanalizacji w Polsce do wymagań normy PN-EN 752 i zaleceń Europejskiego Komitetu Normalizacji, Gaz, Woda i Technika Sanitarna, nr 6, 2006, s. 20÷26.
- [7] Kotowski A.: Dyskusja nad zaleceniami normy PN-EN 752 odnośnie zasad wymiarowania odwodnień terenów w Polsce, VI Zjazd Kanalizatorów Polskich POLKAN, Łódź 6÷7 grudnia 2007 r., Monografie Komitetu Inżynierii Środowiska PAN, vol. 46, 2007, s. 27÷37.
- [8] Kotowski A.: O wiarygodności podstaw modelowania zbiorników retencyjnych ścieków deszczowych, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Prace Naukowe. Seria Inżynieria Środowiska, z. 57, 2009, s. 79÷91.
- [9] Kotowski A.: Weryfikacja zasad wymiarowania zbiorników retencyjnych ścieków deszczowych w Polsce, Gaz, Woda i Technika Sanitarna, nr 4, 2009, s. 14÷21.
- [10] Kaźmierczak B., Kotowski A.: Analiza porównawcza wzorów na natężenie deszczy do projektowania kanalizacji, II Ogólnopolska Konferencja Naukowo-Techniczna INFRAEKO, Rzeszów–Niepołomice 4÷5 czerwca 2009 r., Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2009, s. 101÷116.
- [11] Kotowski A., Kaźmierczak B.: Ocena przydatności dotychczasowych wzorów na natężenie opadów deszczowych do projektowania odwodnień terenów w Polsce, Gaz, Woda i Technika Sanitarna, nr 11, 2009, s. 11÷17.
- [12] Kotowski A., Kaźmierczak B., Dancewicz A.: Analiza maksymalnych wysokości opadów we Wrocławiu–Strachowicach w latach 1960-2009. Modelowanie opadów miarodajnych do wymiarowania kanalizacji, Raporty Instytutu Inżynierii Ochrony Środowiska Politechniki Wrocławskiej, Seria SPR, nr 26/2009.
- [13] PN-EN 752:2008: Drain and sewer systems outside buildings (Zewnętrzne systemy kanalizacyjne), PKN, Warszawa 2008.
- [14] Kossakowska-Cezak U. (red.): Climatological normals (CLINO) for the period 1961-1990, WMO, no 847, Geneva 1996, Przegląd Geofizyczny, t. 44, nr 1÷2, 1999.
- [15] Lambor J.: Obliczenie prawdopodobieństwa pojawienia się deszczów nawalnych w Polsce, Gospodarka Wodna, nr 12, 1953, s. 456÷457.
- [16] Schmitt T.G.: Kommentar zum Arbeitsblatt A 118 „Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen“, Wydawn. Seidel-Przywecki, Warszawa 2007.
- [17] Chomicz K.: Ulewy i deszcze nawalne w Polsce, Wiadomości Służby Hydrologicznej, PIHM Warszawa, t. 2, z. 3, 1951.

- [18] Ciepeliowski A., Dąbkowski S.L.: Metody obliczeń przepływów maksymalnych w małych zlewniach rzecznych (z przykładami), Oficyna Wydawnicza Projprzem-EKO, Bydgoszcz 2006.
- [19] Reinhold F.: Regenspenden in Deutschland, Archive für Wasserwirtschaft, 1940.
- [20] Chomicz K.: Normy opadowe dla potrzeb kanalizacji miast, Gospodarka Wodna, nr 10, 1953, s. 377÷382.
- [21] Bogdanowicz E., Stachy J.: Maksymalne opady deszczu w Polsce. Charakterystyki projektowe, Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej, Materiały badawcze, Hydrologia i Oceanologia, nr 23, Warszawa 1998.
- [22] Chomicz K.: O jednolite normy opadowe przy projektowaniu sieci kanalizacyjnej miast, Gospodarka Wodna, nr 3, 1952, s. 81÷85.
- [23] Stachy J. (red.): Atlas hydrologiczny Polski, t. I, Wydawn. Geologiczne, Warszawa 1987.
- [24] Wołoszyn J.: Średnie natężenie, średni czas trwania i rozkład natężenia normalnych opadów we Wrocławiu, Zeszyty Naukowe WSR we Wrocławiu, Melioracja, nr 61, 1961, s. 23÷41.
- [25] Sowiński M.: Wyznaczenie maksymalnego natężenia opadu o T-letnim okresie powtarzalności na przykładzie Wrocławia, Wiadomości IMGW, t. VI, z. 3÷4, 1980, s. 117÷126.
- [26] Licznar P., Łomotowski J., Rojek M.: Pomiary i przetwarzanie danych opadowych dla potrzeb projektowania i eksploatacji systemów odwodnieniowych, Wydawn. FUTURA, Poznań 2005.
- [27] Strupczewski W., Napiórkowski J.: Rozkłady maksymalnych sezonowych wysokości opadów atmosferycznych i ich sum na podstawie modelu serii czasowej, Przegląd Geofizyczny, vol. XXVI, nr 1÷2, 1981, s. 25÷36.
- [28] Bartels H. i in.: Starkniederschlagshöhen für Deutschland. KOSTRA, Selbstverlag des Deutschen Wetterdienstes, Offenbach am Main 1997.

## **ANALYSIS OF METHODOLOGY OF PRECIPITATION MODELING FOR SEWERAGE DIMENSIONING**

### **S u m m a r y**

The rules of measuring of drainage area in Poland, which were worked out in the fifties of last century, are frequently not suitable, that means lower results of calculations of unreliable precipitation stream. Those rules need verification, particularly urgent change of the Błaszczyk's model with new precise models, including local range, on which base would be probable to develop the precipitation atlas in Poland – like KOSTRA atlas in Germany. The basis of this work were pluviographic measurements form IMGW meteorological station in Wrocław-Strachowice from years 1960-1990. On this basis methodology were elaborated, verified in practice for the use in other meteorological stations in the country, for the physical or probabilistic description of rainfall measurement results.

*Złożono w Oficynie Wydawniczej w kwietniu 2010 r.*

Andrzej KOTOWSKI  
Politechnika Wroclawska

## FIZYKALNE MODELOWANIE OPADÓW DO WYMIAROWANIA KANALIZACJI

Podstawą niniejszej pracy były wyniki pomiarów pluwiograficznych ze stacji meteorologicznej IMGW Wrocław-Strachowice z lat 1960÷2009. Celem wyodrębnienia z pluwiogramów intensywnych deszczów, do analiz statystycznych częstości ich występowania przyjęto własne kryterium wysokości opadów, które pozwoliło na wyselekcjonowanie dla każdego roku od kilku do kilkunastu najintensywniejszych opadów. Łącznie z okresu 50 lat obserwacji wyodrębniono 514 opadów syntetycznych, które następnie były szeregowane według nierosnących wysokości w 16 przedziałach czasowych ich trwania (od 5 min do 72 godz.). Na tej podstawie opracowano modele fizykalne na maksymalną wysokość opadów, w tym przekształcone na natężenie jednostkowe, do projektowania odwodnień terenów w warunkach wrocławskich.

### 1. Wprowadzenie

W celu zwiększenia niezawodności działania systemów odwadniania terenów (w tym kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej), projektowanych i budowanych w Polsce zgodnie z wymaganiami PN-EN 752:2008, pilna staje się potrzeba uściślenia zasad ich wymiarowania opartego na ciągłych pomiarach opadów z okresu kilkudziesięciu lat, celem wychwycenia ewentualnego trendu zmian klimatycznych. O wiarygodności każdej metody obliczeniowej, jak wynika z teorii niezawodności, decyduje najsłabsze ogniwo, w tym wypadku dokładność danych bądź algorytmów ich opracowywania.

Sformułowane w latach 50. XX w. i utrwalone w literaturze przedmiotu [1÷4] zasady wymiarowania odwodnień terenów w Polsce, w tym zwłaszcza systemów kanalizacyjnych – z wyjściowym modelem Błaszczyka na natężenie deszczu – są coraz częściej kontestowane jako nieodpowiednie, tzn. zaniżające wyniki obliczeń miarodajnych strumieni opadów, a tym samym prowadzące do niewłaściwego, czyli „zbyt oszczędnego” wymiarowania sieci i obiektów kanalizacyjnych [5÷8]. Chodzi tutaj zwłaszcza o systemy ogólnospławne przeżywające w wielu krajach swój renesans, a w tym szczególnie o podstawy projektowania zbiorników retencyjnych, wymiarowanych z wykorzystaniem modelu Błaszczyka [9÷14], czy też towarzyszących im przelewów burzowych [15÷18], a także separatorów [19÷21] i regulatorów przepływu ścieków [22÷24] na kana-

lizacji deszczowej. Zasady te wymagają więc weryfikacji, a zwłaszcza pilnego zastąpienia modelu Błaszczyka nowymi, dokładniejszymi modelami o zasięgu lokalnym, na podstawie których możliwe byłoby w przyszłości opracowanie szczegółowego atlasu opadów w Polsce (na wzór atlasu KOSTRA w Niemczech). Dlatego tak ważne stają się obecnie systematyczne badania opadów w celu określenia statystycznej częstości występowania maksymalnych wysokości czy natężeń jednostkowych deszczów. Niezbędny jest do tego odpowiednio długi materiał archiwalny z obserwacji opadów [25, 26].

## 2. Materiał pluwiograficzny i metody badawcze

Materiałem badawczym wykorzystanym w pracy były archiwalne pluwiogramy ze stacji IMGW Wrocław-Strachowice za lata 1960÷2009 [26]. Do roku 2006 pomiary opadów były rejestrowane za pomocą pluwiografu pływakowego (zegarowego), a od 2007 r. przez deszczomierz automatyczny SEBA, z zapisem elektronicznym. Opracowując dostępne materiały archiwalne (pluwiogramy), ograniczono ich analizę do okresu maj÷październik (V÷X), bowiem materiał z kwietnia i listopada był często niekompletny z powodu występujących przymrozków, a co się z tym wiąże – niewłaściwego odzwierciedlenia przebiegu opadów. Ponadto nie w każdym roku w tych miesiącach prowadzono pomiary. Jak wykazano w pracy [27], w 30-leciu 1961÷1990 w 63 stacjach meteorologicznych w Polsce największe w roku wysokości opadów dobowych zdarzyły się w półroczu zimowym (XI÷IV) jedynie sporadycznie, przeciętnie 2 razy na 30 lat i były znacznie niższe od średniej z najwyższych opadów dobowych. Tak więc oparcie się na wynikach pomiarów opadów z półrocza ciepłego (V÷X) może być uznane za miarodajne dla opadów maksymalnych.

W IMGW opracowywanie pluwiogramów papierowych dokonuje się standardowo dla sztywnych przedziałów godzinowych, poprzez wyznaczenie wysokości opadu i czasu jego trwania. Konsekwencją tego stanu rzeczy jest to, że „rzeczywista” wysokość opadu (z pluwiogramu) z kolejnych 60 min jego trwania jest zawsze większa bądź co najwyżej równa wysokości opadu w sztywnym przedziale jednej godziny. W tym przypadku muszą być stosowane współczynniki korekcyjne ( $>1$ ) [27]. Na potrzeby niniejszej pracy taka dokładność była niewystarczająca, w związku z czym wyznaczano wysokość opadu z pluwiogramów dla przedziałów 5-minutowych. Taka dokładność jest wymagana m.in. przy sporządzaniu opadów modelowych (typu Eulera), serii opadów nawalnych bądź deszczów syntetycznych generowanych losowo, niezbędnych do modelowania hydrodynamicznego systemów odwodnień terenów [28, 29]. Wyznaczenie z zapisu na pluwiogramie papierowym przedziałów czasowych krótszych niż 5-minutowe byłoby trudne i obciążone już znaczną niedokładnością. Sytuacja uległa zmianie w momencie zastosowania w meteorologii elektronicznego zapisu przebiegu opadów atmosferycznych. Dzięki pluwiogramom możliwe jest

określenie całkowitej wysokości opadu w rzeczywistym czasie jego trwania bądź w wybranych jego częściach – metodą ruchomej sumy. Wysokości opracowywanych opadów określano dla następujących 16 przedziałów czasu ich trwania: 5, 10, 15, 30, 45, 60, 90 i 120 min oraz 3, 6, 12, 18, 24, 36, 48 i 72 godz.

Wyznaczenie powtarzalności (czyli częstości  $C$ ) bądź prawdopodobieństwa  $p$  występowania opadów deszczu o danej wysokości bądź intensywności  $I$ , bądź też wartości natężenia jednostkowego  $q$  odbywa się najczęściej na drodze szeregowania opadów według nierosnących wartości tych wskaźników [26]. W ten sposób, w pierwszym wierszu znajdzie się opad o najwyższej zaobserwowanej wartości intensywności czy natężenia, a w ostatnim – o najniższej zmierzonej wartości wskaźnika. Odnosić to można zarówno do całego okresu trwania opadu (metoda „średnich wartości”), jak i do poszczególnych jego fragmentów o znanych przedziałowych wartościach  $h$ ,  $I$  czy  $q$  (metoda „maksymalnych wartości”). Druga metoda jest odpowiednia do formułowania podstaw bezpiecznego projektowania kanalizacji.

Przy wyodrębnianiu intensywnych deszczów do analiz statystycznych przyjęto własne kryterium wysokości opadów:  $h \geq 0,75t^{0,5}$ , opierające się na kryterium Chomicza:  $h_{U_0} \geq t^{0,5}$  – w odniesieniu do granicznej wysokości opadu ( $U_0$ ) dla silnych deszczów [30]. Zaniżenie kryterium Chomicza o 25% (poniżej krzywej  $U_0$ ) miało na celu wyodrębnienie do rocznych zestawień większej liczby intensywnych deszczów – więc nie tylko silnych deszczów, ulew, silnych ulew czy deszczów nawalnych – tak aby każdy sezon pluwiograficzny był reprezentowany przez co najmniej kilka intensywnych opadów (nawet w latach „suchych”). Przyjęte kryterium pozwoliło na wyselekcjonowanie dla każdego roku z okresu 1960÷2009 od kilku do kilkunastu najbardziej intensywnych opadów (w sezonie V÷X). Łącznie, z okresu 50 lat obserwacji do szczegółowej analizy statystycznej wyselekcjonowano 514 opadów syntetycznych (co dało przeciętnie ok. 10 opadów na rok), które następnie były szeregowane według malejących wysokości opadów w poszczególnych przedziałach czasowych. Podstawy metodologiczne fizykalnego i probabilistycznego modelowania opadów miarodajnych do wymiarowania kanalizacji sformułowano i uogólniono w pracy [26].

### **3. Analiza i fizykalna interpretacja szeregów częstości opadów maksymalnych we Wrocławiu-Strachowicach**

#### **3.1. Serie czasowe opadów maksymalnych**

W fizykalnej interpretacji wyników pomiarów opadów przypisuje się (a priori) uporządkowanym nierosnąco seriom czasowym zmierzonych, przedziałowych wysokości empiryczną częstość ich występowania – lecz nie większą niż długość okresu obserwacji opadów. W tabeli 1. uszeregowano malejąco przedziałowe wysokości opadów (o czasie trwania od 5 min do 72 godz.)

z  $N = 50$  lat obserwacji i poddano interpretacji 50 największych serii czasowych deszczów syntetycznych, przypisując im empiryczne częstości występowania:

$$C(m, N) = (N + 1)/m \quad (1)$$

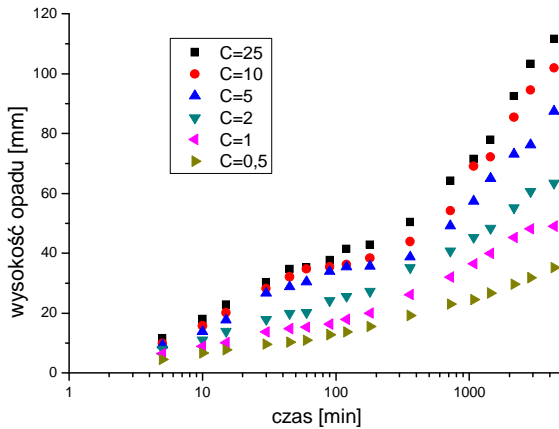
gdzie  $m$  – numer wiersza (szeregu):  $m = 1, 2, 3, \dots, 50, \dots, 100$ .

I tak, deszcz syntetyczny w 50. wierszu odpowiada częstości występowania  $C = 1$  rok, odpowiednio: deszcz w 25. wierszu odpowiada  $C = 2$  lata, w 10. –  $C = 5$  lat, w 5. –  $C = 10$  lat, w 2. –  $C = 25$  lat oraz w 1. –  $C = 50$  lat. Dodatkowo, podano przykładowo 100. szereg czasowy, odpowiadający częstości występowania  $C = 0,5$  roku, czyli występujący dwa razy w roku.

Tabela 1. Uszeregowanie największych przedziałowych wysokości opadów  $h$  [mm] z 514 wyselekcjonowanych deszczów z 50 lat obserwacji we Wrocławiu-Strachowicach (dla  $C = 50 \pm 0,5$ )

| Nr  | C [lata] | Czas trwania opadu [min] |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |       |       |
|-----|----------|--------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|-------|
|     |          | 5                        | 10   | 15   | 30   | 45   | 60   | 90   | 120  | 180  | 360  | 720  | 1080 | 1440 | 2160 | 2880  | 4320  |
| 1   | 50       | 13,1                     | 18,7 | 24,7 | 32,9 | 34,7 | 35,3 | 42,7 | 57,7 | 61,9 | 63,1 | 64,2 | 72,9 | 80,1 | 92,6 | 103,9 | 116,9 |
| 2   | 25       | 11,6                     | 18,0 | 22,8 | 30,3 | 34,7 | 35,3 | 37,7 | 41,5 | 42,8 | 50,4 | 64,2 | 71,5 | 77,9 | 92,5 | 103,2 | 111,6 |
| 5   | 10       | 9,9                      | 15,7 | 20,1 | 28,2 | 32,1 | 34,7 | 35,4 | 36,2 | 38,4 | 43,9 | 54,2 | 69,1 | 72,2 | 85,4 | 94,5  | 101,9 |
| 10  | 5        | 9,3                      | 13,8 | 17,7 | 26,7 | 28,8 | 30,5 | 33,9 | 35,4 | 35,7 | 38,7 | 49,2 | 57,4 | 65,0 | 73,1 | 76,2  | 87,5  |
| 25  | 2        | 8,0                      | 11,0 | 13,9 | 17,9 | 19,9 | 20,2 | 24,2 | 25,6 | 27,3 | 35,2 | 40,8 | 45,3 | 48,3 | 55,2 | 60,6  | 63,4  |
| 50  | 1        | 6,4                      | 8,9  | 10,1 | 13,7 | 14,8 | 15,3 | 16,3 | 17,9 | 20,0 | 26,2 | 32,0 | 36,5 | 39,9 | 45,2 | 48,1  | 49,0  |
| 100 | 0,5      | 4,5                      | 6,6  | 7,7  | 9,6  | 10,3 | 10,9 | 12,8 | 13,7 | 15,5 | 19,2 | 23,0 | 24,5 | 26,7 | 29,6 | 31,8  | 35,2  |

Na rysunku 1. zobrazowano trendy zmian zmierzonych, przedziałowych wysokości opadów w czasie (DDF) dla serii czasowych opadów syntetycznych o częstości występowania  $C = 0,5; 1; 2; 5; 10$  i  $25$  lat. Z rysunku wynika, że przykładowe zależności  $h(t, C)$  stanowią rodzinę krzywych o ogólnym równaniu  $h(t, C) = at^n$ .



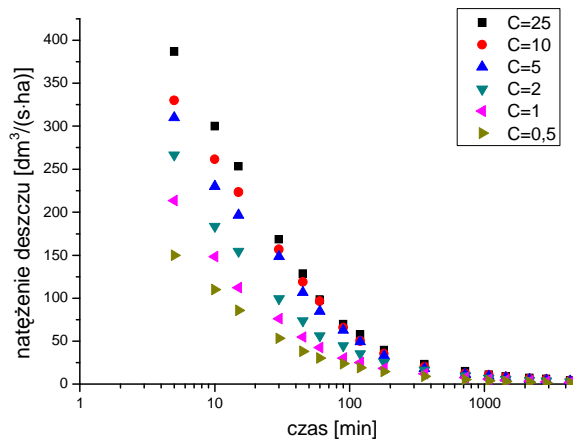
Rys. 1. Trendy zmian przedziałowych wysokości opadów  $h$  w czasie  $t$  dla serii czasowych (typu DDF) o częstości  $C = 0,5; 1; 2; 5; 10$  i  $25$  lat (logarytmiczna skala czasu)



W tabeli 2. przedstawiono przedziałowe wysokości opadów (z tab. 1.) przeliczone na natężenia jednostkowe  $q$  [ $\text{dm}^3/(\text{s}\cdot\text{ha})$ ]. Podobnie jak w tab. 1., przedziałowe natężenia syntetycznego deszczu w 50. wierszu odpowiadają częstości występowania  $C = 1$  rok i analogicznie: natężenia deszczu w 25. wierszu odpowiadają  $C = 2$  lata, w 10. –  $C = 5$  lat, w 5. –  $C = 10$  lat itd. Dodatkowo, w tab. 2. podano 100. szereg czasowy, odpowiadający częstości występowania deszczu  $C = 0,5$ , tj. dwa razy w roku.

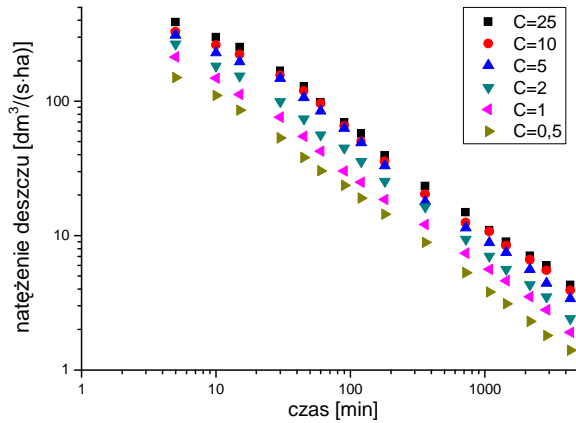
Tabela 2. Uszeregowanie największych przedziałowych natężeń jednostkowych  $q$  [ $\text{dm}^3/(\text{s}\cdot\text{ha})$ ] z 514 wyselekcjonowanych deszczów syntetycznych z 50 lat obserwacji we Wrocławiu-Strachowicach

| Nr  | C<br>[lata] | Czas trwania opadu [min] |       |       |       |       |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
|-----|-------------|--------------------------|-------|-------|-------|-------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
|     |             | 5                        | 10    | 15    | 30    | 45    | 60   | 90   | 120  | 180  | 360  | 720  | 1080 | 1440 | 2160 | 2880 | 4320 |
| 1   | 50          | 436,7                    | 311,7 | 274,4 | 182,8 | 128,5 | 98,1 | 79,1 | 80,1 | 57,3 | 29,2 | 14,9 | 11,3 | 9,3  | 7,1  | 6,0  | 4,5  |
| 2   | 25          | 386,7                    | 300,0 | 253,3 | 168,3 | 128,5 | 98,1 | 69,8 | 57,6 | 39,6 | 23,3 | 14,9 | 11,0 | 9,0  | 7,1  | 6,0  | 4,3  |
| 5   | 10          | 330,0                    | 261,7 | 223,3 | 156,7 | 118,9 | 96,4 | 65,6 | 50,3 | 35,6 | 20,3 | 12,5 | 10,7 | 8,4  | 6,6  | 5,5  | 3,9  |
| 10  | 5           | 310,0                    | 230,0 | 196,7 | 148,3 | 106,7 | 84,7 | 62,8 | 49,2 | 33,1 | 17,9 | 11,4 | 8,9  | 7,5  | 5,6  | 4,4  | 3,4  |
| 25  | 2           | 266,7                    | 183,3 | 154,4 | 99,4  | 73,7  | 56,1 | 44,8 | 35,6 | 25,3 | 16,3 | 9,4  | 7,0  | 5,6  | 4,3  | 3,5  | 2,4  |
| 50  | 1           | 213,3                    | 148,3 | 112,2 | 76,1  | 54,8  | 42,5 | 30,2 | 24,9 | 18,5 | 12,1 | 7,4  | 5,6  | 4,6  | 3,5  | 2,8  | 1,9  |
| 100 | 0,5         | 150,0                    | 110,0 | 85,6  | 53,3  | 38,2  | 30,3 | 23,7 | 19,0 | 14,4 | 8,9  | 5,3  | 3,8  | 3,1  | 2,3  | 1,8  | 1,4  |



Rys. 2. Trendy zmian jednostkowych natężeń  $q$  deszczów w czasie  $t$  dla syntetycznych opadów o częstości występowania  $C = 0,5; 1; 2; 5; 10$  i  $25$  lat (w układzie półlogarytmicznym)

Na rysunkach 2. i 3. zobrazowano trendy zmian przedziałowych natężeń opadów (uzyskanych z przeliczenia wysokości opadów z tab. 1.) dla serii czasowych syntetycznych deszczów o częstości występowania  $C = 0,5; 1; 2; 5; 10$  i  $25$  lat. Z rysunków tych wynika, że zmierzone zależności  $q(t, C)$  stanowią rodzinę krzywych (typu IDF) o ogólnym równaniu  $q(t, C) = 166,7at^{n-1}$ . Świadczy o tym zwłaszcza równoległość linii  $q(t)$  dla  $C = 0,5; 25$  lat na rys. 3. Zarówno z uszeregowania największych przedziałowych wysokości opadów (tab. 1., rys. 1.), jak i największych przedziałowych natężeń opadów (tab. 2., rys. 2. i 3.)



Rys. 3. Trendy zmian jednostkowych natężeń  $q$  deszczów w czasie  $t$  dla syntetycznych opadów o częstości występowania  $C = 0,5; 1; 2; 5; 10$  i  $25$  lat (w układzie podwójnie logarytmicznym)

wynika, że zależności  $h(t)$  i  $q(t)$  dla przykładowych powtarzalności opadów  $C = 0,5; 1; 2; 5; 10$  i  $25$  lat stanowią rodziny krzywych, odpowiednio typu DDF i IDF.

### 3.2. Modele fizyczne opadów maksymalnych

#### Adaptacja modeli literaturowych

W celu sformułowania modelu fizycznego na maksymalną wysokość opadów (dla różnych częstości występowania) w latach 1960÷2009 przyjęto wstępnie dwuparametrowe równanie wyjściowe na badaną rodzinę zależności  $h$  od  $t$  i  $C$ , postaci:

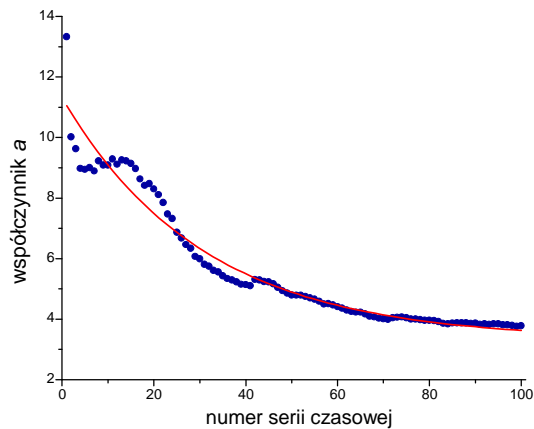
$$h_{\max}(t, C) = a(C)t^{n(C)} \quad (2)$$

zwanej w literaturze modelem Lindleya, dla której należy ustalić z pomiarów wartości współczynników  $a$  i  $n$  w funkcji  $C$ . Na tej podstawie, dla każdego z 50 wierszy w tab. 1., o przyporządkowanej malejącej częstości serii czasowych opadów od  $C = 50$  do  $C = 1$ , wyestymowano wartości współczynników  $a$  i  $n$  metodą najmniejszych kwadratów. Ponadto uwzględniono dodatkowo 50 kolejnych wierszy, aż do 100. ( $C = 0,5$ ). Wyniki tych obliczeń zamieszczono w tab. 3.

Tabela 3. Wyniki estymacji wartości współczynników  $a$  i  $n$  równania  $h_{\max}(t, C) = a(C)t^{n(C)}$  dla wybranych serii czasowych

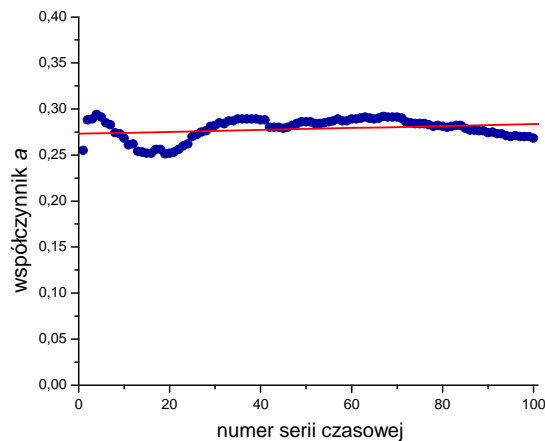
| Nr  | $C$ | $a$   | $n$   |
|-----|-----|-------|-------|
| 1   | 50  | 13,33 | 0,255 |
| 2   | 25  | 10,02 | 0,288 |
| 5   | 10  | 8,95  | 0,291 |
| 10  | 5   | 9,09  | 0,268 |
| 25  | 2   | 6,87  | 0,270 |
| 50  | 1   | 4,80  | 0,286 |
| 100 | 0,5 | 3,78  | 0,268 |

Dla danych z tab. 3. opracowano ilustrację trendów zmian wartości badanych współczynników  $a(C)$  i  $n(C)$  zależności (2), które przedstawiono na rys. 4. i 5.



Rys. 4. Trend zmian wartości współczynnika  $a$  w równaniu  $h_{\max}(t, C) = a(C)t^{n(C)}$  dla 100 opadów syntetycznych o częstości występowania od  $C = 50$  do  $C = 0,5$

Współczynnik  $a(C)$  ma wyraźnie krzywoliniowy, wykładniczy trend zmian badanej zależności (rys. 4.), określony dla 100 szeregów częstości od  $C = 50$  do  $C = 0,5$  (z 50 lat obserwacji opadów – tab. 3.).



Rys. 5. Trend zmian wartości współczynnika  $n$  w równaniu  $h_{\max}(t, C) = a(C)t^{n(C)}$  dla 100 opadów syntetycznych o częstości występowania od  $C = 50$  do  $C = 0,5$

Współczynnik  $n(C)$  nie ma natomiast wyraźnego trendu zmian badanej zależności (rys. 5.). Średnia wartość wykładnika  $n$  w równaniu (2) dla 100 deszczów syntetycznych wynosi 0,278 (zmiany od 0,251 do 0,294), a dla 50 największych deszczów syntetycznych (od  $C = 50$  do  $C = 1$ )  $n = 0,275$ . Średnie te są zbliżone. Jednak za miarodajną uznano drugą średnią – stałą wartość wykładnika potęgowego  $n$  w równaniu wyjściowym (2), które przyjmuje teraz postać:

$$h_{\max}(t, C) = a(C)t^{0,275} \quad (3)$$

Dla wstępnie uszczegółowionej postaci (3) równania wyjściowego (2) wyznaczono nowe wartości parametru – współczynnika  $a(C)$ . Wyniki obliczeń przy zastosowaniu metody najmniejszych kwadratów zamieszczono w tab. 4.

Tabela 4. Wyestymowane nowe wartości współczynnika  $a(C)$  przy ustalonym  $n = 0,275$  dla serii czasowych  $C = 50 \div 1$

| Nr | C  | a      |
|----|----|--------|
| 1  | 50 | 11,627 |
| 2  | 25 | 10,969 |
| 5  | 10 | 10,030 |
| 10 | 5  | 8,691  |
| 25 | 2  | 6,639  |
| 50 | 1  | 5,205  |

W pierwszej próbie do opisu zależności  $a(C)$  wykorzystano znany model opadów Błaszczyka, sprowadzony do postaci:

$$h_{\max}(t, C) = a_1 \sqrt[3]{C} t^{0,33} \quad (4)$$

gdzie

$$a(C) = a_1 C^{0,333} \quad (5)$$

Ogólnie, dla dowolnej wartości wykładnika  $m_i$

$$a(C) = a_1 C^{m_i} \quad (6)$$

Dla danych z tab. 4. uszczegółowiono zależność (6) przy  $R = 0,965$  (rys. 6.):

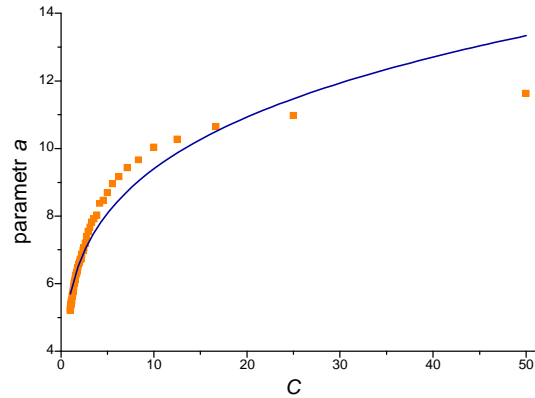
$$a(C) = 5,698 C^{0,217} \quad (7)$$

skąd uzyskano I model fizyczny postaci:

$$h_{\max}(t, C) = 5,698 C^{0,217} t^{0,275} \quad (8)$$

Jak wynika z rys. 6., przyjęte wstępnie i uszczegółowione równanie (6) nie jest odpowiednie do opisu badanej zależności  $a(C)$  w warunkach wrocławskich. W drugiej próbie do opisu zależności  $a(C)$  wykorzystano postać modelu Stachy na wysokość opadów maksymalnych, zaczerpniętą z Atlasu hydrologicznego Polski z 1986 r. [31]:

$$h_{\max}(t, p) = \{a_1 - a_2 [-\ln(-\ln(1-p))]\} t^{-n} \quad (9)$$



Rys. 6. Próba dopasowania funkcji  $a(C) = 5,698C^{0,217}$  w równaniu  $h_{\max}(t, C) = a(C)t^{0,275}$  dla 50 quasi-wygładzonych szeregów częstości opadów ( $C = 1 \div 50$ )

skąd otrzymano:

$$a(p) = a_1 - a_2[-\ln(-\ln(1-p))] \quad (10)$$

a po przekształceniu względem  $C$ :

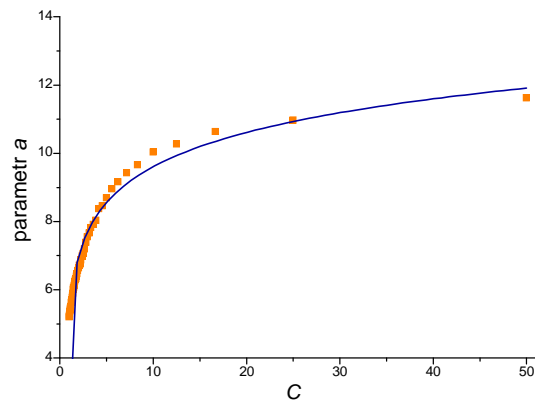
$$a(C) = a_1 - a_2[-\ln(-\ln(1-1/C))] \quad (11)$$

Dla postaci (11) i danych z tab. 4. uzyskano przy  $R = 0,984$  równanie (rys. 7.):

$$a(C) = 6,417 + 1,396[-\ln(-\ln(1-1/C))] \quad (12)$$

a stąd II model fizykalny (przy ograniczeniu  $C > 1$ ) postaci:

$$h_{\max}(t, C) = \{6,417 + 1,396[-\ln(-\ln(1-1/C))]\} t^{0,275} \quad (13)$$



Rys. 7. Próba dopasowania funkcji  $a(C) = 6,417 - 1,396[-\ln(-\ln(1-1/C))]$  w równaniu  $h_{\max}(t, C) = a(C)t^{0,275}$  dla 50 quasi-wygładzonych szeregów częstości opadów ( $C = 1 \div 50$ )

### Własne modele fizykalne opadów maksymalnych

Próby opisu zależności  $a(C)$  oparte na modelach literaturowych nie przyniosły zadowalających rezultatów. Zaproponowano zatem własną postać ogólną poszukiwanego równania:

$$a(C) = a_1 C^{m_2} + a_2 \quad (14)$$

W wyniku estymacji parametrów, wykorzystując dane z tab. 4., uzyskano dla III modelu fizykalnego funkcję:

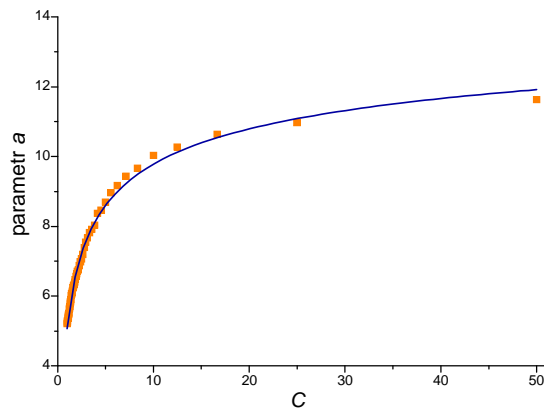
$$a(C) = -11,928 C^{-0,218} + 17,0 \quad (15)$$

Wzór (15), uzyskany przy  $R = 0,998$ , najlepiej z dotychczasowych przybliża charakter badanej zależności  $a(C)$  (rys. 8.). Zatem III model fizykalny na maksymalną wysokość opadów we Wrocławiu-Strachowicach przyjmuje postać:

$$h_{\max}(t, C) = a(C)t^{0,275} = (-11,928 C^{-0,218} + 17,0)t^{0,275} \quad (16)$$

a po przekształceniach:

$$q_{\max}(t, C) = \frac{166,67h(t, C)}{t} = (-1988 C^{-0,218} + 2834)t^{-0,725} \quad (17)$$



Rys. 8. Próba dopasowania funkcji  $a(C) = -11,928 C^{-0,218} + 17,0$  w równaniu  $h_{\max}(t, C) = a(C)t^{0,275}$  dla 50 quasi-wygładzonych szeregów częstości opadów ( $C = 1 \div 50$ )

W czwartej próbie sprawdzono przydatność innej niż przyjęta na wstępie tego punktu wyjściowa dwuparametrowa postać modelu (2) opadów maksymal-

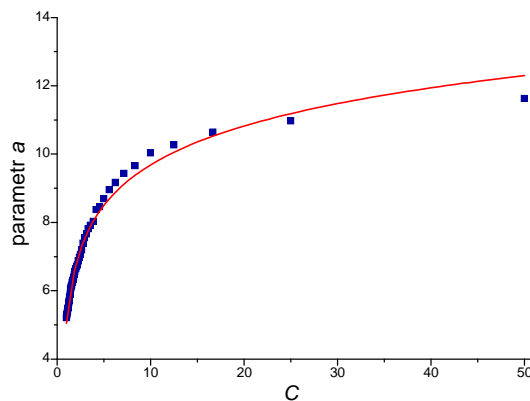
nych we Wrocławiu. Zaproponowano mianowicie trójparametrowy model IV postaci:

$$h_{\max}(t, C) = a(C)(t - b(C))^{n(C)} \quad (18)$$

dla której wyznaczono parametry  $a$ ,  $b$  i  $n$  w sposób analogiczny jak we wcześniej opisanych próbach. Dla IV modelu fizykalnego przyjęto również (jak poprzednio) stałą wartość wykładnika potęgowego  $n(C)$ . Tak więc, dla postaci (18) ustalono  $n = 0,265$  oraz stałą wartość współczynnika  $b = 3,450$ , stąd ostatecznie uzyskano model:

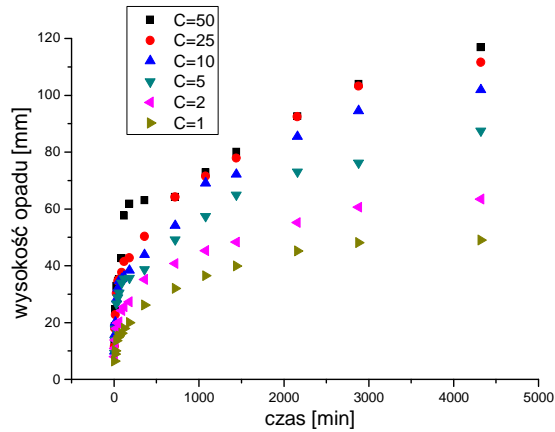
$$h_{\max}(t, C) = (6,670 + 1,677 \ln(C - 0,530)) (t - 3,45)^{0,265} \quad (19)$$

Wynik czwartej próby dopasowania funkcji  $a(C) = 6,670 + 1,677 \ln(C - 0,530)$  przy  $R = 0,995$  (tutaj do równania wyjściowego postaci (18)) nie zwiększył jednak ogólnej dokładności statystycznej modelu (rys. 9.) względem poprzedniego III modelu, gdzie dla  $a(C)$  uzyskano  $R = 0,998$  i w rezultacie również znacznie dokładniejszy opis, zwłaszcza szeregu o częstotliwości  $C = 50$  lat (porównaj rys. 8. i 9.). Jednak IV model fizykalny okazał się także dokładniejszy w opisie dwóch pierwszych interwałów (5 i 10 min) czasu trwania opadów, co zostanie wykazane w dalszej części pracy.

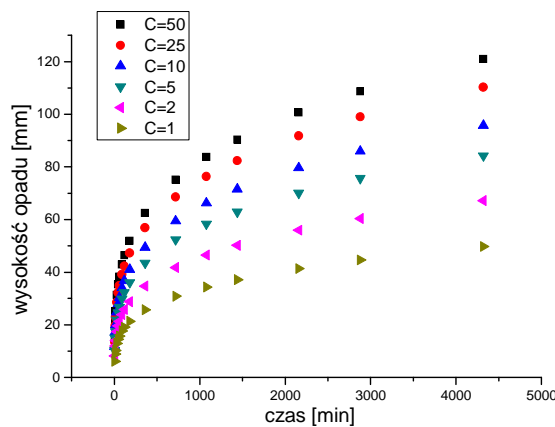


Rys. 9. Próba dopasowania funkcji  $a(C) = 6,670 + 1,677 \ln(C - 0,530)$  w równaniu  $h_{\max}(t, C) = a(C)(t - 3,45)^{0,265}$  dla 50 quasi-wygładzonych szeregów częstotliwości opadów ( $C = 1 \div 50$ )

Rysunki 10. i 11. to odpowiednio: zbiorcze zestawienie zmierzonych szeregów częstotliwości maksymalnych wysokości opadów syntetycznych we Wrocławiu-Strachowicach z okresu 1960÷2009 oraz zbiorcze zestawienie krzywych typu DDF, wygładzonych modelem (19).



Rys. 10. Zbiorcze zestawienie zmierzonych (niewygładzonych) szeregów częstości maksymalnych wysokości opadów syntetycznych we Wrocławiu-Strachowicach z okresu 1960-2009



Rys. 11. Zbiorcze zestawienie krzywych typu DDF – maksymalnych wysokości opadów z okresu 1960-2009 wygładzonych modelem (19) dla Wrocławia-Strachowic

#### 4. Ocena ilościowa uzyskanych modeli fizykalnych opadów maksymalnych

Dalej zestawiono cztery modele fizykalne opadów maksymalnych, uzyskane z 50 lat obserwacji na stacji IMGW Wrocław-Strachowice, przy zastosowaniu pierwszego sposobu interpretacji wyników pomiarów, który polega m.in. na uogólnieniu statystycznym niewygładzonych, probabilistycznie zmierzonych serii czasowych opadów syntetycznych o  $t \in [5; 4320]$  min i  $C \in [1; 50]$  lat:

- model I (8):  $h_{\max}(t, C) = 5,698C^{0,217}t^{0,275}$ ,
- model II (13):  $h_{\max}(t, C) = \{6,417 + 1,396[-\ln(-\ln(1 - 1/C))]\}t^{0,275}$ ,
- model III (16):  $h_{\max}(t, C) = (-11,928C^{-0,218} + 17,0)t^{0,275}$ ,
- model IV (19):  $h_{\max}(t, C) = (6,670 + 1,677\ln(C - 0,530))(t - 3,45)^{0,265}$ ,



dla których ogólnie:

$$q_{\max}(t, C) = 1000h_{\max}(t, C)/(6t) \quad (20)$$

W tabeli 5. porównano wyniki zmierzonych maksymalnych wysokości opadów  $h$  [mm] we Wrocławiu-Strachowicach w okresie 1960÷2009 dla  $C = 1 \div 50$  lat oraz  $t$  od 5 min do 72 godz. (przeliczonych według zależności (20) na natężenia jednostkowe  $q$  [ $\text{dm}^3/(\text{s}\cdot\text{ha})$ ]) z obliczonymi według czterech opracowanych w artykule modeli fizykalnych opadów. Z przedstawionej oceny dokładności można sformułować następujące wnioski:

- stwierdzono duże odchylenia wyników obliczeń względem danych pomiarowych dla dwóch najkrótszych interwałów czasowych trwania deszczów w przypadku trzech pierwszych modeli, a zwłaszcza dla interwału 5-minutowego rzędu  $+(20 \div 50)\%$  i nieco mniejsze dla 10-minutowego rzędu  $+(10 \div 20)\%$ ,
- w pozostałych 14 interwałach czasowych (od 15 min do 72 godz.) wyniki obliczeń z trzech pierwszych modeli są w miarę zgodne z wynikami pomiarów, a różnice są rzędu  $\pm 15\%$ , z wyjątkiem przypadków, gdzie dane pomiarowe wizualnie w zdecydowany sposób odbiegają od wyznaczonych linii trendów, lecz i wówczas mieszczą się one w 95% przedziałach ufności uzyskanych modeli [26],
- IV model fizykalny (19), jako najdokładniejszy w porównaniu z trzema pierwszymi (różnice z wynikami pomiarów rzędu  $\pm 10\%$ ), ma znaczenie praktyczne.

Tabela 5. Porównanie zmierzonych maksymalnych wysokości opadów  $h$  [mm] we Wrocławiu-Strachowicach, przeliczonych na natężenia jednostkowe  $q$  [ $\text{dm}^3/(\text{s}\cdot\text{ha})$ ], z obliczonymi dla czterech analizowanych fizykalnych modeli opadów

| $C$ [lata] | $t$ [min] | Dane pomiarowe |       | Model I (8) |            | Model II (13) |            | Model III (16) |            | Model IV (19) |            |
|------------|-----------|----------------|-------|-------------|------------|---------------|------------|----------------|------------|---------------|------------|
|            |           | $h$            | $q$   | $q$         | $\Delta q$ | $q$           | $\Delta q$ | $q$            | $\Delta q$ | $q$           | $\Delta q$ |
| $C = 1$    | 5         | 6,4            | 213,3 | 295,7       | 38,6%      | 222,2         | 4,2%       | 263,3          | 23,4%      | 202,6         | -5,2%      |
|            | 10        | 8,9            | 148,3 | 178,9       | 20,6%      | 134,4         | -9,4%      | 159,3          | 7,4%       | 148,4         | -0,1%      |
|            | 15        | 10,1           | 112,2 | 133,3       | 18,8%      | 100,2         | -10,7%     | 118,7          | 5,8%       | 114,8         | 2,3%       |
|            | 30        | 13,7           | 76,1  | 80,7        | 6,0%       | 60,6          | -20,4%     | 71,8           | -5,7%      | 71,7          | -5,9%      |
|            | 45        | 14,8           | 54,8  | 60,1        | 9,7%       | 45,2          | -17,5%     | 53,5           | -2,4%      | 53,8          | -2,0%      |
|            | 90        | 16,3           | 30,2  | 36,4        | 20,5%      | 27,3          | -9,6%      | 32,4           | 7,3%       | 32,7          | 7,9%       |
|            | 180       | 20,0           | 18,5  | 22          | 18,9%      | 16,5          | -10,8%     | 19,6           | 5,9%       | 19,7          | 6,5%       |
|            | 360       | 26,2           | 12,1  | 13,3        | 9,9%       | 10            | -17,4%     | 11,9           | -1,7%      | 11,9          | -1,7%      |
|            | 720       | 32,0           | 7,4   | 8,1         | 9,5%       | 6,1           | -17,6%     | 7,2            | -2,7%      | 7,2           | -4,1%      |
|            | 1440      | 39,9           | 4,6   | 4,9         | 6,5%       | 3,7           | -19,6%     | 4,3            | -6,5%      | 4,3           | -6,5%      |
|            | 2880      | 48,1           | 2,8   | 2,9         | 3,6%       | 2,2           | -21,4%     | 2,6            | -7,1%      | 2,6           | -7,1%      |
| 4320       | 49,0      | 1,9            | 2,2   | 15,8%       | 1,7        | -10,5%        | 2          | 5,3%           | 1,9        | 0,0%          |            |

Tabela 5. (cd.)

| C [lata] | t [min] | Dane pomiarowe |       | Model I (8) |            | Model II (13) |            | Model III (16) |            | Model IV (19) |            |
|----------|---------|----------------|-------|-------------|------------|---------------|------------|----------------|------------|---------------|------------|
|          |         | h              | q     | q           | $\Delta q$ | q             | $\Delta q$ | q              | $\Delta q$ | q             | $\Delta q$ |
| C = 2    | 5       | 8,0            | 266,7 | 343,7       | 28,9%      | 359,5         | 34,8%      | 350,1          | 31,3%      | 273,8         | 2,7%       |
|          | 10      | 11,0           | 183,3 | 207,9       | 13,4%      | 217,5         | 18,7%      | 211,8          | 15,5%      | 200,5         | 9,4%       |
|          | 15      | 13,9           | 154,4 | 155         | 0,4%       | 162,1         | 5,0%       | 157,9          | 2,3%       | 155,4         | 0,7%       |
|          | 30      | 17,9           | 99,4  | 93,8        | -5,6%      | 98,1          | -1,3%      | 95,5           | -3,9%      | 96,9          | -2,5%      |
|          | 45      | 19,9           | 73,7  | 69,9        | -5,2%      | 73,1          | -0,8%      | 71,2           | -3,4%      | 72,7          | -1,2%      |
|          | 90      | 24,2           | 44,8  | 42,3        | -5,6%      | 44,2          | -1,3%      | 43,1           | -3,8%      | 44,2          | -1,3%      |
|          | 180     | 27,3           | 25,3  | 25,6        | 1,2%       | 26,8          | 5,9%       | 26,1           | 3,2%       | 26,7          | 5,5%       |
|          | 360     | 35,2           | 16,3  | 15,5        | -4,9%      | 16,2          | -0,6%      | 15,8           | -3,1%      | 16,1          | -1,2%      |
|          | 720     | 40,8           | 9,4   | 9,4         | 0,0%       | 9,8           | 4,3%       | 9,5            | 1,1%       | 9,7           | 3,2%       |
|          | 1440    | 48,3           | 5,6   | 5,7         | 1,8%       | 5,9           | 5,4%       | 5,8            | 3,6%       | 5,8           | 3,6%       |
| 2880     | 60,6    | 3,5            | 3,4   | -2,9%       | 3,6        | 2,9%          | 3,5        | 0,0%           | 3,5        | 0,0%          |            |
| 4320     | 63,4    | 2,4            | 2,6   | 8,3%        | 2,7        | 12,5%         | 2,6        | 8,3%           | 2,6        | 8,3%          |            |
| C = 5    | 5       | 9,3            | 310,0 | 419,3       | 35,3%      | 441,6         | 42,5%      | 446,5          | 44,0%      | 343,2         | 10,9%      |
|          | 10      | 13,8           | 230,0 | 253,7       | 10,3%      | 267,2         | 16,2%      | 270,1          | 17,4%      | 251,4         | 9,5%       |
|          | 15      | 17,7           | 196,7 | 189,1       | -3,9%      | 199,1         | 1,2%       | 201,3          | 2,3%       | 194,8         | -0,8%      |
|          | 30      | 26,7           | 148,3 | 114,4       | -22,9%     | 120,5         | -18,7%     | 121,8          | -17,9%     | 121,4         | -18,0%     |
|          | 45      | 28,8           | 106,7 | 85,2        | -20,1%     | 89,8          | -15,8%     | 90,8           | -14,9%     | 91,1          | -14,4%     |
|          | 90      | 33,9           | 62,8  | 51,6        | -17,8%     | 54,3          | -13,5%     | 54,9           | -12,6%     | 55,4          | -11,8%     |
|          | 180     | 35,7           | 33,1  | 31,2        | -5,7%      | 32,9          | -0,6%      | 33,2           | 0,3%       | 33,4          | 1,2%       |
|          | 360     | 38,7           | 17,9  | 18,9        | 5,6%       | 19,9          | 11,2%      | 20,1           | 12,3%      | 20,1          | 12,8%      |
|          | 720     | 49,2           | 11,4  | 11,4        | 0,0%       | 12            | 5,3%       | 12,2           | 7,0%       | 12,1          | 6,1%       |
|          | 1440    | 65,0           | 7,5   | 6,9         | -8,0%      | 7,3           | -2,7%      | 7,4            | -1,3%      | 7,3           | -2,7%      |
| 2880     | 76,2    | 4,4            | 4,2   | -4,5%       | 4,4        | 0,0%          | 4,5        | 2,3%           | 4,4        | 0,0%          |            |
| 4320     | 87,5    | 3,4            | 3,1   | -8,8%       | 3,3        | -2,9%         | 3,3        | -2,9%          | 3,2        | -2,9%         |            |
| C = 10   | 5       | 9,9            | 330,0 | 487,3       | 47,7%      | 496           | 50,3%      | 507,6          | 53,8%      | 390,0         | 18,5%      |
|          | 10      | 15,7           | 261,7 | 294,8       | 12,6%      | 300,1         | 14,7%      | 307,1          | 17,3%      | 285,7         | 9,4%       |
|          | 15      | 20,1           | 223,3 | 219,7       | -1,6%      | 223,7         | 0,2%       | 228,9          | 2,5%       | 221,4         | -0,7%      |
|          | 30      | 28,2           | 156,7 | 132,9       | -15,2%     | 135,3         | -13,7%     | 138,5          | -11,6%     | 138,0         | -11,7%     |
|          | 45      | 32,1           | 118,9 | 99,1        | -16,7%     | 100,8         | -15,2%     | 103,2          | -13,2%     | 103,6         | -12,7%     |
|          | 90      | 35,4           | 65,6  | 59,9        | -8,7%      | 61            | -7,0%      | 62,4           | -4,9%      | 62,9          | -3,8%      |
|          | 180     | 38,4           | 35,6  | 36,3        | 2,0%       | 36,9          | 3,7%       | 37,8           | 6,2%       | 38,0          | 7,0%       |
|          | 360     | 43,9           | 20,3  | 21,9        | 7,9%       | 22,3          | 9,9%       | 22,9           | 12,8%      | 22,9          | 12,8%      |
|          | 720     | 54,2           | 12,5  | 13,3        | 6,4%       | 13,5          | 8,0%       | 13,8           | 10,4%      | 13,8          | 10,4%      |
|          | 1440    | 72,2           | 8,4   | 8           | -4,8%      | 8,2           | -2,4%      | 8,4            | 0,0%       | 8,3           | -1,2%      |
| 2880     | 94,5    | 5,5            | 4,9   | -10,9%      | 4,9        | -10,9%        | 5,1        | -7,3%          | 5,0        | -9,1%         |            |
| 4320     | 101,9   | 3,9            | 3,6   | -7,7%       | 3,7        | -5,1%         | 3,8        | -2,6%          | 3,7        | -5,1%         |            |
| C = 25   | 5       | 11,6           | 386,7 | 594,5       | 53,7%      | 564,7         | 46,0%      | 575,4          | 48,8%      | 449,3         | 16,2%      |
|          | 10      | 18             | 300,0 | 359,7       | 19,9%      | 341,6         | 13,9%      | 348,1          | 16,0%      | 329,1         | 9,7%       |
|          | 15      | 22,8           | 253,3 | 268,1       | 5,8%       | 254,6         | 0,5%       | 259,5          | 2,4%       | 255           | 0,7%       |
|          | 30      | 30,3           | 168,3 | 162,2       | -3,6%      | 154           | -8,5%      | 157            | -6,7%      | 159           | -5,5%      |
|          | 45      | 34,7           | 128,5 | 120,9       | -5,9%      | 114,8         | -10,7%     | 117            | -8,9%      | 119,3         | -7,2%      |
|          | 90      | 37,7           | 69,8  | 73,1        | 4,7%       | 69,5          | -0,4%      | 70,8           | 1,4%       | 72,5          | 3,9%       |
|          | 180     | 42,8           | 39,6  | 44,2        | 11,6%      | 42            | 6,1%       | 42,8           | 8,1%       | 43,8          | 10,6%      |
|          | 360     | 50,4           | 23,3  | 26,8        | 15,0%      | 25,4          | 9,0%       | 25,9           | 11,2%      | 26,4          | 13,3%      |
|          | 720     | 64,2           | 14,9  | 16,2        | 8,7%       | 15,4          | 3,4%       | 15,7           | 5,4%       | 15,9          | 6,7%       |
|          | 1440    | 77,9           | 9,0   | 9,8         | 8,9%       | 9,3           | 3,3%       | 9,5            | 5,6%       | 9,5           | 5,6%       |
| 2880     | 103,2   | 6,0            | 5,9   | -1,7%       | 5,6        | -6,7%         | 5,7        | -5,0%          | 5,7        | -5,0%         |            |
| 4320     | 111,6   | 4,3            | 4,4   | 2,3%        | 4,2        | -2,3%         | 4,3        | 0,0%           | 4,3        | 0,0%          |            |

Tabela 5. (cd.)

| C [lata] | t [min] | Dane pomiarowe |       | Model I (8) |            | Model II (13) |            | Model III (16) |            | Model IV (19) |            |
|----------|---------|----------------|-------|-------------|------------|---------------|------------|----------------|------------|---------------|------------|
|          |         | h              | q     | q           | $\Delta q$ | q             | $\Delta q$ | q              | $\Delta q$ | q             | $\Delta q$ |
| C = 50   | 5       | 13,1           | 436,7 | 691         | 58,2%      | 615,6         | 41,0%      | 618,4          | 41,6%      | 493,2         | 12,9%      |
|          | 10      | 18,7           | 311,7 | 418,1       | 34,1%      | 372,5         | 19,5%      | 374,2          | 20,1%      | 361,3         | 15,9%      |
|          | 15      | 24,7           | 274,4 | 311,6       | 13,6%      | 277,6         | 1,2%       | 278,9          | 1,6%       | 279,9         | 2,0%       |
|          | 30      | 32,9           | 182,8 | 188,5       | 3,1%       | 167,9         | -8,2%      | 168,7          | -7,7%      | 174,5         | -4,5%      |
|          | 45      | 34,7           | 128,5 | 140,5       | 9,3%       | 125,2         | -2,6%      | 125,7          | -2,2%      | 131           | 1,9%       |
|          | 90      | 42,7           | 79,1  | 85          | 7,5%       | 75,7          | -4,3%      | 76,1           | -3,8%      | 79,6          | 0,6%       |
|          | 180     | 61,9           | 57,3  | 51,4        | -10,3%     | 45,8          | -20,1%     | 46             | -19,7%     | 48,1          | -16,1%     |
|          | 360     | 63,1           | 29,2  | 31,1        | 6,5%       | 27,7          | -5,1%      | 27,8           | -4,8%      | 28,9          | -1,0%      |
|          | 720     | 64,2           | 14,9  | 18,8        | 26,2%      | 16,8          | 12,8%      | 16,8           | 12,8%      | 17,4          | 16,8%      |
|          | 1440    | 80,1           | 9,3   | 11,4        | 22,6%      | 10,1          | 8,6%       | 10,2           | 9,7%       | 10,5          | 12,9%      |
| 2880     | 103,9   | 6,0            | 6,9   | 15,0%       | 6,1        | 1,7%          | 6,2        | 3,3%           | 6,3        | 5,0%          |            |
| 4320     | 116,9   | 4,5            | 5,1   | 13,3%       | 4,6        | 2,2%          | 4,6        | 2,2%           | 4,7        | 4,4%          |            |

W tabeli 6. zestawiono wyniki obliczeń natężenia opadów z modelu (19) i z modeli innych autorów [26] dla  $C = 1 \div 10$  lat i  $t$  od 5 min do 3 godz., do względnych porównań ilościowych w warunkach wrocławskich (opad normalny:  $H = 590$  mm [26]).

Tabela 6. Zestawienie wyników obliczeń maksymalnych natężeń opadów z modelu fizykalnego (19) i z modeli innych autorów dla  $C = 1 \div 10$  lat i  $t = 5 \div 180$  min, na tle wyników z modelu Błaszczyka\*

| Częstość deszczu C | Czas trwania deszczu t | Dane z pomiarów h | Dane z pomiarów z przeliczone na q | q – obliczone z modelu (19) | Błaszczyk*<br>H = 590 mm | Stachy Wrocław-Strachowice | Sowiński | Licznar-Lomotowski Wrocław-Swojczyce | Bogdanowicz-Stachy | Reinhold<br>$q_{15,1} = 112,2$<br>$\text{dm}^3/(\text{s} \cdot \text{ha})$ |
|--------------------|------------------------|-------------------|------------------------------------|-----------------------------|--------------------------|----------------------------|----------|--------------------------------------|--------------------|--|
|                    |                        |                   |                                    |                             |                          |                            |          |                                      |                    |  |
| C = 1              | 5                      | 6,4               | 213,3                              | 202,6                       | 158,7                    | **                         | **       | 186,7                                | 80,5               | 192,4  |
|                    | 10                     | 8,9               | 148,3                              | 148,4                       | 99,7                     | **                         | **       | 128,2                                | 50,6               | 141,7  |
|                    | 15                     | 10,1              | 112,2                              | 114,8                       | 76,0                     | **                         | **       | 98,8                                 | 38,6               | 112,2  |
|                    | 30                     | 13,7              | 76,1                               | 71,7                        | 47,7                     | **                         | **       | 60,4                                 | 24,2               | 69,1   |
|                    | 45                     | 14,8              | 54,8                               | 53,8                        | 36,4                     | **                         | **       | 44,8                                 | 18,5               | 49,9   |
|                    | 90                     | 16,3              | 30,2                               | 32,7                        | 22,9                     | **                         | **       | 27,2                                 | 11,6               | 27,2   |
| 180                | 20,0                   | 18,5              | 19,7                               | 14,4                        | **                       | **                         | 17,4     | 7,3                                  | 14,3               |  |
| C = 2              | 5                      | 8,0               | 266,7                              | 273,8                       | 199,9                    | 292,8                      | *        | 214,3                                | 273,2              | 250,0  |
|                    | 10                     | 11,0              | 183,3                              | 200,5                       | 125,7                    | 182,8                      | 170,4    | 172,3                                | 185,2              | 184,2  |
|                    | 15                     | 13,9              | 154,4                              | 155,4                       | 95,7                     | 138,7                      | 137,5    | 141,3                                | 144,1              | 145,8  |
|                    | 30                     | 17,9              | 99,4                               | 96,9                        | 60,2                     | 86,6                       | 79,9     | 86,3                                 | 90,9               | 89,7   |
|                    | 45                     | 19,9              | 73,7                               | 72,7                        | 45,9                     | 65,7                       | 55,0     | 59,7                                 | 68,5               | 64,8   |
|                    | 90                     | 24,2              | 44,8                               | 44,2                        | 28,8                     | 41,0                       | 27,6     | 32,2                                 | 41,4               | 35,3   |
| 180                | 27,3                   | 25,3              | 26,7                               | 18,1                        | **                       | **                         | 22,9     | 23,9                                 | 18,5               |  |

\* – model z metody średnich natężeń,

\*\* – poza zakresem stosowalności modelu.

Tabela 6. (cd.)

| Częstość deszczu $C$       | Czas trwania deszczu $t$ | Dane z pomiarów $h$ | Dane z pomiarów z przeliczone na $q$       | $q$ – obliczone z modelu (19)              | Błaszczk*<br>$H = 590$ mm | Stachy Wrocław-Strachowice | Sowiński | Licznar-Łomotowski Wrocław-Swojczyce | Bogdanowicz-Stachy | Reinhold<br>$q_{15,1} = 112,2$<br>$\text{dm}^3/(\text{s} \cdot \text{ha})$ |
|----------------------------|--------------------------|---------------------|--|--|---------------------------|----------------------------|----------|--------------------------------------|--------------------|--|
| [lata]                     | [min]                    | [mm]                | $[\text{dm}^3/(\text{s} \cdot \text{ha})]$ | $[\text{dm}^3/(\text{s} \cdot \text{ha})]$ |                           |                            |          |                                      |                    |  |
| <b><math>C = 5</math></b>  | 5                        | 9,3                 | 310,0                                      | 343,2                                      | <b>271,3</b>              | 409,8                      | **       | 321,4                                | 395,6              | 343,2  |
|                            | 10                       | 13,8                | 230,0                                      | 251,4                                      | <b>170,5</b>              | 255,8                      | 250,1    | 238,0                                | 270,8              | 252,9  |
|                            | 15                       | 17,7                | 196,7                                      | 194,8                                      | <b>129,9</b>              | 194,2                      | 198,7    | 185,9                                | 211,1              | 200,2  |
|                            | 30                       | 26,7                | 148,3                                      | 121,4                                      | <b>81,6</b>               | 121,2                      | 114,8    | 108,4                                | 133,3              | 123,2  |
|                            | 45                       | 28,8                | 106,7                                      | 91,1                                       | <b>62,3</b>               | 92,0                       | 79,0     | 75,8                                 | 100,2              | 89,0   |
|                            | 90                       | 33,9                | 62,8                                       | 55,4                                       | <b>39,1</b>               | 57,4                       | 39,9     | 42,3                                 | 60,3               | 48,5   |
|                            | 180                      | 35,7                | 33,1                                       | 33,4                                       | <b>24,6</b>               | **                         | **       | 28,1                                 | 34,4               | 25,4   |
| <b><math>C = 10</math></b> | 5                        | 9,9                 | 330,0                                      | 390,0                                      | <b>341,8</b>              | 487,3                      | **       | 486,9                                | 468,9              | 429,4  |
|                            | 10                       | 15,7                | 261,7                                      | 285,7                                      | <b>214,9</b>              | 304,2                      | 310,7    | 270,9                                | 322,0              | 316,4  |
|                            | 15                       | 20,1                | 223,3                                      | 221,4                                      | <b>163,7</b>              | 230,9                      | 244,0    | 212,1                                | 251,3              | 250,4  |
|                            | 30                       | 28,2                | 156,7                                      | 138,0                                      | <b>102,9</b>              | 144,1                      | 139,5    | 140,4                                | 158,7              | 154,1  |
|                            | 45                       | 32,1                | 118,9                                      | 103,6                                      | <b>78,4</b>               | 109,4                      | 96,2     | 107,3                                | 119,3              | 111,3  |
|                            | 90                       | 35,4                | 65,6                                       | 62,9                                       | <b>49,3</b>               | 68,3                       | 48,5     | 60,1                                 | 71,6               | 60,7   |
|                            | 180                      | 38,4                | 35,6                                       | 38,0                                       | <b>31,0</b>               | **                         | **       | 21,1                                 | 40,7               | 31,8   |

\* – model z metody średnich natężeń,

\*\* – poza zakresem stosowalności modelu.

Z analizy wyników obliczeń natężeń opadów maksymalnych w warunkach wrocławskich (tab. 6.) wynika, że porównywane modele można uznać pod względem ilościowym za jednorodne, poza modelem Bogdanowicz-Stachy dla  $C = 1$  rok oraz oczywiście modelem Błaszczyka – ustalonym metodą średnich natężeń, gdzie wyniki obliczeń znacznie odbiegają (in minus) od pozostałych. Model Błaszczyka zaniża średnio aż o 40% miarodajne do wymiarowania kanałów natężenia opadów. Nie powinien być więc dalej stosowany w praktyce.

Należy zaznaczyć, że modele opadów maksymalnych pozostałych autorów zostały ustalone na podstawie innych danych źródłowych i z różnych okresów pomiarowych, a więc ich bezpośrednie porównywanie ilościowe z modelem dla Wrocławia-Strachowice jest niewłaściwe. Ponadto autorzy ci stosowali różne metody wyboru próby losowej opadów do analiz statystycznych częstości ich występowania. Różnice obliczanych wysokości opadów maksymalnych wynikają również z samej klasy dokładności porównywanych modeli (fizykalne i probabilistyczne), ich regionalnego (model Bogdanowicz-Stachy czy Reinholda) bądź lokalnego zasięgu, czy wreszcie lokalizacji stacji pomiarowych na terenie Wrocławia (Swojczyce w przypadku modelu Licznar-Łomotowskiego czy Strachowice w przypadku modelu Bogdanowicz-Stachy i modelu fizykalnego (19)).

## 5. Podsumowanie

Materiałem badawczym wykorzystanym w pracy były archiwalne pluwiogramy ze stacji IMGW Wrocław-Strachowice, za okres od 1960 do 2009 r. Celem wyodrębnienia z pluwiogramów intensywnych deszczów, na potrzeby analizy statystycznej częstości ich występowania przyjęto własne kryterium wysokości opadów, które pozwoliło na wyselekcjonowanie dla każdego roku od kilku do kilkunastu najintensywniejszych opadów. Łącznie z okresu 50 lat obserwacji do szczegółowej analizy statystycznej wyodrębniono 514 opadów syntetycznych, które następnie były szeregowane według nierosnących wysokości w poszczególnych 16 przedziałach czasowych ich trwania (od 5 min do 72 godz.).

Do sformułowania modelu fizykalnego na maksymalną wysokość opadów, o różnych częstościach występowania w latach 1960÷2009, przyjęto wstępnie dwuparametrowe równanie na badaną rodzinę zależności typu DDF, o postaci zwanej w literaturze modelem Lindleya, dla której wyestymowano wartości współczynników regresji metodą najmniejszych kwadratów. W efekcie uzyskano trzy modele fizykalne o różnej klasie dokładności, jednak niezadowolającej w odniesieniu do dwóch najkrótszych czasów trwania opadów (5 i 10 min). W czwartej próbie sprawdzono przydatność trójparametrowego modelu (19), o ogólnej postaci modelu Reinholda. W tym przypadku uzyskano dostatecznie dokładny opis zmierzonych wysokości opadów w czasie dla badanych rodzin krzywych typu DDF, o różnych częstościach występowania na stacji Wrocław-Strachowice.

Model opadów Błaszczyka (z 1954 r.) zaniża średnio o 40% miarodajne do wymiarowania kanałów i obiektów nateżenia deszczów. Nie powinien być więc dalej stosowany do projektowania systemów kanalizacyjnych w Polsce, co jest postulowane m.in. w pracach [5÷8].

Przeprowadzone badania i studia pozwalają na wyciągnięcie wniosków końcowych o znaczeniu metodologicznym.

1. Zweryfikowana na opadach we Wrocławiu-Strachowicach metoda interpretacji (selekcji i wyboru) intensywnych deszczów, miarodajnych do analiz statystycznych częstości ich występowania, cechuje się następującymi założeniami:
  - analizowane są wszystkie intensywne opady w każdym roku (nie tylko zaliczane do silnych deszczów nawalnych), z ciągłego okresu kilkudziesięciu (min. 30, opt. 50) lat jednorodnych obserwacji,
  - zaproponowane kryterium selekcyjne przedziałowych wysokości opadów zaliczanych do intensywnych ( $h \geq 0,75t^{0,5}$ ) pozwala na wyodrębnienie w każdym roku od kilku do kilkunastu opadów syntetycznych, jako miarodajnych do analiz statystycznych częstości (prawdopodobieństwa) ich występowania.
2. Materiał badawczy opadów (w przypadku Wrocławia rejestrowany na kilku stacjach) powinien być ciągle aktualizowany i w konsekwencji należy wery-

fikować okresowo postać matematyczną opracowanych modeli, w celu zwiększenia ich dokładności, zwłaszcza przy rzadkiej powtarzalności opadów ( $C = 10\div 50$  lat).

3. W celu uzyskania porównywalności modeli opadów pochodzących z różnych stacji meteorologicznych wyniki pomiarów wysokości opadów powinny być opracowywane i uogólniane jedną wspólną metodologią, zaproponowaną w tej pracy.

## Literatura

1. Błaszczyk W., Roman M., Stamatello H.: *Kanalizacja*, t. I, Arkady, Warszawa 1974.
2. Błaszczyk P. (red.): *Zasady planowania i projektowania systemów kanalizacyjnych w aglomeracjach miejsko-przemysłowych i dużych miastach*, IKŚ, Warszawa 1983.
3. Błaszczyk W., Stamatello H., Błaszczyk P.: *Kanalizacja. Sieci i pompownie*, Arkady, Warszawa 1983.
4. Kwietniewski M., Nowakowska-Błaszczyk A., Olszewski W., Ways M.: *Kanalizacja. Materiały do projektowania*, Wydawn. Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1985.
5. Suligowski Z.: Zagospodarowanie wód opadowych. Szczególne problemy, *Forum Eksploatatora*, nr 3-4, 2004, s. 24-27.
6. Kotowski A.: O potrzebie dostosowania zasad wymiarowania kanalizacji w Polsce do wymagań normy PN-EN 752 i zaleceń Europejskiego Komitetu Normalizacji, *Gaz, Woda i Technika Sanitarna*, nr 6, 2006, s. 20-26.
7. Kotowski A.: Dyskusja nad zaleceniami normy PN-EN 752 odnośnie zasad wymiarowania odwodnień terenów w Polsce, VI Zjazd Kanalizatorów Polskich POLKAN, Łódź, 6-7.12.2007. *Monografie Komitetu Inżynierii Środowiska PAN*, vol. 46, 2007, s. 27-37.
8. Dziopak J., Hypiak J.: Analiza metodologii wymiarowania kanalizacji ogólnospławnej, *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej*, nr 276, seria Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z. 58 (2/11).
9. Tabernacki J.: Deszczowe zbiorniki retencyjne w kanalizacji. Nowa technika w inżynierii sanitarnej, *Wodociągi i Kanalizacja*, nr 11, Arkady, Warszawa 1980.
10. Dziopak J.: *Analiza teoretyczna i modelowanie wielokomorowych zbiorników kanalizacyjnych*, Wydawn. Politechniki Krakowskiej, Kraków 1992.
11. Dziopak J., Słyś D.: *Modelowanie zbiorników klasycznych i grawitacyjno-pompowych w kanalizacji*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2007.
12. Kisiel A.: Przegląd najnowszych rozwiązań zbiorników kanalizacyjnych (część I i II), *Gaz, Woda i Technika Sanitarna*, 5 (cz. I) i 6 (cz. II), 2000.
13. Kotowski A.: O wiarygodności podstaw modelowania zbiorników retencyjnych ścieków deszczowych, *Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej. Prace Naukowe. Seria Inżynieria Środowiska*, z. 57, 2009, s. 79-91.

14. Kotowski A.: Weryfikacja zasad wymiarowania zbiorników retencyjnych ścieków deszczowych w Polsce, *Gaz, Woda i Technika Sanitarna*, nr 4, 2009, s. 14-21.
15. Kotowski A.: Podstawy wymiarowania bocznych przelewów burzowych z rurą dławiającą, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1998.
16. Kotowski A.: Grundlagen der hydraulischen Dimensionierung der Regenueberlaufe mit gedrosseltem Ablauf aus der beruhigten Kammer hinter dem seitlichen Streichwehr, *Das Gas und Wasserfach – Wasser/Abwasser*, Jg. 141, nr 8, 2000, s. 516-526.
17. Kotowski A.: Verfahren und Beispiel der Dimensionierung des verbesserten Regenueberlaufs mit Drosselrohr in Mischwasserkanalisation, *Das Gas und Wasserfach – Wasser/Abwasser*, Jg. 142, nr 12, 2001, s. 843-850.
18. Kotowski A., Wartalski J., Wójtowicz P.: Dimensioning of non-conventional storm overflows with the new method of throttling the outflow to the treatment plant, Wydawn. Taylor and Francis, London 2007, s. 165-173.
19. Kotowski A., Szewczyk H.: Hydraulische Berechnungen von Leichtflüssigkeitsabscheidern, *Korespondenz Abwasser/Abfall*, Jg. 54, nr 3, 2007, s. 260-267.
20. Kotowski A., Szewczyk H.: Hydraulics of light liquid separators with overflows inside bypasses, *Chemical and Process Engineering*, vol. 29, nr 4, 2008, s. 1037-1051.
21. Kotowski A., Szewczyk H.: Verfahren und Beispiel zur Dimensionierung eines Leichtflüssigkeits-abscheiders mit innerem Umlaufkanal, *Das Gas und Wasserfach – Wasser/Abwasser*, Jg. 150, nr 6, 2009, s. 467-473.
22. Kotowski A., Wójtowicz P.: Analysis of hydraulic parameters of cylindrical vortex regulators, *Environment Protection Engineering*, vol. 34, nr 2, 2008, s. 43-56.
23. Wójtowicz P., Kotowski A.: Badania modelowe cylindrycznych regulatorów hydrodynamicznych, *Ochrona Środowiska*, nr 2, 2008, s. 35-41.
24. Wójtowicz P., Kotowski A.: Influence of design parameters on throttling efficiency of cylindrical and conical vortex valves, *Journal of Hydraulic Research*, vol. 47, nr 5, 2009, s. 559-565.
25. Kossakowska-Cezak U. (red.): Climatological normals (CLINO) for the period 1961-1990, WMO no 847, Geneva 1996. *Przegląd Geofizyczny*, t. 44, nr 1-2, 1999.
26. Kotowski A., Kaźmierczak B., Danczewicz A.: Modelowanie opadów do wymiarowania kanalizacji, Wydawn. Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN, Instytut Podstawowych Problemów Techniki. *Studia z zakresu inżynierii sanitarnej*, Warszawa 2010.
27. Bogdanowicz E., Stachy J.: Maksymalne opady deszczu w Polsce. Charakterystyki projektowe, Materiały badawcze, Seria: Hydrologia i Oceanologia, nr 23, Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej, Warszawa 1998.
28. Licznar P.: Generatory syntetycznych szeregów opadowych do modelowania sieci kanalizacji deszczowych i ogólnospławnych, Wydawn. Uniwersytetu Przyrodniczego we Wrocławiu, Wrocław 2009.
29. Schmitt T.G.: Kommentar zum Arbeitsblatt A 118 „Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen“, DWA, Hennef 2000, Wydawn. Seidel-Przywecki, Warszawa 2007.

30. Chomicz K.: Ulewy i deszcze nawalne w Polsce, Wiadomości Służby Hydrologicznej, PIHM, t. 2, z. 3, Warszawa 1951.
31. Stachy J. (red.): Atlas hydrologiczny Polski, t. I, Wydawn. Geologiczne, Warszawa 1987.

## **PHYSICAL MODELING OF PRECIPITATION FOR THE PURPOSES OF SEWAGE SYSTEMS DIMENSIONING**

### **S u m m a r y**

The basis of this work were pluviographic measurements from IMGW meteorological station in Wrocław-Strachowice for the period of 1960+2009. For choosing pluviograms of intensive rainfalls and for statistic analysis of the frequency of their appearance, the own criterion of precipitation amount was accepted. It allowed to choose several most intensive precipitations for each year. For 50-years period of observations the total amount of 514 rainfalls were singled out. Afterwards they were ranged into in 16 time intervals according to their periods of lasting (from 5 minutes to 72 hours). On this basis the physical models were formulated for the maximal precipitation amount for the purposes of designing the drainage of Wrocław area.

*Złożono w Oficynie Wydawniczej w kwietniu 2010 r.*



Magdalena MICAŁ  
Barbara PASIERB  
studentki Politechniki Rzeszowskiej

Jolanta WARCHOŁ  
Politechnika Rzeszowska

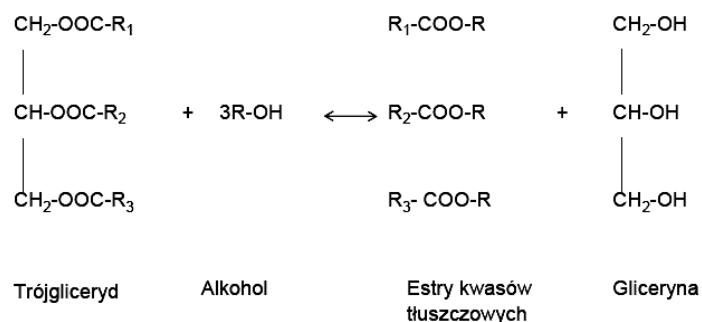
## OCZYSZCZANIE GLICERYNY Z PRODUKCJI BIODIESLA

Właściwości gliceryny pozwalają na jej zastosowanie jako składnika kosmetyków, leków i produktów żywnościowych. Wykorzystywana jest także jako surowiec wyjściowy w wielu syntezach chemicznych. Jednakże zastosowania te wymagają bardzo dużej czystości użytej gliceryny. Przemysł biodiesla dostarcza około 11% wagowych surowej gliceryny. Jego szybki rozwój, a więc dostępność coraz większej ilości surowej gliceryny, determinuje poszukiwania efektywnych i ekonomicznych metod oczyszczania. W pracy przedstawiono przegląd metod oczyszczania gliceryny.

### 1. Wprowadzenie

Zależność człowieka od różnego rodzaju energii i jej zmian cenowych staje się coraz bardziej zauważalna, co wymusza poszukiwanie alternatywnych źródeł energii. Jednym z nich są estry metylowe kwasów tłuszczowych, znane jako biodiesel [1]. Uzyskiwany z olejów roślinnych i tłuszczów zwierzęcych surowiec jest biodegradowalny i nietoksyczny, posiada niski profil emisji, przez co nie jest szkodliwy dla środowiska [2]. Dyrektywa UE (2003/30/EC), której celem jest wspieranie użycia biopaliw w transporcie, poprzez zobowiązanie wszystkich krajów członkowskich do zastąpienia 5,75% paliw kopalnianych biopaliwami do 2010 roku sprzyja szybkiemu wzrostowi produkcji biopaliw. Produktem ubocznym procesu jest gliceryna otrzymywana w ilości ok. 11% wagowych [3]. Schemat otrzymywania gliceryny przedstawiono na rys. 1.

W reakcji transestryfikacji powstają dwa produkty: faza estrowa (lżejsza) i faza glicerynowa (cięższa). Ze względu na różnicę w gęstościach obie fazy można łatwo rozdzielić w dekanterach lub wirówkach. Surowa gliceryna zawiera katalizator, metanol, wodę oraz nieprzereagowane mono-, di- i triglicerydy. Udział tych domieszek jest zbyt duży, aby znalazły użyteczne zastosowanie w przemyśle chemicznym lub farmaceutycznym [4].



Rys. 1. Schemat otrzymywania gliceryny

Konwencjonalne metody oczyszczania surowego roztworu gliceryny obejmują początkowe jego zakwaszenie z użyciem kwasów mineralnych. Następuje usunięcie katalizatora reakcji transestryfikacji oraz powstałego mydła. Reakcja kwasu z mydłem daje wolne kwasy tłuszczowe i sól, podczas gdy jego reakcja z zasadowym katalizatorem daje sól i wodę [3]. Jedną z często stosowanych opcji jest użycie wodorotlenku potasu jako katalizatora transestryfikacji i kwasu fosforowego do zakwaszenia. Powstałą solą będzie więc fosforan potasu, który może być użyty jako nawóz [5]. Możliwe jest również użycie kwasu chlorowodorowego i kwasu siarkowego. Ponieważ wolne kwasy tłuszczowe nie są rozpuszczalne w glicerynie, więc stanowią górną warstwę, którą można usunąć. Niektóre sole nierozpuszczalne w glicerynie można strącić [4]. Nadmiar kwasu neutralizuje się roztworem sody kaustycznej, przy czym usuwany jest również kolor i nieprzyjemny zapach z gliceryny. Po tym etapie oczyszczania zawartość soli w surowej glicerynie, wynikająca z użycia homogenicznych zasadowych katalizatorów, takich jak metylan sodu, waha się w granicach 5÷7% [4]. Kolejny etap oczyszczania gliceryny wymaga usunięcia metanolu poprzez destylację próżniową i zawrócenia go do produkcji biodiesla. Po usunięciu metanolu czystość gliceryny wynosi zaledwie 85%, natomiast wymagany stopień czystości 99,5%. W związku z tym konieczne jest zastosowanie wysokoselektywnych metod oczyszczania.

## 2. Metody oczyszczania gliceryny

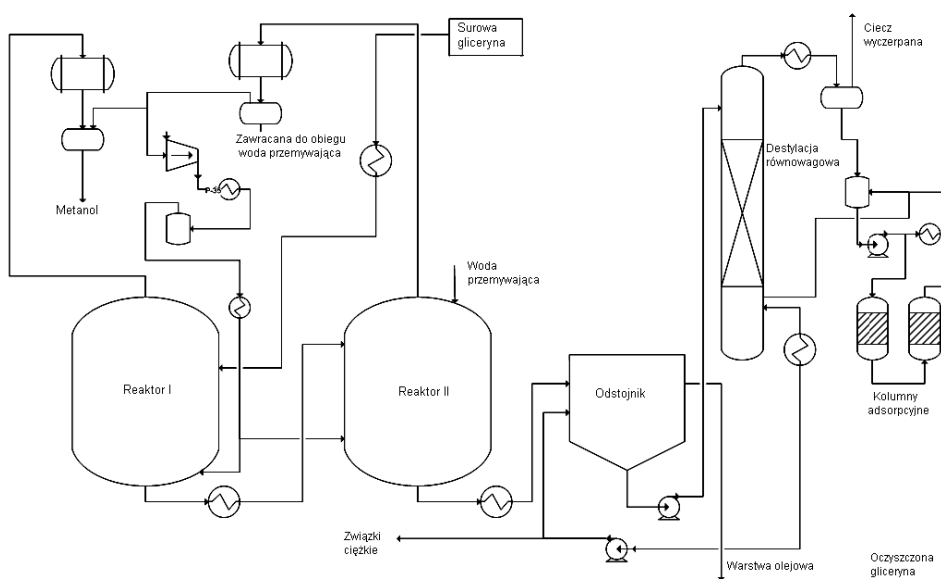
W ostatnich latach zaproponowano kilka metod oczyszczania gliceryny. Różnią się one zarówno technologią procesu, jak i efektywnością. Dalej przedstawiono ich krótką charakterystykę.

### Patent Aikena

W 2006 roku John Aiken opatentował pięć kroków rozdzielania i oczyszczania gliceryny. Proces ten umożliwia produkowanie gliceryny o czystości

wyższej niż 99,5% z typowej surowej gliceryny, która zawiera mieszaninę mono-, di- i triglicerydów, nadmiar metanolu, wodę, estry alkilowe kwasów tłuszczowych, pozostały katalizator i sole [3].

Na rysunku 2. przedstawiono uproszczony diagram metody Aikena. Surową glicerynę o czystości 86÷92% ogrzewa się w reaktorze I, w którym – w wyniku odwróconej reakcji – odzyskiwane są triglicerydy. Jako czynnik barbotujący mieszaninę stosowany jest azot, który umożliwia także usunięcie metanolu i wody, w związku z czym reakcja jest przesunięta w kierunku tworzenia glicerydów. Temperatura wewnątrz reaktora utrzymywana jest w granicach 120÷160°C. Gazowo-parowy strumień jest następnie przekazywany do skraplacza, aby oddzielić skroplony metanol i wodę od azotu, przy czym azot zawracany jest do reaktora. Następnie ciecz jest podgrzewana w reaktorze II do 120÷160°C, by zostały usunięte resztki metanolu. Nieprzereagowane estry metylowe reagują, tworząc metanol i triglicerydy. Do reaktora II dodawana jest także woda używana do przemywania, która zawiera glicerynę. Podobnie jak w reaktorze I, barbotaż azotem stosowany jest do mieszania mieszaniny wewnątrz reaktora i usunięcia wody i metanolu, które ulegają skropleniu. Po oddzieleniu od azotu przemywająca woda zawracana jest do obiegu. Warunki procesu są dobierane tak, aby wypływający strumień gliceryny zawierał maksymalnie 0,5% udziału masowego metanolu i ok. 5% udziału masowego wody.



Rys. 2. Uproszczony diagram oczyszczania gliceryny metodą Aikena, na podstawie [3]

Usytuowany po reaktorze II odstojnik jest równocześnie zbiornikiem zasila-  
jącym dla kolumny destylacyjnej. Tu usuwana jest warstwa olejowa ze strumie-  
nia gliceryny poprzez obniżenie  $\text{pH} < 7$ . Część strumienia z dolnej części ko-  
lunmy destylacyjnej jest zawracana do odstojnika. Ciecz zawierająca wstępnie  
oczyszczoną glicerynę kierowana jest na kolumnę odpędową, pracującą w temp.  
 $185^{\circ}\text{C}$  i pod ciśnieniem  $0,7\div 2,7$  kPa. Około  $80\div 90\%$  gliceryny ze strumienia  
zasilającego jest skraplane w dwóch skraplaczach. Pierwszy skraplacz stosowa-  
ny jest do wykroplenia gliceryny, natomiast w drugim skraplana jest woda, która  
jest kierowana do strumienia cieczy wyczerpanej. Dolny produkt kolumny, który  
zawiera glicerynę i związki ciężkie, jest zawracany do odstojnika.

Ostatnim krokiem rafinacji gliceryny jest usuwanie koloru i pozostałych  
zanieczyszczeń w kolumnach adsorpcyjnych. Jako adsorbenty stosuje się takie  
materiały, jak: węgiel aktywny, żywice jonowymienne czy sita molekularne [3].

## Destylacja

Destylacja to proces rozdzielania ciekłej mieszaniny związków chemicz-  
nych przez odparowanie i skraplanie jej składników (destylat). Do końca lat 50.  
XX w. była to jedyna metoda produkcji gliceryny wysokiej klasy czystości  
(85%) [4]. Produkty destylacji bardzo często poddawane są dodatkowym zabie-  
gom oczyszczania przez adsorpcję na węglu aktywnym [6]. Pozwala to na  
zwiększenie czystości gliceryny do  $99,5\div 99,7\%$ .

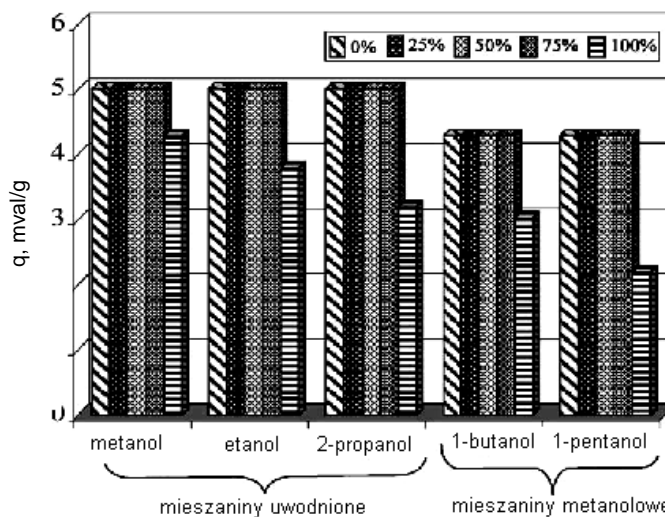
Unowocześnienie technologii obecnie pozwala na prowadzenie procesu de-  
stylacji w sposób ciągły, z jednoczesnym zmniejszaniem strat [7]. Destylacja  
próżniowa to jeden ze sposobów oczyszczania gliceryny, prowadzony w tempe-  
raturze  $200^{\circ}\text{C}$  i pod ciśnieniem  $5\div 15$  hPa [6]. W trakcie procesu odzyskuje się  
kilka frakcji destylatu, z których tylko frakcja początkowa w ilości  $10\div 20\%$   
spełnia wymaganie gliceryny chemicznie czystej. Istnieje konieczność częstego  
odprowadzania frakcji stężonych soli, które zarastają powierzchnie grzejne. Ze  
względu na dużą pojemność cieplną gliceryny wymagane jest doprowadzanie  
dużych ilości energii, co w znacznym stopniu zwiększa koszty inwestycyjne  
i eksploatacyjne.

## Wymiana jonowa

Rozcieńczony roztwór gliceryny ( $40\div 50\%$ ) o niskiej zawartości soli można  
oczyścić w procesie wymiany jonowej. W trakcie procesu usuwane są substancje  
jonowe: sole nieorganiczne, składniki mydeł, substancje barwiące i powodujące  
zapach. Substancje niejonowe, takie jak chromofor, usuwa się w procesie ad-  
sorpcji [7].

Efektywność procesu zwiększa się wraz ze wzrostem temperatury [8]  
i zmniejszeniem ilości wody w mieszaninie gliceryny. Wpływ zawartości wody  
obserwuje się przy zawartości wody powyżej 75% wagowych (rys. 3.), co moż-  
na tłumaczyć zmniejszeniem polarności mieszaniny gliceryna/woda [9]. Zaletą

procesu wymiany jonowej jest możliwość wielokrotnego użycia żywicy, którą poddaje się procesowi regeneracji za pomocą roztworów skoncentrowanych kwasów lub zasad [14]. Jako wymiennicze stosuje się wysokoefektywne żywice syntetyczne: AMBERLITE 252, AMBERLITE IR120.



Rys. 3. Efektywność usuwania jonów  $\text{Na}^+$  ( $\text{K}^+$ ) na żywicy Amberlite IR-120 z roztworów organicznych o różnej zawartości wody, % wagowej, na podstawie [1]

Dołączenie procesu wymiany jonowej do cyklu technologicznego obejmującego etapy: dodatek koagulanta niejonowego i filtrację, pozwala uzyskać glicerol o czystości 99%. Proces wymiany jonowej staje się nieekonomiczny, gdy zawartość soli wynosi 5÷7% [4]. Wyższe stężenie soli niekorzystnie wpływa na równowagę wymiany jonowej i zwiększa zużycie czynników regenerujących [6]. Firma Rohn i Hass przy współpracy z Novasep Procesu opatentowała technologię AMBERSEP BD50 do oczyszczania gliceryny o dużej zawartości soli. System zapewnia utylizację wody poprocesowej i mniejsze zużycie energii. Technologia ta umożliwia także krystalizację soli opuszczającej separator [4, 10].

Istnieje również możliwość oczyszczania gliceryny na jonitach monosferycznych (o jednorodnym rozmiarze ziarna). Kolumna zasilana jest na przemian roztworem rozdzielanym i czystą wodą, co prowadzi do wymycia rozdzielanych frakcji. Objętość roztworu zasilającego nie powinna przekraczać 15÷30% objętości złoża, temperatura zaś powinna mieścić się w zakresie 20÷95°C (optymal-

nie 70÷80°C). Efektywność procesu zależy od objętości i stężenia roztworu zasilającego, szybkości przepływu przez kolumnę oraz wielkości ziaren jonitu [6].

### **Ekstrakcja z płynem w stanie nadkrytycznym**

Ekstrakcja z płynem nadkrytycznym jest to metoda oparta na dobrej rozpuszczalności płynu w temperaturze i ciśnieniu zbliżonym do krytycznego. Proces wyklucza termiczny rozkład glicerolu, dlatego przy niższych nakładach mocy uzyskuje się glicerol dobrej czystości. Dobra rozpuszczalność płynu nadkrytycznego wiąże się z odpowiednią temperaturą i ciśnieniem. Wraz ze wzrostem temperatury, ciśnienia i stosunku nadkrytycznego CO<sub>2</sub> do surowej gliceryny jej stopień czystości się zwiększa [11].

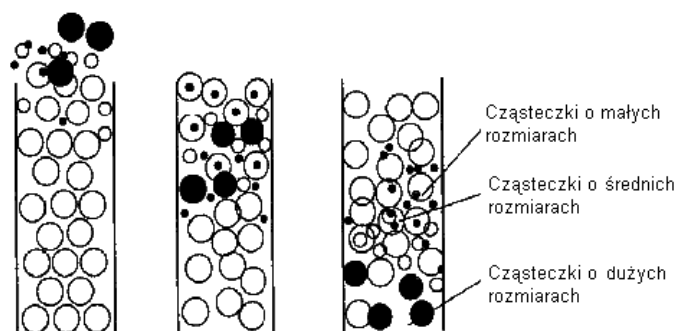
### **Metody adsorpcyjne**

Adsorpcja to zjawisko zmian stężenia substancji na powierzchni adsorbentu [12]. Rolę adsorbentu może pełnić węgiel aktywny, który aktywowany jest parą wodną [11]. Jest on doskonałym adsorbentem cząstek organicznych. Proces ten jest ekonomicznie opłacalny, gdyż umożliwia uzyskanie gliceryny o zawartości soli <5 mg/dm<sup>3</sup> i o słabym zabarwieniu. Z roztworu gliceryny usuwane są: woda, jony K<sup>+</sup>, Na<sup>+</sup> i Cl<sup>-</sup>, produkty zmydlenia i śladowe ilości metanolu [4]. Na pojemność adsorpcyjną węgla znaczny wpływ mają temperatura, odczyn pH roztworu, a także obecność tlenu rozpuszczonego w roztworze. Wadą stosowania węgla aktywnego jest wysoki koszt jego regeneracji (termicznej lub chemicznej), powodującej straty węgla aktywnego [12]. Ponadto bardzo często wymagane jest wstępne oczyszczanie roztworu gliceryny [13].

Proces adsorpcji można przeprowadzić także w kolumnie chromatograficznej. Metoda rozdzielania mieszanin polega na rozdzieleniu składników dwóch faz: ruchomej (gaz, ciecz, ciecz w stanie nadkrytycznym–fluid) i nieruchomej (np. ciało stałe) [14]. Proces składa się z następujących etapów: regeneracja złoża, płukanie złoża i właściwe oczyszczanie gliceryny. Metoda ta zwana jest także filtracją żelową. Cząstki są rozdzielane na podstawie ich wielkości i średnicy. Substancje o większej zdolności adsorbowania przesuwały się wzdłuż kolumny wolniej niż substancje słabiej adsorbowane. Złoże następnie poddaje się płukaniu. W pierwszej kolejności wymywane są cząsteczki o największej masie molekularnej (rys. 4.).

Chromatografia fazy zawróconej (RPC) to proces wymywania, w którym faza ruchoma jest bardziej polarna niż faza nieruchoma. Ze względu na dobrą selektywność tej metody możliwe jest wysokoefektywne rozdzielanie. Obecnie prowadzone są badania nad produkcją materiałów, które w odróżnieniu od tradycyjnego żelu silikonowego są bardziej odpowiednie dla celów przemysłowych [15]. Objętość próbki w czasie procesu może wynosić 15-30% objętości kolumny. W przypadku mniejszych ilości mieszaniny stosuje się krótsze kolumny chromatograficzne (0,05÷0,02 m), ale o większej średnicy (0,05÷0,08 m). Po-

zwala to uzyskać większe prędkości przepływu o ok.  $0,2 \div 0,3$  m/h [15]. Porównanie metod chromatograficznych przedstawiono w tab. 1.



Rys. 4. Przebieg filtracji żelowej, na podstawie [3]

Tabela 1. Chromatograficzne metody oczyszczania gliceryny, na podstawie [3, 14]

| Metoda                             | Kryteria rozdziału           | Ważne parametry        |
|------------------------------------|------------------------------|------------------------|
| Żelowa filtracja                   | wielkość cząsteczki          | długość kolumny        |
| Chromatografia jonowymienna        | ładunek cząsteczki           | pH, siła jonowa        |
| Wzajemne oddziaływanie hydrofobowe | hydrofobowość                | polarność, siła jonowa |
| Chromatografia fazy zawróconej     | hydrofobowość                | polarność, siła jonowa |
| Chromatografia powinowactwa        | oddziaływanie biospecyficzne | Ligand, eluent         |

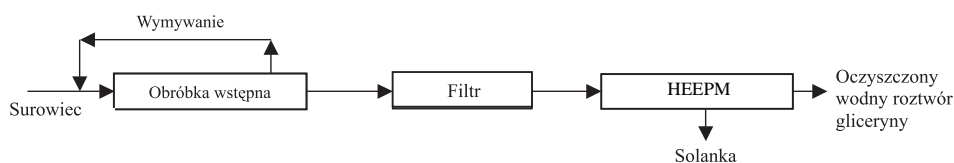
Zaletą metod chromatograficznych jest łatwość przystosowania zestawu badawczego do różnorodnych związków chemicznych. Rozdzielona substancja jest od razu gotowa do identyfikacji i oznaczenia ilościowego. Wadą tej metody jest duży koszt aparatury doświadczalnej i konieczność wstępnego oczyszczania roztworu gliceryny.

### Procesy membranowe

Procesy membranowe są technikami pozwalającymi na separację zanieczyszczeń na poziomie molekularnym lub jonowym. Są to procesy stosunkowo nowe, stanowiące alternatywę dla energochłonnych termicznych procesów, takich jak destylacja lub odparowanie.

Opatentowana przez korporację EET technologia HEEPМ, metoda oparta na procesie elektrodializy HEED i nanofiltracji, pozwala uzyskać glicerynę czystości 99,7%. Elektrodializa jest procesem elektromembranowym, w którym jony są transportowane przez membranę pod wpływem pola elektrycznego. Jony kierowane są z obszaru o niższym stężeniu do obszaru o wyższym stężeniu.

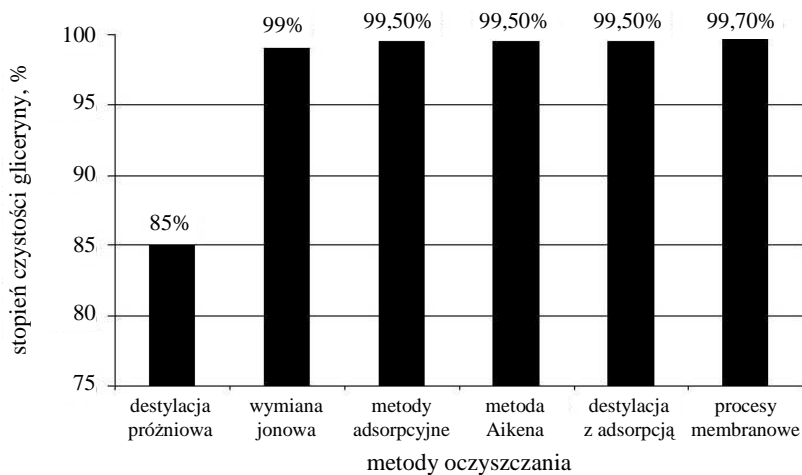
Nanofiltracja i odwrócona osmoza są procesami, w których strumień gliceryny jest bezpośrednio podawany na półprzepuszczalną membranę, nieprzepuszczalną dla jonów. Nanofiltracja, jak i odwrócona osmoza zachodzą pod wpływem różnicy ciśnień. Schemat procesu HEED przedstawiono na rys. 5. Gliceryna najpierw poddawana jest obróbce wstępnej, tak aby usunięte zostały stałe zanieczyszczenia organiczne oraz związki organiczne nadające mieszanke barwę. Następnie bezbarwna ciecz o niskiej zawartości soli oczyszczana jest w procesie elektrolizy i technologii HEED (Wysoko Efektywna Elektrodializa) w połączeniu z nanofiltracją lub odwróconą osmozą [16]. Technologię HEEPМ można zastosować przed lub po usunięciu metanolu ze strumienia surowej gliceryny.



Rys. 5. Schemat oczyszczania gliceryny przy zastosowaniu technologii HEEPМ, na podstawie [16]

### 3. Podsumowanie

Gliceryna jest substancją biodegradowalną, nietoksyczną, niedrażniącą oraz bardzo stabilną w typowych warunkach magazynowania i kompatybilną z wieloma innymi substancjami chemicznymi. Te właściwości umożliwiają jej zastosowanie jako składnika kosmetyków, leków i produktów żywnościowych.



Rys. 6. Metody oczyszczania gliceryny



Wykorzystywana jest także jako surowiec wyjściowy w różnych syntezach chemicznych. Jednakże we wspomnianych zastosowaniach wymagany jest wysoki stopień czystości użytej gliceryny [17, 18]. Szybki rozwój przemysłu biodiesla, a więc też coraz większe ilości surowej gliceryny, motywuje do poszukiwania efektywnych i ekonomicznych metod oczyszczania. Dlatego stosowane metody są ciągle rozwijane i udoskonalane.

Na rysunku 6. porównano metody oczyszczania gliceryny, przedstawione w niniejszej pracy. Jak widać, najmniejszy stopień oczyszczania gliceryny (85%) uzyskano dla destylacji próżniowej. Końcowy produkt, pomimo usunięcia metanolu, zawiera nadal duże stężenie soli. Fakt ten, a także energochłonność procesu powodują, że jest on nieopłacalny. Największy efekt oczyszczania zapewnia proces membranowy (99,7%). Niestety duże koszty inwestycyjne są czynnikiem limitującym jego praktyczne zastosowanie.

## Literatura

- [1] Carmona M., Valverde J.L., Perez A., de Lucas A., Rodriguez J.F.: Purification of glycerol/water solution from biodiesel synthesis by ion-exchange, *Journal of Chemical Technology & Biotechnology*, vol. 84, nr 8, 2009, s. 1130-1135.
- [2] Ma F., Hanna M.A.: Biodiesel production: a review, *Bioresource Technology*, no 70, 1999, s. 1-15.
- [3] Lancrenon X., Fedders J.: An innovation in glycerin purification, *Biodiesel Magazine, Contributions*, June 2008.
- [4] Hoogendoorn A., Adriaas T., Kasteren J.M., Jayaraj K.M.: Glycerine purification via biocatalysis and column adsorption for high-quality applications, *Ingenia Consultants & Engineers*, 2007.
- [5] Gerpen J.V.: Biodiesel processing and production, *Fuel Processing Technology*, no 20, 2004, s. 1-11.
- [6] Miesiąc I.: Opis patentowy. Sposób otrzymywania gliceryny farmaceutycznej, PL, 194652 B1.
- [7] Christoph R., Schmidt B., Steinberner U., Dilla W., Karinen R.: Glycerol, *Ullman's Encyclopedia of Industrial Chemistry*, [http://www.mrw.interscience.wiley.com/emrw/9783527306732/ueic/article/a12\\_477/current/paf](http://www.mrw.interscience.wiley.com/emrw/9783527306732/ueic/article/a12_477/current/paf)
- [8] Valverde J.L., de Lucas A., González M., Rodríguez J.F.: Ion-exchange equilibria in nonaqueous and mixed solvents on the cationic exchanger Amberlite IR-120, *Journal of Chemical and Engineering*, no 46, 2001, s. 73-78.
- [9] De Lucas A., Valverde J.L., Romero M.C., Gomez J.: The ion exchange equilibria of  $\text{Na}^+/\text{K}^+$  in nonaqueous and mixed solvents on a strong acid cation exchanger, *Chemical Engineering Science*, no 57, 2002, s. 1943-1954.
- [10] Rohm and Haas: Glycerin purification from biodiesel with AMBERSEP BD50 Technology, 21 May 2008, <http://www.amberlyst.com/glycerol.htm>
- [11] Akhumov A.R., Sabirzyanov A.N., Sagdjev A.A., Gumenov F.M.: Solubilizing-ability of supercritical  $\text{CO}_2$  to hydrolytic glycerin mixtures, 15 May 2002.
- [12] Ościk J.: Adsorpcja, PWN, Warszawa 1979, s. 15-16.

- [13] Chromatography: Concepts and Definitions, <http://www.resonancepub.com/chromtutorial.htm>, 19 May 2008.
- [14] Szczepaniak W.: *Metody instrumentalne w analizie chemicznej*, PWN, Warszawa 2002.
- [15] Gunter J.: *Process-Scale Chromatography*, Ullmann's Encyclopedia of Industrial Chemistry, doi: 10.2002/14356007,b03\_10,2000.
- [16] EET Corporation, *Glycerol Purification*, <http://www.eetcorp.com/heepm/glycerine.htm>, 18 May 2008.
- [17] Wolfson A., Litvak G., Dlugy C., Shotland Y., Tavor D.: *Employing crude glycerol from biodiesel production as an alternative green reaction medium*, *Industrial Crops and Products*, no 30, 2009, s. 78÷81.
- [18] Canizares P., Carmona M., Baraza O., Delgado A., Rodrigo M.A.: *Adsorption equilibrium of phenol onto chemically modified activated carbon F400*, *Journal of Hazardous Materials*, B131, 2006, s. 243÷248.

## GLYCERINE PURIFICATION FROM BIODIESEL PRODUCTION

### Summary

The biodiesel manufacture yields 10 wt % of glycerol. It contains 50 wt % glycerol leaving the separator contains methanol, catalyst and soap. Although glycerol has more than 1000 uses, including many application as an ingredient or processing aid in cosmetics, explosives, toiletries, personal care, drugs and food products, it has become a low-value byproduct or a waste with an attached disposal cost. The above application require a highly purified product while crude glycerol is only suitable for mixing with feed for animals. Methods such as ion exchange, adsorption and membrane technologies, have been applied for the elimination of sodium chloride from aqueous media. The comparison of applying methods identified that membrane process is the most effective one since it allowed to achieve 99,7% purified glycerol.

*Złożono w Oficynie Wydawniczej w maju 2010 r.*

Aneta MŁAŚ  
Jolanta PETRYNIAK  
Anna RYZNAR  
studentki Politechniki Rzeszowskiej

Paulina SOBOLEWSKA  
Jolanta WARCHOŁ  
Politechnika Rzeszowska

## ZASTOSOWANIE MINERAŁÓW ILASTYCH DO USUWANIA METALI CIĘŻKICH

Artykuł stanowi przegląd literatury na temat sorpcji jonów metali ciężkich z roztworów wodnych na minerałach ilastych. Przedstawiono charakterystykę najważniejszych przedstawicieli należących do tej grupy minerałów: kaolinitu, montmorillonitu, bentonitu oraz chlorytu. Omówiono właściwości fizyczne, elektrochemiczne i zastosowanie naturalnych oraz modyfikowanych minerałów ilastych. Porównano efektywność usuwania jonów metali ciężkich na wybranych sorbentach naturalnych i poddanych modyfikacji.

### 1. Wprowadzenie

Zły stan gospodarki wodnej oraz wzrastające zapotrzebowanie na wodę wymagają podjęcia intensywnych działań zmierzających do poszukiwania nowych technologii jej uzdatniania. Jednym z bardzo uciążliwych zanieczyszczeń środowiska wodnego są metale ciężkie. Ich obecność w wodach powierzchniowych jest szczególnie niepożądana ze względu na rolę, jaką spełnia woda w krążeniu składników chemicznych między różnymi elementami środowiska. Podstawowym źródłem tych zanieczyszczeń są spływy ze ścieków komunalnych, przemysłowych czy kopalnianych. Ponadto część ścieków (a przede wszystkim wody kopalniane) migruje na większe głębokości, przyczyniając się do zanieczyszczenia wód głębszych [1].

Konwencjonalne metody, oparte głównie na procesach chemicznego strącania, koagulacji, procesach membranowych, infiltracji i wymiany jonowej, wymagają zachowania ścisłego reżimu technologicznego, nie zawsze zapewniając całkowite usunięcie metali [2].

Wśród metod stosowanych w praktyce dużym zainteresowaniem cieszą się procesy sorpcji. Polegają one na wiązaniu usuwanych zanieczyszczeń na powierzchni oraz w mikroporach sorbenta. Niewątpliwie najpopularniejszym ad-

sorbentem stosowanym w technologii oczyszczania wody i ścieków jest węgiel aktywny. Jednak ze względu na wysokie koszty związane z jego wytworzeniem, stosunkowo niską selektywność oraz straty masy podczas termicznej regeneracji poszukuje się alternatywnych, tanich sorbentów [3].

W ostatnich latach opublikowano kilka przeglądowych, w których zamieszczono informacje o zastosowaniu różnych surowców mineralnych oraz odpadów przemysłowych i rolniczych, spośród których najbardziej rozpowszechnione w przyrodzie są minerały ilaste [4÷6]. Są to uwodnione drobnoziarniste związki glinokrzemianowe, zawierające w swoim składzie liczne minerały w postaci zanieczyszczeń (kwarc, siarczki, węglany), tlenki metali, metale ziem alkalicznych, wyróżniające się dokładnie zdefiniowaną strukturą krystaliczną. Posiadają unikalne właściwości fizykochemiczne, takie jak: wysoka pojemność sorpcyjna, chemiczna i mechaniczna wytrzymałość, rozwinięta powierzchnia właściwa oraz zdolność pęcznienia. Są one uwarunkowane specyficzną budową warstwową, w której podstawową rolę odgrywają warstwy oktaedrów glinowo-tlenowych lub magnezowo-tlenowych oraz warstwy tetraedrów krzemowo-tlenowych. Dzięki swym właściwościom termoplastycznym oraz dekoracyjnym używane były w garncarstwie, ceramice i rzeźbiarstwie już od czasów pierwotnych. Obecnie minerały ilaste znajdują szerokie zastosowanie w procesie utylizacji związków toksycznych oraz przy zmniejszaniu ich zawartości w glebie, wodzie i powietrzu. Ponadto hydrofilowy charakter powierzchni tych minerałów sprawia, że łatwo ulegają modyfikacjom, prowadzącym do zwiększenia ich selektywności i pojemności względem adsorbowanych zanieczyszczeń [4, 7÷10]. Najważniejszymi przedstawicielami minerałów ilastych są: kaolinit, montmorillonit, bentonit oraz chloryt.

## 2. Geneza

Procesy geologiczne zachodzące w powierzchniowych strefach skorupy ziemskiej na lądzie i w środowisku wodnym są odpowiedzialne za powstawanie skał osadowych. Minerały osadowe pochodzą z dezintegracji granularnej skał, w tym pierwotnych skał magmowych, jak również starszych skał osadowych lub metamorficznych. Drugi rodzaj stanowią minerały autogeniczne, powstałe w środowisku sedymentacji osadu. Etapy powstawania skał osadowych to:

- wietrzenie fizyczne i chemiczne,
- erozja i denudacja,
- akumulacja,
- sedymentacja powstałych w wyniku wietrzenia składników mineralnych,
- diagenesa.

W składzie mineralnym skał osadowych występują zarówno składniki mineralne starszych skał skorupy ziemskiej, jak i minerały nowo powstałe w wyniku procesów egzogenicznych [11].

Mineralne koloidy glebowe stanowią bardzo zróżnicowaną grupę minerałów, obejmującą:

- wtórne krzemiany (minerały ilaste), krystaliczne i amorficzne (np. allofany),
- tlenki żelaza, glinu i manganu o różnym stopniu krystalizacji,
- koloidalną krzemionkę i minerały wysokodispersyjne.

Minerały ilaste należą do najważniejszych produktów wietrzenia krzemianów. W wyniku przeobrażeń wytrąconych koloidów tworzą się kryptokrystaliczne skupienia minerałów. Takie wydarzenia geologiczne miały miejsce w osadach miocenu południowej Polski oraz w Karpatach fliszowych. Rejony te są bogate w złoża bentonitu. Kaolinit jest składnikiem karbońskich górno- i dolnośląskich łupków ogniotrwałych oraz glin ogniotrwałych z okolic Strzegomia. Złoża montmorillonitu są związane z granitami i gnejsami Dolnego Śląska. Szerokie pokłady tego minerału można znaleźć także w okolicach Tarnobrzega i na Kujawach. Liczne złoża minerałów ilastych odkryto na Węgrzech i Słowacji oraz w Austrii (Taury), Stanach Zjednoczonych (Nowy Meksyk, Arizona, Kolorado), w Niemczech i Rumunii [7, 12, 13].

### 3. Budowa

#### 3.1. Wiadomości ogólne

Minerały ilaste są uwodnionymi krzemianami o budowie warstwowej lub warstwowo-wstęgowej. Podstawę pakietów stanowią:

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

Pakiety  $\text{Si-O}_4$  lub  $\text{Al-O}_4(\text{OH})_2$  czy  $\text{Al-O}_2(\text{OH})_4$  łączą się poprzez wspólne atomy tlenu lub grupy OH w warstwy elementarne krzemowo-tlenowe lub glinowo-tlenowo-wodorotlenowe. Warstwy elementarne występują w pakietach w stosunku 1:1, 2:1 lub 2:1:1. Struktura pakietu stanowi podstawę systematyzowania minerałów ilastych i decyduje o ich unikalnych właściwościach (tab. 1.). Minerały ilaste nie występują jako odrębne kryształy, lecz w postaci tzw. domen, m.in. o następujących połączeniach międzycząsteczkowych:

- powierzchnia z powierzchnią – równoległe ułożenie cząstek domeny cechuje duża energia przyciągania,
- krawędź z powierzchnią – powoduje słabsze przyciąganie, mimo że działają tu siły przyciągania elektrostatycznego,
- krawędź z krawędzią – powierzchnie styku są małe i w konsekwencji niskie są także wartości energii potencjalnej w procesie przyciągania [12, 14].

Dalej przedstawiono najistotniejsze informacje dotyczące kilku najważniejszych minerałów.

Tabela 1. Podział krzemianów warstwowych ze względu na typ pakietu: (1:1) – pakiety dwuwarstwowe, (2:1) – trójwarstwowe, (2:1:1) – czterowarstwowe

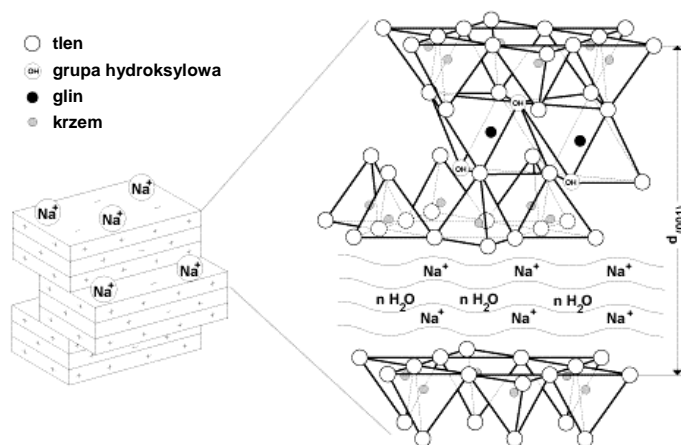
| Typ                  | Grupa, ładunek jednostki elementarnej | Podgrupa  | Przykładowe minerały                          |
|----------------------|---------------------------------------|---|---|
| 1:1                  | kaolin ~ 0                            | kaolin  | kaolinit, haloizyt                            |
| 2:1                  | pirofyllit ~ 0                        | pirofyllit  | pirofyllit                                    |
|                      | talk ~ 0                              | talk  | talk  |
|                      | smektyt 0,2÷0,6                       | smektyty dioktaedryczne                             | montmorillonit, beidelit, nontronit, bentonit |
|                      |                                       | smektyty trioktaedryczne                            | saponit                                       |
|                      | wermikulit 0,6÷0,9                    | wermikulit dioktaedryczny                           | wermikulit dioktaedryczny                     |
|                      |                                       | wermikulit trioktaedryczny                          | wermikulit trioktaedryczny                    |
|                      | mika ~ 1                              | miki dioktaedryczne                                 | muskowit                                      |
| miki trioktaedryczne |                                       | biotyt  |   |
| illit ~ 0,6÷0,9      | illit                                 | illit   |   |
| 2:1:1                | chloryt, ładunek zmienny              | chloryty dioktaedryczne<br>chloryty trioktaedryczne | -   |

### 3.2. Montmorillonit

Montmorillonit jest minerałem ilastym wykazującym budowę pakietową typu 2:1 (trójwarstwową). Jego wzór sumaryczny jest następujący:



natomiast teoretyczny skład bez uwzględnienia materiałów mogących występować między warstwami minerału to: 66,7%  $\text{SiO}_2$ , 28,3%  $\text{Al}_2\text{O}_3$ , 5%  $\text{H}_2\text{O}$ .



Rys. 1. Budowa pakietowa montmorillonitu sodowego

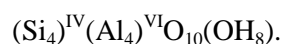
Podstawowym elementem strukturalnym montmorillonitu są dwie warstwy tetraedryczne krzemotlenowe tworzące czworościan  $(\text{SiO}_4)^{4-}$ , połączone ze sobą narożami i warstwa oktaedryczna o motywie  $\text{Al}(\text{OH})_3$ . Pomiędzy warstwami znajdują się kationy metali – głównie sodu, wapnia lub potasu (rys. 1.). Konsekwencją takiej budowy jest duża pojemność jonowymienna oraz doskonale rozwinięta powierzchnia właściwa [6, 11, 15, 16].

### 3.3. Bentonit

Bentonit jest minerałem ilastym z grupy smektytów, wykazującym budowę pakietową typu 2:1 (trójwarstwową) [17÷19]. Jego teoretyczny skład (bez uwzględnienia materiałów mogących występować między warstwami minerału) przedstawia się następująco: 47,28%  $\text{SiO}_2$ , 10,97%  $\text{Al}_2\text{O}_3$ , 1,28%  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ , 6,81%  $\text{MgO}$ , 7,90%  $\text{CaO}$ , 2,81%  $\text{Na}_2\text{O}$ , 0,22%  $\text{K}_2\text{O}$ . Określenia „bentonit” i „montmorillonit” są używane wymiennie, jednak odnoszą się do iłów o różnym stopniu czystości. Bentonit jest złożem zawierającym montmorillonit oraz zanieczyszczenia, takie jak: żwir, łupki ilaste, wapień. Proces oczyszczania prowadzi do uzyskania czystej frakcji montmorillonitu [10, 20].

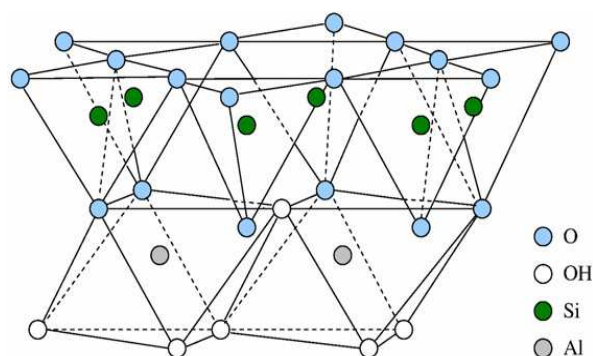
### 3.4. Kaolinit

Kaolinit jest minerałem ilastym wykazującym budowę pakietową typu 1:1 (dwuwarstwową). Jego wzór sumaryczny to:



Skład mineralogiczny kaolinitu jest następujący: 46,54%  $\text{SiO}_2$ , 39,50%  $\text{Al}_2\text{O}_3$ , 13,96%  $\text{H}_2\text{O}$ .

Podstawowymi elementami strukturalnymi są dwie warstwy: tetraedryczna ( $\text{SiO}_4$ ) i oktaedryczna  $\text{Al}^{3+}$  (kation oktaedryczny). Warstwa tetraedryczna zbudowana jest z czworościanów połączonych narożami, na jej powierzchni znajdują się atomy tlenu (rys. 2.). Na powierzchni warstwy oktaedrycznej znajduje się grupa hydroksylowa ( $\text{OH}^-$ ). Na skutek łączenia następuje formowanie jednej

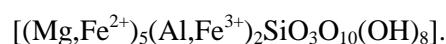


Rys. 2. Struktura kaolinitu

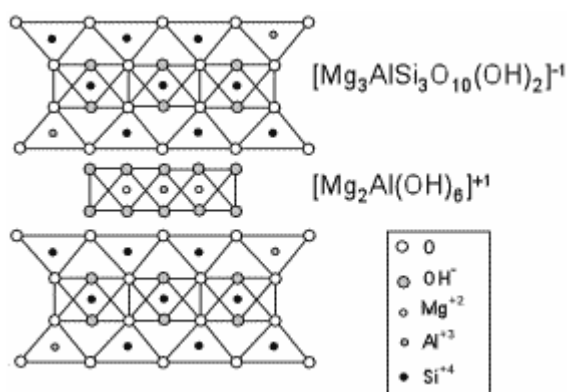
wspólnej warstwy, w której tlenek krzemu skierowany jest w stronę warstw tetraedycznych. Te z kolei są odwrotnie połączone z oktaedryczną warstwą wierzchołkowym atomem tlenu. We wspólnej warstwie dwie trzecie atomów tlenu dzieli się między atomy Si i Al. Jedna trzecia pozostałych miejsc składa się z hydroksylowych grup skoordynowanych z oktaedrycznym atomem Al. Każde dwa atomy Al są w separacji z dwoma grupami hydroksylowymi (jedna nad i jedna pod) [6, 14, 21, 22].

### 3.5. Chloryt

Chloryt należy do grupy mało rozpowszechnionych w przyrodzie minerałów ilastych o budowie pakietowej typu 2:1:1. Jego wzór sumaryczny jest następujący:



Spośród wszystkich grup minerałów chloryt jest najbogatszy w różnorodne związki żelaza. W swoim składzie zawiera m.in. 4,1%  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  oraz 21,3%  $\text{FeO}$ . Typowa jednostka krystaliczna chlorytu składa się z kolejno następujących po sobie warstw tetraedrów krzemowo-tlenowych i oktaedrów glinowo-tlenowych. Dodatkowo w jego budowie można wyróżnić warstwę magnezowo-tlenową (brucyt) (rys. 3.). Mineral ten wykazuje właściwości zbliżone do grupy smektyków (głównie talku i illitu) [23÷26].



Rys. 3. Krystaliczna struktura chlorytu

## 4. Właściwości

### 4.1. Powierzchnia właściwa

Cząstki ilaste ze względu na drobne wymiary posiadają dużą powierzchnię zewnętrzną. Nie stanowi ona jednak ich całkowitej powierzchni właściwej, na którą składa się dodatkowo powierzchnia wewnętrzna, czyli międzypakietowa.



Ogromna powierzchnia właściwa minerałów ilastych jest więc wynikiem zarówno dużego rozdrobnienia materiału, jak i pakietowej struktury cząstek. Największą powierzchnię właściwą mają minerały trójwarstwowe (grupa montmorillonitu), najmniejszą zaś minerały dwuwarstwowe (grupa kaolinitu) [27].

#### 4.2. Właściwości elektrochemiczne

Właściwości elektrochemiczne minerałów ilastych wynikają w dużej mierze z występowania ujemnego ładunku powierzchniowego. Jego tworzenie wyjaśnia się na podstawie dwóch mechanizmów:

- dysocjacji wolnych grup hydroksylowych znajdujących się na krawędziach i na zewnętrznych powierzchniach płaszczyzn minerałów w zależności od odczynu pH. Zdolność do odszczepienia atomu wodoru zmniejsza się wraz ze spadkiem pH medium. Ujemnie naładowana powierzchnia może z łatwością oddziaływać z dodatnio naładowanymi jonami znajdującymi się w roztworze glebowym,
- wymiany izomorficznej jonów w minerałach. W warstwie oktaedrycznej dochodzi do podstawienia jonów  $Al^{3+}$  przez jony  $Mg^{2+}$  lub  $Fe^{3+}$ , w warstwie tetraedrycznej obserwuje się natomiast podstawienie jonów  $Si^{4+}$  jonami  $Al^{3+}$ . W efekcie powstaje nadmiar ładunku ujemnego, który lokalizuje się na powierzchniach pakietów. Ładunek ten jest równoważony przez kationy zaadsorbowane w przestrzeni międzywarstwowej, które ze względu na słabe pole elektrostatyczne pakietu są łatwo wymienialne. Zdolność do tworzenia się ładunku ujemnego jest większa w przypadku minerałów typu 2:1 czy 2:1:1 niż minerałów typu 1:1 [6, 28÷30].

#### 4.3. Właściwości fizyczne

W zależności od uwilgotnienia, glinokrzemiany wykazują odmienne właściwości fizyczne. W minerałach dwuwarstwowych (grupa kaolinitu) poszczególne pakiety są trwale związane wiązaniami wodorowymi, co sprawia, że minerał ten nie wykazuje właściwości pęczniejących pod wpływem wody. W przypadku minerałów o budowie 2:1:1 występowanie dodatkowej warstwy brucytu (rys. 3.) powoduje zablokowanie przestrzeni międzypakietowej warstw strukturalnych, co utrudnia wnikanie cząsteczkom wody. W strukturze minerałów wchodzących w skład grupy smektytów występują słabe siły międzycząsteczkowe, które nie są w stanie przeciwdziałać wnikaniu wody i innych cząstek polarnych. Konsekwencją takiej budowy jest możliwość zwiększania ich objętości nawet 9-krotnie. Zbyt duże nasycenie wodą jest jednak niebezpieczne, gdyż może doprowadzić do zniszczenia struktury i powstania nowej formy mineralnej [6, 11, 14, 31].

## 5. Sorpcja metali ciężkich

### 5.1. Minerale naturalne (niemodyfikowane)

Właściwości sorpcyjne minerałów ilastych wynikają z istnienia miejsc aktywnych na krawędziach i zewnętrznej powierzchni cząsteczek glin. Mogą one adsorbować aniony, kationy, nieorganiczne jony i związki polarne. Zaadsorbowane zanieczyszczenia tworzą wiązania jonowe, koordynacyjne, jonowo-dipolowe, wodorowe, van der Waalsa lub hydrofobowe.

Można wymienić kilka aktywnych miejsc w glinach:

- kwas Brönsteda lub miejsca protonowo-donorowe – są wynikiem obecności na powierzchni minerału jonów  $H^+$ , które tworzą się przez odrywanie cząsteczek wody od uwodnionych, zdolnych do wymiany kationów metali:



gdzie  $M$  – kation metalu,

- kwas Lewisa (miejsca elektronowo-akceptorowe) – są uwalniane wskutek rozerwania wiązań Si-O-Al lub dehydratacji kilku kwasów Brönsteda,
- miejsca utleniające – występują w obecności kilku kationów (m.in.  $Fe^{3+}$ ) w pozycjach oktaedru lub bezpośrednio przy adsorpcji tlenu na powierzchni,
- miejsca redukujące – występują w obecności kilku kationów (m.in.  $Fe^{3+}$ ),
- powierzchnia hydroksylacji grup – najczęściej tych znajdujących się na krawędziach, tworzących wiązania z Si, Al lub innymi kationami oktaedru [6].

Aktywność sorpcyjna glinokrzemianów zależy od odczynu pH, temperatury, siły jonowej i wielkości uziarnienia.

#### Odczyn pH

W większości przypadków wzrost odczynu pH wpływał korzystnie na właściwości adsorpcyjne minerału. Fakt ten wyjaśniono na przykładzie adsorpcji jonów  $Ni^{2+}$  przez montmorillonit. Potencjał ładunku powierzchniowego minerału jest uzależniony od aktywności jonów  $H^+$  i  $OH^-$  (pH) oraz tworzących się pod wpływem działania wody kompleksów metali Al i Si, znajdujących się na powierzchni gliny. W niskim zakresie odczynu pH stężenie jonów  $H_3O^+$  znacznie przewyższa stężenie jonów metalu, co utrudnia tym ostatnim dostęp do miejsc aktywnych. Wraz ze zmniejszeniem kwasowości zwiększa się liczba miejsc wolnych, a gdy roztwór osiąga  $pH \approx 9$ , następuje formowanie hydrokompleksów Ni, które stopniowo zajmują część miejsc aktywnych [32]. W przypadku większości metali schemat zachowania względem wzrastającego odczynu pH jest

podobny, przy czym proces wytrącania rozpuszczalnych kompleksów zachodzi przy różnych wartościach pH: jony  $\text{Fe}^{3+}$  ulegają strącaniu przy  $\text{pH} \geq 4,0$ ; jony  $\text{Cu}^{2+}$  i  $\text{Pb}^{2+}$  przy  $\text{pH} \geq 6,0$ ; jony  $\text{Cd}^{2+}$  i  $\text{Co}^{2+}$  przy  $\text{pH} \geq 8,0$  [6, 33÷35].

### Temperatura

Uważa się, że energia adsorpcji jonów metalu ma do pokonania niską barierę energii aktywacji, stąd wzrost temperatury ułatwia ich adsorpcję. W przypadku  $\text{Cd(II)}$  zaobserwowano, że w zakresie temperatur  $30\div 35^\circ\text{C}$  pojemność adsorpcyjna montmorillonitu wzrosła z  $0,192 \text{ mmolCd/g}$  do  $0,203 \text{ mmolCd/g}$ . Z kolei wzrost temperatury do  $40^\circ\text{C}$  obniżył adsorpcję  $\text{Cd(II)}$  do  $0,199 \text{ mmol/g}$ . Proces jest kontrolowany przez układy: (1) adsorbat-adsorbent i (2) adsorbat-adsorbat. W przypadku  $\text{Pb(II)}$  wzrost temperatury z  $30$  do  $40^\circ\text{C}$  powodował spadek pojemności adsorpcyjnej ( $q_{\text{max}}$ ) odpowiednio z  $0,105 \text{ mmol/g}$  do  $0,090 \text{ mmol/g}$ . Przyczyną było obniżenie energii aktywacji i uruchomienie procesu desorpcji [33].

### Siła jonowa

Siła jonowa stanowi miernik adsorpcji specyficznej i niespecyficznej. Przyjmuje się, że adsorpcja jonów metali jest wynikiem tworzenia kompleksu metal-powierzchnia adsorbenta. Zjawisko to jest związane z dwoma czynnikami: wymianą jonową pomiędzy grupami funkcyjnymi adsorbenta i kationami metalu oraz wpływem siły jonowej na współczynnik aktywności jonów metali, który ogranicza przepływ jonów w kierunku miejsc aktywnych [36].

### Wielkość uziarnienia

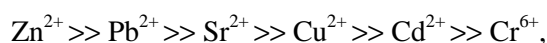
Pojemność sorpcyjna minerałów ilastych względem jonów metali ciężkich jest odwrotnie proporcjonalna do rozmiaru ich cząsteczek. Mniejsze cząsteczki mają większą siłę przyciągania jonów, a tym samym większą energię adsorpcji [37].

Zestawione w tab. 2÷4 wartości  $q_{\text{max}}$  ilustrują efektywność adsorpcji jonów metali ciężkich na materiałach ilastych. Z porównania wartości pojemności sorpcyjnej ( $q_{\text{max}}$ ) wynikają następujące szeregi selektywności:

- dla montmorillonitu



- dla bentonitu



- dla kaolinitu

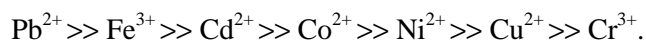


Tabela 2. Efektywność adsorpcji metali ciężkich na naturalnym *montmorillonicie*

| Pochodzenie                  | Sorbowany jon metalu | Warunki procesu |        | $q_{\max}$<br>[mmol/g] | Literatura |
|------------------------------|----------------------|-----------------|--------|------------------------|------------|
|                              |                      | pH              | T [°C] |                        |            |
| Turcja, Eskisehir-Mihaliccik | Cr <sup>6+</sup>     | 1,0             | 20     | 0,069                  | [38]       |
| Brak danych                  | Cd <sup>2+</sup>     | 4,6             | 30     | 0,192                  | [33]       |
|                              | Cu <sup>2+</sup>     | 6,0             |        | 0,331                  |            |
|                              | Pb <sup>2+</sup>     | 6,0             |        | 0,105                  |            |
| Chiny, Guangdong Nanhai      | Cd <sup>2+</sup>     | 5,0             | 25     | 0,142                  | [34]       |
| Aldrich Chemicals            | Cu <sup>2+</sup>     | 8,0             | 25     | 0,088                  | [32]       |
|                              | Ni <sup>2+</sup>     |                 |        | 0,096                  |            |
| Chiny, Guangdong Nanhai      | Cu <sup>2+</sup>     | 5,0             | -      | 0,264                  | [35]       |
|                              | Co <sup>2+</sup>     |                 |        | 0,153                  |            |
| Brak danych                  | Ni <sup>2+</sup>     | 5,7             | 30     | 0,265                  | [39]       |
|                              | Co <sup>2+</sup>     | 5,8             |        | 0,268                  |            |
|                              | Fe <sup>3+</sup>     | 3,0             |        | 0,297                  |            |

Tabela 3. Efektywność adsorpcji metali ciężkich na naturalnym *bentonicie*

| Pochodzenie                                   | Sorbowany jon    | Warunki procesu |             | $q_{\max}$<br>[mmol/g] | Literatura |
|---|------------------|-----------------|-------------|------------------------|------------|
|   |                  | pH              | T [°C]      |                        |            |
| Chiny   | Cr <sup>6+</sup> | 2               | 20÷40       | 0,011                  | [38]       |
|   | Si <sup>2+</sup> | 8,5             | brak danych | 0,376                  |            |
|   | Pb <sup>2+</sup> | 3,4             | brak danych | 0,097                  |            |
| Turcja, Ankara, Karakaya A.S. Mineral Company | Pb <sup>2+</sup> | 3               | 70          | 0,023                  | [40]       |
|   | Ni <sup>2+</sup> | 3               | 70          | 0,0018                 |            |
| Chiny, Inner Mongolia Autonomous Region       | Cu <sup>2+</sup> | 5               | 25          | 0,287                  | [19]       |
|   | Pb <sup>2+</sup> | 5               | 25          | 0,396                  |            |
| Turcja, Balikesir, Süd-Chemie Co.             | Zn <sup>2+</sup> | 8               | brak danych | 1,38                   | [18]       |
| Turcja, Ankara, Karakaya A.S. Mineral Company | Cu <sup>2+</sup> | 3               | brak danych | 0,125                  | [41]       |
|   | Cd <sup>2+</sup> | 3               | brak danych | 0,068                  |            |

Tabela 4. Efektywność adsorpcyjna kaolinitu względem wybranych jonów metali

| Pochodzenie                          | Sorbowany jon metalu | Warunki procesu |          | $q_{\max}$<br>[mmol/g] | Literatura |
|--------------------------------------|----------------------|-----------------|----------|------------------------|------------|
|                                      |                      | pH              | $T$ [°C] |                        |            |
| Fujian, Kaolin<br>Company of Longyan | Pb <sup>2+</sup>     | -               | 30       | 0,002                  | [36]       |
|                                      | Zn <sup>2+</sup>     | -               | 30       | 0,005                  |            |
|                                      | Ni <sup>2+</sup>     | -               | 30       | 0,0008                 |            |
|                                      | Cu <sup>2+</sup>     | -               | 30       | 0,0007                 |            |
| Kolumbia                             | Fe <sup>3+</sup>     | 3,00            | 30       | 0,107                  | [39]       |
|                                      | Co <sup>2+</sup>     | 5,80            | 30       | 0,090                  | [42]       |
|                                      | Cu <sup>2+</sup>     | 5,70            | 30       | 0,061                  |            |
|                                      | Pb <sup>2+</sup>     | 5,70            | 30       | 0,026                  | [43]       |
|                                      | Cd <sup>2+</sup>     | 5,50            | 30       | 0,036                  |            |
|                                      | Ni <sup>2+</sup>     | 5,70            | 30       | 0,089                  |            |
| Turcja,<br>region Bandirma           | Pb <sup>2+</sup>     | 5               | 20       | 0,153                  | [44]       |
| Nigeria, Ubulu-Ukwu<br>w Delta State | Pb <sup>2+</sup>     | 5,55            | 28±2     | 0,078                  | [45]       |
|                                      | Cd <sup>2+</sup>     | 5,55            | 28±2     | 0,096                  |            |
| Turcja, Güzelyurt                    | Cr <sup>3+</sup>     | 4,50            | 30       | 0,038                  | [46]       |

Niewiele prac badawczych i naukowych jest poświęconych zastosowaniu chlorytu jako adsorbenta do neutralizacji toksycznych jonów metali. Badania dotyczące adsorpcji As(III) i As(V) z wykorzystaniem kaolinitu, montmorillonitu i chlorytu jako sorbentów zestawiono w tab. 5.

Tabela 5. Adsorpcja As(III) i As(V) na wybranych minerałach ilastych

| Adsorbent            | Pochodzenie          | Sorbowany jon metalu | Warunki procesu |          | $q_{\max}$<br>[mmol/g] |
|----------------------|----------------------|----------------------|-----------------|----------|------------------------|
|                      |                      |                      | pH              | $T$ [°C] |                        |
| Kaolinit             | Tennessee (USA)      | As(III)              | 5,5             | -        | 0,009                  |
|                      |                      | As(V)                | 6,5             |          | 0,031                  |
| Montmorillonit/Illit | Clay Mineral Society | As(III)<br>As(V)     | jak wyżej       | -        | 0,019<br>0,020         |
| Chloryt              | California           | As(III)<br>As(V)     | jak wyżej       | -        | 0,028<br>0,035         |

Z analizy danych zamieszczonych w tab. 5. wynika, że największe powinowactwo względem As(III) wykazuje chloryt, najmniejsze zaś kaolinit. W przypadku adsorpcji As(V) najlepsze rezultaty uzyskano także dla chlorytu, najmniejsze natomiast dla smektytu. Różnice w budowie poszczególnych minerałów miały decydujący wpływ na uzyskane wyniki. Ogólnie stwierdzono, że adsorpcja badanych metali zależała od liczby rozrywanych wiązań grup funk-

cyjnych Al-OH na poszczególnych krawędziach krzemianów. Pomimo niewielkiej powierzchni właściwej i stosunkowo niskiej zdolności wymiany kationów w porównaniu z innymi minerałami chloryt adsorbował najwięcej form arsenu, co można wyjaśnić faktem, że jego struktura wytwarzała więcej reaktywnych grup Al-OH [26].

## 5.2. Materiały modyfikowane chemicznie

Obecnie duże zainteresowanie w obszarze badań podstawowych i aplikacyjnych koncentruje się na zastosowaniu modyfikowanych form glinokrzemianów do usuwania i neutralizacji jonów metali ze ścieków przemysłowych oraz z gleby. Istnieje wiele sposobów modyfikacji ich powierzchni, prowadzących do polepszenia zarówno ich właściwości fizycznych, jak i sorpcyjnych (tab. 6÷8). Dalej omówione zostaną najczęściej stosowane metody.

### Aktywacja kwasowa

Traktowanie minerałów ilastych stężonymi, nieorganicznymi kwasami (głównie  $H_2SO_4$ ) powoduje podstawienie kationów międzywarstwowych przez protony, a następnie ich desorpcję z powierzchni międzywarstwowej. Uważa się, że aktywacja kwasowa neutralizuje część negatywnych ładunków na powierzchni glin oraz zwiększa gęstość dodatnio naładowanych miejsc (protonowanie grup SiOH lub przyjęcie protonów przez oktaedrycznie skoordynowane jony  $Al^{3+}$  i  $Fe^{3+}$ ). Daje to możliwość zajścia reakcji wymiany pomiędzy usuwanym jonem metalu a kationami znajdującymi się w strefie międzywarstwowej [6, 38, 47].

### Wymiana jonowa z nieorganicznymi kationami lub kompleksami kationów

Metoda ta polega na aktywacji powierzchni minerałów za pomocą soli nieorganicznych, zwykle soli sodowej lub wapniowej (tab. 6., 7.). Ze względu na to, że proces zachodzi w przestrzeni międzywarstwowej, modyfikacji tej poddawane są jedynie minerały z grupy smektytów [31, 47].

### Interkalacja wielkocząsteczkowymi kationami organicznymi

Proces interkalacji polega na wbudowaniu w strukturę glin jonów alkilamoniowych, kompleksów wielopierścieniowych z nieorganicznymi ligandami lub kompleksów metali z organicznymi ligandami. Zmodyfikowana powierzchnia charakteryzuje się dużą wytrzymałością termiczną, dużą powierzchnią oraz wysoką aktywnością katalityczną. Interkalacja za pomocą politlenków Fe, Mg, Al oraz Cr powoduje zwiększenie właściwości sorpcyjnych montmorillonitu oraz bentonitu [30, 33, 48, 49]. Modyfikacja zwiększa liczbę i różnorodność grup funkcyjnych (-OH) na powierzchni sorbenta. Prowadzi do wzrostu selektywności i pojemności sorpcyjnej względem usuwanych metali.

Istnieje również możliwość zmniejszenia efektywności sorpcyjnej metali przez minerały ilaste, w wyniku modyfikacji ich powierzchni za pomocą bromku

tetrabutylamoniowego (TBA) i politlenku cyrkonu (ZrO). Duże kationy ( $ZrO^{2+}$  i  $TBA^+$ ) blokują ujemnie naładowane miejsca na powierzchni glin i prawdopodobnie także pory minerałów, czego rezultatem jest spadek efektywności adsorpcji [6, 42, 50, 51].

Efektywność usuwania jonów metali na modyfikowanych minerałach ilastych zestawiono w tab. 6÷8.

Tabela 6. Wpływ modyfikacji powierzchni *montmorillonitu* na jego właściwości adsorpcyjne

| Modyfikator   | Sorbowany jon metalu       | Warunki procesu   |        | $q_{max}$ [mmol/g]               | Literatura |
|---|----------------------------|-------------------|--------|----------------------------------|------------|
|   |                            | pH                | T [°C] |                                  |            |
| Bromek tetrabutylamoniowy (TBA)   | Ni(II)                     | 5,7               | 30     | 0,112                            | [50]       |
|   | Fe(III)                    | 3,0               |        | 0,131                            |            |
|   | Co(II)                     | 5,8               |        | 0,110                            |            |
|   | Cu(II)                     | 5,7               | 30     | 0,238                            | [42]       |
| Politlenek cyrkonu (ZrO)  | Pb(II)                     | 5,7               | 30     | 0,052                            | [6]        |
|   | Cu(II)                     | 5,7               | 30     | 0,083                            | [42]       |
| Bromek heksadecylotriometyloamoniowy (HDTMA)  | Cr(VI)                     | 1,0               | 20     | 0,196                            | [38]       |
| 2-(3-(aminotrietylo)tripropyl)etanoaminy (AEPE)   | Hg(II)                     | 4,0               | -      | 0,230                            | [52]       |
| Sól sodowa  | Ni(II)                     | 6,5               | 25     | 0,166                            | [47]       |
| Politlenek Fe   | Cd(II)                     | 5,0               | 25     | 0,229                            | [33]       |
| Politlenki Cr i Al:<br>(1) MMT-Cr-Al (Cr/Al=0)<br>(2) MMT-Cr-Al (Cr/Al=0,2)<br>(3) MMT-Cr | Cd(II)                     | 5,8               | -      | (1) 1,60<br>(2) 0,40<br>(3) 0,12 | [48]       |
| Aktywacja kwasowa   | Co(II)                     | 5,8               | 30     | 0,292                            | [6]        |
|   | Fe(III)                    | 4,0               | 30     | 0,426                            |            |
|   | Ni(II)                     | 6,5               | 25     | 0,142                            | [47]       |
|   | Cr(VI)                     | 1,0               | 20     | 0,088                            | [38]       |
|   | Cd(II)<br>Cu(II)<br>Pb(II) | 4,6<br>6,0<br>6,0 | 30     | 0,205<br>0,345<br>0,109          | [33]       |

Na podstawie analizy danych zamieszczonych w tab. 6÷8 stwierdzono, że najlepszą efektywność usuwania jonów metali ciężkich uzyskano w przypadku:

- montmorillonitu aktywowanego kwasami,
- bentonitu interkalowanego bromkiem cetylopirydyny,
- kaolinitu modyfikowanego tetraboranem sodu.

Tabela 7. Wpływ modyfikacji powierzchni bentonitu na jego właściwości adsorpcyjne

| Modyfikator                      | Sorbowany jon    | Warunki procesu |          | $q_{\max}$ [mmol/g] | Literatura |
|----------------------------------|------------------|-----------------|----------|---------------------|------------|
|                                  |                  | pH              | $T$ [°C] |                     |            |
| Sól sodowa                       | $\text{Cu}^{2+}$ | 5,66            | 25       | 0,409               | [31]       |
| Sól wapniowa                     |                  | 5,66            | 25       | 0,189               |            |
| Bromek cetylopirydyny            | $\text{Cr}^{6+}$ | 6,0÷6,3         | -        | 0,7                 | [53]       |
|                                  | $\text{Mo}^{6+}$ | 6,0÷6,3         | -        | 0,4                 |            |
| 4'-metylobenzeno-<br>-15-crown-5 | $\text{Cu}^{2+}$ | 5               | 25       | 0,403               | [17]       |
|                                  | $\text{Pb}^{2+}$ | 5               | 25       | 0,488               |            |
| RB                               | $\text{Pb}^{2+}$ | 3÷7             | 30±65    | 0,081               | [30]       |
| ICB                              |                  | 3÷7             | 30±65    | 0,107               |            |
| MCB                              |                  | 3÷7             | 30±65    | 0,154               |            |
| Poliakryloamid                   | $\text{Cu}^{2+}$ | 6,2             | -        | 0,519               | [19]       |
| Hydroksy-Al                      | $\text{Cr}^{3+}$ | -               | 800      | 0,462               | [49]       |
| Calcined Bofe                    | $\text{Ni}^{2+}$ | 5,3             | 20       | 0,033               | [54]       |

Tabela 8. Wpływ modyfikacji powierzchni kaolinitu na jego właściwości adsorpcyjne

| Modyfikator  | Sorbowany jon metalu | Warunki procesu |          | $q_{\max}$ [mmol/g] | Literatura |
|--|----------------------|-----------------|----------|---------------------|------------|
|  |                      | pH              | $T$ [°C] |                     |            |
| Siarczan (VI) glinu<br>( $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O}$ ) | $\text{Pb}^{2+}$     | -               | 30       | 0,029               | [36]       |
|  | $\text{Zn}^{2+}$     | -               | 30       | 0,021               |            |
|  | $\text{Ni}^{2+}$     | -               | 30       | 0,014               |            |
|  | $\text{Cu}^{2+}$     | -               | 30       | 0,001               |            |
| Bromek tertbutyloamoniowy (TBA) poddany procesowi kalcynacji                       | $\text{Fe}^{3+}$     | 3,00            | 30       | 0,059               | [50]       |
|  | $\text{Co}^{2+}$     | 5,80            | 30       | 0,042               |            |
|  | $\text{Ni}^{2+}$     | 5,70            | 30       | 0,039               | [42]       |
|  | $\text{Cu}^{2+}$     | 5,70            | 30       | 0,044               |            |
| Ortofosforan $\text{KH}_2\text{PO}_4$  | $\text{Pb}^{2+}$     | 4,81            | 28±2     | 0,093               | [45]       |
|  | $\text{Cd}^{2+}$     | 4,81            | 28±2     | 0,139               |            |
| Politlenek cyrkonu<br>( $\text{ZrOCl}_2 \cdot 8\text{H}_2\text{O}$ )               | $\text{Cu}^{2+}$     | 5,70            | 30       | 0,041               | [42]       |
|  | $\text{Pb}^{2+}$     | 5,70            | 30       | 0,021               | [51]       |
| Tetraboran sodu (NTB)  | $\text{Pb}^{2+}$     | -               | 25       | 0,202               | [55]       |
|  | $\text{Cd}^{2+}$     | -               | 25       | 0,392               |            |
| 3-polifosforan (TPP)   | $\text{Pb}^{2+}$     | 3               | 26±2     | 0,073               | [56]       |
|  | $\text{Cd}^{2+}$     | 3               | 26±2     | 0,116               |            |



## 6. Inne kierunki zastosowań materiałów ilastych

*Montmorillonity* są cennym minerałem mającym bardzo szerokie zastosowanie w przemyśle chemicznym, spożywczym, rolnictwie, do produkcji nawozów sztucznych i środków owadobójczych, do reaktywacji gleb. Ponadto cieszą się dużym zainteresowaniem w przemyśle odlewniczym (do poprawy plastyczności i stabilności termicznej form odlewniczych, jako lepiszcze do rud żelaza), w budownictwie, wiertnictwie (budowa tuneli, ścianek betonowych, zapewnianie stabilności otworów wiertniczych), przemyśle papierniczym (ułatwienie barwienia, poprawa odporności na światło), spożywczym, farbiarskim, chemicznym (do zmiękczenia tkanin, jako katalizatory), kosmetycznym, ochronie środowiska [10, 57].

*Kaolinit* jest minerałem, który posiada szeroki zakres zastosowań w przemyśle papierniczym (jako wypełniacz papieru i pigmentów powłoki), w przemyśle chemii budowlanej (jako rozcieńczalnik do farb na bazie wody i tuszu, jako funkcjonalny dodatek do polimerów) [22, 58].

*Modyfikowany montmorillonit i kaolinit* to bardzo cenne surowce wykorzystywane w przetwórstwie tworzyw sztucznych, gdzie stosowane są jako napełniacze farb i lakierów, polimerów termoplastycznych, polimerów termo- i chemoutwardzalnych. Ponadto *kaolinit* jest wykorzystywany jako napełniacz mieszanek gumowych [10, 59].

*Modyfikowane bentonity* służą do oczyszczania, odbarwiania i stabilizacji olejów roślinnych, do usuwania fosfolipidów czy mydeł. Są również stosowane w przemyśle chemicznym, spożywczym, cukrowniczym i ochronie środowiska [10].

## 7. Podsumowanie

Materiały ilaste są szeroko rozpowszechnionymi w przyrodzie glinokrzemianami. Dzięki unikalnym właściwościom sorpcyjnym mogą być stosowane do usuwania wielu substancji toksycznych z gleby, roztworów wodnych i powietrza. Poprawę ich właściwości mechanicznych i sorpcyjnych można uzyskać na drodze chemicznej modyfikacji. Stwarza to możliwość zastosowania materiałów

Tabela 9. Cena rynkowa wybranych materiałów sorpcyjnych

| Typ adsorbenta    | Cena [US \$/kg] |
|-------------------|-----------------|
| Glinokrzemiany    | 0,04÷0,12       |
| Węgiel aktywowany | 20÷22           |
| Zeolity           | 15,43           |
| Lignina           | 0,06            |
| Chitozan          | 15,43           |

ilastych jako wypełnienia kolumn adsorpcyjnych. Ze względu na kryterium ekonomiczne (tab. 9.) minerały ilaste stanowią doskonałą alternatywę dla powszechnie stosowanych węgla aktywnych, od których są niemal 10-krotnie tańsze.

## Literatura

1. Gambuś F., Gorlach E.: Pochodzenie i szkodliwość metali ciężkich, *Aura*, 6, 2001, s. 11-13.
2. Kowal L.A., Świderka-Bróż M.: *Oczyszczanie wody*, PWN, Warszawa–Wrocław 1997.
3. Dębowski Z., Lach J.: Usuwanie kationów metali ciężkich z wody na węglach aktywnych, *Ochrona Środ.*, 2(61), 1996, s. 23-24.
4. Babel S., Kurniawan T.A.: Low-cost adsorbents for heavy metals uptake from contaminated water: a review, *J. Hazard. Mater.*, B97, 2003, s. 219-243.
5. Różycka D., Stechman M.: Zeolity naturalne – możliwości i sytuacja rynkowa. Część I: Występowanie, właściwości i zastosowanie, *Chemicz.*, 1, 1997, s. 8-14.
6. Bhattacharyya K.G., Gupta S.S.: Adsorption of a few heavy metals on natural and modified kaolinite and montmorillonite: a review, *Adv. Colloid Interface Sci.*, 140, 2008, s. 114-131.
7. Greinert H.: *Ochrona gleb*, Wydawn. Politechniki Zielonogórskiej, Zielona Góra 1998.
8. Malej J.: Sorbenty organiczne i mineralne w procesie oczyszczania ścieków, *Środkowopomorskie Towarz. Nauk. Ochr. Środ.*, 11, 2009, s. 355-380.
9. El-Bayaa A.A.: Effect of ionic strength on the adsorption of copper and chromium ions by vermiculite pure clay mineral, *J. Hazard. Mater.*, 170, 2009, s. 1204-1209.
10. Pagacz J., Pielichowski K.: *Modyfikacja krzemianów warstwowych do zastosowań w nanotechnologii*, Wydawn. Politechniki Krakowskiej, Kraków 2007.
11. *Geologia inżynierska i hydrogeologia. Część III: Przewodnik do ćwiczeń laboratoryjnych*, praca zbiorowa pod red. M. Plewy, Kraków 1998.
12. Bednarek R., Dziadowiec H., Pokoiska U., Prusinkiewicz Z.: *Badania ekologiczno-gleboznawcze*, PWN, Warszawa 2004.
13. Schumann W.: *Minerały świata*, Wydawn. Almapress, Warszawa 2003.
14. Glazer Z., Malinowski J.: *Geologia i geotechnika dla inżynierów budownictwa*, PWN, Warszawa 1991.
15. Olejnik M.: *Nanokompozyty polimerowe z udziałem montmorillonitu – otrzymywanie, metody oceny, właściwości i zastosowanie*, Inst. Tech. Bezp. ITB Moratex, Łódź 2008.
16. Anderson R.L. et.al.: Clay swelling – A challenge in the oilfield, *Ear. Sci. Reviews*, 98, 2010, s. 201-216.
17. Yun L. et.al.: Adsorption of copper and lead in aqueous solution onto bentonite modified by 4'-methylbenzo-15-crown-5, *J. Hazard. Mater.*, B137, 2006, s. 1149-1155.

18. Kaya A., Oren A.H.: Adsorption of zinc from aqueous solutions to bentonite, *J. Hazard. Mater.*, B125, 2005, s. 183-189.
19. Zhao G. et.al.: Sorption of copper(II) onto super – adsorbent of bentonite – polyacrylamide composites, *J. Hazard. Mater.*, 173, 2010, s. 661-668.
20. Zhu S. et.al.: Modelling adsorption of copper(II) onto fly ash and bentonite complex from aqueous solutions, *J. Colloid. Inter. Sci.*, 315, 2007, s. 8-12.
21. Ma X., Bruckard W. J., Holmes R.: Effect of collector, pH and ionic strength on the cationic flotation of kaolinite, *Int. J. Miner. Process.*, 93, 2009, s. 54-58.
22. Gomes Silva F.A.N. et.al.: Technological characterization of kaolin: Study of the case of the Borborema – Serido region (Brazil), *Appl. Clay Sci.*, 44, 2009, s. 189-193.
23. Sondi I., Bis J., Pravidic V.: Electrokinetics of Pure Clay Minerals Revisited, *J. Colloid Interface Sci.*, 178, 1996, s. 514-522.
24. Brandt F. et.al.: Chlorite dissolution in the acid pH – range: A combined microscopic and macroscopic approach, 67, Pergamon 2003, s. 1451-1461.
25. Alvarez-Silva M., Uribe-Salas A., Mirnezami M., Finch J.A.: The point of zero charge of phyllosilicate minerals using the Mular – Roberts titration technique, *Miner. Eng.*, 23, 2010, s. 383-389.
26. Lin Z., Puls R.W.: Adsorption, desorption and oxidation of arsenic affected by clay minerals and aging process, *Environ. Geology*, 39, 2000, s. 753-759.
27. Stoch L.: *Minerały ilaste*, Wydawn. Geologiczne, Warszawa 1988.
28. Dias Filho N., Ribeiro do Carmo D.: Study of an organically modified clay: Selective adsorption of heavy metal ions and voltammetric determination of mercury(II), *Talanta*, 68, 2006, s. 919-927.
29. Zawadzki S.: *Gleboznawstwo*, PWiRL, Warszawa 1999.
30. Erdal E.: Removal of lead ions by Unie (Turkey) bentonite in iron and magnesium oxide – coated form, *J. Hazard. Mater.*, 165, 2009, s. 63-70.
31. Shu-Li D., Yu-Zhuang S., Cui-Na Y., Bo-Hui X.: Removal of copper from aqueous solutions by bentonite and factors affecting it, *Mining Science and Technology*, 19, 2009, s. 489-492.
32. Ijagbemi C.O., Baek M.H., Kim D.S.: Montmorillonite surface properties and sorption characteristics for heavy metal removal from aqueous solutions, *J. Hazard. Mater.*, 166, 2009, s. 538-546.
33. Bhattacharyya K.G., Gupta S.S.: Adsorptive accumulation of Cd(II), Co(II), Cu(II), Pb(II) and Ni(II) from water on montmorillonite: Influence of acid activation, *J. Colloid. Inter. Sci.*, 310, 2007, s. 411-424.
34. Wu P. et.al.: Removal of Cd<sup>2+</sup> from aqueous solution by adsorption using Fe – montmorillonite, *J. Hazard. Mater.*, 169, 2009, s. 824-830.
35. Li S.Z., Wu P.X.: Characterization of sodium dodecyl sulfate modified iron pillared montmorillonite and its application for the removal of aqueous Cu(II) and Co(II), *J. Hazard. Mater.*, 173, 2010, s. 62-70.
36. Jiang M., Wang Q., Jin X., Chen Z.: Removal of Pb(II) from aqueous solution using modified and unmodified kaolinite clay, *J. Hazard. Mater.*, 170, 2009, s. 332-339.

37. Świdarska-Bróz M.: Zjawiska sorpcji w wodach naturalnych oraz w procesach oczyszczania wód, PZITS, Wrocław 1987.
38. Akar S.T., Yetimoglu Y., Gedikbey T.: Removal of chromium(VI) ions from aqueous solutions by using Turkish montmorillonite clay: Effect of activation and modification, *Desalination*, 244, 2009, s. 97-108.
39. Bhattacharyya K.G., Gupta S.S.: Kaolinite and montmorillonite as adsorbents for Fe(III), Co(II) and Ni(II) in aqueous medium, *Appl. Clay Sci.*, 41, 2008, s. 1-9.
40. Donat R.A., Akologan E., Erdem H.: Thermodynamics of Pb<sup>2+</sup> and Ni<sup>2+</sup> adsorption onto natural bentonite from aqueous solutions, *J. Colloid. Inter. Sci.*, 286, 2005, s. 43-52.
41. Karapinar N., Donat R.: Adsorption behaviour of Cu<sup>2+</sup> and Cd<sup>2+</sup> onto natural bentonite, *Desalination*, 249, 2009, s. 123-129.
42. Bhattacharyya K.G., Gupta S.S.: Kaolinite, montmorillonite and their modified derivatives as adsorbents for removal of Cu(II) from aqueous solution, *Sep. Purif. Technol.*, 50, 2006, s. 388-397.
43. Bhattacharyya K.G., Gupta S.S.: Immobilization of Pb(II), Cd(II) and Ni(II) ions on kaolinite and montmorillonite surfaces from aqueous medium, *J. Environ. Manag.*, 87, 2008, s. 45-58.
44. Sari A., Tuzen M., Citak D., Soylak M.: Equilibrium, kinetic and thermodynamic studies of adsorption of Pb(II) from aqueous solution onto Turkish kaolinite clay, *J. Hazard. Mater.*, 149, 2007, s. 283-291.
45. Adebowale K.O., Unuabonah I.E., Olu-Owolabi B.I.: The effect of some operating variables on the adsorption of lead and cadmium ions on kaolinite clay, *J. Hazard. Mater.*, B134, 2006, s. 130-139.
46. Turan P., Dogan M., Alkan M.: Uptake of trivalent chromium ions from aqueous solutions using kaolinite, *J. Hazard. Mater.*, 148, 2007, s. 56-63.
47. Ijagbemi C.O.: Adsorptive performance of un – calcined sodium exchanged and acid modified montmorillonite for Ni<sup>2+</sup> removal: Equilibrium, kinetics, thermodynamics and regeneration studies, *J. Hazard. Mater.*, 174, 2010, s. 746-755.
48. Saib N.B., Khouli K., Mohammedi O.: Preparation and characterization of pillared montmorillonite: application in adsorption of cadmium, *Desalination*, 217, 2007, s. 282-290.
49. Volzone C., Garrido L.B.: Use of modified hydroxy-aluminium bentonite for chromium (III) removal from solutions, *J. Environ. Manag.*, 88, 2008, s. 1640-1648.
50. Bhattacharyya K.G., Gupta S.S.: Calcined tetrabutylammonium kaolinite and montmorillonite and adsorption of Fe(III), Co(II), Ni(II) from solution, *Appl. Clay Sci.*, 46, 2009, s. 216-221.
51. Bhattacharyya K.G., Gupta S.S.: Interaction of metal ions with clays: A case study with Pb(II), *Appl. Clay Sci.*, 30, 2005, s. 199-208.
52. Phothitontimongkol T., Siebers N., Sukpirom N., Unob F.: Preparation and characterization of novel organo-clay minerals Hg(II) ion adsorption from aqueous solution, *Appl. Clay Sci.*, 43, 2009, s. 343-349.
53. Asem A.: Adsorption of chromate and molybdate by cetylpyridinium bentonite, *Appl. Clay Sci.*, 41, 2008, s. 73-84.

54. Vieira A.F., Amida Neto M.L., Gimenes M.G.C.: Sorption kinetics and equilibrium for the removal of nickel ions from aqueous phase on calcined bofe bentonite clay, *J. Hazard. Mater.*, 177, 2010, s. 362-371.
55. Unuabonah E.I. et.al.: Adsorption of Pb (II) and Cd (II) from aqueous solutions onto sodium tetraborate-modified Kaolinite clay: Equilibrium and thermodynamic studies, *Hydrometallurgy*, 93, 2008, s. 1-9.
56. Unuabonah E.I., Olu-Owolabi B.I., Adebowale K.O., Ofomaja A.E.: Adsorption of lead and cadmium ions from aqueous solutions by tripolyphosphate-impregnated Kaolinite clay. *Colloids and Surfaces, Physicochem. Eng. Aspects*, 292, 2007, s. 202-211.
57. Manecki A.: *Minerały i skały Ziemi – ich znaczenie dla człowieka*, PAN, Warszawa 2008.
58. Tekin N.: Adsorption of cationic polyacrylamide onto kaolinite, *Microp. Mesopor. Mater.*, 85, 2005, s. 340-350.
59. Domka L.: Ocena wpływu chemicznej modyfikacji kaolinu jako napełniacza poli-merów, *Prace Nauk. Inst. Górn. Pol. Wr.*, 25, 2000, s. 105-112.

## **APPLICATION OF CLAY MINERALS FOR HEAVY METALS REMOVAL**

### **S u m m a r y**

The article presents a review of heavy metal ions removal adsorption on natural clay minerals. The characteristics of the mineral specifications such as montmorillonite, bentonite, kaolinite and chlorite has been presented. The physical, electrochemical properties as well as a practical application of natural and modified clay minerals has been discussed. The adsorption affinity of natural and chemical modified clay minerals towards heavy metals ions has been compared.

*Złożono w Oficynie Wydawniczej w październiku 2010 r.*

**Elena NEVEROVA-DZIOPAK**  
**Elżbieta KOWALCZYK**  
Akademia Górniczo-Hutnicza w Krakowie

**Lilianna BARTOSZEK**  
**Piotr KOSZELNIK**  
Politechnika Rzeszowska

## **OCENA STANU TROFICZNEGO ZBIORNIKA ZAPOROWEGO SOLINA**

W pracy dokonano oceny stanu troficznego zbiornika zaporowego Solina, zlokalizowanego w zlewni górnego Sanu. W badaniach wykorzystano dostępne w literaturze kryteria pozwalające ustalić stan troficzny na podstawie stężeń związków azotu, fosforu i Chl-a w wodach, jak również zintegrowanych indeksów troficzności TSI oraz ITS. Oceny dokonane na podstawie wskaźników tradycyjnych oraz dwóch zastosowanych kryteriów pozwoliły scharakteryzować wody zbiornika Solina jako wody mezotroficzne z tendencją przejścia na początkowe stadium eutrofii.

### **1. Aktualność tematu**

Najbardziej oczywistym przejawem naruszenia bilansu ekologicznego w wodach powierzchniowych jest eutrofizacja antropogeniczna, która w drugiej połowie XX w. stała się problemem w skali globalnej i spowodowała pogorszenie jakości wszystkich rodzajów użytkowanych wód. Eutrofizacja zaliczana jest do problemów związanych z ochroną wód powierzchniowych i stanowi największe zagrożenie dla ich bezpieczeństwa ekologicznego i wartości konsumpcyjnej. Obecnie uznaje się, że eutrofizacja jest rezultatem niekorzystnego oddziaływania antropogenicznego na środowisko. Największe niebezpieczeństwo stanowi fakt, że jest to proces trudno odwracalny ze względu na zmiany zachodzące w ekosystemach wodnych. Bez względu na znaczące sukcesy w badaniu mechanizmów i ustalaniu ilościowych zależności czynników eutrofizacji, osiągniętych w ciągu ostatnich 30 lat, rozwiązanie problemów związanych z tym procesem wymaga dalszych badań interdyscyplinarnych, a przez to zaangażowania specjalistów z różnych dziedzin.

## 2. Specyfika procesu eutrofizacji w zbiornikach zaporowych

We wcześniejszych etapach badań limnologicznych zbiornikom zaporowym nie poświęcano wystarczającej uwagi. Do lat 70. XX w. nie analizowano różnic między jeziorami i zbiornikami zaporowymi. Klasyk nowoczesnej limnologii Hutchinson zaliczył zbiorniki zaporowe do jednego z typów jezior [1]. Intensywny rozwój budowl hydrotechnicznych przeznaczonych do retencjonowania wody i rozwiązywania problemów zaopatrzenia w wodę stymulowały rozpoczęcie badań ekosystemów sztucznych zbiorników wody. Analiza zgromadzonych wyników badań stanu zbiorników zaporowych, ich reżimu hydrologicznego i właściwości hydrochemicznych pozwoliła podważyć opinię, że zbiorniki zaporowe jako obiekty hydrologiczne w klasyfikacji zajmują przejściowe miejsce między rzekami a jeziorami, przy czym posiadają one skomplikowaną specyficzną strukturę hydrologiczną [2].

Wzrost liczby zbiorników zaporowych na całym świecie oraz bieżące oceny ich stanu ekologicznego zapewniające wysoką jakość użytkową wody zapoczątkowały poważne badania limnologiczne tych ekosystemów wodnych. W ich wyniku zostały ustalone istotne różnice w funkcjonowaniu ekosystemów jezior i zbiorników zaporowych [3-5]. Główną ich przyczyną są abiotyczne czynniki ekosystemu. Choć procesy warunkujące obieg materii i energii w jeziorach i zbiornikach zaporowych mają podobną naturę, ich intensywność oraz zmienność w czasie i przestrzeni znacznie różnią się w zależności od ich właściwości [1].

Konieczność zwrócenia szczególnej uwagi na procesy eutrofizacji i kształtowanie jakości wody w zbiornikach zaporowych jest wywołana przede wszystkim aspektem praktycznym. Większość istniejących i nowo budowanych zbiorników zaporowych jest przeznaczona do kompleksowego wykorzystania, a priorytetem jest zaopatrzenie w wodę. Intensyfikacja procesów eutrofizacji stwarza wiele trudności o charakterze technologicznym i sanitarno-higienicznym w procesach uzdatniania wody. Zmiana stanu troficzności ekosystemu wodnego jest ściśle związana z pogorszeniem się wielu najważniejszych parametrów warunkujących jakość wody, takich jak: zwiększenie liczebności i biomasy fitoplanktonu, wzrost zawartości substancji organicznych, zwiększenie mętności, pojawienie się zapachu, barwy oraz substancji toksycznych i patogennej mikroflory.

Zbiorniki zaporowe są budowane przeważnie w regionach gęsto zaludnionych i intensywnie rozwijających się, w związku z czym ulegają większym wpływom antropogenicznym. Jakość wód w zbiornikach zaporowych pogarsza się zwłaszcza w pierwszych latach ich funkcjonowania, podczas wyługowywania substancji chemicznych z zalanych gruntów, co objawia się zwiększeniem produktywności i prowadzi do anomalnie intensywnego rozwoju fitoplanktonu. W dalszym ciągu ekosystem zbiorników zaporowych stabilizuje się, a procesy wewnętrzne stają się bardziej zbilansowane.

Uwzględniając specyfikę zbiorników zaporowych i ich wielofunkcyjność, można stwierdzić, że bardzo aktualne staje się zastosowanie systemów klasyfikacji i wskaźników do oceny ich statusu troficznego. W tej kwestii nie ma wśród limnologów jednomyślności: jedni twierdzą, że ze względu na specyfikę ekosystemów zbiorników zaporowych istnieje konieczność opracowania specjalnych wskaźników [6], drudzy zaś uważają, że tradycyjne metody oceny troficzności sprawdzają się również w przypadku zbiorników zaporowych [1].

Stosując wskaźniki i kryteria do oceny stopnia troficzności zbiorników zaporowych, należy uwzględnić dwie specyficzne cechy tych ekosystemów:

- w wyniku pionowej niejednorodności składu wody w zbiornikach zaporowych często obserwowana jest pionowa niejednorodność parametrów abiotycznych i biotycznych oraz warunków troficznych [7], w związku z czym przy zastosowaniu tradycyjnych wskaźników eutrofizacji konieczne jest ich przestrzenne uśrednienie,
- w zbiornikach zaporowych mogą występować nieadekwatne korelacje między ogólnym fosforem a poziomem troficzności [6].

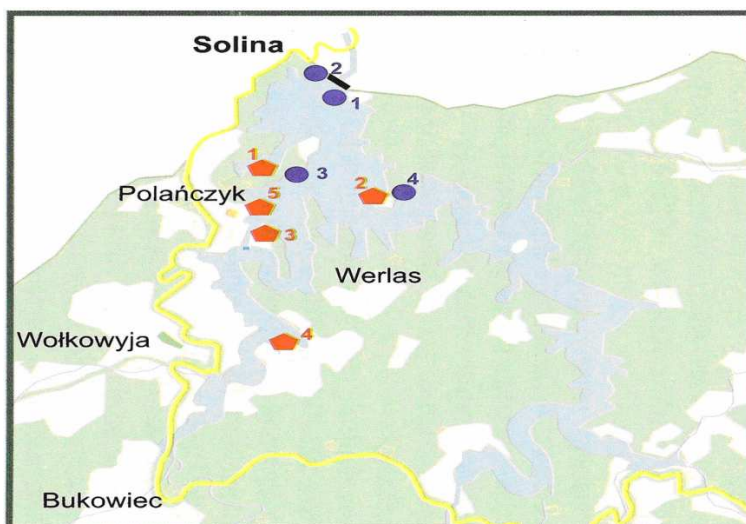
Oczywiste jest, że wskaźniki troficzności opracowane dla konkretnych zbiorników mogłyby zapewnić bardziej precyzyjną ocenę, ale ich opracowanie wymaga szczegółowych, wieloletnich badań limnologicznych. Jak pokazało doświadczenie, do orientacyjnej oceny stanu troficzności tych ekosystemów możliwe jest wykorzystanie istniejących wskaźników troficzności, opracowanych dla ekosystemów jeziornych z uwzględnieniem specyficznych cech zbiorników zaporowych [1].

Z ekologicznego punktu widzenia zaporowe zbiorniki wodne należą do specyficznego rodzaju sztucznych zbiorników i znacząco różnią się od nich ze względu na możliwość regulowania zmian poziomu wody, co wpływa na kształtowanie specyfiki tych ekosystemów. Jakość wody i charakter linii brzegowej są kształtowane w warunkach znacznych i nieregularnych zmian poziomów wody. Ponieważ zbiorniki zaporowe są budowane przeważnie na rzekach, można je rozpatrywać jako produkt transformacji ekosystemu rzecznoego, a jego sukcesję jako osiągnięcie przez rzekę nowego poziomu ewolucyjnego, pod wpływem stałego oddziaływania czynników antropogenicznych [8]. Można potwierdzić to również tym, że biocenoza zbiorników zaporowych jest kształtowana poprzez biocenozę rzecznoą w wyniku jej zubożenia [9]. Ponieważ ekosystemy zbiorników zaporowych przeznaczone były do maksymalnego wykorzystania zbiorników w celach energetyki, transportu wodnego, irygacji, ochrony przed powodzią oraz zaopatrzenia w wodę i rekreacyjnych, to czynniki abiotyczne i biotyczne w różnych zbiornikach zaporowych różnią się od tychże czynników w normalnie funkcjonujących ekosystemach jeziornych. Jakość wód w zbiornikach zaporowych często stanowi problem ze względu na możliwości wykorzystania wody w różnych celach.



### 3. Ocena stanu troficzności zbiornika Solina

Zbiornik Solina, jako największy zbiornik zaporowy w Polsce, skupia ponad 18% wody gromadzonej w kraju. Jest to zbiornik wielozadaniowy, który nie tylko retencjonuje wodę do celów energetycznych i przeciwpowodziowych i wyrównuje poziom wody w rzece San poniżej zbiornika, ale także służy do zaopatrzenia w wodę oraz do celów rekreacyjnych. Jednocześnie jest odbiornikiem ścieków z pięciu oczyszczalni mechaniczno-biologicznych. Są to w większości oczyszczalnie klasyczne, nieposiadające etapu wzmożonego usuwania związków biogenych (rys. 1.) [10].



- Ujęcia wody:
  1. Ujęcie MPGK Sp. z o.o. w Ustrzykach Dolnych
  2. Ujęcie ZEW Solina-Myczkowce S.A. w Solinie
  3. Ujęcie ZGK Sp. z o.o. w Polańczyku
  4. Ujęcie WZW "Jawor" w Solinie
- Mechaniczno-biologiczne oczyszczalnie ścieków:
  1. Gminna oczyszczalnia w Polańczyku
  2. Oczyszczalnia WZW "Jawor" w Solinie
  3. Oczyszczalnia Żeglarskiego Ośrodka Szkoleniowo-Wypoczynkowego "Energetyk" w Polańczyku
  4. Oczyszczalnia Ośrodka Sportów Wodnych "Organika Sarzyna" w Zawoziu
  5. Oczyszczalnia Ośrodka Wypoczynkowego b. Woj. Biura Geodezji i Terenów Rolnych w Krośnie – Polańczyk

Rys. 1. Lokalizacja ujęć wody i oczyszczalni ścieków na zbiorniku Solina, <http://leskobezcenzury.blogspot.com/2010/02/gospodarka-wodna.html>

Badania prowadzone od początku istnienia zbiorników zaporowych Solina–Myczkowce wskazują na postępujące negatywne zmiany ich ekosystemu, co jest związane przede wszystkim ze wzbogacaniem wód w substancje biogenne, dopływające ze zlewni, i co prowadzi do intensyfikacji procesów eutrofizacji i jego negatywnych konsekwencji [11]. Proces eutrofizacji powoduje zachwianie

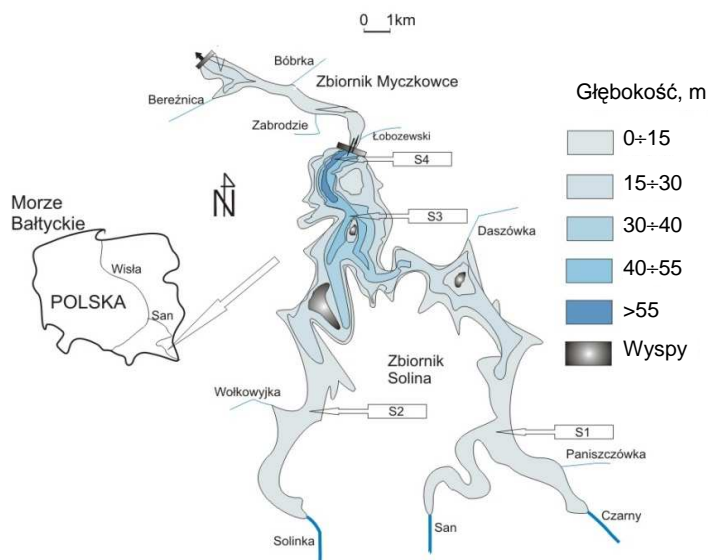
równowagi ekologicznej zbiorników wodnych i prowadzi do pogorszenia właściwości użytkowych wód. Aby ochronić i zachować tak cenny pod względem gospodarczym i przyrodniczym obszar wodny, jakim jest zbiornik zaporowy Solina i ekosystemy z nim związane, niezmiernie ważne jest monitorowanie i prognozowanie zmian stanu troficznego tych wód w celu zapobiegania jego degradacji i utraty walorów użytkowych, przyrodniczych i rekreacyjnych. Tradycyjnie stan troficzny zbiorników i cieków wodnych jest oceniany na podstawie całokształtu dużej liczby charakterystyk hydrobiologicznych, do których zalicza się m.in.: liczebność, biomasa, skład gatunkowy roślinności wodnej, prędkość fotosyntezy, stężenie chlorofilu.

Pomiar i określenie wymienionych wskaźników, zwłaszcza wskaźników hydrobiologicznych, są dość pracochłonne, kosztowne oraz wymagają wysokich kwalifikacji i wąskiej specjalizacji badaczy. Nie wszystkie z wymienionych kryteriów oceny stanu troficznego mogą być zalecane do ocen praktycznych, ponieważ mają pewne ograniczenia i wady. Spośród ogromnej liczby wskaźników do bezpośredniej oceny stanu troficznego wód za najbardziej wygodne i najczęściej stosowane mogą być uznane: koncentracje substancji biogennych, prędkość wyczerpywania się tlenu w hipolimnionie, przezroczystość wody i zawartość chlorofilu. Obok oceny stanu troficzności na podstawie zespołu wskaźników częste zastosowanie znalazły wskaźniki zintegrowane, polegające na współzależności czynników eutrofizacji i wskaźników odzwierciedlających reakcje ekosystemu wodnego. Bardzo ważną cechą praktyczną takich wskaźników jest prosty sposób ich pomiaru, interpretacji i oceny oraz możliwości ich zastosowania do różnych celów praktycznych, tj. do monitoringu, prognozowania, modelowania matematycznego oceny efektywności przedsięwzięć ochronnych i podejmowania decyzji w zakresie ochrony i racjonalnego wykorzystania zasobów wodnych.

## 4. Wyniki badań

### Ocena stanu troficzności na podstawie tradycyjnych wskaźników

Celem badań była ocena stanu troficzności zbiornika zaporowego Solina na podstawie wskaźników tradycyjnych, tj.: fosforu całkowitego, azotu całkowitego, mineralnych form azotu i fosforu oraz chlorofilu-a, i za pomocą integralnego kryterium troficzności wód ITS (*Index of Trophical State*) [12]. Podstawę oceny stanu troficzności zbiornika Solina stanowiły średnie wartości badanych wskaźników z okresu pomiarowego 2005-2006 w punktach poboru próbek wody, których lokalizacja wynikała z morfometrii zbiornika oraz położenia dopływów: dwa stanowiska w górze zbiornika (*S1* i *S2*), stanowisko w miejscu najlepszego wymieszania wód dopływających z obydwu odnóg (*S3*) i stanowisko w 200 m od zapory (*S4*) (rys. 2.) [11]. Wartości wskaźników eutrofizacji w zbiorniku stanowiące podstawę oceny przedstawiono w tab. 1.



Rys. 2. Punkty poboru próbek wody z powierzchni zbiornika Solina

Tabela 1. Wartości wskaźników eutrofizacji w zbiorniku Solina

| Punkt poboru próbek | Wskaźniki eutrofizacji |                    |                  |                 |                 |                    |
|---------------------|------------------------|--------------------|------------------|-----------------|-----------------|--------------------|
|                     | $P_{całk.}$ , mg/l     | $N_{całk.}$ , mg/l | Chl-a, $\mu$ g/l | $NO_3^-$ , mg/l | $NH_4^+$ , mg/l | $PO_4^{3-}$ , mg/l |
| S1                  | 0,085                  | 2,35               | 2,87             | 1,5             | 0,150           | 0,040              |
| S2                  | 0,100                  | 2,90               | 3,86             | 1,6             | 0,155           | 0,035              |
| S3                  | 0,065                  | 2,60               | 2,97             | 1,7             | 0,155           | 0,035              |
| S4                  | 0,060                  | 2,40               | 2,83             | 1,6             | 0,155           | 0,030              |

Ocenę stopnia troficzności wód zbiornika Solina opartą na tradycyjnych wskaźnikach eutrofizacji wykonano z uwzględnieniem zakresu ich wartości normatywnych. Zakres tych wartości w wodach o różnym poziomie troficzności przyjęto na podstawie zestawienia stanowiącego analizę wyników badań różnych autorów [1, 13]. Wyniki oceny stanu troficzności przedstawiono w tab. 2.

Tabela 2. Wyniki oceny stanu troficzności zbiornika Solina na podstawie tradycyjnych wskaźników

| Punkt poboru próbek | Wskaźniki eutrofizacji |                    |                  |                 |                 |                    |
|---------------------|------------------------|--------------------|------------------|-----------------|-----------------|--------------------|
|                     | $P_{całk.}$ , mg/l     | $N_{całk.}$ , mg/l | Chl-a, $\mu$ g/l | $NO_3^-$ , mg/l | $NH_4^+$ , mg/l | $PO_4^{3-}$ , mg/l |
| S1                  | eutrofia               | eutrofia           | mezotrofia       | eutrofia        | mezotrofia      | mezotrofia         |
| S2                  | eutrofia               | eutrofia           | mezotrofia       | eutrofia        | mezotrofia      | mezotrofia         |
| S3                  | eutrofia               | eutrofia           | mezotrofia       | eutrofia        | mezotrofia      | mezotrofia         |
| S4                  | eutrofia               | eutrofia           | mezotrofia       | eutrofia        | mezotrofia      | mezotrofia         |

Stan troficzności wód powierzchniowych jest uwarunkowany ich bilansem biotycznym, który należy rozpatrywać w ujęciu bilansu rocznego. W okresie badawczym 2005÷2006 wartości wskaźników eutrofizacji, ujawniając zmienność sezonową, nie wykazywały wielkich różnic wartości średniorocznych. Różne części akwenu zbiornika Solina charakteryzowały się jednakowymi warunkami troficznymi, bez względu na różnice hydrologiczne i morfologiczne. Ocena stanu troficzności na podstawie zestawu wskaźników eutrofizacji często daje niejednoznaczne wyniki, co jest uwarunkowane wadami tej metody oraz tym, że często normatywne wartości tych wskaźników ustalone dla wód o różnym poziomie troficzności pokrywają się, utrudniając kwalifikowanie wód do danego poziomu trofii. Stosując taką metodologię oceny, można mówić o jej pewnym prawdopodobieństwie. Jak wynika z analizy danych zawartych w tab. 2., ocena na podstawie zawartości  $P_{\text{całk}}$ ,  $N_{\text{całk}}$  i  $\text{NO}_3^-$  wskazuje na warunki eutroficzne, natomiast zawartość Chl-a,  $\text{NH}_4^+$  i  $\text{PO}_4^{3-}$  kwalifikuje ten zbiornik jako zbiornik mezotroficzny. Biogennymi formami azotu i fosforu są mineralne formy tych pierwiastków. Niektórzy autorzy uważają, że priorytetową formą jest właśnie azot amonowy, a ich ogólna zawartość stanowi pośredni wskaźnik eutrofizacji [1]. Uwzględniając ten fakt oraz to, że zawartość chlorofilu-a w wodzie jest podstawowym wskaźnikiem produktywności wód, należy przyjąć, że zbiornik Solina w okresie 2005÷2006 wykazywał cechy wód mezotroficznych, z tendencją przejścia do początkowego stadium eutrofii. Potwierdzają to również wyniki badań tego akwenu wykonane przez innych autorów. Przykładowo wyznaczona dla Soliny wartość wskaźnika troficzności Carlsona TSI wynosząca 40 wskazuje również na mezoeutroficzny charakter wód [11], a wskaźnik przezroczystości według krążka Secchiego w okresie letnim o wartości 0,9÷3,45 m także charakteryzują wody zbiornika jako mezoeutroficzne [10]. Z punktu widzenia zaopatrzenia ludności w wodę i celów rekreacyjnych wody oligotroficzne są najbardziej przydatne, natomiast z punktu widzenia warunków bytowania ryb oraz ogólnej stabilności ekosystemu warunki mezotroficzne są bardziej pożądane.

### Ocena na podstawie integralnego kryterium troficzności ITS

Potrzeby praktyki monitoringu i ochrony wód przed eutrofizacją wymagają opracowania i zastosowania prostych, pragmatycznych wskaźników liczbowych, pozwalających na zmniejszenie kosztów monitoringu i przydatnych do rozwiązywania zadań aplikacyjnych. Eutrofizacja wód powierzchniowych prowadzi do naruszenia bilansu prędkości procesów produkcji i rozkładu substancji organicznych, które stanowią podstawę obiegu biotycznego substancji w przyrodzie i są najbardziej fundamentalną charakterystyką dowolnego ekosystemu i biosfery jako całości. Można zatem przyjąć, że kryterium – odzwierciedlające najbardziej adekwatnie stan ekologiczny wód powierzchniowych – jest to materialny, energetyczny lub kinetyczny bilans produkcji i rozkładu substancji organicznych.

Jednocześnie kryterium to charakteryzuje stan troficzny zbiorników i cieków wodnych, ponieważ stopień troficzności wód jest uwarunkowany właśnie końcowym bilansem tych procesów [13]. Wskaźnik stanu troficznego wód ITS oparty jest na założeniach teoretycznych, w myśl których zachwianie równowagi procesów produkcji i rozkładu substancji organicznych w dowolnych ekosystemach prowadzi przede wszystkim do zmian stosunków ilościowych stężeń tlenu  $O_2$  i dwutlenku węgla  $CO_2$ . Z rozważań tych wynika, że stan bilansu biotycznego wód powierzchniowych, określony jako stan troficzności, jest funkcją wartości pH i nasycenia wody tlenem, czyli  $V_{prod}/V_{rozk} = f(\text{pH i } [O_2\%])$ , i może być charakteryzowany zależnością między wartością pH a nasyceniem wody tlenem [13].

Przy jednakowym nasyceniu wody tlenem wartość pH jest tym większa, im wyższy jest status troficzny wód. To pozwoliło zaproponować wartość pH przy 100% nasyceniu wody tlenem jako integralnym wskaźnikiem stanu ekologicznego wód powierzchniowych, który został nazwany ITS. Do jego obliczania zaproponowano równanie:

$$ITS = \sum pH_i / n + a(100 - \sum [O_2\%] / n) \quad (1)$$

gdzie:  $pH_i$  – pomiar wartości pH,

$[O_2\%]$  – stężenie tlenu w wodzie mierzone synchronicznie z pomiarami pH,

$a$  – współczynnik empiryczny,

$n$  – liczba pomiarów.

Wartości integralnego wskaźnika ITS odpowiadające różnym stanom bilansu biotycznego, obliczone na podstawie empirycznych danych dla różnych ekosystemów słodkowodnych, przedstawiono w tab. 3.

Tabela 3. Wartości integralnego wskaźnika ITS w wodach słodkich o różnym stanie troficzności, na podstawie [13]

| Bilans biotyczny ( $V_{prod}/V_{rozk}$ ) | Stan troficzny                      | Wskaźnik ITS                     |
|--|-------------------------------------|----------------------------------|
| Ujemny ( $V_{prod}/V_{rozk} < 1$ )       | dystroficzny<br>ultraoligotroficzny | $< 5,7 \pm 0,3$<br>$6,3 \pm 0,3$ |
| Zerowy ( $V_{prod}/V_{rozk} = 1$ )       | oligotroficzny                      | $7,0 \pm 0,3$                    |
| Dodatni ( $V_{prod}/V_{rozk} > 1$ )      | mezotroficzny<br>eutroficzny        | $7,7 \pm 0,3$<br>$> 8,3 \pm 0,3$ |

Aby zweryfikować możliwość zastosowania tego wskaźnika do oceny stanu troficznego sztucznych zbiorników wodnych, dokonano oceny stanu troficznego zbiornika Solina za pomocą ITS (tab. 4.). Ocena poziomu trofii na podstawie integralnego kryterium ITS wykazała stan eutroficzny, co koreluje z oceną na

podstawie stężeń całkowitych form azotu i fosforu oraz azotu amonowego. Należy zwrócić uwagę, że zawartość tlenu w wodzie zależy nie tylko od stanu bilansu biotycznego i temperatury, ale też od stopnia mineralizacji wody. Woda o większym stopniu mineralizacji ma odczyn zasadowy, dobre właściwości buforowe, a w warunkach oligotroficznych wartości pH zmieniają się w granicach 7,7÷8,4, czyli wartości ITS w takich wodach będą wyższe niż w słodkich przy jednakowych warunkach troficznych [13].

Tabela 4. Ocena stanu troficzności zbiornika Solina na podstawie wskaźnika ITS

| Punkt poboru próbek | Wartość ITS | Stan troficzności |
|---------------------|-------------|-------------------|
| S1                  | 8,5         | eutrofia          |
| S2                  | 8,5         | eutrofia          |
| S3                  | 8,8         | eutrofia          |
| S4                  | 8,8         | eutrofia          |

Uwzględniając to, że woda zbiornika Solina ma odczyn lekko zasadowy, a średnie roczne wartości pH na stanowiskach pomiarowych w ciągu okresu badawczego zawierały się w granicach 8,36-8,52, do oceny stanu troficzności wód zbiornika Solina zastosowano również wskaźnik ITS(S) opracowany dla wód średniej i wysokiej mineralizacji. Obliczano go z relacji [14]:

$$\text{ITS(S)} = \text{pH} - \lg [\text{O}_2, \%] \quad (2)$$

Wartości wskaźnika ITS(S) dla wód o różnym poziomie troficzności przedstawiono w tab. 5. Wyniki oceny stanu troficzności zbiornika Solina na podstawie wskaźnika ITS(S) przedstawiono zaś w tab. 6.

Tabela 5. Wartości integralnego wskaźnika ITS(S) w wodach słonawych o różnym stanie troficzności, na podstawie [14]

| Stan troficzny | Wskaźnik ITS(S) |
|----------------|-----------------|
| Dystroficzny   | <4,5            |
| Oligotroficzny | 4,6÷5,0         |
| Mezotroficzny  | 5,1÷6,5         |
| Eutroficzny    | 6,6÷11,3        |

Tabela 6. Ocena stanu troficzności zbiornika Solina za pomocą wskaźnika ITS(S)

| Punkt poboru próbek | Wartość ITS(S) | Stan troficzności |
|---------------------|----------------|-------------------|
| S1                  | 6,51           | mezotrofia        |
| S2                  | 6,47           | mezotrofia        |
| S3                  | 6,56           | mezotrofia        |
| S4                  | 6,42           | mezotrofia        |

Wyniki oceny stanu troficznego wód za pomocą wskaźnika ITS(S) pozwoliły zakwalifikować zbiornik do wód mezotroficznych, co koreluje z oceną na podstawie mineralnych form azotu i fosforu oraz chlorofilu-a.

## 5. Wnioski

1. Konieczność oceny stanu troficzności sztucznych zbiorników wodnych wynika z aspektu praktycznego, ze względu na wiele funkcji gospodarczych i przyrodniczych, które pełnią te jednolite części wód powierzchniowych.
2. Z ekologicznego punktu widzenia zaporowe zbiorniki wodne należą do specyficznego rodzaju sztucznych zbiorników i znacząco różnią się od nich ze względu na możliwość sterowania zmianami poziomu wody, co wpływa na kształtowanie specyfiki tych ekosystemów.
3. Przy uwzględnieniu specyfiki zbiorników zaporowych i ich wielofunkcyjności niezwykle ważne jest zastosowanie odpowiednich systemów klasyfikacji i wskaźników do oceny ich statusu troficznego.
4. Oceny stanu troficzności można dokonać na podstawie zestawu czynników tradycyjnych, takich jak chlorofil, przezroczystość, zawartość azotu i fosforu, co jednak nie zawsze pozwala zakwalifikować wody do określonego poziomu troficzności z wymaganym stopniem prawdopodobieństwa.
5. Bardziej wygodne i wiarygodne są wskaźniki zintegrowane, które opracowano na podstawie badania zależności między różnymi czynnikami eutrofizacji a parametrami odzwierciedlającymi reakcje ekosystemu wodnego na wzrost poziomu troficzności.
6. W pracy przedstawiono wyniki oceny stanu troficzności zbiornika zaporowego Solina na podstawie danych z badań wybranych wskaźników stanu wody w okresie badawczym 2005÷2006 za pomocą wskaźników tradycyjnych oraz dwóch integralnych kryteriów stanu troficznego wód, opracowanych dla wód o niskim stopniu mineralizacji i wód słonawych.
7. Oceny na podstawie wskaźników tradycyjnych oraz dwóch zastosowanych kryteriów pozwoliły scharakteryzować wody zbiornika Solina jako wody mezotroficzne z tendencją przejścia na początkowe stadium eutrofii, co korelowało z wynikami badań innych autorów.
8. Wiarygodność oceny stanu troficzności wód zbiornika, poprzez zastosowanie integralnych kryteriów troficzności ITS i ITS(S), umożliwia organizację taniego i szybkiego monitoringu procesu eutrofizacji w zbiorniku Solina, ocenę głównych czynników ograniczających ten proces oraz prognozowanie jego rozwoju.

**Literatura**

1. Даценко Ю.С.: Эвтрофирование водохранилищ. Гидролого-гидрохимические аспекты, Москва: ГЕОС 2007, 252 с.
2. Эдельштейн К.К.: Водные массы долинных водохранилищ. Изд-во МГУ, Москва 1991, 176 с.
3. Straskraba M., Tundisi J.G., Duncan A.: Developments in hydrobiology: comparative reservoir limnology and water quality management. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, Netherlands 1993.
4. Thornton K.W., Kennedy R.H., Magoun A.D., Saul G.E.: Reservoir water quality sampling design. JAWRA Journal of the American Water Resources Association, vol. 18, is. 3, 1982, s. 471-480.
5. Thornton K.W., Kimmel B.L., Payne F.E.: Reservoir limnology – ecological perspectives. John Wiley and Sons, New York 1990.
6. Lind O., Terrell T., Kimmel B.: Problems in reservoir trophic state classification and implications for reservoir management, [in:] Comparative reservoir limnology and water quality management. Kluwer, Netherlands 1992, s. 56-67.
7. Kennedy R.H., Walker W.W.: Reservoir nutrient dynamics, [in:] Reservoir limnology: ecological perspectives. Edited by K.W. Thornton, B.L. Kimmel and F.E. Payne. John Wiley and Sons, New York 1990, s. 109-124.
8. Сухомлинова В.В., Сухомлинов Н.Р.: Факторы и направленность сукцессионного развития водохранилищ ГЭС Биробиджанский государственный педагогический институт, Хинганэкоцентр, Биробиджан, 2005.
9. Научные основы экологического мониторинга водохранилищ: Материалы Всероссийской научно-практической конференции (Хабаровск, 28 февраля-3 марта 2005 г.). Дружининские чтения, Хабаровск: ИВЭП ДВО РАН, 2005, Вып. 2, с. 75-78.
10. Skiba W.: San. Ocena stanu i jakości wód płynących oraz zbiornika zaporowego Solina, <http://www.biblioteka.sanok.pl/www/pdf/sanocena.pdf>
11. Koszelnik P.: Źródła i dystrybucja pierwiastków biogennych na przykładzie zespołu zbiorników zaporowych Solina–Myszkowce. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2009.
12. Tsvetkova L.I., Ponomareva V.N., Kopina G.I., Neverova E.V.: Patent no 2050128. The method of estimation of ecological state of fresh water basins. Moscow 1995.
13. Neverova-Dziopak E.: Ekologiczne aspekty ochrony wód powierzchniowych. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2007.
14. Цветкова Л.И., Копина Г.И. Неверова Е. и др.: Временные методические рекомендации по определению экологически-допустимых концентраций фосфора в воде водоемов для расчета экологически-допустимых сбросов фосфора со сточными водами в целях предотвращения эвтрофирования. Ленинград 1991.
15. Prus M., Prus P., Klekowski R.Z.: Retencja pierwiastków biogennych oraz produkcja pierwotna i wtórna jako wskaźnik stabilności ekosystemu zbiorników zaporowych Solina i Myszkowice. III Konferencja Naukowo-Techniczna „Błękitny San”, Dubiecko, 21-22 kwietnia 2006.



## **TROPHIC STATE OF THE SOLINA RESERVOIR**

### **S u m m a r y**

In the paper was assessed the trophic status of the Solina Reservoir situated in the upper catchment of the San river. For the trophic state identification were used both, the literature criteria based on the concentrations of nitrogen and phosphorus in the water, and integrated trophic state indexes TSI and ITS. On the basis of the traditional indicators and two of the criteria, reservoir was have classified as mesotrophic but exist a clear trend towards the reservoir becoming eutrophic.

*Złożono w Oficynie Wydawniczej w styczniu 2011 r.*

Witold NIEMIEC

Politechnika Rzeszowska

Honorata TRZCIŃSKA

Państwowa Wyższa Szkoła Zawodowa w Nowym Sączu

## ROZWÓJ I ZNACZENIE TURYSTYKI UZDROWISKOWEJ W POLSCE\*

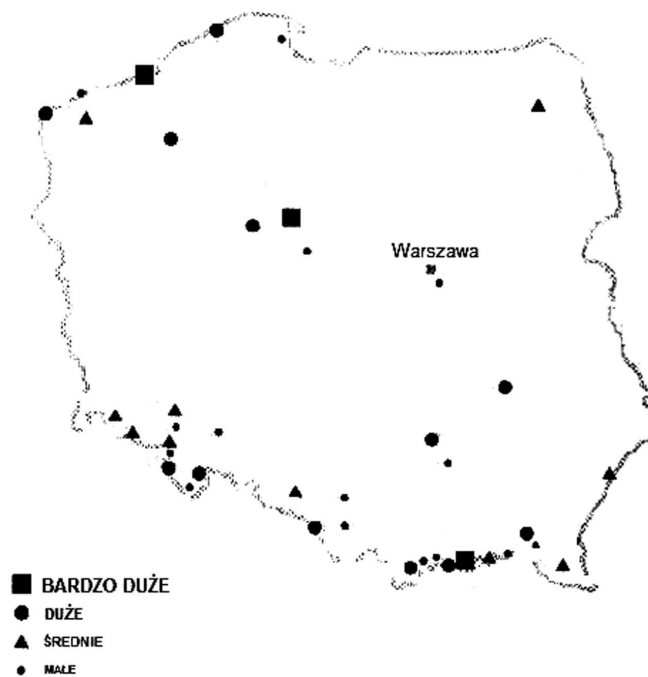
W artykule wyszczególniono najbardziej znane uzdrowiska w Europie oraz dokonano ogólnej charakterystyki głównych grup ich podziału. Przedstawiono podział polskich uzdrowisk na podstawie charakterystycznych kierunków ich specjalizacji. Zaprezentowano specyfikę turystyki uzdrowiskowej oraz segmentację rynku odbiorców tej formy turystyki. Przedstawiono perspektywy rozwoju uzdrowisk oraz nowe rodzaje usług mogących poszerzyć ofertę kierowaną do klientów oraz korzystnie wpłynąć na dochody usługodawców.

### 1. Wprowadzenie

Trwałymi motywami podróży ludzi w różnych epokach były dwie fundamentalne potrzeby: duszy i ciała. We współczesnej cywilizacji występuje znaczące zapotrzebowanie na regenerację sił: fizycznych, psychicznych i duchowych, które zostały naruszone poprzez niekorzystne warunki życia współczesnego człowieka uczestniczącego w ciągłym rozwoju cywilizacyjnym (zanieczyszczenie środowiska, napięcia i stresy itd.). Coraz więcej osób, które nie mają jeszcze trwałych zmian chorobowych, odczuwa potrzebę czasowej zmiany miejsca i stylu życia w celach profilaktycznych. Profilaktyka zdrowotna to domena, którą cywilizowany świat uznał za przyszłość lecznictwa. Wynika to przede wszystkim z zagrożeń chorobami cywilizacyjnymi. Uzdrowiska wywierają pozytywny wpływ na stan zdrowia społeczeństwa. Działalność uzdrowiskowa często znajduje się na pograniczu turystyki i usług leczniczych, posiada jeden z największych potencjałów rozwojowych i bogate tradycje historyczne. Rysunek 1. przedstawia mapę miejscowości zaliczanych do uzdrowiskowych. Zmienne zasady nadawania miejscowościom statusu uzdrowiska czynią mapę mniej lub bardziej aktualną, ale niezmienną informacją pozostaje położenie wskazanych miejscowości w kraju.

---

\* Artykuł opracowano na podstawie referatu wygłoszonego w Massie (Włochy) podczas Międzynarodowej Konferencji „Transgraniczna turystyka ekologiczna jako szansa rozwoju regionu”, Włochy, Massa, 20-22 października 2009 roku, pod patronatem Starostwa Nowosądeckiego i IE PWSZ.



Rys. 1. Położenie miejscowości uzdrowiskowych w kraju [1]

W najbliższych latach jednym z priorytetów dla rozwoju turystyki, zwłaszcza uzdrowiskowej, powinny stać się działania mające na celu rozwój markowych produktów turystycznych, promocję marek turystycznych, szkolenie pracowników w usługach turystycznych czy rozbudowę infrastruktury turystycznej. W sferze turystyki uzdrowiskowej działania te będą zmierzać do zwiększenia konkurencyjności polskich kurortów oraz utworzenia z nich wielofunkcyjnych ośrodków mających nowoczesną infrastrukturę leczniczą, turystyczną oraz sportowo-rekreacyjną. Uzdrowiska powinny dążyć do tego, by funkcjonowały jako miejsca powrotu do dobrej kondycji zdrowotnej, turystyki, sportu, rekreacji i wypoczynku. Chodzi o zmianę podstawowej funkcji uzdrowisk z leczniczej na wypoczynkową i turystyczną, co można zaobserwować w krajach zachodnich.

Mając na uwadze obszerny rynek odbiorców turystyki uzdrowiskowej, nie należy lekceważyć faktu, że w uzdrowiskach znajduje się duży potencjał gospodarczy. Rozwój turystyki może przynosić gminom uzdrowiskowym wiele korzystnych zmian. Aktywizuje ona bowiem lokalną gospodarkę poprzez napływ kapitału, rozwój małych i średnich przedsiębiorstw, powstanie nowych miejsc pracy, lokalne firmy notują wyższe obroty, zwiększają się dochody miejscowej ludności, a do budżetu wpływają wyższe podatki. Znaczenie aktywizacji działalności turystycznej jest dużo większe, ponieważ kreuje ona dodatkową działalność gospodarczą (a tym samym zatrudnienie), pobudzając koniunkturę w in-

nych sektorach (np. budownictwie, przemyśle, rolnictwie). W rezultacie turystyka przyczynia się do podnoszenia standardu i poziomu życia mieszkańców.

Celem niniejszego opracowania jest przedstawienie istotnych zagadnień związanych z rozwojem uzdrowisk, tj. z prezentacją polskich miejscowości uzdrowiskowych na tle wybranych i popularnych uzdrowisk europejskich oraz wskazaniem perspektyw ich dalszego rozwoju.

## 2. Uzdrowiska w Europie

Europa, dzięki bogactwu naturalnych zasobów leczniczych, jest największym obszarem lecznictwa uzdrowiskowego na świecie. Lecznictwo uzdrowiskowe, które dotychczas było podstawą rozwoju uzdrowisk, traci na znaczeniu, podczas gdy dynamicznie rozwijają się funkcja wypoczynkowa, usługi związane z odnową biologiczną oraz działalność gospodarcza, np. produkcja wód mineralnych. W Europie znajduje się ok. 1200 uzdrowisk. Widoczne są dwa odrębne kierunki ich rozwoju: pierwszy związany jest z wykorzystaniem medycyny do leczenia i zapobiegania chorobom, drugi z zapewnieniem klientom rekreacji i wypoczynku.

Najszybciej rozwijają się uzdrowiska położone w miejscowościach górskich o klimacie alpejskim oraz nizinnych znajdujących się w obrębie klimatu śródziemnomorskiego. Obecnie potentatami uzdrowiskowymi w Europie są: Włochy i Niemcy oraz w nieco mniejszym stopniu Hiszpania, Francja i Austria. W ostatnich latach widoczny jest trend poszerzania oferty produktowej przez uzdrowiska na całym świecie, w tym w krajach europejskich. Wprowadzane są nowe usługi, takie jak:

- uprawianie sportów,
- rozrywki kulturalne,
- zabiegi upiększające ciało,
- gimnastyka,
- kontakt z przyrodą,
- terapie relaksacyjne,
- turystyka biznesowa.

Uzdrowiska europejskie w swoich przeobrażeniach naśladują uzdrowiska amerykańskie, które cechują się dużą innowacyjnością, co również wiąże się ze specyficznym podejściem do roli uzdrowisk, tj. z zapewnieniem rekreacji i zabawy. Wprowadzane są także takie usługi, jak:

- terapia kolorami,
- tradycyjna chińska medycyna, np. akupunktura, akupresura,
- medytacje,
- chirurgia plastyczna,
- programy odchudzania,
- programy leczenia uzależnień,

- zajęcia z psychologami – terapie psychologiczne, rozwój osobisty, uczenie radzenia sobie ze stresem,
- zdrowe żywienie, nauka zdrowego gotowania.

Rozszerzanie oferty produktowej związane jest z koncepcją jednoczesnego łączenia wielu różnych dyscyplin dla dobra kuracjuszy. Ideą przewodnią jest dbałość zarówno o ich zdrowie fizyczne, jak i psychiczne. Zmiany oferty produktowej związane są m.in. z rosnącym znaczeniem alternatywnych metod leczenia. Rozwój uzdrowisk w Europie zdeterminowany jest w dużym stopniu coraz częstszym wykorzystaniem wiedzy marketingowej przez menedżerów zarządzających uzdrowiskami. Podmioty świadczące usługi uzdrowiskowe prowadzą badania rynkowe, określają docelowe segmenty rynku, dostosowują swoją ofertę do potrzeb klientów i intensywnie się promują. W wielu przypadkach takie zmiany oznaczają odejście od leczniczego charakteru wyjazdów uzdrowskowych w kierunku pobytów rekreacyjnych.

Funkcjonowanie uzdrowisk w poszczególnych krajach jest regulowane prawnie. W krajach europejskich nie ma jednolitych kryteriów przyznawania miejscowościom statusu uzdrowisk. Stosowane są różne kryteria oceny, tj. ze względu na właściwości klimatu, czyste powietrze, stan środowiska przyrodniczego, stan infrastruktury leczniczej, stan infrastruktury komunalnej, standard bazy hotelowej, warunki ekologiczne, warunki komunikacyjne, poziom infrastruktury pozauzdrowskowej [2]. W większości krajów uzdrowiska to miejscowości posiadające zasoby naturalnych substancji leczniczych i klimat o właściwościach leczniczych. Muszą one spełniać wymogi czystości środowiska oraz dysponować bazą lecznictwa uzdrowskowego. W Polsce funkcjonowanie uzdrowisk reguluje ustawa z dnia 28 lipca 2005 r. o lecznictwie uzdrowskowym, uzdrowskach i obszarach ochrony uzdrowskowej oraz o gminach uzdrowskowych.

Struktura własnościowa uzdrowisk europejskich jest zróżnicowana. W krajach Europy Zachodniej 80% uzdrowisk jest własnością prywatną, 10% stanowi własność państwową, 10% natomiast to tzw. uzdrowiska komunalne. Nieco inaczej kształtuje się struktura własnościowa uzdrowisk w Europie Środkowej, gdzie nadal dominuje własność państwowa i tylko niektóre uzdrowiska zostały sprywatyzowane.

Niewątpliwie ważnym aspektem funkcjonowania uzdrowisk jest fakt, że prowadzą one działalność produkcyjną, wykorzystując naturalne zasoby przyrodnicze. Są to m.in. zakłady butelkowania wód leczniczych i mineralnych, wytwórnie soli leczniczych, produktów borowinowych.

Ze względu na strukturę funkcjonalną uzdrowisk można wyróżnić uzdrowska: monofunkcyjne, wielofunkcyjne z dominującą funkcją leczniczą, uzdrowska wielofunkcyjne z uzupełniającą funkcją leczniczą [2]. Podstawą klasyfikacji uzdrowisk według wielkości jest liczba miejsc noclegowych (duże – ponad 3500 łóżek, średnie – 1000÷3500, lokalne – poniżej 300 i uzdrowska szczątkowe – bez obiektów noclegowych). Charakteryzując kuracjuszy korzystających

z uzdrowisk, należy zwrócić uwagę, że są to głównie kobiety. Średni okres pobytu w uzdrowiskach, ze względu na wymogi leczenia uzdrowiskowego, wynosi kilkanaście dni. Przegląd popularnych uzdrowisk w Europie przedstawia tab. 1.

Tabela 1. Przegląd popularnych uzdrowisk europejskich, na podstawie [3, 4]

| Kraj       | Uzdrowiska  |
|------------|---|
| Niemcy     | Glueckseburg, Damp, Groemitz, Timmendorfer Strand, Travemuende, Kühlungsborn, Bad Doberman-Heiligendamm, Warnemuende, Binz, Wiesbaden, Baden-Baden  |
| Austria    | Zell am See, Seefeld, Bad Hofgastein, Badgastein  |
| Francja    | Dax, Aix les Baines, Baruc les Baines, Contrexeville, Enghien les Bains, Vittel   |
| Włochy     | Abano Terme, Acireale, Acqui Terme, Aurenzo, Bormio, Casciana Terme, Cianchiano Terme, Courmayeur, Fiuggi, Merano, Montecatini Terme, Ortisei, Porretta Terme, Salsomaggiore Terme, Sorrento, San Giuliano Terme, San Pellegrino Terme, San Caterina, Sirmione, Valfurva, Vipiteno  |
| Hiszpania  | Balneario de Panticosa, Bosost, Lanjarón, Ontaneda, Orense, Ribas de Freser   |
| Węgry      | Budapeszt, Grotta Lecznicza Szemlohegyi, Kiraly Furdo, Lukas, Rudas, Palatinus, Kapielisko Gelert, Szechenyi furdo, Angyalfold, Debreczyn, Hajduszoboszló, Nyiregyhaza, Tiszaujvaros, Hajdunanas, Tiszacsefe, Tiszavasvari, Miskole, Tiszaujvaros, Kecskemet, Szeged, Eger, Heviz   |
| Słowacja   | Pieszczany, Dudince, Podhajska, Kupele Sliac, Selene Teplice, Bardejów, Šmierdzonki   |
| Czechy     | Priessnitz-Jesenik, Luhacovice, Konstantinovy Lazne, Karlovy Vary, Mariańskie Łaźnie, Frantiskovy Lazne, Lazne Liberda i Lazne Kundratice   |
| Litwa      | Birsztany, Druskieniki, Likenai, Nida, Połaga, Šventoji   |
| Ukraina    | Ałupka, Gasptra, Jałta, Mirhorod, Morszyn, Słowiańsk, Swalawa, Truskawiec   |
| Rumunia    | Sovata, Prajd, Slanik Moldova, Singeorz-Bai, Vatra-Dornei, Eforia Nord  |
| Bułgaria   | Sandanski, Hussar, Sveti Konstantin   |
| Grecja     | Edipsos, Eftalou, Eleftheres, Ikaria, Kafias, Kamena Vourla, Karini, Kyllini, Kythnos, Lagadas, Lutraki, Methana, Nigrita, Platistomo, Polychnitou, Skala Thermi, Smokovo, Termopile, Thermi, Vouliagmeni, Ypati  |
| Belgia     | Ostenda, Spa  |
| Szwajcaria | Arosa, Bad Ragaz, Baden, Brigerbad, Davos, Disentis, Leukerbad, Rheinfelden, Schinznach-Bad, Scuol, Sankt Moritz, Tarasp, Yverdon-les-Bains, Zurzach  |
| Polska     | Busko-Zdrój, Ciechocinek, Cieplice Śląskie Zdrój, Czerniawa-Zdrój, Długopole-Zdrój, Gdynia Orłowo, Goczałkowice Zdrój, Gołdap, Inowrocław, Iwonicz Zdrój, Jedlina Zdrój, Kamień Pomorski, Konstancin-Jeziorna, Kołobrzeg, Krynica-Zdrój, Kudowa-Zdrój, Łądek Zdrój, Muszyna, Nałęczów, Otwock, Piwniczna Zdrój, Polanica Zdrój, Polańczyk, Połczyn Zdrój, Rabka Zdrój, Rymanów Zdrój, Solec Zdrój, Sopot, Łzawnica, Szczawno Zdrój, Świeradów-Zdrój, Świnoujście, Ustroń, Wapienne, Wysowa, Żegiestów Zdrój |

W zależności od rodzaju naturalnych zasobów leczniczych uzdrowiska europejskie specjalizują się w leczeniu określonych chorób, co określa się profilami leczniczymi. Należą do nich m.in.: choroby układu krążenia, układu oddechowego, układu trawienia, choroby narządów ruchu i reumatyczne, choroby kobiece, skóry, endokrynologiczne, choroby układu moczowego oraz układu nerwowego. Należy podkreślić, że uzdrowiska coraz częściej zajmują się leczeniem chorób będących skutkiem rozwoju cywilizacyjnego (alergie, choroby układu oddechowego, układu krążenia, systemu nerwowego). Rozwój farmakologii wpływa na zmianę profilu leczniczego uzdrowiska.

Kryteria podziału polskich uzdrowisk [3]

1. Klasyfikacja według surowców leczniczych posiadanych przez uzdrowisko:
  - zdrojowisko,
  - uzdrowisko borowinowe,
  - uzdrowisko klimatyczne,
  - uzdrowisko nadmorskie.
2. Klasyfikacja wynikająca z kombinacji występujących surowców leczniczych:
  - zdrojowisko klimatyczne,
  - uzdrowisko klimatyczne borowinowe,
  - zdrojowisko borowinowe,
  - zdrojowisko klimatyczne borowinowe.
3. Klasyfikacja według położenia nad poziomem morza:
  - uzdrowisko nizinne,
  - uzdrowisko podgórskie,
  - uzdrowisko górskie,
  - uzdrowisko wysokogórskie.

Polska w zdecydowanej większości jest krajem nizinnym, niemniej jednak, aż połowa uzdrowisk znajduje się na obszarach górskich. Uzdrowiska górskie wyróżniają się silnie rozwiniętą funkcją turystyczno-wypoczynkową, co związane jest z ich atrakcyjnością dla wielu form turystyki we wszystkich porach roku. Turystyka uzdrowiskowa staje się zatem najbardziej opłacalną formą turystyki. Obserwuje się również wzrost liczby osób przyjeżdżających do uzdrowisk na własny koszt.

### **3. Specyfika turystyki uzdrowiskowej**

Turystykę w uzdrowiskach D. Dryglas określa mianem turystyki uzdrowiskowej, turystyki zdrowotnej i leczniczej [5]; jest ona ściśle powiązana z leczeniem uzdrowiskowym. Z kolei Z. Krasiński turystykę uzdrowiskową wiąże z osobami, które przyjeżdżają do uzdrowisk w celach leczniczych i pozostają pod sanatoryjną opieką lekarską [5]. Turystykę uzdrowiskową stanowią zatem podróże głównie w celach zdrowotnych i leczniczych.

W literaturze przedmiotu można znaleźć wiele określeń turystyki leczniczej i zdrowotnej. A. Jagusiewicz pod pojęciem turystyki leczniczej rozumie pobyt w szpitalach i sanatoriach uzdrowiskowych, związany z leczeniem chorób przewlekłych, rehabilitacją, profilaktyką wtórną i edukacją zdrowotną [6]. Z kolei J. Wolski definiuje pojęcie turystyki zdrowotnej jako zmianę stałego miejsca pobytu na pobyt w miejscowości klimatycznej, mającej na celu fizyczną i psychiczną poprawę zdrowia, w szczególności poprzez wypoczynek i profilaktykę. Do głównych motywów uprawiania turystyki zdrowotnej autor zalicza m.in.: odnowę sił, jako cel główny, któremu podporządkowany jest tryb życia w miejscowości turystycznej, stan zdrowia uczestnika turystyki zdrowotnej oraz aktywny charakter wypoczynku. Natomiast M. i R. Łazarkowie, definiując turystykę zdrowotną, zwracają uwagę, że jest to odnowa sił w miejscowości turystycznej charakteryzującej się mikroklimatem i możliwością leczenia wodami leczniczymi – to dobrowolny wyjazd z miejsca zamieszkania w celu regeneracji sił fizycznych i psychicznych. Według M. i R. Łazarków korzystają z niej najczęściej osoby przemęczone, wyczerpane, zestresowane, ale fizycznie zdrowe, chcące jedynie zmienić otoczenie, poznać nowych ludzi, skorzystać z odnowy biologicznej [3].

Jak wcześniej podano, turystyka uzdrowiskowa jest ściśle związana z podróżami do miejsc uzdrowiskowych. Polska posiada kilkadziesiąt miejscowości potencjalnie spełniających warunki uzdrowiska (rys. 1.); aktualnie zarejestrowanych jest 26 uzdrowisk. Są to uzdrowiska statutowe oraz miejscowości o walorach uzdrowiskowych [7], zlokalizowane przede wszystkim w południowej i północnej części Polski. Ich rozmieszczenie determinuje sprzyjająca występowaniu wód leczniczych budowa geologiczna terenów górskich, jak również warunki klimatyczne obszarów nadmorskich i pojezierzy. O rozwoju turystyki uzdrowiskowej przesądzają nie tylko jej walory naturalne, walory antropogeniczne obszaru recepcji, odpowiednia jego infrastruktura turystyczna i paraturystyczna, ale również rozwój bazy leczniczej uzdrowisk (szpitale uzdrowiskowe, sanatoria uzdrowiskowe, zakłady przyrodolecznicze, przychodnie uzdrowiskowe, sanatoria rehabilitacyjne i prewentoria [8]). Omawiając turystykę uzdrowiskową, warto zwrócić uwagę na kilka charakterystycznych cech tej formy ruchu turystycznego. Wśród nich wymienia się: niski wskaźnik sezonowości (turnusy kontraktowane przez cały rok), dłuższy średni okres pobytu w zakładach uzdrowiskowych (powyżej 14 dni), wyższe średnie przychody, ze względu na świadczenie dodatkowych usług niż w ramach kuracji, oraz wysoki szacowany mnożnik zatrudnienia (100 stanowisk pracy tworzonych w turystyce uzdrowiskowej generuje ponad 200 nowych miejsc pracy w innych sferach gospodarowania) [9], co sprawia, że turystyka uzdrowiskowa ma coraz większe znaczenie ekonomiczne.

W świetle dotychczasowych rozważań można postawić tezę, że w ostatnich latach nastąpił wzrost znaczenia turystyki uzdrowiskowej, na co wpływ miały choroby cywilizacyjne, nadmiar stresu i pracoholizmu. Jednocześnie obserwuje



się „modę na długotrwały, młody wygląd” i odnowę biologiczną (głównie wśród osób w wieku produkcyjnym).

#### 4. Segmentacja rynku odbiorców turystyki uzdrowiskowej

Osobami przyjeżdżającymi do uzdrowisk w celach leczniczych i pozostającymi pod sanatoryjną opieką lekarską są głównie odbiorcy turystyki uzdrowiskowej. W literaturze wskazuje się na kilka ich klasyfikacji. Biorąc pod uwagę źródła i sposoby finansowania leczenia, wyróżnia się:

- osoby skierowane na leczenie w sanatorium przez Narodowy Fundusz Zdrowia (pobyty finansowane w całości lub częściowo w ramach kontraktów),
- osoby korzystające z programu rehabilitacji leczniczej finansowanej przez ZUS,
- klientów prywatnych pokrywających koszty leczenia.

Zadowolający wydaje się być fakt, że polskie uzdrowiska odwiedzane są coraz częściej przez kuracjuszy komercyjnych (w 2005 r. komercyjna sprzedaż usług lecznictwa uzdrowiskowego w ujęciu wartościowym stanowiła 50% wykonania kontraktów z NFZ) [10]. Biorąc pod uwagę cel przyjazdu do danego uzdrowiska, literatura podaje następującą typologię odbiorców turystyki uzdrowiskowej [5]: kuracjusze, turyści, kuracjusze-turyści. O wyborze miejscowości uzdrowiskowej przez wymienione grupy odbiorców decydują podobne składniki produktu turystycznego uzdrowisk. Zarówno kuracjusz, kuracjusz-turysta, jak i turysta wymagają tych samych walorów turystycznych czy infrastruktury turystycznej na terenie uzdrowisk, które by spełniały ich oczekiwania i potrzeby. Różnicę stanowi jedynie stopień ważności poszczególnych produktów. Osoby podróżujące głównie w celach leczniczych i profilaktycznych użytkują przede wszystkim produkty uzdrowiskowe, ale chętnie korzystają z produktów turystycznych preferowanych przez grupę odbiorców – turystów.

W odniesieniu do podjętej w artykule tematyki ważnym zagadnieniem jest diagnozowanie profilu demograficznego odbiorców turystyki uzdrowiskowej. Analiza tego zagadnienia pozwala zauważyć, że wśród klientów uzdrowisk dominują kobiety, mężczyźni zaś stanowią blisko połowę liczebności kobiet (por. tab. 2.). Zbiorowość tę charakteryzują głównie osoby w wieku od 45. do 65. roku życia. Osoby w wieku powyżej 65 lat to przede wszystkim kuracjusze podróżujący do uzdrowisk w celach leczniczych. Z kolei jako turyści stanowią oni blisko 18% odbiorców produktu turystycznego gmin uzdrowiskowych. Przybywają oni do miejscowości uzdrowiskowych wyłącznie w celach turystycznych. Zaprezentowany profil demograficzny klientów turystyki uzdrowiskowej pozwala wnioskować o dynamicznym rozwoju tej formy ruchu turystycznego.

Tabela 2. Segmentacja rynku odbiorców produktu turystycznego gmin uzdrowiskowych ze względu na cele: profilaktyczny, leczniczy i wypoczynkowy, na podstawie [5]

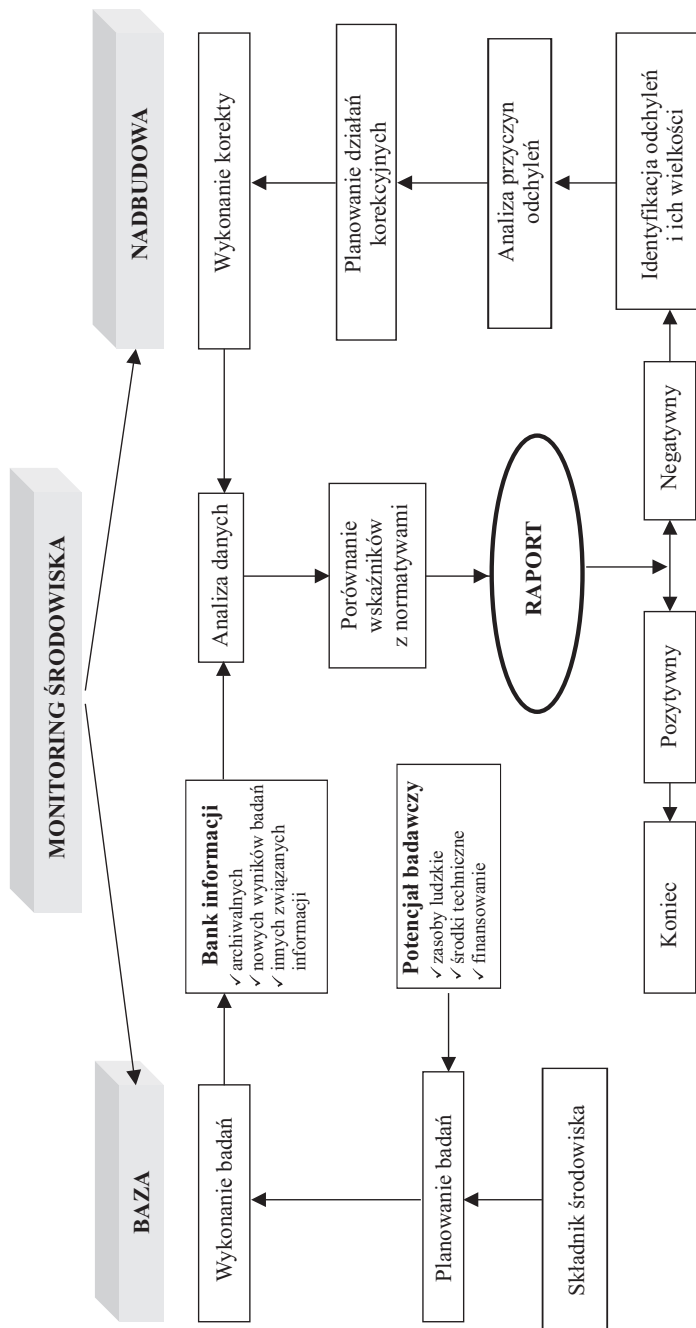
| Cel            | Profil demograficzny odbiorców produktu turystycznego gmin uzdrowiskowych   | Segment           |
|----------------|---|-------------------|
| Profilaktyczny | dominują kobiety (69,31%); ponad połowę stanowią osoby znajdujące się w przedziale wiekowym od 45. do 65. roku życia (55,42%), następnie osoby powyżej 65. roku życia (21,21%) i osoby w przedziale wiekowym 35÷44 lat (11,69%) | kuracjusz-turysta |
| Leczniczy      | przeważają kobiety (68,14%); dominują osoby w przedziale wiekowym 45÷65 lat (58,12%) i powyżej 65. roku życia (23,54%)  | kuracjusz         |
| Wypoczynkowy   | w przeważającej części są to kobiety (67,73%); największą liczbę stanowią respondenci wywodzący się z grup wiekowych: 45÷65 lat (50,44%) i powyżej 65. roku życia (17,69%) i osoby w wieku od 35. do 44. roku życia (14,17%)    | turysta           |

## 5. Perspektywy rozwoju turystyki uzdrowiskowej w Polsce

Konieczność transformacji polskich uzdrowisk zgodnie z obowiązującymi standardami europejskimi dostrzegano już wcześniej [11÷13]. Postępujące polityczno-gospodarcze przekształcenia kraju przyspieszyły bieg wydarzeń i wyprzedzające propozycje z ubiegłych lat stają się możliwościami na miarę współczesnych potrzeb.

W najbliższych latach jednym z priorytetów w rozwoju turystyki, zwłaszcza uzdrowiskowej, powinny stać się działania mające na celu rozwój markowych produktów turystycznych, promocja marek turystycznych, szkolenie pracowników w usługach turystycznych, rozbudowę infrastruktury turystycznej. W sferze turystyki uzdrowiskowej działania te będą zmierzać do zwiększenia konkurencyjności polskich kurortów oraz utworzenia z nich wielofunkcyjnych ośrodków o nowoczesnej infrastrukturze leczniczej, turystycznej oraz sportowo-rekreacyjnej. Zarządzający uzdrowiskami powinni dążyć do prawidłowego funkcjonowania obiektów uzdrowiskowych, rozwoju turystyki, sportu, rekreacji i wypoczynku, co związane jest ze zmianą podstawowej funkcji uzdrowisk z leczniczej na wypoczynkową i turystyczną. Takie kierunki zmian można obecnie zaobserwować w krajach zachodnich.

Mając na uwadze obszerny rynek odbiorców turystyki uzdrowiskowej, nie należy lekceważyć tezy Stowarzyszenia Gmin Uzdrowiskowych RP, według której w uzdrowiskach znajduje się duży potencjał gospodarczy [5]. Jak już wspomniano [11÷13], rozwój turystyki może przynosić gminom uzdrowiskowym wiele korzystnych zmian. Aktywizuje ona lokalną gospodarkę poprzez napływ kapitału, rozwój małych i średnich przedsiębiorstw, powstawanie nowych miejsc pracy. Lokalne firmy notują wyższe obroty, zwiększają się docho-



Rys. 2. Schemat organizacji monitoringu środowiska w uzdrożeniu [1]

dy miejscowej ludności, a do budżetu wpływają wyższe podatki. Znaczenie turystyki wzrasta, ponieważ kreuje ona dodatkową działalność gospodarczą (a tym samym zatrudnienie), pobudzając koniunkturę w innych sektorach (np. budownictwie, przemyśle, rolnictwie). Turystyka przyczynia się więc do podnoszenia standardu życia i poziomu dobrobytu mieszkańców [14].

Zgodnie z obowiązującymi standardami w Europie i innych rozwiniętych rejonach świata jakość oferowanych usług, szczególnie leczniczych, powinna być obiektywnie potwierdzona. Potwierdzeniem jakości oferowanych usług są najczęściej certyfikaty wystawiane przez wyspecjalizowane firmy. Istotnym parametrem poprawnego funkcjonowania uzdrowisk jest stan środowiska, które powinno być monitorowane systematycznie. Jak wiadomo, stan środowiska odgrywa istotną rolę w lecznictwie otwartym. Na rysunku 2. przedstawiono przykładowy schemat organizacji monitoringu stanu środowiska w uzdrowisku. Zasady prowadzenia monitoringu opisano w publikacjach [11÷13]. Uzupełnienie podstawowej funkcji uzdrowisk o propozycje z obszaru produktu turystycznego wymaga ścisłej współpracy pomiędzy administracją rządową, samorządami terytorialnymi wszystkich szczebli oraz organizacjami turystycznymi i służbą zdrowia zaangażowaną w rozwój uzdrowisk [15÷22].

## 6. Podsumowanie

Przyszłości polskich uzdrowisk nie należy upatrywać wyłącznie w leczniczym profilu tradycyjnych zabiegów przeznaczonych dla ludzi starszych i schorowanych. Perspektywę stanowi możliwość wykorzystania różnorodnych, niekonwencjonalnych i innowacyjnych rozwiązań, łączących nowoczesne sposoby leczenia i profilaktyki zdrowotnej z wypoczynkiem turystycznym, zwłaszcza aktywnym i specjalistycznym (turystyka kwalifikowana), do czego większość uzdrowisk posiada sprzyjające walory turystyczne, popularne szczególnie wśród osób młodych. Na wzór tendencji rozwojowych w krajach zachodnich polskie miejscowości uzdrowiskowe powinny poszerzać kierunek profilaktyczny odnoszący się do programów „wellness” (odnowy biologicznej, zabiegów nastawionych „na urodę”, SPA – leczenie wodą itp.). Uzdrowiska, w zależności od walorów turystycznych oraz infrastruktury turystycznej i paraturystycznej, powinny specjalizować się w zaproponowanych rodzajach produktów i budować programy skierowane na wytypowane segmenty rynku turystycznego oraz powinny być dostępne przez cały rok. Zaleca się więc łączenie uzdrowiskowego produktu turystycznego z produktami turystycznymi danej miejscowości. Wszystkie podmioty kształtujące innowacyjny produkt turystyczny uzdrowisk muszą być świadome konieczności realizacji funkcji leczniczej i turystycznej w miejscowościach uzdrowiskowych oraz usuwania barier stojących na drodze ich rozwoju.

Wśród wielu pojawiających się propozycji poprawienia kondycji polskich uzdrowisk można wskazać jeszcze kilka nowych inicjatyw, jak np. [11÷13]:

- włączenie w działalność uzdrowiskową otaczających wsi poprzez produkcję kwalifikowanej żywności ekologicznej z przeznaczeniem dla sanatoriów i pensjonatów,
- poszerzenie oferty produkcji żywności przeznaczonej na specjalizowane diety, np. bezglutenowe, dla diabetyków,
- rozwinięcie agroturystyki jako zaplecza pobytu w sanatoriach dla samych zainteresowanych (leczenie ambulatoryjne z dojazdem na zabiegi) lub rodzin chcących odpoczywać w pobliżu osób pozostających na leczeniu,
- wyznaczenie terenów na potrzeby treningów „szkół przetrwania” dla młodzieży,
- uruchomienie nowych i reaktywowanie działalności zaniedbanych ośrodków sportowych.

Rozwiązaniem umożliwiającym skuteczniejszy rozwój turystyki uzdrowskiej i osiągnięcie korzyści przez podmioty gospodarcze z omawianej branży jest partnerstwo z jednostkami samorządu terytorialnego oraz współpraca transgraniczna. Podejmowane zadania powinny uwzględniać takie zagadnienia, jak:

- promocja uzdrowiska,
- dbanie o estetykę miejscowości turystycznej,
- udostępnianie informacji o bazie noclegowej i usługach uzdrowskich,
- ochrona walorów leczniczych,
- wspólne występowanie w instytucjach i organizacjach centralnych w kwestiach ważnych dla uzdrowiska,
- wyznaczanie strategicznych ram rozwoju miejscowości pogranicza,
- podnoszenie wiedzy wśród pracowników gmin przygranicznych, przedsiębiorstw uzdrowskich i społeczności lokalnej o funkcjonowaniu i możliwościach rozwoju uzdrowisk,
- ochrona środowiska,
- nawiązanie kontaktów z ośrodkami naukowymi i badawczymi w zakresie innowacyjności produktu uzdrowskiego,
- tworzenie klimatu sprzyjającego do lokowania kapitału w uzdrowisku.

## Literatura

- [1] Niemiec W.: Environmental monitoring in the health resorts, Issues of tourism and health resort management, Instytut Geografii i Gospodarki Przestrzennej Uniwersytetu Jagiellońskiego, Prace Geograficzne, z. 111, Kraków 2003.
- [2] Kurek W.: Turystyka na obszarach górskich Europy. Wybrane zagadnienia, Wydawn. Uniwersytetu Jagiellońskiego, Kraków 2004.

- [3] Łazarkowie M.R.: *Uzdrowiska w Europie. Teraźniejszość i rys historyczny*, Wydawn. Akademickiej Wyższej Szkoły Społeczno-Przyrodniczej im. Wincentego Pola w Lublinie, Lublin 2007.
- [4] Lista uzdrowisk na świecie, [http://pl.wikipedia.org/wiki/Lista\\_uzdrowisk\\_na\\_świecie](http://pl.wikipedia.org/wiki/Lista_uzdrowisk_na_świecie).
- [5] Dryglas D.: *Kształtowanie produktu turystycznego uzdrowisk w Polsce*, Wydawn. Uniwersytetu Jagiellońskiego, Kraków 2006.
- [6] Jagusiewicz A.: *Funkcje turystyczne uzdrowisk polskich*, Instytut Turystyki, Warszawa 2001.
- [7] *Uzdrowiska polskie*, Informator J.G. „Uzdrowiska polskie”, Warszawa 1997.
- [8] Jagusiewicz A.: *Infrastruktura turystyki uzdrowiskowej w Polsce*, Instytut Turystyki, Ministerstwo Gospodarki, Pracy i Polityki Społecznej, Warszawa 2003.
- [9] Lewandowska A.: *Turystyka uzdrowiskowa. Materiały do studiowania*, Wydawn. Naukowe Uniwersytetu Szczecińskiego, Szczecin 2007.
- [10] Mirek J.: *Turystyka jako czynnik rozwoju polskich uzdrowisk*, [w:] *Turystyka we współczesnej gospodarce*, W. Peluga (red.), Wydawn. Politechniki Koszalińskiej, Koszalin 2009.
- [11] Niemiec W.: *Aktualne problemy polskich uzdrowisk. Wybrane zagadnienia rozwoju regionalnego i zarządzania organizacjami*, Zeszyt Naukowy Państwowej Wyższej Szkoły Zawodowej w Nowym Sączu, nr 7, Nowy Sącz 2003.
- [12] Niemiec W.: *Nowe uwarunkowania rozwoju uzdrowisk polskich. „Turystyka czynnikiem integracji międzynarodowej”*, II Międzynarodowa Konferencja Naukowa, Wydawn. WSiLiZ w Rzeszowie, Rzeszów 18÷19 września 2003.
- [13] Niemiec W.: *Agroturystyka i uzdrowiska*, Przegląd Naukowy Inżynieria i Kształtowanie Środowiska, Rocznik XIV, z. 2(32), 2005.
- [14] Niemczyk A., Seweryn R.: *Znaczenie kultury w rozwoju obszaru recepcji turystycznej*, [w:] *Dziedzictwo i turystyka w Europie XXI wieku – dystanse i przenikanie kultur*, T. Studzienicki (red.), Academia Europa Nostra, Gdynia–Lubieszyn 2009.
- [15] Bosiacki S., Majchrzak K.: *Typologia polskiego konsumenta na rynku turystycznym*, [w:] *Turystyka w badaniach naukowych. Prace ekonomiczne*, A. Nowakowska i M. Przydział (red.), Wydawn. WSiLiZ w Rzeszowie, Rzeszów 2006.
- [16] Chłoń-Domińczak A.: *Wpływ starzenia się ludności na wydatki socjalne*, [w:] *Starzenie się populacji wyzwaniem dla polityki społecznej*, mat. konf., Regionalny Ośrodek Polityki Społecznej w Krakowie, Kraków 2003, [http://www.rops.krakow.pl/publikacje/1\\_21.pdf](http://www.rops.krakow.pl/publikacje/1_21.pdf).
- [17] Niemczyk A.: *Zachowania turystyczne mieszkańców Europy - podobieństwa i różnice*, Zeszyty Naukowe Uniwersytetu Ekonomicznego w Krakowie, Wydawn. Uniwersytetu Ekonomicznego w Krakowie, Kraków 2009 (w druku).
- [18] Niezgodna A.: *Społeczne determinanty popytu turystycznego*, Problemy Turystyki, nr 1÷4, 2003.
- [19] Podemski K.: *Socjologia podróży*, Wydawn. Uniwersytetu im. Adama Mickiewicza w Poznaniu, Poznań 2005.

- [20] Wodejko S.: Ekonomiczne zagadnienia turystyki, Wydawn. PWSH, Warszawa 1997.
- [21] Zintegrowany Program Rozwoju Uzdrowisk ze szczególnym uwzględnieniem usług turystycznych, Międzyresortowy Zespół ds. Aktywizacji Społeczno-Gospodarczej Uzdrowisk, Warszawa 2005.
- [22] Ustawa z dnia 28 lipca 2005 r. o lecznictwie uzdrowiskowym, uzdrowiskach i obszarach ochrony uzdrowiskowej oraz o gminach uzdrowiskowych, Dz. U. z 2005 r. Nr 167, poz. 1399.

## **THE DEVELOPMENT AND SIGNIFICANCE OF HEALTH RESORT TOURISM IN POLAND**

### **S u m m a r y**

The piece mentions the most popular along the Europe health resorts with the general characteristics of main groups in which they are positioned. It presents the division of polish health resorts based on the nature of their specialization in service. The text specifies health resort tourism in addition to divides and organizes accordingly the consumer market of health resort tourism. The article presents the perspectives of development within health resorts and new kinds of services enabling a broader offer for a client in which influences the profits of the provider.

*Złożono w Oficynie Wydawniczej w kwietniu 2010 r.*

Witold NIEMIEC

Politechnika Rzeszowska

Alicja BONARSKA-TREIT

Agnieszka PAJOR

Państwowa Wyższa Szkoła Zawodowa w Nowym Sączu

## WYKORZYSTANIE TRANSPORTU LOTNICZEGO W TURYSTYCE OSÓB NIEPEŁNOSPRAWNYCH

W artykule przedstawiono podstawowe problemy związane z wykorzystaniem samolotu w turystyce osób niepełnosprawnych. Scharakteryzowano niepełnosprawność oraz pokazano przykłady rozwiązań technicznych umożliwiających korzystanie przez niepełnosprawnych ruchowo z samolotu w celach turystycznych. Zaprezentowano wybrane atrakcje turystyczne w okolicy lotniska w Łososinie Dolnej, proponowane trasy przelotu oraz podstawowe wyposażenie zaplecza sanitarnego na lotnisku.

### 1. Wprowadzenie

Osoby niepełnosprawne, zgodnie z obowiązującym prawem, powinny mieć zapewnione warunki nieograniczonego udziału w życiu społecznym, a zatem i w zakresie odpoczynku, rekreacji oraz turystyki. Problem pełnego udziału w zorganizowanym świecie w przypadku osób niepełnosprawnych komplikuje się w związku z koniecznością ponoszenia dodatkowych obciążeń finansowych na specjalistyczne urządzenia techniczne, umożliwiające funkcjonowanie tych osób oraz ich korzystanie z wytworzonych dóbr materialnych. Specjalistyczne rozwiązania są zazwyczaj kosztowne, ponieważ produkuje się je w małych seriach lub wręcz na indywidualne zamówienie. Podobnie sytuacja wygląda w przypadku korzystania z walorów turystycznych, gdzie ich „konsumpcja” wymaga odpowiedniego, specjalistycznego wyposażenia, umożliwiającego osobom niepełnosprawnym dostęp do miejsc atrakcyjnych turystycznie. W świecie znane są różne rozwiązania techniczne i organizacyjne umożliwiające niepełnosprawnym pełny udział w życiu społeczeństwa. Ostatnio przywiązuje się znaczną uwagę do tych problemów, również w odniesieniu do zjawisk turystycznych, co skutkuje konkretnymi praktycznymi rozwiązaniami przedstawia-



nymi na forum międzynarodowym (np. Konferencja w Kołobrzegu oraz Konferencja w Unnie w Niemczech<sup>1</sup>).

Artykuł ma na celu ukazać tanie i funkcjonalne przystosowanie typowego samolotu wykorzystywanego w lotnictwie cywilnym w aeroklubach do transportu osób z niepełnosprawnością ruchową. Rozwiązania przedstawione na potrzeby turystyki mogą być stosowane również w innych sytuacjach wymagających transportu lotniczego osób poruszających się na wózkach inwalidzkich.

## 2. Istota niepełnosprawności

W ujęciu potocznym pojęcie osoby niepełnosprawnej odnosi się do osób z ograniczoną sprawnością pokonywania trudności dnia codziennego i brakiem integracji ze zdrową częścią społeczeństwa. W art. 2 pkt 10 ustawy z dnia 27 sierpnia 1997 r. o rehabilitacji zawodowej i społecznej oraz zatrudnianiu osób niepełnosprawnych zapisano: „niepełnosprawność oznacza trwałą lub okresową niezdolność do wypełniania ról społecznych z powodu stałego lub długotrwałego naruszenia sprawności organizmu, w szczególności powodującą niezdolność do pracy”<sup>2</sup>. Z kolei status osoby niepełnosprawnej dotyczy osób, których niepełnosprawność została potwierdzona jednym z następujących orzeczeń<sup>3</sup>:

- o zakwalifikowaniu przez organy orzekające (czyli zespoły do spraw orzekania o niepełnosprawności) do jednego z trzech stopni niepełnosprawności (stopień znaczny, umiarkowany bądź lekki),
- o niepełnosprawności, wydanym przed ukończeniem przez daną osobę 16. roku życia,
- o całkowitej lub częściowej niezdolności do pracy na podstawie odrębnych przepisów.

Światowa Organizacja Zdrowia dokonała następującej klasyfikacji osób niepełnosprawnych<sup>4</sup>:

- niepełnosprawni ruchowo i użytkownicy wózków inwalidzkich,
- niedowidzący i niewidomi,
- niedosłyszący i głusi,
- niepełnosprawni intelektualnie,
- przewlekłe chorzy somatycznie, chorzy nerwowo, chorzy psychicznie,
- osoby z głębszymi zaburzeniami mowy,

<sup>1</sup> Międzynarodowa Konferencja *Transgraniczna turystyka ekologiczna jako szansa rozwoju regionu* zorganizowana przez Starostwo Powiatowe Nowego Sącza w Unnie (Niemcy), 2-4 marca 2010 r., oraz Międzynarodowa Konferencja *Transgraniczna turystyka ekologiczna jako szansa rozwoju regionu* zorganizowana przez Starostwo Powiatowe Nowego Sącza w Kołobrzegu, 24-26 maja 2010 r.

<sup>2</sup> Ustawa z dnia 27 sierpnia 1997 r. o rehabilitacji zawodowej i społecznej oraz zatrudnianiu osób niepełnosprawnych (Dz. U. z 2008 r. Nr 14, poz. 92 z późn. zm.).

<sup>3</sup> M. Rycak, *Wymiar czasu pracy niepełnosprawnych pracowników jest ograniczony*, *Gazeta Prawna*, nr 167 (2543), 27 sierpnia 2009, s. 4.

<sup>4</sup> A. Szwitenberg (red.), *Turystyka szansą rozwoju społeczno-gospodarczego regionu nadmorskiego*, *Zeszyty Morskie*, nr X, Katolickie Stowarzyszenie „Civitas Christiana”, Gdańsk–Hel 2001, s. 158.

- alergicy,
- osoby w starszym wieku.

Poza podziałem na rodzaj niepełnosprawności w Polsce wyodrębnia się także grupy świadczące o jej stopniu. Za podstawę przyjmuje się sprawność organizmu w zaspokajaniu podstawowych potrzeb życiowych bez pomocy innych osób (samoobsługa, poruszanie się, komunikowanie) oraz zdolność do zatrudnienia. Ustawa o rehabilitacji zawodowej i społecznej oraz zatrudnianiu osób niepełnosprawnych w art. 3 ust. 2 wyróżnia trzy następujące grupy:

- o lekkim stopniu niepełnosprawności,
- o umiarkowanym stopniu niepełnosprawności,
- o znacznym stopniu niepełnosprawności.

Obecnie uważa się, że niepełnosprawność jest jednym z istotnych problemów społecznych współczesnego świata. Obecnie w Polsce liczba niepełnosprawnych w ocenie Głównego Urzędu Statystycznego szacowana jest na 5,5÷6,0 mln osób, co stanowi ok. 14% ogólnej populacji, przy czym według danych pochodzących ze Spisu Powszechnego z dnia 20 maja 2002 r. ogólna liczba niepełnosprawnych w Polsce wyniosła ponad 5 mln 456 tys. osób, z uwzględnieniem ok. 4,5 mln osób „niepełnosprawnych prawnie”, tj. posiadających orzeczenie o niepełnosprawności<sup>5</sup>. Postęp cywilizacyjny zachodzący w ostatnich dziesięcioleciach w krajach rozwiniętych, także w Polsce, spowodował wiele przemian demograficznych. Przejawiają się one m.in. postępującym starzeniem się społeczeństw czy wzrostem liczby osób niepełnosprawnych. Nastąpił wzrost zainteresowania problematyką niepełnosprawności, władze poszczególnych państw członkowskich musiały podjąć działania w zakresie zapobiegania dyskryminacji oraz ułatwienia integracji osób niepełnosprawnych z resztą społeczeństwa. Najbardziej znane idee to: „Turystyka dla wszystkich” oraz „Projektowanie dla wszystkich”. Ruch „Turystyka dla wszystkich” bazuje na następującej zasadzie: „każdy – bez względu na swoją niepełnosprawność – powinien mieć możliwość podróżowania po swoim kraju, do innego państwa oraz odwiedzania jakiegokolwiek miejsca, atrakcji turystycznej czy wzięcia udziału w wydarzeniu”<sup>6</sup>. Podstawowym celem działalności tych ruchów stało się umożliwienie korzystania z usług turystycznych wszystkim ludziom, niezależnie od ich niepełnosprawności czy ograniczeń zdrowotnych lub finansowych. Sama zaś idea „Projektowania dla wszystkich” opiera się na takich założeniach, jak<sup>7</sup>:

- projektowanie produktów, usług i programów użytkowych gotowych do użycia przez większość potencjalnych użytkowników bez żadnych modyfikacji,
- projektowanie produktów, które można łatwo zaadaptować na potrzeby różnych użytkowników,

<sup>5</sup> Państwowy Fundusz Rehabilitacji Osób Niepełnosprawnych, [www.pfron.org.pl](http://www.pfron.org.pl), 1 grudnia 2009 r.

<sup>6</sup> [www.tourismformall.org.uk](http://www.tourismformall.org.uk), 28 maja 2010 r.

<sup>7</sup> J. Grabowski, M. Milewska, A. Stasiak, *Vademecum organizatora turystyki niepełnosprawnych*, Wydawn. WSTH, Łódź 2007, s. 49.

- ujednolicenie interfejsów produktów tak, aby stały się kompatybilne z wyspecjalizowanym sprzętem, np. technicznymi urządzeniami pomocniczymi stosowanymi przez osoby niepełnosprawne.

Zachodzący postęp techniczny, również w zakresie środków i urządzeń wspomagających, zwiększa udział osób niepełnosprawnych w życiu zawodowym, kulturowym i społecznym. Swobodne podróżowanie i przebywanie poza miejscem swojego zamieszkania jest ograniczone różnymi czynnikami, które są odczuwalne dla osób niepełnosprawnych. Można do nich zaliczyć<sup>8</sup>:

- ograniczenia finansowe,
- ograniczenia architektoniczne i urbanistyczne,
- bariery społeczne,
- brak środka transportu,
- wysoki koszt usług,
- brak dostępu do informacji o możliwości uprawiania turystyki.

Podróżowanie, poznawanie świata, aktywny wypoczynek stały się w przypadku osób niepełnosprawnych bodźcem przyspieszającym i wspomagającym procesy odnowy, rehabilitacji, dlatego konieczne jest, by były łatwo dostępne. Turystyka jest dziedziną życia, która powinna odgrywać bardzo istotną rolę w przewyżczeniu dyskryminacji osób niepełnosprawnych.

### **3. Wykorzystanie samolotów w turystyce osób niepełnosprawnych**

#### **3.1. Rodzaje transportu w turystyce**

Transport ma podstawowe znaczenie w zaspokajaniu potrzeb związanych z uprawianiem turystyki. Umożliwia on turystyce zarówno dotarcie do miejsca docelowego podróży, jak i poruszanie się w obrębie odwiedzanego rejonu. Transport w turystyce można klasyfikować na różne sposoby. Ze względu na sposób podróżowania wyróżnia się:

- transport lądowy (samochodowy, kolejowy, konny, rowerowy, pieszy),
- transport powietrzny (lotniczy),
- transport wodny (żegluga morska, żegluga śródlądowa).

Innym kryterium podziału transportu w turystyce może być zasięg działania: lokalny, regionalny, krajowy i międzynarodowy. Rodzaj środka transportu zależy od odległości pomiędzy miejscem zamieszkania turysty a miejscem docelowym podróży. Bariery komunikacyjne polegają głównie na utrudnieniach w podróży oraz braku specjalistycznych środków transportu. Niezmiernie istotnym punktem związanym z transportem w turystyce osób niepełnosprawnych jest dostępność komunikacyjna, w skład której wchodzi: baza komunikacyjna turystyki, szlaki komunikacyjne drogowe i kolejowe, dworce, przystanki, par-

---

<sup>8</sup> Ibidem.

kingi, ścieżki i szlaki turystyczne<sup>9</sup>. Zasadnicze znaczenie w obsłudze ruchu turystycznego osób niepełnosprawnych ma transport lotniczy. Do jego głównych zalet można niewątpliwie zaliczyć:

- czas podróży,
- komfort podróży,
- bezpieczeństwo podróży,
- bezpośredniość,
- kompleksową i sprawną obsługę w portach lotniczych.

Z kolei wadami są:

- wysoki koszt podróży (poza promocjami),
- ograniczona liczba lotnisk na danym terenie,
- dostępność.

### 3.2. Lotnisko w Łososinie Dolnej

Wykorzystanie samolotu w turystyce osób niepełnosprawnych przedstawiono na przykładzie lotniska w Łososinie Dolnej (rys. 1.). Miejscowość ta, będąca siedzibą gminy, leży przy ujściu rzeki Łososiny do Dunajca, na pograniczu Beskidu Wyspowego i Pogórza Rożnowskiego, przy drodze krajowej nr 75 Kraków–Nowy Sącz. Łososina Dolna to miejscowość o charakterze rolniczo-sadowniczym, posiadająca ok. 2000 mieszkańców. Na jej terenie znajduje się lotnisko sportowe Aeroklubu Podhalańskiego, będące kontynuacją przedwojennych tradycji lotniczych, kiedy na terenie góry Jodłowiec utworzono szkołę szybowcową. Lotnisko w Łososinie Dolnej powstało dzięki staraniom i zaangażowaniu wielu osób. Pod koniec 1960 r. płytę lotniska wykonały wojska inżynieryjne. Teren lotniska obejmuje 43,6 ha.

Lotnisko posiada zabytkowe samoloty, samoloty sportowe, takie jak AN2 „Antek-Dwupłatowiec” (rys. 2.), SP-AWF-JAK 12, WILGA-35 oraz szybowce „Bocian”<sup>10</sup>. Do atrakcji lotniska w Łososinie Dolnej można zaliczyć: loty widokowe (rys. 3.), festyny lotnicze i akrobacje podniebne.



Rys. 1. Aeroklub Podhalański – lotnisko w Łososinie Dolnej

Źródło: [www.aph.org.pl](http://www.aph.org.pl), 14 kwietnia 2009 r.

<sup>9</sup> W. Kurek, *Turystyka*, Wydawn. Naukowe PWN, Warszawa 2007, s. 165.

<sup>10</sup> <http://www.aph.org.pl/?module=aeroklub&action=historia>, 14 kwietnia 2009 r.



Rys. 2. Samolot sportowy „Antek-Dwupłatowiec”

Źródło: [www.aph.org.pl](http://www.aph.org.pl), 14 kwietnia 2009 r.



Rys. 3. Widok z lotu ptaka

Źródło: [www.aph.org.pl](http://www.aph.org.pl), 14 kwietnia 2009 r.

### 3.3. Propozycje rozwiązań technicznych umożliwiających osobom niepełnosprawnym podróżowanie samolotem

Zaprezentowane w tym punkcie autorskie propozycje, związane z przygotowaniem osób niepełnosprawnych do podróży samolotem, umożliwiają łatwe wejście na pokład samolotu osobom poruszającym się na wózku inwalidzkim.

Pierwsze rozwiązanie (rys. 4.) jest przykładem zastosowania podjazdu składającego się z pochylni i podestu. Zaletą tego rodzaju podjazdu są niskie koszty wykonania, problemem z kolei mogą być gabaryty konstrukcji. Zarówno pochylnia, jak i podjazd powinny być umiejscowione na terenie utwardzonym, rozmiary wykluczają możliwość ich złożenia i przewiezienia na pokładzie samolotu.

Następna propozycja podjazdu do samolotu dla osób poruszających się na wózkach inwalidzkich została opracowana z wykorzystaniem automatycznego podnośnika hydraulicznego (rys. 5.).

Rys. 4. Propozycja podjazdu do samolotu dla osób poruszających się na wózku inwalidzkim

Źródło: opracowanie własne A. Pajor.



Rys. 5. Podnośnik hydrauliczny do samolotu dla osób poruszających się na wózku inwalidzkim

Źródło: opracowanie własne A. Pajor.

Rozwiązanie to jest bardziej nowoczesne i komfortowe, ale wiąże się ono z większymi kosztami produkcji. Wzrost kosztów wynika z zastosowania podnośnika hydraulicznego. Zmniejszają się wymiary gabarytowe urządzenia, a równocześnie zwiększa się funkcjonalność podjazdu.

### 3.4. Proponowane trasy przelotu samolotem

W obrębie lotniska Aeroklubu Podhalańskiego można skorzystać z lotów pasażerskich samolotami sportowymi. Jest to doskonała okazja dla turystów, którzy z lotu ptaka chcą zobaczyć piękno regionu. Pierwsza proponowana trasa lotu zajmuje ok. 15 min i jest stworzona z myślą o tych, którzy ze względów finansowych bądź zdrowotnych nie będą mogli sobie pozwolić na dłuższy lot. W trakcie lotu można poznać następujące budowle i miejscowości (rys. 6.): Jezioro Rożnowskie, zaporę na Jeziorze Rożnowskim, Gródek nad Dunajcem, Rożnów, Tęgoborze.

ERROR: ioerror  
OFFENDING COMMAND: image

STACK:

**Marcin OŁPIŃSKI**  
**Bartosz TRELA**  
studenci Politechniki Rzeszowskiej

**Jolanta WARCHOŁ**  
Politechnika Rzeszowska

## **USUWANIE METALI CIĘŻKICH NA SORBENTACH MODYFIKOWANYCH EDTA I DTPA**

Praca stanowi przegląd literatury na temat sorpcji jonów metali ciężkich z roztworów wodnych na sorbentach modyfikowanych czynnikami chelatującymi. Przedstawiono charakterystykę najczęściej stosowanych modyfikantów: kwasu etylenodiaminotetraoctowego (EDTA) oraz dietylenotriaminopentaoctowego (DTPA). Omówiono mechanizm i efektywność procesu adsorpcji na modyfikowanych: chitozanie, żelu krzemionkowym, żywicy melaminowo-formaldehydowej, dendrymerach poliamidoaminowych, wodorotlenkach dwuwarstwowych, celulozie, wyłokach z trzciny cukrowej. Ze względu na stosunkowo dużą pojemność adsorpcyjną oraz selektywność stanowią alternatywę dla powszechnie stosowanych węgla aktywnych.

### **1. Wprowadzenie**

Metale ciężkie ze względu na bioakumulację oraz działanie mutagenne stanowią szczególne zagrożenie dla jakości ujmowanych wód. Podstawowym źródłem tych zanieczyszczeń są ścieki przemysłowe, bytowo-gospodarcze oraz spływy z terenów upraw rolniczych. Duże zagrożenie dla wód naturalnych stanowią również odpady komunalne i przemysłowe, z których metale są wymywane przez odpady atmosferyczne [1].

Konwencjonalne metody usuwania metali ciężkich to: strącanie, koagulacja i flokulacja, filtracja, utlenianie, procesy membranowe i sorpcyjne [2]. Niestety procesy te są kosztowne i nie zawsze pozwalają na usunięcie metali ciężkich w stopniu odpowiadającym wartościom normatywnym. Procesy sorpcyjne są jedną z najbardziej efektywnych metod usuwania zanieczyszczeń ze środowiska wodnego. Ich ważną zaletą jest możliwość regeneracji sorbentu do jego wielokrotnego użycia i odzysku zaadsorbowanych substancji na drodze desorpcji lub ekstrakcji. Powszechnie stosowanymi w technologii uzdatniania wody i oczyszczania ścieków materiałami sorpcyjnymi są węgle aktywne i syntetyczne żywice jonowymiennie, jednak ich użycie wiąże się z dużymi kosztami inwestycyjnymi



oraz z utratą ok. 15% masy sorbentu podczas jego regeneracji [3]. W związku z tym poszukuje się alternatywnych, tanich materiałów sorpcyjnych, których wykorzystanie stwarzałoby możliwość efektywnego usuwania zanieczyszczeń. W ostatnich latach opublikowano kilka prac przeglądowych, w których zamieszczono informacje o możliwości wykorzystania wielu materiałów odpadowych, surowców mineralnych oraz materiałów pochodzenia biologicznego [4÷7]. Ich ważnym mankamentem jest niska pojemność adsorpcyjna i stosunkowo powolna kinetyka procesu. Okazuje się jednak, że efektywność adsorpcji można zwiększyć poprzez modyfikację powierzchni sorbentu. Polega ona na utworzeniu trwałych połączeń chemicznych z wielkocząsteczkowymi czynnikami chelatującymi. Do czynników tych zalicza się (kolejno podano nazwę, skrót nazwy, wzór sumaryczny, numer CAS kwasu) [8]:

- kwas etylenodiaminotetraoctowy | EDTA |  $C_{10}H_{16}O_8N_2$  | 60-00-4 |,
- kwas 2-hydroksyetyloetylenodiaminotrioctowy | HEEDTA |  $C_{10}H_{18}O_7N_2$  | 150-39-0 |,
- kwas dietylenotriaminopentaoctowy | DTPA |  $C_{14}H_{23}O_{10}N_3$  | 67-43-6 |,
- kwas etylenodiamino-N,N'-di[(ortohydroksyfenylo)octowy] | [o,o] EDDHA |  $C_{18}H_{20}O_6N_2$  | 1170-02-1 |,
- kwas etylenodiamino-N-[(ortohydroksyfenylo)octowy]N'-[(parahydroksyfenylo)octowy] | [o,p] EDDHA |  $C_{18}H_{20}O_6N_2$  | 475475-49-1 |,
- kwas etylenodiamino-N,N'-di[(ortohydroksymetylofenylo)octowy] | [o,o] EDDHMA |  $C_{20}H_{24}O_6N_2$  | 641632-90-8 |,
- kwas etylenodiamino-N-[(ortohydroksymetylofenylo)octowy]N'-[(parahydroksymetylofenylo)octowy] | [o,p] EDDHMA |  $C_{20}H_{24}O_6N_2$  | 641633-41-2 |,
- kwas etylenodiamino-N,N'-di[(5-karboksy-2-hydroksyfenylo)octowy] | EDDCHA |  $C_{20}H_{20}O_{10}N_2$  | 85120-53-2 |,
- kwas etylenodiamino-N,N'-di[(2-hydroksy-5-sulfofenylo)octowy] oraz produkty jego kondensacji | EDDHSA |  $C_{18}H_{20}O_{12}N_2S_2 + n*(C_{12}H_{14}O_8N_2S)$  | 57368-07-7 i 642045-40-7 |.

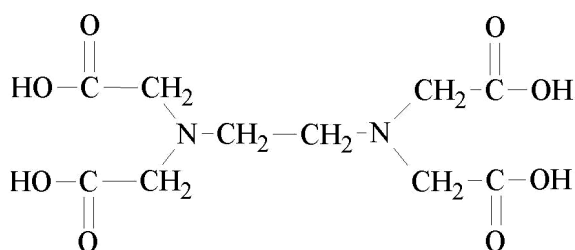
## 2. Charakterystyka EDTA i DTPA

### EDTA

Kwasy etylenodiaminotetraoctowy EDTA oraz dietylenotriaminopentaoctowy DTPA są najczęściej stosowanymi czynnikami chelatującymi. Dalej przedstawiono ich krótką charakterystykę.

EDTA (kwas etylenodiaminotetraoctowy) o wzorze sumarycznym  $C_{10}H_{16}N_2O_8$  jest organicznym związkiem chemicznym z grupy amin, o wzorze strukturalnym przedstawionym na rys. 1. EDTA tworzy kompleksy z jonami metali ciężkich za pomocą 4 atomów tlenu i 2 atomów azotu z jonami większości metali. Kompleksy te charakteryzują się dobrą trwałością termodynamiczną

i kinetyczną, co jest skutkiem utworzenia tzw. pierścienia chelatowego cyklicznego fragmentu, którego jednym z elementów jest koordynujący atom metalu. EDTA jest powszechnie stosowany w przemyśle farmaceutycznym, jako antyoksydant oraz czynnik kompleksujący kationy metali ciężkich, oraz w przemyśle spożywczym, jako konserwant żywności [9]. W medycynie EDTA stosuje się przede wszystkim do usuwania z organizmu metali ciężkich, które dostają się do niego wraz z zanieczyszczonym powietrzem, wodą i pożywieniem. W ostatnim czasie prowadzono liczne prace badawcze z użyciem EDTA, m.in. podjęto badania nad absorpcją tlenu azotu w roztworach i zawiesinach siarczynów z dodatkiem chelatu Fe(II)EDTA jako katalizatora do jednoczesnego usuwania tlenków azotu i dwutlenku siarki ze spalin energetycznych elektrowni opalanych węglem [10].

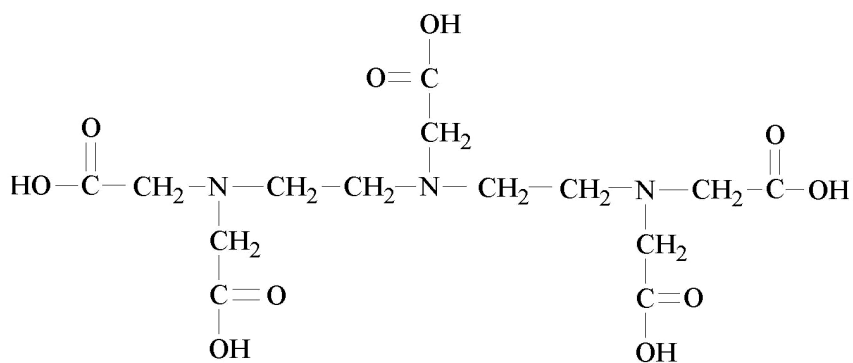


Rys. 1. Wzór strukturalny EDTA

Obecność EDTA w środowisku wodnym jest wynikiem odprowadzania ścieków z procesów obróbki metali, a w szczególności: elektropokrywania, pokrywania powłokami malarskimi i wykonywania warstw podkładowych. W Europie EDTA zaliczany jest do głównych zanieczyszczeń organicznych [11].

### DTPA

DTPA (kwas dietylenotriaminopentaoctowy) jest aminą o wzorze sumarycznym  $C_{14}H_{23}N_3O_{10}$ , której wzór strukturalny przedstawiono na rys. 2. Podobnie jak EDTA, kwas ten wykazuje właściwości koordynujące w stosunku do metali ciężkich. Kompleks chelatowy DTPA z wapnem (dietylenotriaminopentaocjan trisodu wapnia, Ca-DTPA) jest środkiem leczniczym stosowanym do usuwania z organizmu niektórych radionuklidów i metali ciężkich. Kompleks  $^{111}\text{In}$ -DTPA-ludzkie przeciwciała poliklonalne ma zastosowanie w wykrywaniu długoterminowych zapaleń i zakażeń. Udowodniono, że koniugaty z DTPA pomagają w identyfikacji nowotworów prostaty, jajników czy jelita [11]. Możliwe jest również zastosowanie kompleksu izotopu miedzi z DTPA- $^{61}\text{Cu}$ -DTPA w tomografii pozytonowej PET, jako wskaźnika izotopowego, w cystenografii oraz w innych analizach diagnostycznych [12].



Rys. 2. Wzór strukturalny DTPA

### 3. Sorpcja metali w obecności EDTA lub DTPA

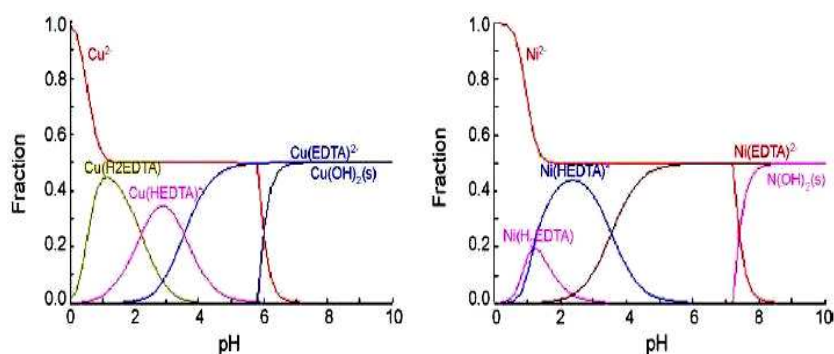
Sorpcja metali ciężkich z roztworów wodnych w obecności czynników chelatujących może przebiegać dwoma sposobami:

1. Niemodyfikowany sorbent poddaje się kontaktowi ze ściekami zawierającymi jony metali ciężkich oraz cząsteczki EDTA lub DTPA. Jony metali tworzą z czynnikami chelatującymi trwałe kompleksy, których udział jest ściśle związany z odczynem pH (rys. 3.). Powstałe chelaty nie są usuwane przez sorbent. Badania przeprowadzone z wykorzystaniem odpadów kawowych i łodyg winogron wykazały, że obecność EDTA i DTPA w ściekach obniża efektywność sorpcji jonów  $\text{Cu}^{2+}$  i  $\text{Ni}^{2+}$  (tab. 1.) [13].
2. Sorbent poddawany jest najpierw chemicznej modyfikacji kwasami EDTA lub DTPA. Tak powstały materiał wykorzystuje się do usuwania metali ciężkich. Przeprowadzona modyfikacja powoduje zwiększenie pojemności sorpcyjnej oraz selektywności w stosunku do jonów metali.

Formy EDTA występujące w roztworze wodnym można opisać ogólnym wzorem  $\text{H}_n\text{EDTA}_n^{4-n}$ , gdzie  $n$  zawiera się w przedziale od 0 do 5. Obliczenia wykonane przy użyciu oprogramowania MINEQL (Visual MINTEQ ver. 2.53) (rys. 3.) wykazały, że ujemnie naładowany jon  $\text{H}_3\text{EDTA}$  (41%) oraz cząsteczka  $\text{H}_4\text{EDTA}$  (35%) są dominującymi formami przy wartości odczynu  $\text{pH} = 2$ . Dlatego mechanizm usuwania metali na zmodyfikowanych sorbentach przebiega według reakcji:



gdzie:  $\text{R}$  – sorbent,  $i$  – liczba skompleksowanych jonów wodorowych z EDTA (zmieniająca się od 2 do 3),  $\text{M}^{2+}$  – jon metalu.



Rys. 3. Udział kompleksów chelatujących jony Cu(II) i Ni(II) w funkcji pH (stosunku metal:EDTA 1:0,5), na podstawie [13]

Tabela 1. Wpływ EDTA na pojemność sorpcyjną metali ciężkich Cu(II) i Ni(II) dla łodygi winogron i odpadów kawowych, na podstawie [13]

| Sorbent         | Metal | Koncentracja EDTA, mM | Pojemność sorpcyjna, $q_{\max}$ , $\text{mg} \cdot \text{g}^{-1}$ |
|-----------------|-------|-----------------------|---|
| Łodygi winogron | Cu    | -                     | 42,92   |
|                 |       | 0,2                   | 23,86   |
|                 | Ni    | -                     | 38,31   |
|                 |       | 0,2                   | 15,48   |
| Odpady kawowe   | Cu    | -                     | 11,60   |
|                 |       | 0,2                   | 10,52   |
|                 | Ni    | -                     | 7,25  |
|                 |       | 0,2                   | 6,3   |

Według tego mechanizmu co najmniej jeden proton powinien przechodzić do roztworu. Jednakże eksperymentalnie stwierdzono, że liczba protonów przechodzących do roztworu, względem każdego zaadsorbowanego jonu metalu, jest o połowę mniejsza niż oczekiwano. Wynika stąd, że część protonów zostaje związana z powierzchnią sorbentu zgodnie z reakcją:

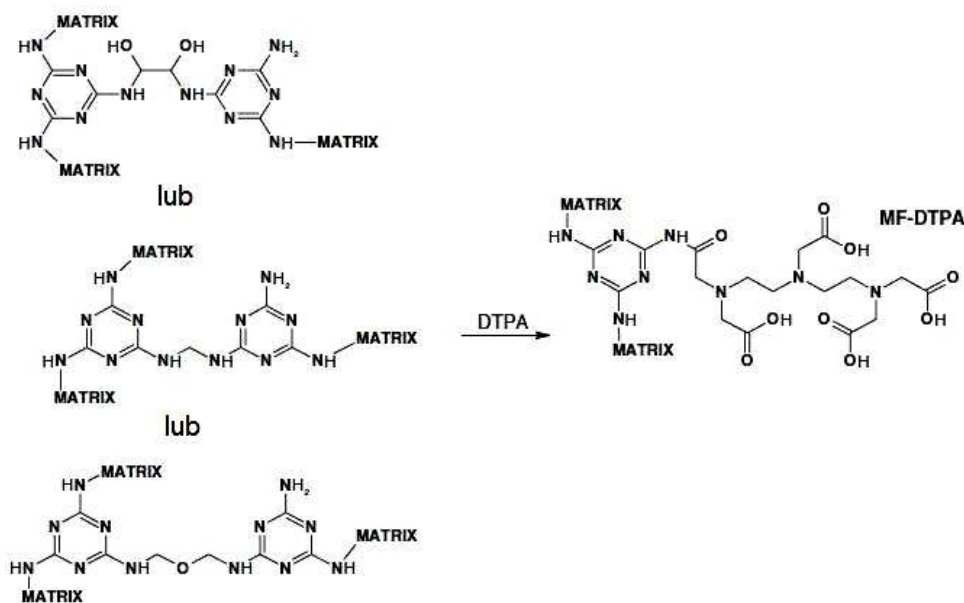


Stała protonowania ( $\log K_p$ ) reakcji (2) wynosząca 6.3 wskazuje, że wszystkie wolne grupy aminowe były protonowane przy wartości odczynu  $\text{pH} = 2$ . Dlatego wartość odczynu  $\text{pH}$  nie zmniejszała się tak bardzo w czasie adsorpcji, jak wynika to z reakcji (1).

## 4. Sorbenty modyfikowane EDTA lub DTPA

### 4.1. Żywice melaminowo-formaldehydowe

Sorbenty poddane modyfikacji mogą być zarówno materiałami nieorganicznymi, syntetycznymi, jak i naturalnymi polimerami. Ich wspólną cechą jest obecność aktywnych grup aminowych ( $-\text{NH}_2$ ), które tworzą trwałe, chemiczne wiązanie z DTPA lub EDTA. Jednym z takich sorbentów jest żel melaminowo-formaldehydowy. Żywica MF jest porowata i w swojej matrycy posiada odpowiednią platformę, która może funkcjonować z niektórymi związkami chelatującymi. Schemat modyfikacji żywicy czynnikiem DTPA przedstawiono na rys. 4.



Rys. 4. Schemat modyfikacji żelu melaminowo-formaldehydowego, na podstawie [14]

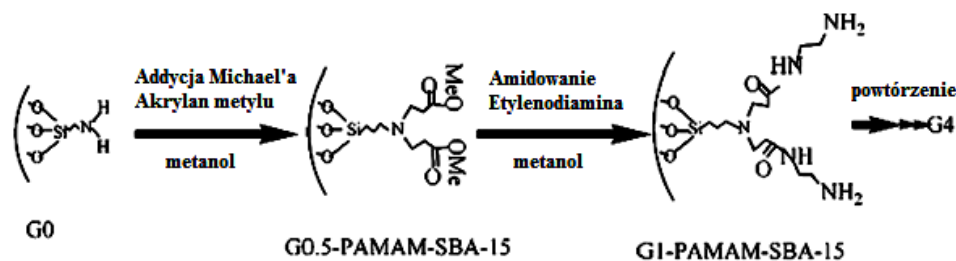
Modyfikowana żywica MF sorbuje jony metali ciężkich według następującego szeregu selektywności:  $\text{Cd} > \text{Co} > \text{Cu} > \text{Zn}$ . Maksymalna pojemność w odniesieniu do jonu Cd wynosi 17 mg/g. Efektywność procesu zależy od temperatury i odczynu pH. Jeżeli sorbent posiada grupy inne niż aminowe, to wcześniej można poddać go aktywacji, np. (3-aminopropyl)trietoksyloksilanem (APTES) [14].

## 4.2. Dendrymery poliamidoaminowe

Dendrymery poliamidoaminowe (PAMAM) to związki o charakterze polymerów, które po raz pierwszy zostały otrzymane w latach 80. XX w. Dendrymery PAMAM składają się z kulistych makrocząsteczek z trzema kowalencyjnie związanymi częściami: rdzeniem, wewnętrznymi rozgałęzieniami i terminalnymi rozgałęzieniami. Nanootwory i łatwość funkcjonalizacji grup terminalnych wpływają na unikalne właściwości PAMAM, które znalazły zastosowanie m.in. w katalizie, podawaniu leków, uzdatnianiu wody. Ich charakterystyka jest uzależniona przede wszystkim od właściwości powtarzających się jednostek (generacji dendrymeru). Dendrymery PAMAM mogą być wykorzystane jako czynniki chelatujące, ze względu na dużą gęstość ligandów azotowych i możliwość przyłączania grup funkcyjnych, takich jak: aminy pierwszorzędowe lub karboksylany, które mogą prowadzić do znacznego wzrostu zdolności wiązania różnych toksycznych jonów metali. Dendrymery PAMAM znalazły zastosowanie w usuwaniu metali z gleby i roztworów wodnych, a pierwsze doniesienia na ten temat odnotowano w 1999 roku [15]. Diallo i inni badali wpływ dendrymerów na usuwanie jonów miedzi ze środowiska wodnego. Zauważono, że obecność jonów sodu, wapnia i magnezu nawet w wysokim stężeniu (charakterystycznym dla ścieków przemysłowych) nie ma znaczącego wpływu na wiązanie jonów  $\text{Cu}^{2+}$  do dendrymeru [16]. Z kolei obecność jonów sodu obniża efektywność sorbowania jonów  $\text{Cd}^{2+}$  [17]. Dendrymery mogą być poddawane recyklingowi przez membranę ultrafiltrującą, jednak metoda ta jest droga i niedogodna. Innym rozwiązaniem jest sorpcja jonów metali na dendrymerach modyfikowanych czynnikami chelatującymi (PAMAM-SBA-15 i EDTA-Gn-PAMAM-SBA-15) [18].

$G_n$ -PAMAM-SBA-15 i EDTA- $G_n$ -PAMAM-SBA-15 (gdzie  $n$  – liczba generacji dendrymeru) to dendrymery poliamidoaminowe, których schemat syntezy przedstawiono na rys. 5. [18]. Modyfikowane dendrymery poliamidoaminowe  $G_n$ -PAMAM-SBA-15 i EDTA- $G_n$ -PAMAM-SBA-15 posiadają wysoką pojemność adsorpcyjną względem jonów  $\text{Cr}^{3+}$ ,  $\text{Cu}^{2+}$ ,  $\text{Pb}^{2+}$  i  $\text{Zn}^{2+}$ ,  $\text{Ni}^{2+}$ ,  $\text{Pb}^{2+}$ . Czas kontaktu potrzebny do osiągnięcia maksymalnej pojemności adsorpcyjnej wynosi 24 h dla wszystkich metali. Dla większości jonów metali najodpowiedniejsze warunki adsorpcji ustalono przy odczynie  $\text{pH} = 4$ . Wyjątek stanowią jony  $\text{Ni}^{2+}$ , dla których zwiększa się wydajność wraz ze wzrostem odczynu  $\text{pH}$ . Maksymalne pojemności adsorpcyjne w przypadku G3-PAMAM-SBA-15 wynoszą: 13,7, 5,3, 23,0 i 13,4 mg/g odpowiednio dla  $\text{Zn}^{2+}$ ,  $\text{Pb}^{2+}$ ,  $\text{Cr}^{3+}$  i  $\text{Cu}^{2+}$ , natomiast dla EDTA-G3-PAMAM-SBA-15: 12,4, 10,0, 6,0 i 12,3 mg/g odpowiednio dla  $\text{Ni}^{2+}$ ,  $\text{Zn}^{2+}$ ,  $\text{Pb}^{2+}$  i  $\text{Cu}^{2+}$ . Na uwagę zasługuje fakt, że ilości jonów  $\text{Ni}^{2+}$  i  $\text{Cr}^{3+}$  zaadsorbowanych odpowiednio na materiale G3-PAMAM-SBA-15 i EDTA-G3-PAMAM-SBA-15 były niskie, ale zawsze stałe, nawet jeśli stężenia innych jonów znacznie wzrosły. Tak więc można realizować separację jonów metali z roztworów wieloskładnikowych.  $G_n$ -PAMAM-SBA-15 ( $n = 3$  i  $4$ ) charaktery-

zuje się dużą skutecznością usuwania jonów  $\text{Pb}^{2+}$ ,  $\text{Zn}^{2+}$ ,  $\text{Cr}^{3+}$  i stosunkowo niskimi wydajnościami w stosunku do  $\text{Cu}^{2+}$  i  $\text{Ni}^{2+}$ . Wy tłumaczyć to można na podstawie teorii twardych i miękkich kwasów i zasad – HSAB (*Hard and Soft Acids and Bases*). Zgodnie z tą teorią, jon  $\text{Cr}^{3+}$  o wysokim ładunku i małym promieniu jest kwasem twardym, który może tworzyć silne wiązanie z twardą zasadą. W tym przypadku dendrymery zakończone grupą aminową mogą być traktowane jak twarda zasada, która wykazuje dobre zdolności protonodonorowe. Jony  $\text{Ni}^{2+}$ ,  $\text{Cu}^{2+}$ ,  $\text{Zn}^{2+}$  i  $\text{Pb}^{2+}$  mogą być traktowane jako przypadki pośrednie i mogą tworzyć wiązania zarówno z twardymi, jak i miękkimi zasadami. Ich polaryzacja będzie odgrywać ważną rolę w interakcji pomiędzy jonami metali a dendrymerami, kiedy będą posiadały tę samą wartościowość. Im większy będzie promień jonów metali, tym większa będzie polaryzacja. Tak więc szereg selektywności przedstawia się następująco:  $\text{Pb}^{2+} > \text{Zn}^{2+} > \text{Cu}^{2+} > \text{Ni}^{2+}$ . Jest to wynik odpowiadający stwierdzeniu, że dzięki  $-\text{NH}_2$ , jako grupie terminalnej dendrymery PAMAM mogłyby separować jony  $\text{Cu}^{2+}$  od jonów  $\text{Ni}^{2+}$  w roztworach wodnych. Przypuszcza się, że jony metali mogą być wiązane zarówno przez wewnętrzne, jak i terminalne grupy aminowe.



Rys. 5. Synteza Gn-PAMAM-SBA-15

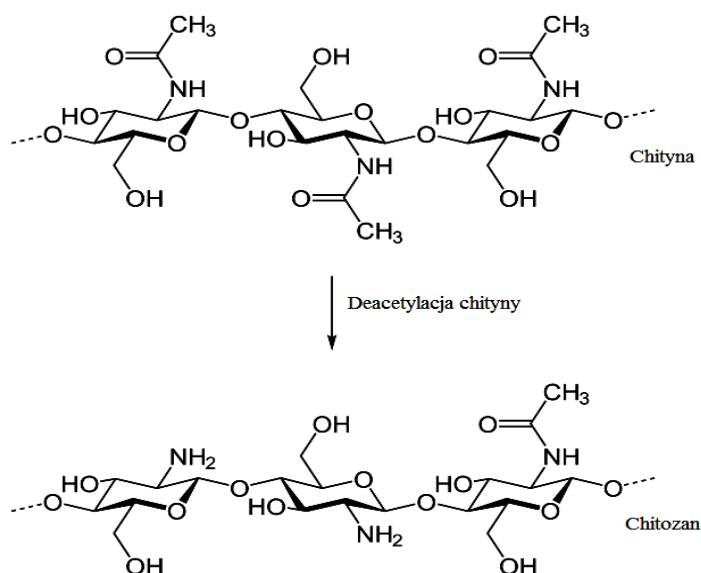
Materiał modyfikowany EDTA-Gn-PAMAM-SBA-15 usuwa jony o małym ładunku i dużym promieniu. Ponieważ stałe stabilności  $\text{Pb}^{2+}$  ( $10^{18.3}$ ),  $\text{Zn}^{2+}$  ( $10^{16.4}$ ),  $\text{Ni}^{2+}$  ( $10^{18.6}$ ) i  $\text{Cu}^{2+}$  ( $10^{18.7}$ ) są porównywalne z EDTA, szereg selektywności pokrywa się z przedstawionymi doświadczeniami, wskazując na pewne różnice między EDTA wolnym a związanym z dendrymerami. EDTA przyłączony do powierzchni PAMAM posiada sztywniejszą strukturę, podobnie jak dendrymery wyższej generacji. Strukturalna elastyczność EDTA połączonego z nieorganiczną cząstką może zmniejszyć powinowactwo do  $\text{Cr}^{3+}$ , które obserwowano wcześniej. Sztywne grupy terminalne są łączone koordynacyjnie z jonami metali i tworzą powłoki o ładunku dodatnim na powierzchni dendrymerów, które mogłyby zapobiec dyfuzji jonów metali do wnętrza PAMAM. Jony  $\text{Cr}^{3+}$  mają zatem trudniejszy dostęp do donoru pary elektronowej [19].

Istnieje możliwość desorpcji jonów metali za pomocą HCl. Przy kolejnej próbie regeneracji zaobserwowano jednak spadek pojemności adsorpcyjnej,

która w przypadku EDTA-Gn-PAMAM-SBA-15 stanowiła 93±95% pojemności pierwotnej [18].

### 4.3. Chitozan

Chitozan poli(2-deoksy-2-aminoglukozą) to substancja organiczna, pochodna chityny, produkowana w procesie deacetylizacji, której stopień określa udział grup aminowych (rys. 6.). Ze względu na swoje właściwości, takie jak: biodegradowalność, biogodność i bioaktywność, chitozan może znaleźć zastosowanie w różnych gałęziach przemysłu. Chitozan lub jego pochodne wykorzystywane są w rolnictwie, jako ekologiczny środek ochrony roślin, umożliwia modyfikowanie włókien i wyrobów włókienniczych, a w przemyśle spożywczym stosowany jest jako konserwant żywności i suplement diety w preparatach na odchudzanie [20]. W technologii uzdatniania wody i oczyszczania ścieków chitozan może być stosowany do usuwania jonów metali z wody. Jako naturalny sorbent posiada wyższą selektywność niż typowe żywice. Ponadto charakteryzuje się dobrą hydrofilowością oraz elastyczną strukturą łańcucha polimerowego.



Rys. 6. Reakcja deacetyljacji chityny

Koniugaty chitozan-EDTA 1:20 i 1:40 stanowią nowy typ polimerów przylegających do śluzówki, posiadają zalety jako nośniki doustnych leków peptydowych i proteinowych. Polimery te wykazują doskonałe właściwości adhezyjne i w przeciwieństwie do pochodnych poli(akrylanu) tworzą kompleksy z metala-



mi dwuwartościowymi już w niskich stężeniach, nie koagulują ani nie tworzą osadów [18]. Badania prowadzone nad sorpcją metali na modyfikowanym chitozanie związkami chelatującymi wykazały, że sorbenty te mogą być stosowane w warunkach dynamicznych, ze względu na odpowiednie właściwości mechaniczne. Szeregi selektywności dla obu adsorbentów przedstawiają się następująco:  $\text{Cu} > \text{Ni} \gg \text{Fe}, \text{Zn}, \text{Cd}, \text{Co} \gg \text{Mn}$ , natomiast dla metali innych niż dwuwartościowe w kolejności:  $\text{Fe} > \text{In} > \text{Ga} > \text{Mo} \gg \text{V} \gg \text{Al}$ . Maksymalna pojemność sorpcyjna dla niklu wyniosła 2,1 i 2,0 mmol/g dla chitozanu modyfikowanego odpowiednio EDTA i DTPA, a szereg selektywności jest zgodny ze stałymi stabilności chelatów metali [21].

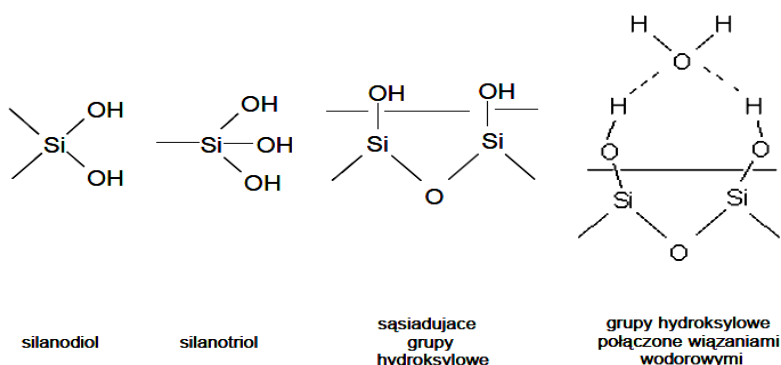
#### 4.4. Żel krzemionkowy

Krzemionka jest końcowym produktem powolnego rozkładu krzemianów pod wpływem wody i dwutlenku węgla. Występuje w przyrodzie w dużych ilościach jako piasek. Zawiera najczęściej różne zanieczyszczenia. Prawie czystą krzemionką jest piasek morski. W zależności od postaci, w jakiej występuje i zabarwienia tlenek krzemu tworzy różne minerały. Krzemionka jest charakteryzowana na podstawie czterech podstawowych cech: struktury krystalicznej, dyspersyjności, składu powierzchni, porowatości. Substancja ta jest najbardziej rozpowszechnionym adsorbentem – nośnikiem chemicznie związanych faz stacjonarnych. Wśród głównych postaci krzemionek wykazujących dobrą dyspersyjność można wyróżnić: żel krzemionkowy, kserożel i aerożel.

Grupy silanolowe (Si-OH), które są wspólne dla wymienionych materiałów, stanowią reaktywne miejsca umożliwiające modyfikacje struktury powierzchni. Istnieje wiele metod modyfikacji powierzchni, przy czym literatura opiera się na dwóch sposobach. Pierwszy z nich polega na hydrosilacji atomów krzemu zlokalizowanych w wiązaniach siloksanowych, na chemicznym wiązaniu różnych organosilanów, zawierających aktywne grupy: chlorową, metoksyłową, etoksyłową i aminową z powierzchnią nośnika. W zależności od obróbki wstępnej struktury powierzchni wyróżnia się następujące typy grup silanolowych: silanodiol, silanotriol, sąsiadujące grupy hydroksylowe oraz grupy hydroksylowe połączone wiązaniami wodorowymi (rys. 7.). Żel krzemionkowy jest bezpostaciową uwodnioną krzemionką ( $\text{SiO}_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$ ), otrzymywaną m.in. w wyniku działania kwasu siarkowego na krzemian sodu (szkło wodne). W zależności od struktury wewnętrznej żel krzemionkowy dzieli się na szeroko- i wąskoporowaty. Ten ostatni jest bardziej wytrzymały mechanicznie [22].

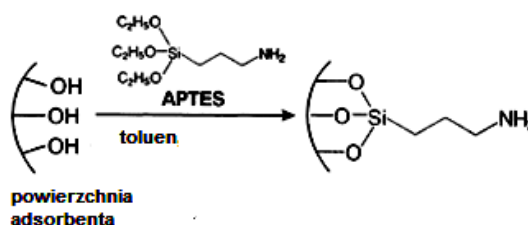
Od wielu lat poszukiwane są nowe sposoby chemicznej modyfikacji pochodnych różnych postaci krzemionki. W badaniach zastosowano wiele metod dążących do zmiany ich właściwości powierzchniowych, topografii, zewnętrznej energii powierzchniowej czy rozmiarów porów. Wykazano, że przy stosowaniu tych materiałów niezwykle ważne są cechy adsorpcyjne i struktura modyfikowanych krzemionek [23]. Chemiczna modyfikacja żelu krzemionkowego po-

przedzona jest aktywacją wstępną (3-aminopropyl)trietoksyloksysilanem (APTES) w obecności toluenu (rys. 8.). Następnie aktywna powierzchnia reaguje poprzez grupy aminowe w reakcji z bezwodnikiem EDTA lub DTPA.



Rys. 7. Typy grup silanolowych występujących na powierzchni różnych postaci krzemionki, na podstawie [22]

Rys. 8. Schemat aktywacji powierzchni żelu krzemionkowego, na podstawie [24]



Chemisorpcja cząsteczek chelatujących na powierzchni żelu krzemionkowego zapewnia mechaniczną stabilność i nierozpuszczalność w roztworach wodnych, przez co zwiększa efektywność, czułość i selektywność zastosowań analitycznych [25]. Żel krzemionkowy modyfikowany EDTA posiada również dużą przewagę nad konwencjonalnymi wymiennicami jonowymi, która polega głównie na oddziaływaniu elektronów pomiędzy immobilizowaną (unieruchomioną) grupą funkcyjną w EDTA i usuwanym jonem metalu [26]. Usuwanie zanieczyszczeń na modyfikowanym żelu krzemionkowym jest procesem, który ma dużą przewagę nad ekstrakcją. Dotyczy to braku toksycznych rozpuszczalników, osadzania się międzyfazowych zawiesin oraz możliwości ekstrakcji zanieczyszczeń do ekstremalnie niskich stężeń [26]. Ponadto istnieje możliwość przeprowadzenia procesu desorpcji z użyciem HCl. Nie powoduje to zmian właściwości kompleksujących EDTA, co daje możliwość wielokrotnego użycia sorbentu.

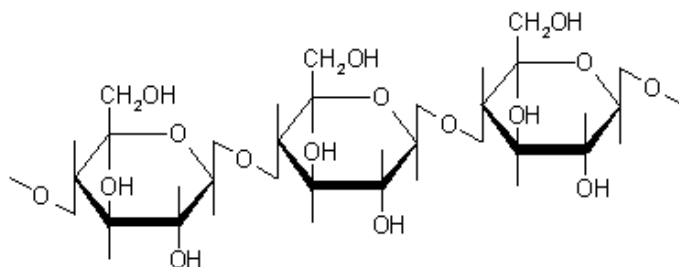
Żel krzemionkowy modyfikowany EDTA sorbuje metale ciężkie według następującego szeregu selektywności:  $\text{Cu}^{2+} > \text{Ni}^{2+} > \text{Zn}^{2+} > \text{Co}^{2+} > \text{Mn}^{2+}$ . Szereg ten jest zgodny z wartościami stałych stabilności kompleksów chelatujących metal(II)-EDTA. W tabeli 2. zestawiono wartości pojemności sorpcyjnej różnych adsorbentów względem jonów  $\text{Co}^{2+}$ . Jak widać, modyfikowany żel krzemionkowy wykazuje znacznie niższą niż żywice syntetyczne pojemność adsorpcyjną, jednak wyższą niż powszechnie stosowany węgiel aktywny [27].

Tabela 2. Porównanie wartości pojemności sorpcyjnych różnych adsorbentów jonu  $\text{Co}^{2+}$

| Sorbent                  | Pojemność sorpcyjna, mg/g | Literatura, na podstawie prac |
|--------------------------|---------------------------|-------------------------------|
| Żel krzemionkowy-EDTA    | 20,00                     | [27]                          |
| Żel krzemionkowy-DTPA    | 16,10                     | [27]                          |
| Węgiel aktywny           | 13,88                     | [28]                          |
| Naturalny zeolit         | 14,38                     | [29]                          |
| Żywica kationitowa IRN77 | 86,17                     | [30]                          |
| Zielone algi morskie     | 46,10                     | [31]                          |
| Musze krabów             | 20,47                     | [32]                          |

#### 4.5. Celuloza i wyłoki z trzciny cukrowej

Celuloza ( $\text{C}_6\text{H}_{10}\text{O}_5$ )<sub>n</sub> jest to polisacharyd składający się z łańcuchów zawierających do kilkunastu tysięcy reszt D-glukozy, połączonych wiązaniem glikozydowym w położeniach 1, 4. Celuloza stanowi naturalny polimer o barwie białej i strukturze włóknistej o stopniu polimeryzacji do 7÷8 tys. Wzór strukturalny celulozy przedstawia rys. 9.



Rys. 9. Wzór strukturalny celulozy

Celuloza posiada następujące właściwości:

- w kontakcie z roztworem wodnym pęcznieje, nie ulega rozpuszczeniu,
- rozpuszcza się w amoniakalnym roztworze miedzi(II) ( $[\text{Cu}(\text{NH}_3)_4](\text{OH})_2$ ), chlorowodorkach niektórych soli, stężonym kwasie siarkowym(VI),

- podgrzana nie topi się, ulega rozkładowi w temperaturze 180°C,
- ulega depolimeryzacji pod wpływem czynników utleniających (chlor, podchloryny, kwas azotowy).

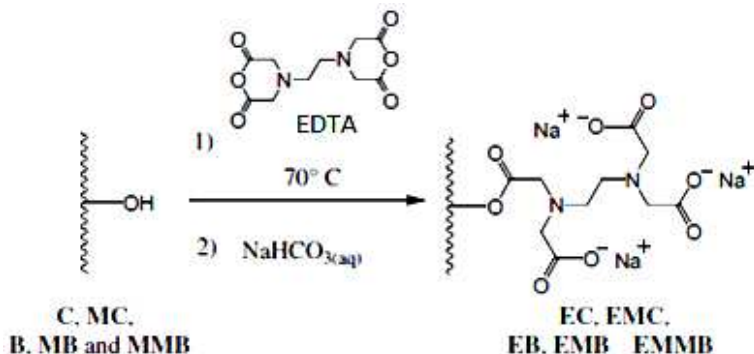
Celuloza znajduje się w pniach drzew, źdźbłach traw, łodygach krzewów, korzeniach, liściach i innych częściach roślin. Nadaje sztywność i kształt roślinom, w niemal czystej postaci występuje w bawelnie, włóknach lnu, juty i konopi. W ilości ponad 50% stanowi masę drewna.

Trzcina cukrowa jest trawą sięgającą nawet 6 m wysokości. Najwięcej produkuje się jej w Brazylii, w ilości 271 mln Mg, co stanowi 25% światowych zbiorów tego surowca. W procesie produkcji cukru i alkoholu powstają odpady – wytloki z trzciny cukrowej. Najczęściej wykorzystuje się je jako materiał opałowy. Przeciętnie 280 kg wytlóków trzciny cukrowej, zawierającej 50% wilgotności, jest produkowane z 1 t trzciny cukrowej. W suchej masie surowca znajduje się 40% celulozy. W procesie uszlachetniania (merceryzacji) zmianie ulegają właściwości celulozy, która ma tendencję do tworzenia wiązań wodorowych i krystalizuje w co najmniej cztery polimorficzne formy, powszechnie znane jako celuloza I, II, III i IV. Traktowanie celulozy rodzimej lub celulozy I roztworem NaOH o stężeniu powyżej 10% poprawia odporność włókien poprzez przekształcenie krystalicznej struktury celulozy I w celulozę II. Użycie roztworu NaOH o stężeniu wyższym niż 17,5% powoduje rozpuszczenie niewielkiej części  $\beta$ - i  $\gamma$ -celulozy, które mają niższy stopień polimeryzacji niż  $\alpha$ -celuloza. W takich stężeniach poliozy są rozpuszczane w wyniku hydrolizy wiązań  $\beta$ -(1-4)-glikozydowych, natomiast lignina – w wyniku hydrolizy wiązań eterowych do związków fenolowych. Procesowi syntezy poddano kilka materiałów z celulozy i wytlóków z trzciny cukrowej, a następnie zbadano możliwości sorpcyjne względem jonów:  $\text{Cu}^{2+}$ ,  $\text{Cd}^{2+}$  i  $\text{Pb}^{2+}$ .

Tabela 3. Modyfikacja czynnikiem EDTA celulozy i jej pochodnych

| <b>Materiał użyty do modyfikacji</b>             | <b>Skrót</b> |
|--|--------------|
| Celuloza   | C            |
| Merceryzowana celuloza                           | MC           |
| Wytłoki trzciny cukrowej                         | B            |
| Merceryzowane wytłoki trzciny cukrowej           | MB           |
| Podwójnie merceryzowane wytłoki trzciny cukrowej | MMB          |
| <b>Materiał zmodyfikowany</b>                    | <b>Skrót</b> |
| Celuloza   | EC           |
| Merceryzowana celuloza                           | ECM          |
| Wytłoki trzciny cukrowej                         | EB           |
| Merceryzowane wytłoki trzciny cukrowej           | EMB          |
| Podwójnie merceryzowane wytłoki trzciny cukrowej | EMMB         |

Schemat modyfikacji celulozy i jej pochodnych (tab. 3.) przedstawiono na rys. 10. Merceryzację celulozy i wyłoków trzciny cukrowej przeprowadza się w środowisku zasadowym. Uzyskany produkt następnie estryfikowano dibezwodnikiem EDTA [33].



Rys. 10. Przebieg modyfikacji celulozy i wyłoków trzciny cukrowej za pomocą EDTA

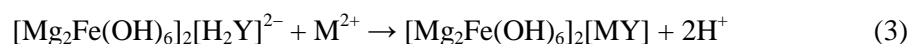
Najlepsze właściwości sorpcyjne względem jonów metali ciężkich wykazuje merceryzowana celuloza i podwójnie merceryzowane wyłoki trzciny cukrowej modyfikowane EDTA. Wyznaczone doświadczalnie maksymalne pojemności sorpcyjne dla Cu<sup>2+</sup>, Cd<sup>2+</sup> i Pb<sup>2+</sup> zawierają się w przedziałach odpowiednio: 38,8÷92,6 mg/g, 87,7÷149 mg/g i 192÷333 mg/g [34].

#### 4.6. Wodorotlenki dwuwarstwowe (LDH)

Nanocząstki tlenków metali wykazują duże zdolności katalityczne w wielu reakcjach heterogenicznych, ze względu na dużą powierzchnię właściwą oraz specyficzne jej właściwości. Postać nanocząstek jest trudna do utrzymania, ponieważ mają one tendencję do tworzenia dużych aglomeratów. Aby uzyskać stabilne nanokatalizatory, często wykorzystuje się porowate ciała stałe jako materiały pomocnicze do rozpraszania różnych nanocząstek z faz aktywnych. Mogą one jednocześnie zapewniać dużą powierzchnię właściwą i łatwo dostępne kanały dla reagujących cząsteczek, a zatem przyspieszać dyfuzję i reakcję katalityczną. W związku z tym w ostatnich latach dużym zainteresowaniem cieszy się projektowanie porowatych materiałów zawierających nanocząsteczki tlenków metali [35]. Wodorotlenki dwuwarstwowe (*Layred Double Hydroxides*) należą do klasy syntetycznych, dwuwymiarowych, nanostrukturalnych anionowych glinek. Złożone są z dodatnio naładowanej warstwy zsyntezowanej z różnych kationów dwu- ( $M^{2+} = Mg^{2+}, Zn^{2+}, Ni^{2+}$ ) i trójwartościowych ( $M^{3+} = Al^{3+}, Fe^{3+}, Cr^{3+}$ ) w różnym stosunku molowym  $M^{2+}:M^{3+}$  oraz wymienialnych anionów

o różnorodnym charakterze wraz z cząsteczkami wody w międzywarstwie [36]. Struktura LDH, jak również wysoka zdolność wymiany anionowej, pozwala na ich wykorzystanie do sorpcji nieorganicznych i organicznych anionów z roztworów wodnych. Z kolei modyfikacja czynnikami chelatującymi EDTA [37] i NTA [38] umożliwia adsorbpcję również kationów, mimo dodatniego ładunku warstw sorbentu [39]. Wytrącanie osadów na powierzchni spowoduje lokalne zwiększenie wartości odczynu pH oraz uwolnienie jonów  $\text{CO}_3^{2-}$ . Dodatni ładunek warstwy przyciąga jony  $\text{OH}^-$  wokół powierzchni kryształów LDH, co skutkuje formowaniem wodorotlenku metalu. Tymczasem jon węglanowy, kompensując ładunek przyłączony do powierzchni i krawędzi, kontaktuje się z kationem metalu i tworzy nierozpuszczalny węglan.

Gasser i Aly [37] badali adsorbpcję jonów  $\text{Cu}^{2+}$  i  $\text{Pb}^{2+}$  na magnezowo-żelazowym wodorotlenku dwuwarstwowym modyfikowanym EDTA (MgFe-EDTA). Wykazali oni, że wydajność adsorbpcji przy tych samych parametrach procesu jest większa dla jonów miedzi. Jest to wynik wyższej stałej stabilności kompleksu Cu-EDTA od stałej stabilności Pb-EDTA. W obu przypadkach adsorbpcja była większa dla odczynu pH = 5 niż dla pH = 3. Można to tłumaczyć tym, że wraz z obniżeniem odczynu pH zwiększa się zarówno ilość protonów EDTA koniecznych do chelatacji, jak i rozpuszczalność metali ciężkich, zwiększając powinowactwo do fazy wodnej, co skutecznie zmniejsza efektywność adsorbpcji. Adsorbpcja jonów  $\text{Cu}^{2+}$  przy różnym odczynie pH była limitowana wytrącaniem osadu nierozpuszczalnego wodorotlenku dla pH > 5,5. Dla roztworów metali o początkowej wartości odczynu pH = 3 zaobserwowano wzrost pH równowagowego o 2÷3 jednostki. Jest to wynik rozpuszczania warstw hydroksylowych hydrotalcytów, co potwierdza obecność jonów magnezu w roztworze. W zakresie pH 3÷5,5 hydrotalcyt wykazuje właściwości buforujące, dlatego protony EDTA uwalniane podczas chelatacji kationów, przy odczynie pH = 5,5, zmniejszają wartość pH medium według równania:



Czas kontaktu konieczny do osiągnięcia maksymalnej pojemności adsorbpcyjnej równy jest 2 h, a maksymalna pojemność adsorbpcyjna dla jonów wynosi 5 mmol  $\text{Cu}^{2+}$ /g i 0,483 mmol  $\text{Pb}^{2+}$ /g [35]. Z kolei Pavlovic i inni zauważyli, że czas potrzebny do osiągnięcia równowagi adsorbpcyjnej jonów metali ciężkich na cynkowo-glinowym wodorotlenku dwuwarstwowym modyfikowanym DTPA (ZnAl-DTPA) wynosi kilka godzin, co spowodowane jest osadem  $\text{M}(\text{OH})_2$  o stosunkowo dużej stabilności ( $K = 1 \cdot 10^{-20}$ ), który – pokrywając cząsteczki LDH – utrudnia interakcję jonów metali z ligandem [36].

## 5. Podsumowanie

Modyfikacje czynnikami chelatującymi szeregu materiałów sorpcyjnych poprawia ich właściwości sorpcyjne i mechaniczne. Sorpcja metali ciężkich zanieczyszczeń odbywa się poprzez:

- adsorpcję jonów metali ciężkich z roztworów wodnych zawierających cząsteczki EDTA lub DTPA – z punktu widzenia technologicznego proces ten jest niekorzystny, zachodzi przy kwaśnym odczynie pH; w środowisku obojętnym i zasadowym jony metali tworzą związki z chelatami, które nie ulegają sorpcji,
- adsorpcję jonów metali ciężkich na syntezowanych sorbentach modyfikowanych związkami kompleksującymi EDTA lub DTPA – możliwości wykorzystania tanich materiałów sorpcyjnych, które produkowane są w nadwyżkach lub stanowią odpady poprodukcyjne, w znacznym stopniu zmniejszają koszty procesu.

Istotne znaczenie ma również możliwość regeneracji i odzysk zaadsorbowanych metali. Dlatego materiały sorpcyjne modyfikowane EDTA i DTPA mogą znaleźć zastosowanie w procesach technologicznych uzdatniania wody i oczyszczania ścieków do usuwania jonów metali ciężkich.

## Literatura

- [1] Petrus R., Warchoń J., Koszelnik P.: Tanie sorbenty stosowane w procesie usuwania jonów metali ciężkich z roztworów wodnych, *Chemia i Inżynieria Ekologiczna*, t. 8, nr 7, 2001.
- [2] Kowal A.L., Świdarska-Bróż M.: *Oczyszczanie wody*, PWN, Warszawa–Wrocław 1997.
- [3] Kowal A.L., Świdarska-Bróż M.: *Oczyszczanie wody, podstawy teoretyczne i technologiczne, procesy i urządzenia*, PWN, Warszawa 2007.
- [4] Bailey S.E., Olin T.J., Bricka R.M., Adrian D.D.: A review of potentially low-cost sorbents for heavy metals, *Water Research*, no 33, 1999, s. 2469÷2479.
- [5] Ravi Kumar M.N.V.: A review of chitin and chitosan application, *React. Funct. Polim.*, no 36, 2000, s. 1÷27.
- [6] Guibal E.: Interaction of metal ions with chitosan-based sorbents: a review, *Sep. Pur. Technol.*, no 38, 2004, s. 43÷74.
- [7] Brown P.A., Gill S.A., Allen S.J.: Review paper. Metal removal from wastewater using peat, *Water Research*, no 34, 2000, s. 3907÷3916.
- [8] Carmona M., Warchoń J., de Lucas A., Rodriguez J.F.: Ion-exchange equilibria of  $Pb^{2+}$ ,  $Ni^{2+}$ , and  $Cr^{3+}$  ions for  $H^+$  on Amberlite IR-120 Resin, *J. Chem. Eng. Data*, no 53, 2008, s. 1325÷1331.
- [9] Sorouraddin M.H., Iranifam M.: A new chemiluminescence method for determination of EDTA in ophthalmic drugs, *Chemia Analityczna*, no 33, 2007, s. 481÷490.

- [10] Krysiak M.: Adsorpcja tlenku azotu w roztworach i zawiesinach siarczynów z dodatkiem chelatu Fe(II)EDTA, *Ochrona Powietrza i Problemy Odpadów*, nr 33, 1999, s. 218÷220.
- [11] Jalilian A.R. at al: Development of  $^{111}\text{In}$ -DTPA-human polyclonal antibody complex for long-term inflammation/infection detection, *Nukleonika*, nr 50, 2005, s. 91÷96.
- [12] Jalilian A.R., Rowshanfarzad P., Sabet M., Kamalidehghan M.: Preparation of  $^{61}\text{Cu}$ DTPA complex as a possible PET tracer, *Nukleonika*, nr 51, 2006, s. 111÷117.
- [13] Escudero C., Gabaldon C., Marzal P., Villaescusa I.: Effect of EDTA on divalent metal adsorption onto grape stalk and exhausted coffee wastes, *Journal of Hazardous Materials*, no 152, 2008, s. 476÷485.
- [14] Baraka A., Hall P.J., Heslop M.J.: Preparation and characterization of melamine–formaldehyde–DTPA chelating resin and its use as an adsorbent for heavy metals removal from wastewater, *Reactive & Functional Polymers*, no 67, 2007, s. 585÷600.
- [15] Diallo M.S.: Poly(amido amine) Dendrimers: A new class of high capacity chelating agents for  $\text{Cu}^{2+}$  ions, *Environmental Science and Technology*, no 33, 1999, s. 820÷824.
- [16] Diallo M.S., Christie S., Swaminathan P., Johnson J.H, Goddard W.A: Dendrimer enhanced ultrafiltration. Recovery of  $\text{Cu}^{2+}$  from aqueous solutions using PAMAM dendrimers with ethylene diamine core and terminal  $\text{NH}_2$  groups, *Environmental Science and Technology*, no 39, 2005, s. 1366÷1377.
- [17] Shcharabin D. at al.: Interaction between PAMAM 4.5 dendrimer, cadmium and bovine serum albumin: A study using equilibrium dialysis, isothermal titration calorimetry, zeta-potential and fluorescence, *Colloids and Surfaces*, no 58, 2007, s. 286÷289.
- [18] Bernkop-Schnürch A., Krajcicek M.E.: Mucoadhesive polymers as platforms for peroral peptide delivery and absorption: Synthesis and evaluation of different chitosan–EDTA conjugates, *Journal of Controlled Release*, no 50, 1998, s. 215÷223.
- [19] Jiang Y., Gao Q., Yu H., Chen Y., Deng F.: Intensively competitive adsorption for heavy metal ions by PAMAM-SBA-15 and EDTA-PAMAM-SBA-15 inorganic–organic hybrid materials, *Microporous and Mesoporous Materials*, no 103, 2007, s. 316÷324.
- [20] Struszczyk H.: Postęp w modyfikacji i zastosowaniu chitozanu, *Prace Naukowe Instytutu Technologii Organicznej i Tworzyw Sztucznych Politechniki Wrocławskiej*, nr 50, 2001.
- [21] Inoue K., Yoshizuka K., Ohto K.: Adsorptive separation of some metal ions by complexing agent types of chemically modified chitosan, *Analytica Chimica Acta*, no 388, 1999, s. 209÷218.



- [22] Kupiec K., Konieczka P., Namieśnik J.: Charakterystyka, procesy chemicznej modyfikacji oraz zastosowanie krzemionki i jej zmodyfikowanych postaci, *Chemia i Inżynieria Ekologiczna*, nr 14, 2007, s. 473÷487.
- [23] Buszewski B., Jezierska M., Welniak M., Kaliszan R.: Cholesteryl-silica stationary phase for liquid chromatography: Comparative study of retention behavior and selectivity, *Journal of Chromatography*, no 845, 1999, s. 433÷445.
- [24] Shiraiishi Y., Nishimura G., Hirai T., Komasa I.: Separation of transition metals using inorganic adsorbents modified with chelating ligands, *Industrial & Engineering Chemistry Research*, no 41, 2002, s. 5065÷5070.
- [25] Jal P.K., Patel S., Mishra B.K.: Chemical modification of silica surface by immobilization of functional groups for extractive concentration of metal ions, *Talanta*, no 62, 2004, s. 1005÷1028.
- [26] Hughes M.A., Rosenberg E.: Characterization and applications of poly-acetate modified silica polyamine composites, *Separation Science and Technology*, no 42, 2007, s. 261÷283.
- [27] Repo H.E., Kurniawan T.A., Warchoł J., Sillanpaa M.: Removal of  $\text{Co}^{2+}$  and  $\text{Ni}^{2+}$  ions from contaminated water using silica gel functionalized with EDTA and/or DTPA as chelating agents, *Journal of Hazardous Materials*, no 171, 2009, s. 1071÷1080.
- [28] Demirba E.: Adsorption of  $\text{Co}^{2+}$  ions from aqueous solution onto activated carbon prepared from hazelnut shells, *Adsorption Science & Technology*, no 21, 2003, s. 951÷963.
- [29] Erdem E., Karapinar N., Donat R.: The removal of heavy metal cations by natural zeolites, *Journal of Colloid and Interface Science*, no 280, 2004, s. 309÷314.
- [30] Rengaraj S., Moon S.H.: Kinetics of adsorption of  $\text{Co}^{2+}$  removal from water and wastewater by ion exchange resins, *Water Research*, no 36, 2002, s. 1783÷1793.
- [31] Vijayaraghavan K., Jegan J., Palanivelu K., Velan M.: Biosorption of copper, cobalt and nickel by marine green alga *Ulva reticulata* in a packed column, *Chemosphere*, no 60, 2005, s. 419÷426.
- [32] Vijayaraghavan K., Thilakavathi M., Palanivelu K., Velan M.: Continuous sorption of copper and cobalt by crab shell particles in a packed column, *Environmental Technology*, no 26, 2005, s. 267÷276.
- [33] Karnitz O. Júnior, Gurgel L.V.A., de Freitas R.P., Gil L.F.: Adsorption of  $\text{Cu}^{2+}$ ,  $\text{Cd}^{2+}$  and  $\text{Pb}^{2+}$  from aqueous single metal solutions by mercerized cellulose and mercerized sugarcane bagasse chemically modified with EDTA dianhydride (EDTAD), *Carbohydrate Polymers*, no 77, 2009, s. 643÷650.
- [34] Xiao B., Sun X.F., Sun R.: The chemical modification of lignins with succinic anhydride in aqueous systems, *Polymer Degradation and Stability*, no 71, 2001, s. 223÷231.
- [35] Gasser M.S., Aly H.F.: Kinetic and adsorption mechanism of  $\text{Cu}^{2+}$  and  $\text{Pb}^{2+}$  on prepared nanoparticle layered double hydroxide intercalated with EDTA, *Colloids and Surfaces A: Physicochemical Engineering Aspects*, no 336, 2009, s. 167÷173.

- [36] Pavlovic I., Pérez M.R., Barriga C., Ulibarri M.A.: Adsorption of  $\text{Cu}^{2+}$ ,  $\text{Cd}^{2+}$  and  $\text{Pb}^{2+}$  ions by layered double hydroxides intercalated with the chelating agents diethylenetriaminepentaacetate and meso-2,3-dimercaptosuccinate, *Applied Clay Science*, no 43, 2009, s. 125÷129.
- [37] Kaneyoshi M., Jones W.: Formation of Mg–Al layered double hydroxides intercalated with nitrilotriacetate anions, *Journal of Materials Chemistry*, no 9, 1999, s. 805.
- [38] Gutmann N.H., Spiccia L., Turney T.W.: Complexation of  $\text{Cu}^{2+}$  and  $\text{Ni}^{2+}$  by nitriloacetate intercalated in Zn–Cr layered double hydroxides, *Journal of Materials Chemistry*, no 10, 2000, s. 1219.
- [39] Li C., Wang G., Evans D.G., Duan X.: Incorporation of rare earths ions in Mg–Al layered double hydroxides: Intercalation with an [Eu(EDTA)]-chelate, *Journal of Solid State Chemistry*, no 177, 2004, s. 4569.

## REMOVAL OF HEAVY METALS USING SORBENTS MODIFIED BY EDTA AND DTPA

### Summary

In this article, several methods of heavy metal removal from aqueous solutions on various adsorbents modified by ethylenediaminetetraacetic acid (EDTA) and diethylenetriaminepentaacetic acid (DTPA) has been reviewed. Natural materials, waste products from industries or agriculture as well as other low-cost adsorbents can be modified by chelating agents in order to improve their adsorption abilities. Functionalized by EDTA or DTPA sorbents such as chitosan, silica gel, melamine-formaldehyde resins, polyamidoamine dendrimers, double layered hydroxides, cellulose has been discussed. Due to high adsorption capacity and selectivity the EDTA/DTPA modified adsorbents can be considered as an attractive alternative for commercially used activated carbon.

*Złożono w Oficynie Wydawniczej w maju 2010 r.*

Katarzyna PIETRUCHA  
Politechnika Rzeszowska

## INFRASTRUKTURA WODOCIĄGOWA W WOJEWÓDZTWIE PODKARPACKIM W LATACH 1995÷2008

W pracy dokonano charakterystyki wyposażenia obszaru województwa podkarpackiego w infrastrukturę wodociągową, na podstawie analizy danych statystycznych zebranych przez GUS. Wyznaczono wskaźniki charakteryzujące infrastrukturę wodociągową dla lat 1995÷2008. Przeprowadzono również ogólną analizę rozwoju infrastruktury wodociągowej w poszczególnych powiatach województwa podkarpackiego.

### 1. Wprowadzenie

Województwo podkarpackie położone jest w południowo-wschodniej części Polski i zajmuje obszar 17,8 tys. km<sup>2</sup>, stanowiący 5,7% powierzchni Polski. Południową i wschodnią granicę województwa stanowi granica państwa ze Słowacją i Ukrainą. Województwo podkarpackie zamieszkuje 2098 tys. ludzi, a średnia gęstość zaludnienia wynosi 118 osób · km<sup>-2</sup>. W 2008 roku tereny wiejskie zamieszkiwało 59,4% ludności województwa i był to najwyższy wskaźnik wśród wszystkich województw w Polsce. Pod względem administracyjnym województwo podkarpackie dzieli się na 21 powiatów ziemskich i 4 grodzkie, na które składa się 16 gmin miejskich, 29 miejsko-wiejskich i 114 wiejskich (rys. 1.). Zapotrzebowanie na wodę w roku 2008 wyniosło 257 832 dam<sup>3</sup>, w tym pobrano z wód powierzchniowych ok. 215 805 dam<sup>3</sup>, co stanowiło 83,7% ogólnego udziału [1].

Prawidłowo funkcjonujący system zaopatrzenia w wodę (SZW) powinien gwarantować ciągłą dostawę wody do odbiorcy o odpowiedniej jakości i ilości, pod odpowiednim ciśnieniem, w dowolnej chwili czasu korzystnej dla konsumenta i po akceptowalnej cenie [2, 3]. Parametry te muszą być utrzymywane na żądanym poziomie, co w rzeczywistości nie jest takie proste. Jedną z przyczyn utrudniających zapewnienie dostaw wody z odpowiednimi parametrami jest ciągły rozwój infrastruktury wodociągowej, spowodowany głównie przez podłączanie nowych odbiorców czy zmianę zużycia wody przez odbiorców już podłączonych. W związku z tym, aby możliwe było poznanie bieżącej sytuacji infra-

struktury wodociągowej, konieczne jest przeprowadzanie okresowych analiz, co zaproponowano w niniejszej pracy.



Rys. 1. Podział administracyjny województwa podkarpackiego

Celem pracy jest przeprowadzenie analizy infrastruktury wodociągowej w miastach i wsiach województwa podkarpackiego w latach 1995-2008. Analiza dotyczyła następujących elementów infrastruktury:

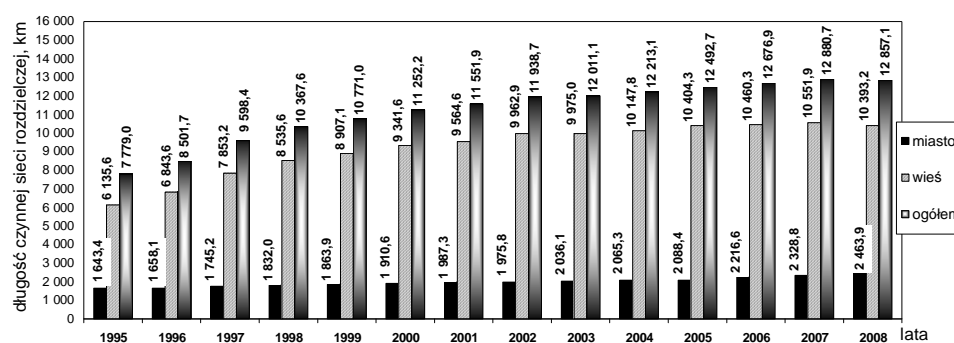
- długości sieci wodociągowej,
- liczby przyłączy wodociągowych prowadzących do budynków mieszkalnych,
- liczby przyłączy wodociągowych przypadających na 1 km przewodu rozdzielczego,
- zużycia wody na cele produkcyjne i przez ludność,
- jednostkowego średniodobowego zużycia wody,
- intensywności obciążenia sieci,

- wskaźników stopnia wyposażenia jednostek osadniczych w sieci wodociągowe,
- porównania rozwoju infrastruktury wodociągowej w poszczególnych powiatach.

Podstawowym źródłem danych analizy były dane zebrane przez GUS za lata 1995÷2008 [4, 5].

## 2. Wyniki badań

Przyrost długości przewodów rozdzielczych przedstawiono na rys. 2. oraz w tab. 1. Od 1995 roku w województwie podkarpackim obserwuje się dynamiczny wzrost długości przewodów rozdzielczych, zarówno w miastach, jak i na wsi. Szczególnie duży przyrost długości sieci zaobserwowano na wsi (ok. 70%). Największy przyrost na wsi wystąpił w latach 90. i do 2000 roku wyniósł ponad 50%. Kolejne lata charakteryzowały się również wzrostem rozwoju sieci wodociągowej, ale w nieco mniejszym tempie – ok. 20%. Większy przyrost długości sieci na wsi spowodowany był głównie tym, że do 1995 roku większość wsi nie miała sieci wodociągowej. Po 1995 roku nastąpił rozwój infrastruktury wodociągowej na wsi, w wyniku którego rozpoczęto budowę sieci wodociągowej niemalże równoległe w większości wsi.



Rys. 2. Przyrost długości sieci wodociągowej w województwie podkarpackim w latach 1995÷2008

Średni przyrost długości sieci wodociągowej ( $p_{sr}$ ) w latach 1995÷2008 można wyznaczyć z zależności:

$$p_{sr} = \frac{l_{2008} - l_{1995}}{t} \text{ km} \cdot \text{rok}^{-1} \quad (1)$$

gdzie:  $l_{1995}$  – długość sieci wodociągowej na początku okresu obserwacji (w 1995 roku), km,

$l_{2008}$  – długość sieci wodociągowej na końcu okresu obserwacji (w 2008 roku), km,  
 $t$  – czas obserwacji (14 lat).

Dla analizowanego okresu średni przyrost  $p_{sr}$  będzie wynosił:

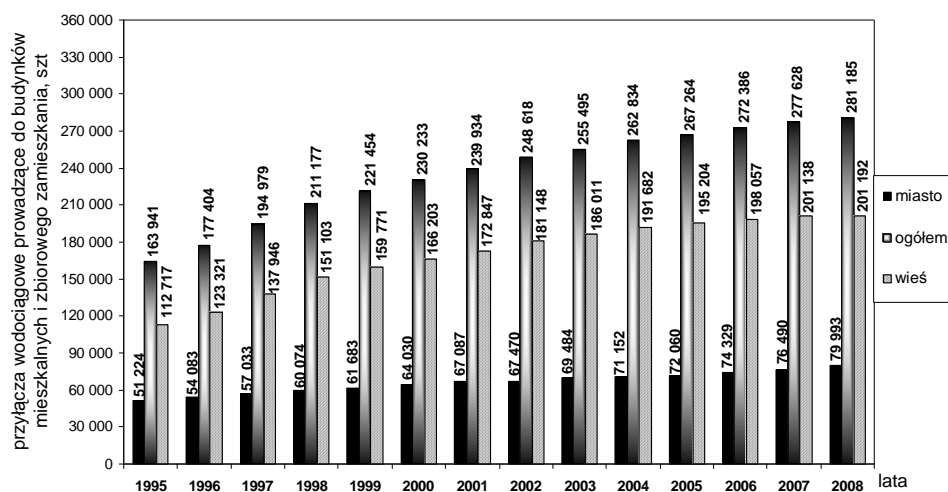
- dla miast –  $58,6 \text{ km} \cdot \text{rok}^{-1}$ ,
- dla wsi –  $304,1 \text{ km} \cdot \text{rok}^{-1}$ ,
- ogółem –  $362,7 \text{ km} \cdot \text{rok}^{-1}$ .

Tabela 1. Przyrost długości sieci wodociągowej w województwie podkarpackim w latach 1995÷2008

| Jednostka terytorialna | Długość czynnej sieci rozdzielczej |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
|------------------------|------------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
|                        | 1995                               | 1996 | 1997 | 1998 | 1999 | 2000 | 2001 | 2002 | 2003 | 2004 | 2005 | 2006 | 2007 | 2008 |
|                        | %                                  | %    | %    | %    | %    | %    | %    | %    | %    | %    | %    | %    | %    | %    |
| Podkarpackie – ogółem  | 100                                | 109  | 123  | 133  | 138  | 145  | 149  | 153  | 154  | 157  | 161  | 163  | 166  | 165  |
| Podkarpackie – miasto  | 100                                | 101  | 106  | 111  | 113  | 116  | 121  | 120  | 124  | 126  | 127  | 135  | 142  | 150  |
| Podkarpackie – wieś    | 100                                | 112  | 128  | 139  | 145  | 152  | 156  | 162  | 163  | 165  | 170  | 170  | 172  | 169  |

Jako punkt odniesienia przyjęto, że w 1995 roku długość przewodów rozdzielczych wynosiła 100%.

Wraz ze wzrostem długości sieci wodociągowej liczba przyłączy wodociągowych w rozpatrywanym okresie wzrosła w przypadku wsi o 78%, natomiast w przypadku miast o 56% (rys. 3. i tab. 2.).



Rys. 3. Przyłącza wodociągowe prowadzące do budynków mieszkalnych i zbiorowego zamieszkania w województwie podkarpackim w latach 1995÷2008

Tabela 2. Przyłącza wodociągowe prowadzące do budynków mieszkalnych i zbiorowego zamieszkania w województwie podkarpackim w latach 1995÷2008

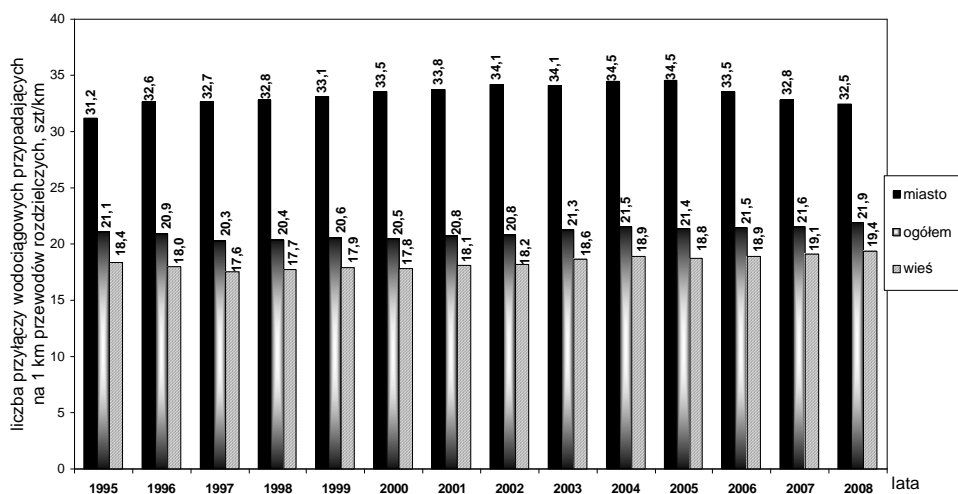
| Jednostka terytorialna | Przyłącza wodociągowe prowadzące do budynków mieszkalnych i zbiorowego zamieszkania |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
|------------------------|---|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
|                        | 1995  | 1996 | 1997 | 1998 | 1999 | 2000 | 2001 | 2002 | 2003 | 2004 | 2005 | 2006 | 2007 | 2008 |
|                        | %   | %    | %    | %    | %    | %    | %    | %    | %    | %    | %    | %    | %    | %    |
| Podkarpace – ogółem    | 100   | 108  | 119  | 129  | 135  | 140  | 146  | 152  | 156  | 160  | 163  | 166  | 169  | 172  |
| Podkarpace – miasto    | 100   | 106  | 111  | 117  | 120  | 125  | 131  | 132  | 136  | 139  | 141  | 145  | 149  | 156  |
| Podkarpace – wieś      | 100   | 109  | 122  | 134  | 142  | 147  | 153  | 161  | 165  | 170  | 173  | 176  | 178  | 178  |

Jako punkt odniesienia przyjęto, że w 1995 roku suma przyłączy wodociągowych wynosiła 100%.

Znając długość przewodów rozdzielczych, można wyznaczyć liczbę przyłączy wodociągowych przypadających na 1 km przewodu rozdzielczego ( $l_{sr}$ ) z zależności:

$$l_{sr} = \frac{n}{\Sigma l_r} \text{ szt} \cdot \text{km}^{-1} \quad (2)$$

gdzie:  $n$  – liczba przyłączy wodociągowych, szt,  
 $\Sigma l_r$  – łączna długość przewodów rozdzielczych, km.



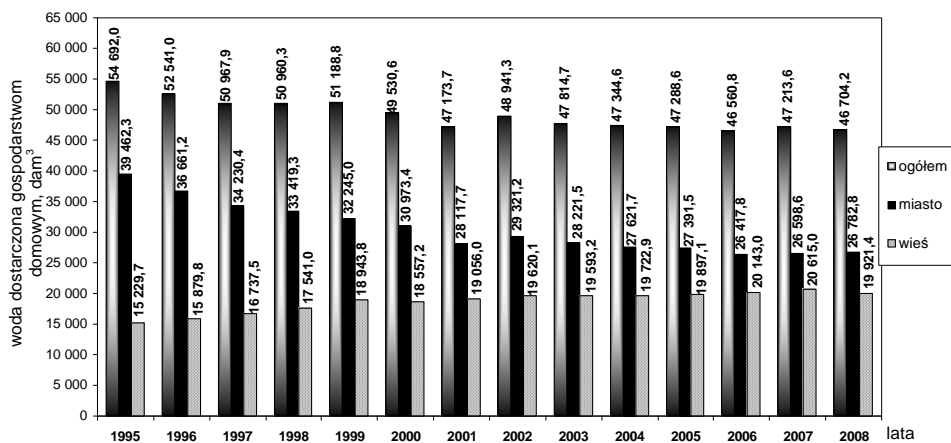
Rys. 4. Liczba przyłączy wodociągowych przypadających na 1 km przewodów rozdzielczych

Dla analizowanego okresu średni przyrost  $l_{sr}$  wynosi:

- dla miast – 33 szt · km<sup>-1</sup>,
- dla wsi – 18 szt · km<sup>-1</sup>,
- ogółem – 21 szt · km<sup>-1</sup>.

Liczba przyłączy jest ściśle związana z gęstością zabudowy, dlatego też liczba przyłączy w miastach jest większa w porównaniu z wsią średnio o 15 szt · km<sup>-1</sup> (rys. 4.).

Do połowy lat 90. ubiegłego stulecia największy wpływ na zużycie wody w gospodarstwach domowych miała liczba mieszkańców korzystających z sieci wodociągowych. Drugim czynnikiem wpływającym na zużycie było wyposażenie gospodarstw domowych w urządzenia sanitarne (pralki, zmywarki, armaturę itp.). Największy spadek zużycia wody w miastach wystąpił w latach 1995÷2000, co jest wynikiem dużo większej oszczędności wody przez mieszkańców, ze względu na rosnącą cenę wody oraz na stosowanie urządzeń ograniczających zużycie wody. Po 2000 roku zużycie wody utrzymywało się na tym samym poziomie (rys. 5. i tab. 3.). W odróżnieniu od miast zużycie wody na wsi systematycznie rosło, ze względu na ciągły rozwój infrastruktury wodociągowej, co również wpłynęło na wzrost liczby odbiorców.



Rys. 5. Woda dostarczona gospodarstwom domowym w województwie podkarpackim w latach 1995÷2008

W województwie podkarpackim źródłem zaopatrzenia w wodę przemysłu i gospodarstw domowych są najczęściej wody powierzchniowe, które ujmowane są z rzek: Sanu, Wiśłoki oraz Wiślaka [6, 7]. Najwięcej wód powierzchniowych trafia do przemysłu, a w 2008 roku ich pobór wyniósł 139 243 dam<sup>3</sup>, co stanowi 54% całkowitej pobranej wody (rys. 6.). Tak duży udział wód powierzchniowych w przemyśle jest spowodowany tańszym ich uzdatnianiem.

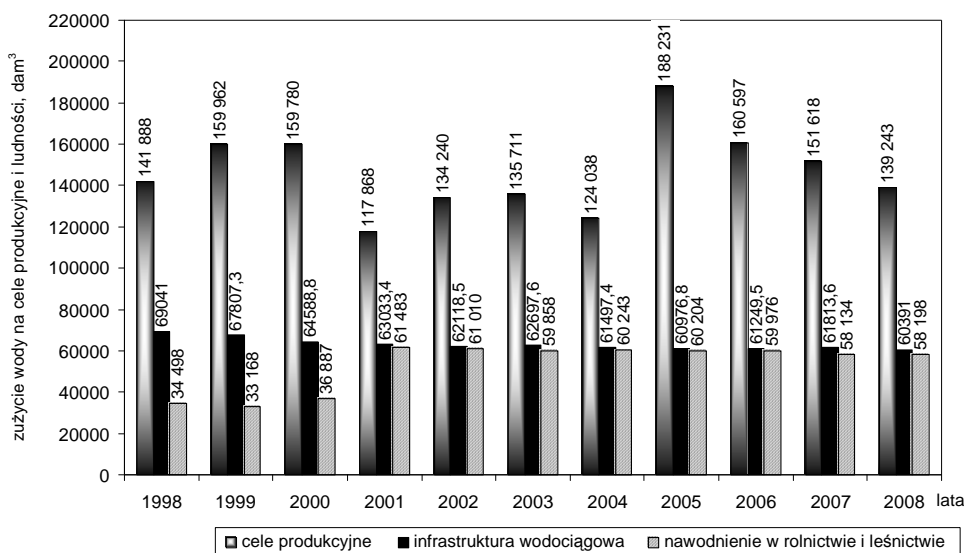


Od 2001 roku nastąpił również wzrost poboru wody przez rolnictwo i leśnictwo (rys. 6.). Zwiększenie poboru wody przez te sektory gospodarki jest tłumaczone uwzględnieniem danych statystycznych na podstawie informacji przekazywanych przez jednostki informacyjne rybactwa [5]. Maksymalne zużycie wody ogółem (188 231 dam<sup>3</sup>) odnotowano w 2005 roku, natomiast najmniejsze zużycie wody odnotowano w 2001 roku (117 868 dam<sup>3</sup>).

Tabela 3. Woda dostarczona gospodarstwom domowym w województwie podkarpackim w latach 1995÷2008

| Jednostka terytorialna | Woda dostarczona gospodarstwom domowym |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
|------------------------|--|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
|                        | 1995                                   | 1996 | 1997 | 1998 | 1999 | 2000 | 2001 | 2002 | 2003 | 2004 | 2005 | 2006 | 2007 | 2008 |
|                        | %                                      | %    | %    | %    | %    | %    | %    | %    | %    | %    | %    | %    | %    | %    |
| Podkarpacie            | 100                                    | 96   | 93   | 93   | 94   | 91   | 86   | 89   | 87   | 87   | 86   | 85   | 86   | 85   |
| Podkarpacie – miasto   | 100                                    | 93   | 87   | 85   | 82   | 78   | 71   | 74   | 72   | 70   | 69   | 67   | 67   | 68   |
| Podkarpacie – wieś     | 100                                    | 104  | 110  | 115  | 124  | 122  | 125  | 129  | 129  | 130  | 131  | 132  | 135  | 131  |

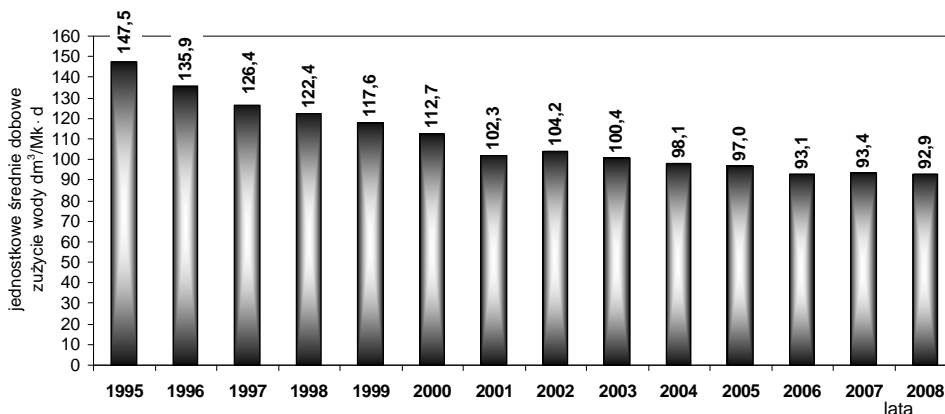
Jako punkt odniesienia przyjęto, że w 1995 roku ilość wody dostarczonej gospodarstwom domowym wynosiła 100%.



Rys. 6. Zużycie wody na potrzeby gospodarki narodowej i ludności w województwie podkarpackim w latach 1995÷2008

Jednostkowe średnie zużycie wody w ciągu doby w miastach w latach 1995÷2008 przedstawiono na rys. 7., natomiast średnie jednostkowe zużycie wody na wsi w latach 2002÷2008 w tab. 4. W miastach zaobserwowano spadek

średniego jednostkowego zużycia wody. W przypadku wsi, ze względu na wahania średniego jednostkowego zużycia wody, nie można wyznaczyć tendencji spadkowej czy wzrostowej. W zestawieniu dotyczącym wsi nie ujęto lat 1995÷2001, ze względu na brak danych GUS-u.



Rys. 7. Jednostkowe średnie dobowe zużycie wody w miastach województwa podkarpackiego w latach 1995–2008

Tabela 4. Jednostkowe średnie dobowe zużycie wody na wsi w województwie podkarpackim w latach 2002–2008

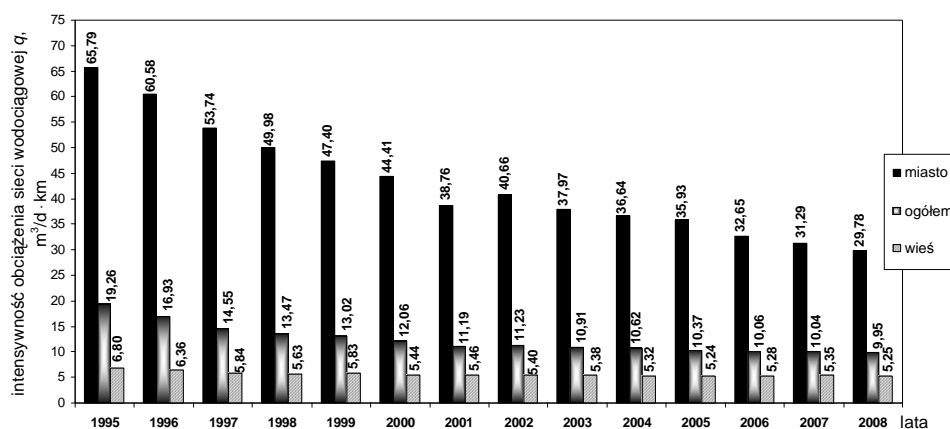
| Jednostka terytorialna | Jednostkowe średnie dobowe zużycie wody |              |              |              |              |              |              |
|------------------------|---|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
|                        | 2002                                    | 2003         | 2004         | 2005         | 2006         | 2007         | 2008         |
|                        | dm³·Mk⁻¹·d⁻¹                            | dm³·Mk⁻¹·d⁻¹ | dm³·Mk⁻¹·d⁻¹ | dm³·Mk⁻¹·d⁻¹ | dm³·Mk⁻¹·d⁻¹ | dm³·Mk⁻¹·d⁻¹ | dm³·Mk⁻¹·d⁻¹ |
| Podkarpatie – wieś     | 71,4                                    | 70,1         | 69,8         | 70,0         | 70,5         | 71,5         | 69,2         |

Wskaźnikiem, który przedstawia zdolność produkcyjną wodociągów i stopień jej wykorzystania jest intensywność obciążenia sieci  $q$ ,  $\text{m}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{km}^{-1}$ . Na rysunku 8. przedstawiono intensywność obciążenia sieci obliczoną z zależności [8]:

$$q = \frac{Q_d}{L}, \quad \text{m}^3 \cdot \text{km}^{-1} \cdot \text{d}^{-1} \quad (3)$$

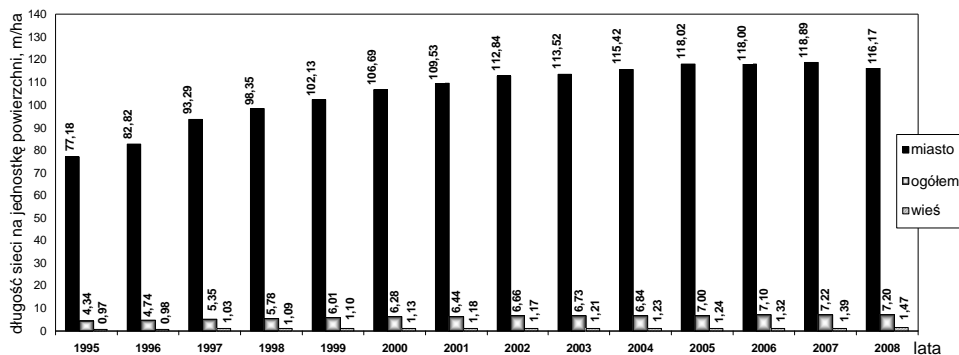
gdzie:  $q$  – intensywność obciążenia sieci,  $\text{m}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{km}^{-1}$ ,  
 $Q_d$  – średnie dobowe zapotrzebowanie na wodę,  $\text{m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$ ,  
 $L$  – długość sieci wodociągowej, km.

Analiza danych przedstawionych na rys. 8. wskazuje, że intensywność wykorzystania sieci wodociągowej w miastach jest większa niż na wsi. Głównymi przyczynami takiej sytuacji jest gęstość zabudowań i zużycie wody.

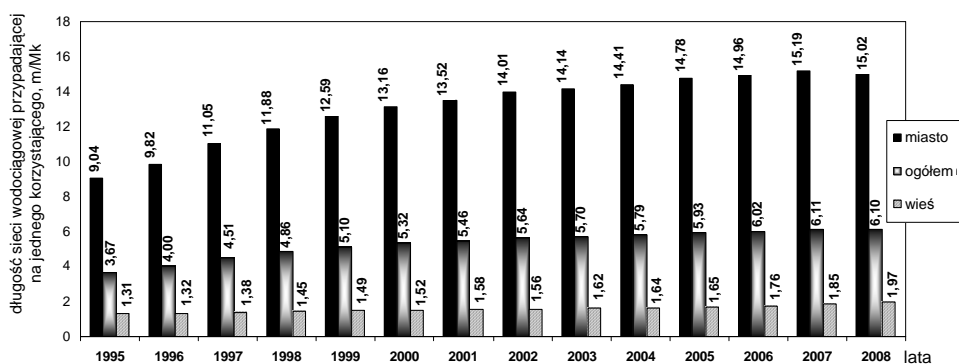


Rys. 8. Intensywności obciążenia sieci wodociągowej w województwie podkarpackim w latach 1995÷2008

Do wskaźników opisujących rozwój infrastruktury wodociągowej jednostek osadniczych zalicza się wskaźnik stopnia wyposażenia w sieć wodociągową. Wskaźnik ten mówi, jaka jest długość sieci wodociągowej przypadająca na jednego mieszkańca oraz jaka jest długość sieci przypadająca na jednostkę powierzchni. Wskaźniki opracowuje się na podstawie danych zebranych przez GUS. Na rysunkach 9. i 10. przedstawiono wymienione wskaźniki dla województwa podkarpackiego w latach 1995÷2008. Wskaźnik wyposażenia w sieć wodociągową wykorzystywany jest do analiz poziomu opłat i kosztów jednostkowych, które są związane z budową i eksploatacją sieci wodociągowych w zależności od liczby mieszkańców [8]. Z danych przedstawionych na rys. 9. wynika, że długość sieci wodociągowej przypadająca na jednostkę powierzchni jest kilkanaście razy większy w porównaniu z wsią. Na taką sytuację wpływa fakt, że w miastach na jednostkę powierzchni przypada więcej mieszkańców niż na wsi, co powoduje zagęszczenie sieci wodociągowej na jednostkę powierzchni. Podobna sytuacja występuje w przypadku długości sieci wodociągowej przypadającej na jednego mieszkańca (rys. 10.). Jeżeli uwzględni się przyrost sieci wodociągowej, to zarówno w mieście, jak i na wsi można zauważyć tendencję wzrostową długości sieci wodociągowej, przypadającej zarówno na jednostkę powierzchni, jak i na jednego mieszkańca.



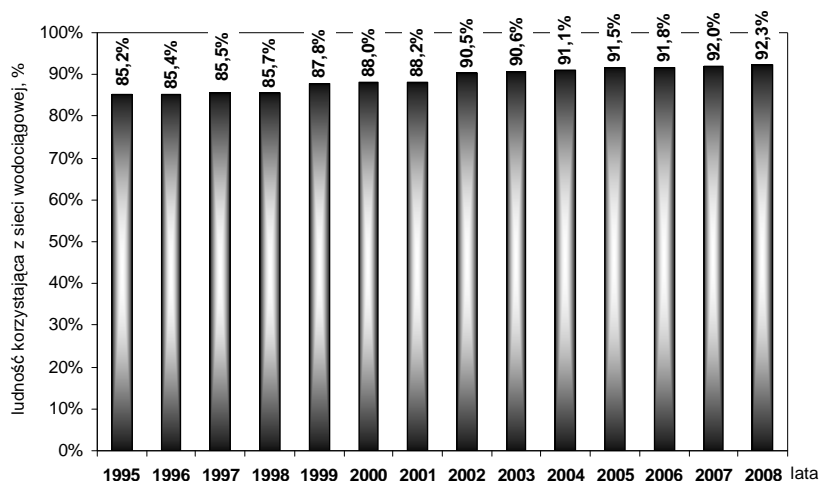
Rys. 9. Długość sieci wodociągowej przypadającej na jednostkę powierzchni w województwie podkarpackim w latach 1995-2008



Rys. 10. Długość sieci wodociągowej przypadającej na jednego mieszkańca w województwie podkarpackim w latach 1995-2008

Jeszcze lepszym wskaźnikiem opisującym wyposażenie w sieci wodociągowe jest procent osób mających dostęp do tych sieci, co przedstawiono na rys. 11. oraz w tab. 5. W 2008 roku wskaźnik ten dla miast wyniósł 92,3%, natomiast dla wsi 63,0%.

Dla badanych powiatów województwa podkarpackiego (21 powiatów oraz 4 miasta na prawach powiatu) największy poziom rozwoju infrastruktury wodociągowej wykazują miasta: Rzeszów, Przemyśl, Krosno i Tarnobrzeg oraz powiat stalowowolski. Natomiast najniższy poziom reprezentują powiaty: brzo-zowski, jasielski, przemyski, krośnieński oraz leski (tab. 6.).



Rys. 11. Procent osób mających dostęp do sieci wodociągowej w miastach w województwie podkarpackim w latach 1995÷2008

Tabela 1. Procent osób mających dostęp do sieci wodociągowej na wsi w województwie podkarpackim w latach 2002÷2008

| Jednostka terytorialna | Ludność korzystająca z sieci wodociągowej na wsi |      |      |      |      |      |      |
|------------------------|--|------|------|------|------|------|------|
|                        | 2002   | 2003 | 2004 | 2005 | 2006 | 2007 | 2008 |
|                        | %  | %    | %    | %    | %    | %    | %    |
| Podkarpackie – wieś    | 59,6   | 60,9 | 61,4 | 61,7 | 62,1 | 62,8 | 63,0 |

Tabela 2. Zestawienie powiatów województwa podkarpackiego ze względu na rozwój infrastruktury wodociągowej

| Powiaty      | Średni przyrost długości sieci wodociągowej | Jednostkowe średnie dobowe zużycie wody              | Korzystający z instalacji wodociągowej w % ogółu ludności | Intensywność obciążenia sieci <i>q</i>              | Liczba przyłączy przypadająca na 1 km przewodu rozdzielczego | Długość sieci przypadająca na jednostkę powierzchni | Długość sieci wodociągowej przypadającej na jednego mieszkańca |
|--------------|---|--|---|---|--|---|--|
|              | km · rok <sup>-1</sup>                      | dm <sup>3</sup> · Mk <sup>-1</sup> · d <sup>-1</sup> | %   | m <sup>3</sup> · d <sup>-1</sup> · km <sup>-1</sup> | szt · km <sup>-1</sup>                                       | m · ha <sup>-1</sup>                                | m · Mk <sup>-1</sup>   |
| 1            | 2   | 3  | 4   | 5   | 6  | 7   | 8  |
| Bieszczadzki | 1,2   | 82   | 66,3  | 12,13   | 20   | 0,87  | 42,47  |
| Brzozowski   | 0,1   | 93   | 24,1  | 12,87   | 26   | 2,10  | 81,71  |
| Jasielski    | 0,4   | 82   | 43,4  | 12,41   | 22   | 3,97  | 179,77   |
| Krośnieński  | 4,1   | 61   | 40,4  | 5,98  | 23   | 4,93  | 216,17   |
| Sanocki      | 7,7   | 79   | 57,8  | 14,18   | 23   | 2,49  | 110,39   |

Tabela 6 (cd.)

| 1                      | 2    | 3   | 4    | 5     | 6  | 7     | 8       |
|------------------------|------|-----|------|-------|----|-------|---------|
| Leski                  | 4,0  | 66  | 56,1 | 6,00  | 19 | 1,96  | 102,25  |
| Miasto Krosno          | 4,3  | 85  | 93,6 | 22,12 | 28 | 39,36 | 1381,83 |
| Jarosławski            | 25,9 | 82  | 88,1 | 8,94  | 21 | 9,58  | 456,26  |
| Lubaczowski            | 9,1  | 88  | 88,6 | 8,44  | 21 | 4,00  | 193,02  |
| Przemyski              | 10,2 | 75  | 50,5 | 6,40  | 20 | 3,49  | 171,77  |
| Przeworski             | 18,4 | 64  | 83,8 | 5,85  | 21 | 10,35 | 490,19  |
| Miasto Przemysł        | 1,2  | 93  | 94,5 | 42,39 | 32 | 31,42 | 976,59  |
| Kolbuszowski           | 25,0 | 60  | 89,6 | 4,71  | 18 | 9,11  | 495,81  |
| Łańcucki               | 13,3 | 75  | 89,3 | 8,51  | 28 | 13,52 | 483,45  |
| Ropczycko-sędziszowski | 15,1 | 68  | 73,7 | 6,99  | 22 | 9,36  | 429,22  |
| Rzeszowski             | 27,0 | 70  | 70,8 | 6,76  | 26 | 10,23 | 399,08  |
| Strzyżowski            | 2,8  | 107 | 57   | 11,21 | 23 | 6,66  | 287,87  |
| Miasto Rzeszów         | 13,9 | 117 | 93,8 | 46,43 | 29 | 43,87 | 1527,52 |
| Dębicki                | 27,8 | 80  | 71,7 | 9,31  | 20 | 10,56 | 517,43  |
| Leżajski               | 15,4 | 63  | 90,3 | 7,22  | 24 | 9,37  | 383,18  |
| Mielecki               | 37,6 | 85  | 93,6 | 8,59  | 18 | 14,01 | 790,29  |
| Niżański               | 31,6 | 65  | 75,2 | 4,84  | 19 | 8,57  | 440,15  |
| Stalowowolski          | 43,2 | 87  | 88,4 | 11,87 | 19 | 8,39  | 443,56  |
| Tarnobrzegi            | 21,2 | 65  | 93,1 | 6,20  | 19 | 10,05 | 523,64  |
| Miasto Tarnobrzeg      | 2,4  | 77  | 98,1 | 23,63 | 26 | 18,56 | 718,19  |

### 3. Podsumowanie

Od 1995 roku nastąpił znaczny rozwój infrastruktury wodociągowej w województwie podkarpackim, zarówno w miastach, jak i na wsiach. Rozwój ten charakteryzował się przyrostem:

- długości sieci wodociągowej ogółem z 7 779 km w 1995 roku do 12 857 km w 2008, co stanowi 65%,
- liczby przyłączy wodociągowych z 163 941 w 1995 roku do 281 195 w 2008, co stanowi 72%.

Wraz z rozwojem infrastruktury sieci wodociągowej można zauważyć zmniejszenie zużycia wody ze  $147 \text{ dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{Mk}^{-1}$  w 1995 r. do  $93 \text{ dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{Mk}^{-1}$  w 2008. Modernizacja sieci wodociągowych wiąże się ze znacznymi kosztami wpływającymi na cenę wody. Dlatego też jako główną przyczynę obniżenia w analizowanym okresie wielkości zużycia wody można wymienić cenę wody. Na mniejsze zużycie wody może mieć również wpływ zastosowanie wodooszczędnych urządzeń sanitarnych.

## Literatura

- [1] Rak J.: Wybrane aspekty planu bezpieczeństwa województwa podkarpackiego, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, nr 276, z. 58 (2/11).
- [2] Kwietniewski M., Roman M., Kłos-Trębaczkiwicz H.: Niezawodność wodociągów i kanalizacji, Wydawn. Arkady, Warszawa 1993.
- [3] Rak J.: Wybrane zagadnienia niezawodności i bezpieczeństwa w zaopatrzeniu w wodę, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2008.
- [4] Główny Urząd Statystyczny, Bank Danych Regionalnych, [www.stat.gov.pl](http://www.stat.gov.pl).
- [5] Główny Urząd Statystyczny, Ochrona środowiska, Roczniki statystyczne za lata 1999÷2008.
- [6] Satora S., Chmielowski K., Milijanović E.: Wykorzystanie wód rzeki San do zaopatrzenia w wodę do celów komunalnych wybranych aglomeracji miejskich. Mat. I Konferencji „Walory przyrodniczo-historyczne pogórzy”, Wydawn. RS DRUK, Rzeszów 2008, s. 97÷107.
- [7] Stan środowiska w województwie podkarpackim w latach 1999÷2008, Wojewódzki Inspektorat Ochrony Środowiska w Rzeszowie, Rzeszów 2009.
- [8] Dziembowski Z.: Poradnik, Wodociągi i kanalizacja. Ekonomia wodociągów i kanalizacji. Część IV, Wydawn. Arkady, Warszawa 1971.

## **WATERWORKS INFRASTRUCTURE IN THE PODKARPACIE PROVINCE IN YEARS 1995÷2008**

### **S u m m a r y**

In the work the characteristics of equipping the area of the Podkarpackie province with the waterworks infrastructure were described on the basis of an analysis of statistical data from Central Statistical Office. The indicators characterizing the waterworks infrastructure were appointed for years 1995÷2008. The analysis of the development of waterworks infrastructure in individual districts of the subcarpathian province was conducted.

*Złożono w Oficynie Wydawniczej w czerwcu 2010 r.*

Janusz R. RAK  
Politechnika Rzeszowska

## WYBRANE ASPEKTY PLANU BEZPIECZEŃSTWA WOJEWÓDZTWA PODKARPACKIEGO

W pracy przedstawiono główne założenia planu bezpieczeństwa województwa podkarpackiego w odniesieniu do zagrożeń środowiskowych i przeciwdziałaniu poważnym awariom przemysłowym. Biorąc pod uwagę infrastrukturę krytyczną funkcjonowania ośrodków miejskich, szczegółowo omówiono zagrożenia systemów zbiorowego zaopatrzenia w wodę do spożycia. Przedstawiono możliwości zagrożeń transgranicznych oraz związaną z tym działalność kontrolną służb ochrony środowiska województwa podkarpackiego.

### 1. Wprowadzenie

Województwo podkarpackie leży na południowo-wschodnim obszarze Polski, a jego południowa i wschodnia granica jest równocześnie granicą państwa. Granica wschodnia z Ukrainą (236 km) jest zewnętrzną granicą Unii Europejskiej i NATO. Podkarpacie zajmuje obszar 17 844 km<sup>2</sup>, co stanowi 5,7% powierzchni Polski i 0,4% obszaru UE. Na terenie województwa mieszka 2 098 tys. ludzi, a średnia gęstość zaludnienia wynosi 118 osób/km<sup>2</sup>. Pod względem administracyjnym województwo dzieli się na 159 gmin, 21 powiatów ziemskich i 4 grodzkie, a 48 miejscowości ma prawa wiejskie. Region południowo-wschodni posiada szczególne walory rekreacyjno-turystyczne i przyrodnicze. Z tego powodu znaczna część województwa objęta jest ochroną prawną – dotyczy to zarówno parków narodowych, rezerwatów przyrody, jak i pojedynczych pomników przyrody.

Ze względu na położenie geograficzne województwo podkarpackie jest ważnym węzłem transgranicznym systemu komunikacyjnego w kierunku wschodnim (przejścia graniczne z Ukrainą w Medyce, Korczowej i Krościenku) oraz w kierunku południowym (przejścia drogowe na Słowację w Barwinku, Koniecznej, Radoszycach i Łupkowie). Tranzytowe położenie województwa zwiększa ryzyko wystąpienia zdarzeń niepożądanych związanych ze zdrowiem i życiem mieszkańców, infrastrukturą, mieniem oraz środowiskiem naturalnym. Istnieje również realne ryzyko przenikania (szczególnie z Ukrainy) skutków awarii i katastrof o charakterze chemicznym i radiacyjnym oraz pożarów obszarów leśnych, a także zachorowań ludzi i zwierząt na choroby zakaźne.



Podstawowym zadaniem administracji rządowej i samorządowej jest zapewnienie mieszkańcom województwa odpowiedniego poziomu bezpieczeństwa. W tym celu należy stworzyć plan bezpieczeństwa województwa podkarpackiego (PBWP). Z założenia powinien on integrować wszystkie rodzaje służb, inspekcji i straży oraz innych podmiotów mogących przeciwdziałać zagrożeniom szeroko rozumianego bezpieczeństwa.

Głównym celem pracy jest analiza zagrożeń o charakterze powszechnym, wynikających z położenia geograficznego województwa podkarpackiego oraz opracowanie wskazań do PBWP, ze szczególnym uwzględnieniem Systemów Zbiorowego Zaopatrzenia w Wodę (SZZW) do spożycia.

## 2. Klasyfikacja zagrożeń

Ze względu na źródło i charakter zagrożeń bezpieczeństwa wyróżnia się [1]:

- zagrożenia naturalne będące wynikiem działania sił natury:
  - powódzie związane z deszczami nawalnymi lub intensywnymi roztopami,
  - długotrwałe występowanie ekstremalnych wartości temperatury powietrza atmosferycznego,
  - wichury, trąby powietrzne,
  - susze,
  - pożary obszarów leśnych,
  - zachorowania na choroby zakaźne ludzi i/lub zwierząt,
- awarie techniczne:
  - katastrofy obiektów budowlanych, w tym przemysłowych i magazynowych,
  - awarie chemiczne i spowodowane nimi emisje toksycznych substancji w wyniku uwolnień, pożarów lub wybuchów,
  - awarie infrastruktury miejskiej (sieci wodociągowych, kanalizacyjnych, oczyszczalni ścieków oraz składowania lub utylizacji odpadów),
- destrukcyjne działania ludzi (akty terroru),
- wypadki i katastrofy w komunikacji drogowej oraz kolejowej, w tym również w przewozach niebezpiecznych substancji chemicznych – dotyczy to szczególnie dróg prowadzących do przejść granicznych z Ukrainą (drogowe i kolejowe) i Słowacją (drogowe),
- zagrożenia związane z przygranicznym położeniem województwa:
  - transgraniczny transport drogowy i kolejowy,
  - możliwości skażenia chemicznego w przypadku poważnych awarii w zakładach przemysłowych,

- możliwości skażenia radiacyjnego w przypadku katastrofy w ukraińskich elektrowniach atomowych,
- próby przemytu substancji promieniotwórczych przez granicę z kierunku wschodniego,
- przestępczość – obserwuje się szczególnie w strefie przygranicznej z Ukrainą; wzrost liczby poważnych przestępstw przeciwko zdrowiu i mieniu – pobicia, rozboje, wymuszenia, wyłudzenia, brutalne wybryki chuligańskie, oszustwa, a nawet afery gospodarcze; ujawnianie się zorganizowanych grup przestępczych w obszarze ściągania haraczów, przemytu na dużą skalę, handlu bronią i środkami odurzającymi oraz przygranicznego handlu alkoholem i papierosami oraz nielegalnym oprogramowaniem i muzyką,
- niepokoje społeczne – niezadowolenie powstające na tle politycznym, społecznym i ekonomicznym, przybierające formy:
  - strajków,
  - demonstracji i pikiet,
  - blokad i okupacji budynków, blokad dróg do przejść granicznych.

W przypadku eskalacji protestów mogą one przybierać formę zamieszek podsycanych przez elementy chuligańskie i kryminalne.

Różnorodność przedstawionych zagrożeń implikuje konieczność działania wyspecjalizowanych służb odpowiedzialnych za bezpieczeństwo. Ich zadaniem jest monitorowanie symptomów pośrednich potencjalnych zagrożeń i przeciwdziałanie ich powtarzaniu [2].

### 3. Monitoring środowiska

Zdarzenia niepożądane mające znamiona poważnych awarii i katastrof, jakkolwiek różniące się między sobą, stanowią zagrożenie dla życia, zdrowia, mienia środowiska lub infrastruktury i powodują znaczące szkody (straty i/lub krzywdy). W większości przypadków wystąpienie takich zdarzeń poprzedzone jest pewnymi symptomami, które odpowiednio wcześniej zauważone umożliwiają podjęcie przedsięwzięć prewencyjno-zapobiegawczych lub ograniczających negatywne skutki.

System monitoringu umożliwia odpowiednio wczesną identyfikację symptomów wystąpienia zagrożeń lub prognozowania sytuacji kryzysowych. Wczesne ostrzeżenie służb odpowiedzialnych za bezpieczeństwo niejednokrotnie zapobiega lub znacząco ogranicza skutki wystąpienia zdarzenia niepożądanego. Technologie monitoringowe zapewne wkrótce będą wspomagane przez specjalistyczne bezzałogowe statki powietrzne, a procesy decyzyjne podejmowane na podstawie modeli symulacyjnych rozprzestrzeniania się skażeń. W odniesieniu do zanieczyszczeń powietrza, wody i gruntu już obecnie istnieją systemy komputerowego wspomagania zarządzania bezpieczeństwem (WP).

Dziedzinowe zagrożenia realne poziomu bezpieczeństwa regionu kształtuje się poprzez:

- identyfikację rodzaju zagrożenia bezpieczeństwa,
- przygotowanie techniczno-organizacyjne w przypadku uaktywnienia się zagrożenia,
- upowszechnianie wiedzy o zagrożeniach,
- optymalne rozmieszczenie barier ochronnych i elementów osłonowych względem potencjalnych zagrożeń,
- skuteczne usuwanie następstw danego zdarzenia niepożądanego po jego opanowaniu.

Możliwość kształtowania bezpieczeństwa dziedzinowego wpływa na wzrost bezpieczeństwa ogólnego. Dziedzinowe zagrożenia bezpieczeństwa dzielą się na:

- powodziowe,
- pożarowe,
- chemiczne,
- radiologiczne,
- zanieczyszczenie środowiska,
- epidemiologiczne,
- energetyczne,
- zaopatrzenia w wodę,
- infrastruktury,
- publiczne,
- terrorystyczne.

Do obsługi poszczególnych zagrożeń służą modułowe pakiety programów wspomagania procesów informacyjno-decyzyjnych i dziedzinowe bazy danych, ze szczególnym uwzględnieniem zarządzania kryzysowego [3, 4].

#### **4. Przeciwdziałanie poważnym awariom**

Problematykę przeciwdziałania poważnym awariom reguluje dyrektywa Rady Unii Europejskiej 96/82/WE z dnia 9 grudnia 1996 roku w sprawie kontroli niebezpieczeństwa poważnych awarii związanych z substancjami niebezpiecznymi (SEVESOII) oraz dyrektywa 2003/105/WE z dnia 16 grudnia 2003 roku. Dyrektywy te znalazły odzwierciedlenie w ustawie Prawo ochrony środowiska z dnia 27 kwietnia 2001 roku, w tytule IV „Poważne awarie”. W latach 2002÷÷2007 na terenie województwa podkarpackiego odnotowano 28 przypadków poważnych awarii. Na terenach przygranicznych z Ukrainą w tym czasie miały miejsce dwie poważne awarie. W lipcu 2004 roku w Ustrzykach Dolnych doszło do zanieczyszczenia wód potoku Jasieńka, dopływu rzeki Strwiąż, produktami ropopochodnymi z uszkodzonego rurociągu [3]. Akcja ratownicza PSP zapobie-

gła przedostaniu się zanieczyszczeń na terytorium Ukrainy. W tym samym okresie na terenie nieczynnej kopalni siarki w Niemirowie na Ukrainie wybuchł pożar. Powiatowy Zespół Reagowania Kryzysowego w Lubaczowie przeprowadził ewakuację kilkudziesięciu mieszkańców Huty Kryształowej do Baszni Dolnej. Dnia 16 lipca 2007 roku w miejscowości Ożydów na Ukrainie w odległości około 100 km od granicy z Polską wybuchł pożar pociągu z płynnym fosforem. W ramach współpracy na wniosek dyrekcji Państwowego Urzędu Ochrony Środowiska w Obwodzie Lwowskim pracownicy WIOŚ w Rzeszowie w rejonie awarii dokonali poboru próbek gleby i wody do badań laboratoryjnych [3]. Sprawozdanie z badań przekazane zostało stronie ukraińskiej.

Na terenie województwa istnieje 168 instalacji wymagających pozwolenia zintegrowanego [4]:

- w przemyśle energetycznym – 16 instalacji,
- w przemyśle metalurgicznym – 25 instalacji,
- w przemyśle ceramicznym – 54 instalacje,
- w przemyśle chemicznym – 30 instalacji,
- w gospodarce odpadami – 24 instalacje, w tym 19 składowisk odpadów,
- inne 19 instalacji, w tym 9 ferm drobiu i trzody chlewnej.

W ramach projektu PL 0100 „Wzrost efektywności działalności Inspekcji Ochrony Środowiska na podstawie doświadczeń norweskich” WIOŚ w Rzeszowie stworzył elektroniczną ewidencję kontrolowanych podmiotów i przypisał je do matrycy ryzyka. Matryca dzieli podmioty na pięć kategorii, uwzględniając skutki oddziaływania na środowisko.

#### **Kategoria I – ryzyko najwyższe – kontrole co roku**

- zakłady dużego ryzyka (ZDR) wystąpienia poważnej awarii,
- stacje demontażu pojazdów,
- zakłady przetwarzania zużytego sprzętu elektrycznego i elektronicznego,
- zakłady przetwarzające odpady sprowadzane z zagranicy,
- wielkoprzemysłowe fermy tuczu trzody chlewnej.

#### **Kategoria II – ryzyko wysokie – kontrole co dwa lata**

- zakłady zwiększonego ryzyka (ZZR) wystąpienia poważnej awarii,
- oczyszczalnie ścieków powyżej 2000 RLM,
- zakłady niespełniające warunków pozwoleń,
- instalacje bez wymaganych pozwoleń,
- zakłady nierealizujące zarządzeń pokontrolnych.

#### **Kategoria III – ryzyko średnie – kontrole raz na trzy lata**

- pozostałe zakłady i instalacje mogące potencjalnie wywołać poważną awarię (inne niż kategorie I i II),

- oczyszczalnie ścieków poniżej 2000 RLM,
- składowiska odpadów i spalarnie niezaliczone do kategorii I i II,
- podmioty prowadzące odzysk z odpadów, mogące znacząco oddziaływać na środowisko.

#### **Kategoria IV – ryzyko niskie – kontrola raz na cztery lata**

- zakłady inne niż zaliczone do kategorii I, II, III,
- zakłady podlegające kontroli w zakresie substancji zubożających warstwę ozonową,
- zakłady podlegające kontroli w zakresie zawartości siarki,
- zakłady podlegające kontroli w zakresie nadzoru rynku.

**Kategoria V – ryzyko tolerowane** – podmioty niewymagające pozwoleń na korzystanie ze środowiska w formie decyzji administracyjnej.

Zaleca się, by liczba podmiotów zaliczonych do kategorii I nie była większa od 10÷12% łącznej liczby podmiotów objętych klasyfikacją od kategorii I do IV. Klasyfikując podmioty do poszczególnych kategorii ryzyka, należy brać pod uwagę skalę zagrożenia dla środowiska, prawdopodobieństwo powstania poważnej awarii i wrażliwość oddziaływania potencjalnej awarii na otoczenie.

## **5. Międzynarodowa współpraca dwustronna**

### **Współpraca z Ukrainą**

Strategiczne znaczenie dla ochrony środowiska ma granica z Ukrainą, z którą województwo podkarpackie graniczy na odcinku 236 km. Współpraca z Ukrainą zapoczątkowana została w latach 90. ubiegłego wieku. Dnia 6 stycznia 1999 roku podpisano umowę między rządem Rzeczypospolitej Polskiej a rządem Ukrainy o współpracy w dziedzinie gospodarki wodnej na wodach granicznych, a dnia 26 maja 2000 roku zawarto porozumienie między wojewodą podkarpackim a Lwowską Obwodową Administracją Państwową o współpracy międzyregionalnej. Współpraca realizowana jest w obszarze monitorowania jakości i ochrony wód granicznych przed zanieczyszczeniem oraz w zapobieganiu poważnym awariom. Osiągnięciu pierwszego celu służyła współpraca dwustronna dotycząca kontroli jakości wód granicznych rzek: Wiary, Wiszni, Szkło i Lubaczówki, których wody uchodzą do Sanu oraz rzeki Strwiąż, przynależącej do zlewni Dniestru, polegająca na wspólnym pobieraniu próbek do badań oraz analizie i ocenie wyników na podstawie uzgodnionych kryteriów. Ze strony polskiej współpracę koordynuje Wojewódzki Inspektorat Ochrony Środowiska w Rzeszowie, a ze strony ukraińskiej Państwowy Urząd Ekologii i Zasobów Naturalnych we Lwowie. Osiągnięciu drugiego celu służą opracowane „Zasady

współdziałania zakładów o dużym i zwiększonym ryzyku wystąpienia awarii przemysłowej z samorządem na rzecz bezpieczeństwa lokalnej społeczności”. Wytypowano potencjalne zagrożenia o charakterze liniowym, obszarowym i punktowym na obszarach przygranicznych. Głównym celem współpracy jest ciągle doskonalenie organizacji prac w zapobieganiu i ograniczaniu poważnych awarii o skutkach transgranicznych, a także w zwiększaniu bezpieczeństwa ekologicznego.

### **Współpraca ze Słowacją**

Województwo podkarpackie graniczy z Republiką Słowacką na odcinku 134 km. Granica przebiega górzystymi terenami Bieszczad i Beskidu Niskiego. Obszary przygraniczne to tereny o charakterze rolniczo-leśnym, słabo zaludnione, posiadające wyjątkowe walory przyrodnicze. Zagrożenia techniczne koncentrują się jedynie na przejściach granicznych, przez które transportowane są substancje niebezpieczne. Sporządzono listy obiektów i instalacji z substancjami niebezpiecznymi na terenach zalewowych i plany alarmowania organów i instytucji właściwych ds. awarii.

Ze względu na niewielki udział potencjalnych źródeł zagrożeń współpraca ze Słowacją koncentruje się na ochronie dziedzictwa przyrodniczego i kulturowego. Problematyka współpracy dotyczy obszaru funkcjonalnego „Zielone Karpaty” i obszarów chronionych sieci NATURA 2000.

## **6. Zagrożenia systemów zbiorowego zaopatrzenia w wodę (SZZW)**

Rozporządzenie Ministra Zdrowia z dnia 29 marca 2007 roku (Dz.U. z 2007 r. Nr 61, poz. 417) dotyczy SZZW, w których dobową produkcją wody wynosi co najmniej 10 m<sup>3</sup> lub które zaopatrują w wodę co najmniej 50 osób. Wskaźniki jakości wody do spożycia ze względu na bezpieczeństwo zdrowotne można podzielić na trzy grupy [5]:

- wskaźniki bakteriologiczne zanieczyszczenia kałowego wody – przekroczenie wartości dopuszczalnych zagraża wystąpieniem wodozależnych chorób zakaźnych,
- wskaźniki chemiczne o znacznej toksyczności – wartości ponadnormatywne stwarzają ryzyko zdrowotne o zróżnicowanym nasileniu (z chorobami nowotworowymi włącznie), i wskaźniki związane z ubocznymi produktami dezynfekcji wody,
- wskaźniki fizyczno-chemiczne mające wpływ na akceptowalność wody przez konsumentów.

Biorąc pod uwagę stopień i skalę zagrożenia epidemiologicznego, za najważniejszy element oceny jakości wody uznaje się wskaźniki kałowego skażenia *E. coli* oraz paciorkowce kałowe (enterokoki). Tego rodzaju mikrobiologiczne

zanieczyszczenie wody oznacza ryzyko wystąpienia chorób zakaźnych szerzących się drogą pokarmową. Stan taki wymaga zakazu korzystania z wody wodociągowej do celów spożywczych. Wskaźniki mikrobiologiczne niemające bezpośredniego odniesienia do bezpieczeństwa zdrowotnego wody to:

- ogólna liczba mikroorganizmów w temperaturze 22°C,
- ogólna liczba mikroorganizmów w temperaturze 36°C,
- bakterie grupy *coli*,
- bakterie *C. perfringens*.

Wskaźniki związane z substancjami chemicznymi o właściwościach toksycznych lub/i kancerogennych, które mogą wywierać niekorzystne skutki zdrowotne, jeżeli występują w stężeniach przekraczających wartości dopuszczalne, to:

- substancje występujące w wodach ujmowanych – arsen, selen, bor, fluorki, azotany, pestycydy, cyjanki, wielopierścieniowe węglowodory aromatyczne,
- wtórne zanieczyszczenia przenikające do wody w trakcie dezynfekcji,
- wtórne zanieczyszczenia przenikające do wody w trakcie dezynfekcji i dystrybucji – ołów, kadm, nikiel, chrom oraz trihalometany (trichlorometan, benzo(a)piren).

Miarą zagrożenia dla zdrowia ludzi w wypadku substancji toksycznych i kancerogennych jest częstość i stopień przekroczenia ich stężeń, czas trwania narażenia oraz wielkość populacji objętej zagrożeniem. Należy zwrócić uwagę, że dopuszczalne wartości normatywne stężeń ustalone są z pewnym marginesem bezpieczeństwa (nawet o rząd wielkości niższy od stężeń mogących stwarzać rzeczywiste zagrożenia dla zdrowia ludzi) [3].

Światowa Organizacja Zdrowia podkreśla ważność akceptowalności wody przez konsumentów i przestrzega przed lekceważeniem tego problemu przez przedsiębiorstwa wodociągowe i służby kontrolne [1]. Oceny sensorycznej jakości wody konsumenci dokonują bezpośrednio na podstawie wskaźnika barwy, mętności, smaku i zapachu oraz pośrednio poprzez skutki obecności w wodzie ponadnormatywnych ilości żelaza i manganu. Brak akceptowalności jakości wody powoduje, że konsumenci poszukują alternatywnych źródeł zaopatrzenia. Związane z tym preferencje najczęściej nie uwzględniają, czy jakość danej wody jest kontrolowana. W rezultacie alternatywne wybory konsumenckie nieświadomie mogą stwarzać ryzyko zagrożenia dla zdrowia.

Wielkość poboru wody powierzchniowej dla celów komunalnych w 2008 roku wyniosła 43,1 hm<sup>3</sup>, a wód podziemnych 38,1 hm<sup>3</sup>. Odsetek udziału 47% wód podziemnych plasuje województwo podkarpackie na jednym z ostatnich miejsc w skali kraju.

**Wykaz eksploatowanych ujęć komunalnych wód  
w województwie podkarpackim**

- MPGK Sp. z o.o. w Ustrzykach Dolnych (ujęcia wody „Solina – Zapora” i „Ropienka”),
- Administracja Budynków Komunalnych i Wodociągów w Lesku (studnie głębinowe: „Baszta”, „Baseny”, „Wola Postoń” i „Łukawica”),
- Sanockie Przedsiębiorstwo Gospodarki Komunalnej Sp. z o.o. (ujęcia wody „Trepcza” i „Zasław”),
- Przedsiębiorstwo Gospodarki Komunalnej w Brzozowie Sp. z o.o. (ujęcie wody „Jakła Wielka”),
- Przedsiębiorstwo Wodociągów i Kanalizacji Sp. z o.o. w Przemyślu (ujęcie wody na rzece San),
- ZGK gminy Radymno z siedzibą w Skołoszowie (ujęcia wody „Święte”, „Młynny”, „Chotyniec”, „Łazy”) i ZGKiM w Radymnie (ujęcia wody na ul. Kolejowej i ul. Budowlanych),
- PWiK w Jarosławiu Sp. z o.o. (ujęcie wody na rzece San),
- Zakład Komunalny gminy Jarosław (ujęcia wody „Pełkinie”, „Tuczempy” i „Surochów”),
- ZGKiM w Sieniawie (ujęcia wody „Sieniawa”, „Dobra” i „Leżachów”),
- Miejski Zakład Komunalny w Leżajsku Sp. z o.o. (ujęcia wody „SI Stojadło”, „SII Stojadło” i „S2 Lipy”),
- Gmina Miejska Lubaczów (6 ujęć wody),
- Zakład Komunalny „Cieszkom” (ujęcie wody „Polanka Horyniecka”),
- ZGKiM Nowa Sarzyna (ujęcia wody „Łukowa”, „Jelna”, „Łętownia” i „Wola Żarczycka”),
- MZK Sp. z o.o. w Nisku (ujęcia wody „Nisko”, „Zarzecze” i „Nowosielec”),
- MZK Sp. z o.o. w Stalowej Woli (ujęcie wody „Krzyżowe Drogi” i „Stare Ujęcie”),
- ZGK w Gorzycach (ujęcia wody „Gorzyce” i „Wrzawy”),
- MPGK Sp. z o.o. w Krośnie (ujęcia wody „Szczepańcowa”, „Iskrzynia” i „Sieniawa”),
- PGKiM w Strzyżowie Sp. z o.o. (8 ujęć wody),
- MPWiK w Rzeszowie Sp. z o.o. (ujęcie wody „Zwiężczyca II”),
- ZGKiM w Głogowie Młp. (ujęcia wody „Głogów Młp.”, „Przewrotne”, „Rudna Mała – Pogwizdów Nowy” i „Rogoźnica”),
- MZWiK w Łańcucie (ujęcia wody „Wola Mała” i „Dąbrówki”),
- Przeworska Gospodarka Komunalna (ujęcie wody „Rozbób Trojan”),
- ZWiK w Kańczudze (ujęcia wody „Łopuszka Mała”, „Krzeczowice” i „Lipnik”),



- ZGKiM Sokołów Młp. (ujęcie wody „Turza”),
- MPGK w Jaśle (ujęcie wody na rzece Wisłoka),
- MZWIK Pilzno (ujęcie wody „Pilzno – Strzegocice”),
- Wodociągi Dębickie Sp. z o.o. (ujęcie wody na rzece Wisłoka),
- PUK Sp. z o.o. w Ropczycach (ujęcie wody „Brzezówka”),
- PGKiM Sp. z o.o. w Sędziszowie Młp. (ujęcia wody „Będziemyśl”, „Góra Ropczycka”, „Krzywa”, „Sędziszów Młp.”, „S1 WF”, „S2 WF”, „S3 WF”),
- MPGK Sp. z o.o. w Mielcu (ujęcie wody „Wojśław”),
- Zakład Wodno-Kanalizacyjny w Kolbuszowej (ujęcie wody „Widętka”),
- Gmina Baranów Sandomierski (ujęcie wody „Ślęzaki”),
- PGK Sp. z o.o. w Tarnobrzegu (ujęcie wody „Studzieniec”).

## **7. Działalność kontrolna stanu środowiska w świetle przepisów międzynarodowych**

Wojewódzki Inspektorat Ochrony Środowiska w Rzeszowie realizuje na bieżąco zadania z zakresu ochrony środowiska, wynikające z konwencji i umów międzynarodowych, takich jak:

- Konwencja Bazylejska o kontroli transgranicznego przemieszczania i usuwania odpadów niebezpiecznych,
- Konwencja Wiedeńska o ochronie warstwy ozonowej – prowadzone są kontrole w sprawie przestrzegania przepisów wynikających z rozporządzenia nr 2037/200 Rady i Parlamentu Europejskiego w sprawie substancji zubażających warstwę ozonową,
- Konwencja o ochronie i użytkowaniu cieków transgranicznych i jezior międzynarodowych – w ramach Państwowego Monitoringu Środowiska WIOŚ w Rzeszowie prowadzi badania jakości wód w 7 przekrojach na rzekach granicznych, takich jak [6]:
  - Lubaczówka, miasto Budomierz,
  - Wiar, miasto Sierakośce i miasto Stanisławczyk,
  - Wisznia, miasto Gaje,
  - Szkło, miasto Budzyń,
  - Strwiąż, miasto Krościenko,
  - Rata, miasto Prusie,
- Konwencja w sprawie transgranicznego zanieczyszczenia powietrza na dalekie odległości – w województwie podkarpackim monitoring chemizmu opadów atmosferycznych prowadzi stacja IMGW w Lesku; analizy składu fizyczno-chemicznego opadów wykonuje Laboratorium WIOŚ w Rzeszowie.

Działalność kontrolna WIOŚ w Rzeszowie dotycząca wdrażania prawa Unii Europejskiej obejmuje [7]:

- dyrektywę 96/61/WE – w sprawie zintegrowanego zapobiegania i ograniczania zanieczyszczeń,
- dyrektywę 96/82/WE – w sprawie kontroli niebezpieczeństwa poważnych awarii związanych z substancjami niebezpiecznymi,
- dyrektywę 91/271/EWG – w sprawie oczyszczania ścieków komunalnych,
- dyrektywę 91/689/EWG – w sprawie odpadów niebezpiecznych,
- dyrektywę 99/31/WE – w sprawie składowisk odpadów,
- dyrektywę 2000/76/WE – w sprawie spalania odpadów,
- dyrektywę 2001/80/WE – w sprawie ograniczenia emisji niektórych zanieczyszczeń do powietrza z dużych źródeł spalania paliw.

## 8. Podsumowanie

Skuteczność i efektywność PBWP wymaga:

- zastosowania systemu monitoringu i wczesnego ostrzeżenia o potencjalnych zagrożeniach,
- zastosowania rozwiązań prawnych i organizacyjnych porządkujących strefę zagadnień związanych z bezpieczeństwem,
- stworzenia sieci specjalistycznych jednostek ratowniczych, których rozmieszczenie gwarantuje szybkie dotarcie do miejsca zdarzenia niepożądanego,
- opracowania specyficznych map zagrożeń bezpieczeństwa regionu,
- opracowania modeli rozprzestrzeniania się zagrożeń i ich skutków do celów planistycznych.

## Literatura

- [1] Rak J.: Podstawy bezpieczeństwa systemów zaopatrzenia w wodę, Wydawn. Drukarnia LIBER DUO KOLOR Lublin, Monografie Komitetu Inżynierii Środowiska PAN, vol. 28, Lublin 2005.
- [2] Rak R.J.: Systemowe zarządzanie bezpieczeństwem SZW, Wydawn. Ośrodka Informacji „Technika instalacyjna w budownictwie”, Instal, nr 2 (292), Warszawa 2009.
- [3] Stan Środowiska w województwie podkarpackim w latach 2000-2007, Wojewódzki Inspektorat Ochrony Środowiska w Rzeszowie, Biblioteka Monitoringu Środowiska, Rzeszów 2008.
- [4] Stan Środowiska w województwie podkarpackim w latach 1999-2008, Wojewódzki Inspektorat Ochrony Środowiska w Rzeszowie, Biblioteka Monitoringu Środowiska, Rzeszów 2009.

- [5] Jamsheer-Bratkowska M., Skotak K., Bratkowski J.: Ocena jakości wody wodociągowej w Polsce w 2007 r. w świetle badań Państwowej Inspekcji Sanitarnej, *Technologia Wody*, nr 1, Warszawa 2009, s. 65÷72.
- [6] Guidelines on drinking water quality, 3rd ed., WHO, Genewa 2004.
- [7] Rak J.R.: Bezpieczna woda wodociągowa – zarządzanie ryzykiem w systemie zaopatrzenia w wodę, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2009.

## **THE SELECTED ASPECTS OF THE SECURITY PLAN FOR THE PODKARPACKIE PROVINCE**

### **S u m m a r y**

The paper presents the main assumptions of the security plan for the Podkarpackie province. Reference is made mainly to environmental threats and preventing major industrial accidents. Taking into account the critical infrastructure for the functioning of urban centres, threats to collective drinking water supply systems were discussed in details. The possibilities of cross-border threats and monitoring activities associated with them, conducted by the environment protection services in subcarpathian province, were indicated.

*Złożono w Oficynie Wydawniczej w kwietniu 2010 r.*

Janusz R. RAK  
Andrzej STUDZIŃSKI  
Politechnika Rzeszowska

## **RYZIKO NARAŻENIA ZAWODOWEGO NA CZYNNIKI CHEMICZNE W SYSTEMIE ZAOPATRZENIA W WODĘ**

W pracy omówiono zagadnienie ryzyka narażenia zawodowego na czynniki chemiczne w procesie eksploatacji systemów zaopatrzenia w wodę. Jest ono wynikiem stosowania w procesach uzdatniania wody substancji chemicznych mogących mieć negatywny wpływ na zdrowie ludzi. Scharakteryzowano obowiązujący w tym zakresie stan prawny oraz wybrane wymagania dotyczące stosowania niebezpiecznych związków chemicznych. Przedstawiono zasady prewencji, bezpieczeństwa oraz profilaktyki. Zaproponowano metodę szacowania ryzyka zdrowotnego opartą na wskaźniku narażenia ogólnego oraz przedstawiono metodykę jego obliczania.

### **1. Wprowadzenie**

Wymagania dotyczące bezpieczeństwa i higieny pracy w odniesieniu do zakładów uzdatniania wody (ZUzW) wynikają z rozporządzenia Ministra Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa z dnia 27.01.1994 r. w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy przy stosowaniu środków chemicznych do uzdatniania wody i oczyszczania ścieków (Dz.U. 94.21.73). Ogólne wymagania prawne dotyczące czynników chemicznych w środowisku pracy stanowią przepisy rozdziału V „Czynniki oraz procesy pracy stwarzające szczególne zagrożenie dla zdrowia lub życia” działu X „Bezpieczeństwo i higiena pracy”, zawartego w ustawie z dnia 26.06.1974 r. Kodeks pracy (Dz.U. 98.21.94, z późn. zm.). Szczegółowe wymagania prawne dotyczące materiałów niebezpiecznych zawiera rozdział VI „Prace szczególnie niebezpieczne”, punkt D „Prace przy użyciu materiałów niebezpiecznych”, działu IV „Procesy pracy” rozporządzenia Ministra Pracy i Polityki Socjalnej z dnia 26.09.1997 r. w sprawie ogólnych przepisów bezpieczeństwa i higieny pracy (Dz.U. 03.169.1650 i Dz.U. 07.49.330). Rozporządzenie to podaje także ogólne wymagania prawne dotyczące ryzyka zawodowego w rozdziale 1. „Przepisy ogólne” działu IV „Przepisy pracy”. Szczegółowe wymagania prawne dotyczące oceny ryzyka zawodowego dla czynników chemicznych zawiera rozporządzenie Ministra Zdrowia z dnia

30.12.2004 r. w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy związanej z występowaniem w miejscu pracy czynników chemicznych (Dz.U. 05.212.1769). Z kolei szczegółowe wymagania prawne dotyczące czynników szkodliwych dla zdrowia w środowisku pracy wynikają z rozporządzenia Ministra Zdrowia z dnia 20.04.2005 r. w sprawie badań i pomiarów czynników szkodliwych dla zdrowia w środowisku pracy (Dz.U. 05.73.645). Dopełnieniem w rozpatrywanym temacie jest Rozporządzenie (WE) 1907/2006 Parlamentu Europejskiego i Rady z dnia 18.12.2006 r. w sprawie rejestracji, oceny, udzielania zezwoleń i stosowanych ograniczeń w zakresie chemikaliów (REACH) opublikowane w Dz.U. UE, seria L nr 396 z 30.12.2006 r. [1].

## **2. Wymagania dotyczące stosowania środków chemicznych do uzdatniania wody**

Wymagania prawne dotyczą wykonywania pracy w zbiornikach przeznaczonych do przechowywania, warunków magazynowania, rurociągów przesyłowych i stosowania następujących środków chemicznych: chloru, podchlorynu sodowego, wapna chlorowanego, siarczanu glinowego i żelazawego, chlorku żelazowego, wapna, fluorokrzemianu sodowego, kwasu fluorokrzemowego, ozonu, kwasu siarkowego i solnego, wodorotlenku sodowego oraz węgla aktywnego. Przykładowe wymagania prawne dotyczące stosowania środków chemicznych do uzdatniania wody są następujące:

- w razie bezpośredniego zagrożenia życia lub zdrowia pracownik ma obowiązek opuścić miejsce zagrożenia i ostrzec o niebezpieczeństwie inne osoby przebywające w strefie zagrożenia oraz powiadomić o tym fakcie przełożonych,
- przełożony w razie stwierdzenia bezpośredniego zagrożenia pracowników podejmuje natychmiast działanie przerwania pracy i ewakuacji pracowników ze strefy zagrożenia oraz czynności związane z usunięciem zagrożenia,
- prace związane z użytkowaniem środków żrących i trujących powinny być wykonywane przez zespół co najmniej dwuosobowy.

## **3. Zady prewencji, bezpieczeństwa i profilaktyki**

**Zasady prewencji** (aksjomaty H.W. Heinricha prewencji wypadkowej)

1. Wystąpienie wypadku z poważnym zranieniem poprzedza przeciętnie 300 zdarzeń niepożądanych bezurazowych.
2. Wystąpienie wypadku wynika z łańcucha przyczynowego zdarzeń, których ostatnim jest wypadek spowodowany przez niebezpieczne zachowania człowieka i/lub czynniki środowiska pracy.

3. Wielkość szkody powodowanej przez wypadek jest losowa, natomiast można zapobiec wystąpieniu samego wypadku.
4. Rozpoznanie motywów i przyczyn podejmowania niebezpiecznych zachowań umożliwia zastosowanie działań prewencyjnych.
5. Podstawowe metody zapobiegania wypadkom to: odpowiednie projektowanie, wykonanie, eksploatacja i kontrola pracy maszyn wraz z wyposażeniem, dobór i szkolenie pracowników, dyscyplina pracy.
6. Najbardziej efektywne metody w prewencji wypadkowej są tożsame z metodami kontroli jakości, kosztów i wydajności pracy.
7. Zarządzanie daje najlepsze wyniki w prowadzeniu prewencji wypadkowej.
8. Przełożony jest kluczową osobą w prewencji wypadkowej kontrolującą zachowania pracownika.
9. Humanitarne aspekty prewencji wypadkowej są uzależnione od czynników ekonomicznych.

### **Zasady bezpieczeństwa (według D. Petersona)**

1. Bezpieczeństwo powinno być realizowane systemowo.
2. Niepożądane zachowania, warunki i wypadek są symptomami nieprawidłowości w systemie bezpieczeństwa.
3. Przyczyny i okoliczności powstawania wypadków są przewidywalne.
4. Bezpieczeństwo może być zarządzane podobnie jak każda inna działalność.
5. Procedury zarządzania bezpieczeństwem pozwalają zidentyfikować i określić przyczyny powstawania wypadków.
6. Niebezpieczne zachowania człowieka to „normalna” reakcja na niewłaściwe środowisko pracy.
7. Efektywny system bezpieczeństwa tworzą sprzęt techniczny, pracownik i procedury zarządzania.
8. System bezpieczeństwa musi być dostosowany do kultury bezpieczeństwa.
9. Skuteczność systemu bezpieczeństwa zależy od wagi przypisywanej zagrożeniom bezpieczeństwa.

### **Zasady profilaktyki**

Zasady zbierania i analizowania danych o wypadkach według metodologii ESAW (ang. *European Statistics on Accidents at Work*) uwzględniają następujące etapy:

- fazę przedwypadkową – sytuacja zaistniała bezpośrednio przed wypadkiem,
- fazę wypadkową – składa się ze zdarzenia będącego odchyleniem od stanu normalnego i zdarzenia bezpośrednio powodującego uraz,
- fazę powypadkową – polega na identyfikacji umiejscowienia i określenia rodzaju urazu.

Analizę wypadków przy pracy przeprowadza się w następujących formach:

- analiza bezwzględna – polega na określeniu liczby poszkodowanych (wypadek indywidualny, zbiorowy) ciężkości skutków (wypadek śmiertelny, ciężki, powodujący czasową niezdolność do pracy),
- analiza rodzajowa – rodzaj stanowiska pracy, na którym doszło do wypadku, opis czasu zdarzenia wypadkowego od rozpoczęcia pracy, opis przyczyn bezpośrednich i pośrednich wypadku, charakterystyka kwalifikacji zawodowych poszkodowanego,
- analiza wskaźnikowa – wskaźnik częstości wypadków w przeliczeniu na liczbę zatrudnionych, roboczogodzin i wielkość produkcji, wskaźnik ciężkości – iloraz liczby dniówek straconych w wyniku wypadku i liczby poszkodowanych, wskaźnik globalny – iloczyn wskaźnika częstości wypadków w przeliczeniu na liczbę zatrudnionych i wskaźnika ciężkości wypadków [2÷4].

#### 4. Terminologia

Substancja chemiczna – pierwiastek chemiczny i jego związki w stanie, w jakim występują naturalnie lub zostają uzyskane za pomocą procesu produkcyjnego.

Czynnik chemiczny – pierwiastek lub związek chemiczny w postaci, w jakiej występuje naturalnie lub w stanie, w jakim jest wytworzony, stosowany lub uwolniony w środowisku pracy.

Preparat chemiczny – mieszanina lub roztwór składający się z co najmniej dwóch substancji chemicznych.

Zagrożenie czynnikiem chemicznym – swoista właściwość mogąca potencjalnie spowodować szkodę.

Substancja i preparat niebezpieczny – zakwalifikowany, zgodnie z ustawą z dnia 11.01.2001 r. o substancjach i preparatach chemicznych (Dz.U. 01.11.84, z późn. zm.), do co najmniej jednej z wymienionych kategorii i o właściwościach wybuchowych bądź utleniających: skrajnie łatwo palne, wysoce łatwo palne, łatwo palne, bardzo toksyczne, toksyczne, szkodliwe, żrące, drażniące, uczulające, rakotwórcze, mutagenne, działające szkodliwie na rozrodczość i niebezpieczne dla środowiska.

Trucizna – substancja lub preparat chemiczny, który w wielkiej dawce wprowadzony do organizmu człowieka wywołuje zakłócenie normalnych funkcji życiowych lub powoduje zgon. Wyróżnia się: trucizny drażniące (chlorowódór, dwutlenek siarki, kwas octowy, amoniak), trucizny duszące (tlenek węgla, siarkowódór), trucizny protoplazmatyczne (rtęć, ołów, arsen i ich związki), trucizny narkotyczne.

Zagrożenie – stan środowiska pracy mogący spowodować wypadek lub chorobę.

Ekspozycja – oddziaływanie czynników występujących w środowisku pracy na organizm człowieka. Miarą jest czas i intensywność narażenia.

Narażenie – ekspozycja na czynnik szkodliwy dla zdrowia, która z określonym prawdopodobieństwem może spowodować wystąpienie niekorzystnych skutków w stanie zdrowia.

Najwyższe dopuszczalne stężenie (*NDS*) – wartość średnia ważona stężenia, które – oddziałując na pracownika w ciągu 8-godzinnego czasu pracy – przez cały okres jego aktywności zawodowej nie spowoduje ujemnych zmian w stanie zdrowia.

Najwyższe dopuszczalne stężenie chwilowe (*NDS<sub>Ch</sub>*) – wartość średnia, która nie powinna spowodować ujemnych zmian w stanie zdrowia pracownika, jeżeli występuje w środowisku pracy nie dłużej niż 15 minut i nie częściej niż 2 razy w czasie zmiany roboczej, w odstępie czasu nie krótszym niż 1 godzina.

Najwyższe dopuszczalne stężenie pułapowe (*NDSP*) – wartość, która ze względu na zagrożenia zdrowia lub życia pracownika nie może być w środowisku pracy przekroczona w żadnej chwili czasu [5].

Ryzyko zawodowe – prawdopodobieństwo wystąpienia niepożądanych zdarzeń związanych z wykonywaną pracą powodujących straty, w szczególności wystąpienia u pracownika niekorzystnych skutków pracy lub sposobu wykonywania pracy.

## 5. Metoda oceny ryzyka zawodowego

Czas ekspozycji w ciągu zmiany roboczej  $T_e$  wynosi:

$$T_e = \sum_{j=1}^m T_{ej} \quad (1)$$

gdzie  $T_{ej}$  – czas trwania ekspozycji na narażenie podczas  $j$ -tej czynności.

Stężenie średnie ważne  $S_w$  danej substancji chemicznej w powietrzu określa się przez okres co najmniej 75% czasu jej trwania (360 min dla 8 godz. zmiany) wynosi:

$$S_w = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot t_i}{\sum_{i=1}^n t_i} \quad (2)$$

gdzie:  $S_i$  – stężenie substancji chemicznej w  $i$ -tej próbie,  
 $t_i$  – czas trwania poboru  $i$ -tej próby,  
 $n$  – liczba pobranych prób.



Obowiązują przy tym następujące zasady:

- dla jednego stanowiska pracy obejmującego różne czynności pobiera się co najmniej 4 próby dla każdej czynności,
- dla pracownika obsługującego więcej niż jedno stanowisko pracy pobiera się co najmniej 4 próby na każdym stanowisku pracy,
- w wypadku, gdy miejscem pracy jest całe pomieszczenie losowo pobiera się 5 prób dla 2÷6 określonych punktów pomiarowych [1].

Wskaźnik ekspozycji zmianowej (dobowej)  $WE_d$  określający równoważne stężenie substancji chemicznej wyznacza się ze wzoru:

$$WE_d = S_w \cdot T_e \quad (3)$$

Wskaźnik ekspozycji chwilowej  $WE_{ch}$  określa stężenie substancji chemicznej odniesione do 15-minutowego czasu narażenia w ciągu zmiany roboczej:

$$WE_{ch} = \max(S_i \cdot t_i) \quad (4)$$

Wskaźnik narażenia dobowego określa poziom ryzyka jako krotność przekroczenia normy i wyznacza się ze wzoru:

$$WN_d = \frac{WE_d}{NDS} \quad (5)$$

gdzie  $NDS$  – najwyższe dopuszczalne stężenie dla danej substancji chemicznej.

Wskaźnik narażenia chwilowego  $WN_{ch}$  określa poziom ryzyka jako krotność przekroczenia normy i wyznacza się ze wzoru:

$$WN_{ch} = \frac{WE_{ch}}{NDS_{ch}} \quad (6)$$

gdzie  $NDS_{ch}$  – najwyższe dopuszczalne stężenie chwilowe.

Wskaźnik narażenia ogólnego  $WN$  to wartość maksymalna spośród wyznaczonych wskaźników (5) i (6):

$$WN = \max(WN_d, WN_{ch}) \quad (7)$$

Skala ryzyka przedstawia się następująco:

- ryzyko nieakceptowalne  $WN > 1,0$ ,
- ryzyko kontrolowane  $0,5 \leq WN \leq 1,0$ ,
- ryzyko tolerowane  $WN < 0,5$ .

Maksymalny dopuszczalny czas pracy w ciągu zmiany z narażeniem, kiedy stężenie substancji chemicznej nie przekracza wartości dopuszczalnej NDS, wynosi:

$$t_{dop} = \frac{NDS}{S_w} \cdot 8 \cdot 60 \text{ [min]} \quad (8)$$

## 6. Podsumowanie

W pracy przedstawiono wskaźniki opisujące narażenie zawodowe pracowników systemów zaopatrzenia w wodę wynikające ze stosowania środków chemicznych w procesie uzdatniania wody. Zdefiniowano podstawowe wskaźniki ryzyka zdrowotnego dotyczącego narażenia na substancje chemiczne. Zaproponowano metodę szacowania ryzyka zdrowotnego opartą na wskaźniku narażenia ogólnego  $WN$ , będącym wartością maksymalną wskaźnika narażenia chwilowego  $WN_{ch}$  oraz wskaźnika narażenia dobowego  $WN_d$ . Zaproponowana metoda może znaleźć zastosowanie w ocenie ryzyka w systemach istniejących i w konsekwencji może stać się elementem zarządzania ryzykiem w tych systemach technicznych.

## Literatura

1. Hołtyn A., Krause M.: Analiza stanu bezpieczeństwa i higieny pracy w przedsiębiorstwie wodociągów i kanalizacji – analiza wymagań i propozycji wytycznych. Forum Eksploatatora, nr 1, 2008.
2. Borysiewicz M., Furtek A., Potemkis S.: Poradnik metod oceny ryzyka związanego z niebezpiecznymi instalacjami procesowymi. Wydawn. Instytutu Energii Atomowej, Świerk 2000.
3. Rak J.R.: Podstawy bezpieczeństwa systemów zaopatrzenia w wodę. Monografie Komitetu Inżynierii Środowiska PAN, nr 28, 2005.
4. Rak J.R., Tchórzewska-Cieślak B.: Metody analizy i oceny ryzyka w systemie zaopatrzenia w wodę. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2005.
5. Zawierska W.: Ocena ryzyka zdrowotnego. Podstawy metodyczne, t. 1. Wydawn. CIOP-PIB, Warszawa 2004.

## OCCUPATIONAL RISK OF USING CHEMICALS IN WATER SUPPLY SYSTEMS

### Summary

The paper contains occupational risk of using chemicals in water supply systems' operation. It becomes mainly because of chemicals used in water treatment process. Present polish legislation and basic definitions concerning using chemicals in water supply systems were shown. Risk indexes were presented. The paper shows occupational risk assessment method based on general

endager index  $WN$  which is a maximum value of temporary endager index  $WN_{ch}$  and daily endager index  $WN_d$ . Presented risk assessment method can be used for occupational risk estimation and furthermore for occupational risk management in water supply systems.

*Złożono w Oficynie Wydawniczej we wrześniu 2010 r.*

Sławomir RYBKA  
Andrzej STUDZIŃSKI  
Politechnika Rzeszowska

## METODYKA OCENY RYZYKA ZWIĄZANEGO Z BRAKIEM DOSTAWY WODY DLA AGLOMERACJI MIEJSKIEJ

W pracy przedstawiono metodę szacowania ryzyka związanego z niedoborem dostawy wody z układów zasilania do sieci wodociągowej. Jako miarę ryzyka zaproponowano wskaźnik ryzyka względnego, określony jako stosunek ryzyka (wartości oczekiwanej niedoboru wody) do zapotrzebowania na wodę. Metodę zilustrowano przykładem obliczeniowym.

### 1. Wprowadzenie

Czynnikiem „napędzającym” prace nad ryzykiem oraz sposobami jego kontrolowania od tysięcy lat był hazard. Słowo to pochodzi od arabskiego wyrażenia *al zahr*, które oznacza grę w kości. Chęć ograniczenia ryzyka związanego z hazardem stała się przesłanką do szukania reguł rządzących przypadkiem, wynikiem zaś tych poszukiwań stał się rachunek prawdopodobieństwa [1].

Ryzyko to co najmniej dwuelementowa kombinacja prawdopodobieństwa (częstości) wystąpienia określonego zdarzenia awaryjnego i konsekwencji związanych z tym zdarzeniem [2]. Podstawową matematyczną definicję ryzyka przedstawia się wzorem:

$$r = P \cdot C \quad (1)$$

gdzie:  $P$  – prawdopodobieństwo wystąpienia zdarzenia,  
 $C$  – miara konsekwencji odpowiadająca kategorii skutków–szkód.

Ryzyko to uporządkowany trójelementowy zbiór:

$$r = (P_{si}, C_{si}, S_{si}) \quad (2)$$

gdzie:  $S_{si}$  –  $i$ -ty scenariusz awaryjny opisany jako ciąg zdarzeń niepożądanych,  
 $P_{si}$  – prawdopodobieństwo wystąpienia  $i$ -tego scenariusza awaryjnego,  
 $C_{si}$  – wielkość strat spowodowanych przez  $i$ -ty scenariusz awaryjny.

Miarę ryzyka wyznacza się następującą formułą:

$$r = \sum_{i=1}^n P_{si} \cdot C_{si} \quad (3)$$

Przyjęto, że miarą strat będzie dobowy deficyt dostawy wody do miasta  $\Delta Q_{si}$ . Ryzyko to prawdopodobieństwo straty, szansa zaś to prawdopodobieństwo zysku. Pod uwagę należy więc wziąć dwa wymiary: prawdopodobieństwo i konsekwencje. Ryzyko ma wymiar przede wszystkim dynamiczny. Jest ono istotne tylko wówczas, gdy istnieje konieczność i możliwość podjęcia decyzji, dokonania wyboru. Jeśli takiej możliwości nie ma, to nie ma też ryzyka [1].

Niezawodność to zdolność systemu do realizacji przynależnych mu funkcji, zgodnie z wymaganiami dotyczącymi jego funkcjonowania i bezpieczeństwa. Niezawodność związana ze zbiorowym systemem zaopatrzenia w wodę definiowana jest jako prawdopodobieństwo spełnienia następujących wymagań:

- dostarczenia wody zgodnej z normatywem jakościowym,
- dostarczenia wody pod wymaganym ciśnieniem,
- dostarczenia wody w odpowiedniej ilości,
- dostarczenia wody o dogodnej dla konsumenta porze,

oraz jako spełnienie tych wymagań po akceptowalnej jednostkowej cenie dostarczonej wody. W zależności od tego, czy wymagania te mają być spełnione w:

- dowolnej chwili czasu – operuje się wskaźnikiem gotowości  $K$ , w praktyce (w zakładach wodociągowych) utożsamianym z prawdopodobieństwem sprawności,
- określonym przedziale czasowym – operuje się funkcją niezawodności  $R(t)$  [3].

## 2. Metodyka oceny ryzyka

Dokonano oceny ryzyka braku dostawy wody w mieście  $Y$  dla systemu zbiorowego zaopatrzenia w wodę (SZZW), w skład którego wchodzi cztery układy zasilania w wodę  $U1, U2, U3, U4$ . Ocena ryzyka braku dostawy wody polega na wyznaczeniu prawdopodobieństwa, że:

- SZZW spełni zadanie polegające na dostarczeniu wymaganej ilości wody  $Q_{dmax}$  pod odpowiednim ciśnieniem,
- SZZW miasta  $Y$  nie znajdzie się w stanie kłęski.

Stan kłęski występuje wtedy, gdy zasilanie miasta w wodę pokrywa stosunkowo niski procent zapotrzebowania równy  $0,3 Q_{dmax}$ , utrzymujący się przez dłuższy czas [3, 4]. Jednoznaczne określenie stanu kłęski jest niemożliwe, dlatego określa się go hipotetycznie, zakładając jego wystąpienie przy spadku ciśnienia w sieci do ok. 0,1 MPa, co sprawia, że tylko mieszkańcy zamieszkujący partery budynków będą mieć ograniczony dostęp do wody [5÷7].

W omawianym przykładzie do oceny ryzyka braku dostawy wody wykorzystano metodę niedoborów. W metodzie tej niezbędne jest dokonanie zestawienia stanów, w jakich mogą znajdować się wszystkie źródła zasilania w wodę. Niedobór produkcji wody spowodowany uszkodzeniami niektórych elementów SZZW może posłużyć do określenia ryzyka. Przyjmując jako miarę strat  $C$  wielkość niedoboru wody  $\Delta Q$ , ryzyko jego wystąpienia  $r_b$  można określić ze wzoru:

$$r_b = \sum_{i=1}^n P_i \cdot \Delta Q_i \quad (4)$$

Wskaźnik ten jest zależny od zapotrzebowania na wodę. Aby umożliwić porównywanie otrzymanych wyników dla SZZW o różnej wielkości (wyrażonej np. maksymalnym dobowym zapotrzebowaniem wody  $Q_{dmax}$ ), zastosowano wskaźnik ryzyka względnego według zależności:

$$r_w = \frac{r_b}{Q_{dmax}} \quad (5)$$

Jego wartość pozwala na zakwalifikowanie ryzyka braku dostawy wody do jednej z trzech, powszechnie przyjmowanych kategorii: ryzyko kontrolowane, ryzyko tolerowane i ryzyko nieakceptowalne [2, 8, 9]. Wartości wskaźnika  $r_w$  zestawiono w tab. 1.

Tabela 1. Wartości wskaźnika  $r_w$  dla poszczególnych kategorii ryzyka

| Kategoria ryzyka | $r_w$                          |
|------------------|--------------------------------|
| Kontrolowane     | $\geq 10^{-2}$                 |
| Tolerowane       | $10^{-2} \div 5 \cdot 10^{-4}$ |
| Nieakceptowalne  | $\leq 5 \cdot 10^{-4}$         |

### 3. Przykład obliczeniowy

Przykładowe obliczenia przedstawiono dla miasta zaopatrywanego z czterech układów zasilania, oznaczonych jako  $U1$ ,  $U2$ ,  $U3$  i  $U4$ . Rozpatrzono trzy przypadki:

- I – SZZW jest systemem zrównoważonym,
- II – SZZW jest systemem z nadmiarem,
- III – SZZW jest systemem z niedoborem.

Dla poszczególnych przypadków różnicowano wartość maksymalnego dobowego zapotrzebowania wody, odpowiednio:  $Q_{Idmax} = 100\,000 \text{ m}^3/\text{d}$ ,  $Q_{II dmax} = 90\,000 \text{ m}^3/\text{d}$ ,  $Q_{III dmax} = 110\,000 \text{ m}^3/\text{d}$ . Dla SZZW miasta  $Y$  liczba możliwych stanów, w jakich mogą znajdować się wszystkie źródła zasilania, jest równa  $2^m$ ,

gdzie  $m$  określa liczbę układów zasilania; dla miasta  $Y$   $m = 4$ . Przyjęto dwustanowy model pracy układów zasilania: pełnej sprawności i całkowitej niesprawności. Poszczególne stany pracy określono następująco: „-” oznacza stan awarii, uszkodzenia, natomiast „+” stan pracy bezawaryjnej.

W przypadku I maksymalna produkcja wody uzdatnionej SZZW miasta  $Y$  jest równa sumie maksymalnych dobowych wydajności ujęć i wynosi 100 000 m<sup>3</sup>. Maksymalne wartości wydajności poszczególnych układów zasilania oraz ich wskaźniki gotowości i postoju zestawiono w tab. 2.

Tabela 2. Wartości produkcji wody oraz wskaźników gotowości i postoju

| Układ zasilania                         | U1    | U2    | U3    | U4    |
|---|-------|-------|-------|-------|
| Wydajność maksymalna, m <sup>3</sup> /d | 11000 | 16000 | 31000 | 42000 |
| Wskaźnik gotowości $K_g$                | 0,971 | 0,989 | 0,982 | 0,972 |

Niedobór wody w poszczególnych stanach można określić ze wzoru:

$$\Delta Q = Q_{dmax} - \sum_{k=1}^k Q_{ik} \quad (6)$$

gdzie  $Q_{ik}$  – wydajność poszczególnych źródeł zasilania w  $i$ -tym stanie przy  $k_i$  uszkodzeniach.

Prawdopodobieństwo  $P_i$  określa częstość występowania niedoborów zasilania. Oblicza się je ze wzoru:

$$P_i = \prod_{j \in n} K_j \cdot \prod_{j \in p} (1 - K_j) \quad (7)$$

gdzie:  $K_j$  – wskaźnik gotowości  $j$ -tego układu zasilania,  
 $j \in p$  – zbiór elementów, które są sprawne w  $i$ -tym stanie,  
 $j \in n$  – zbiór elementów, które są niesprawne w  $i$ -tym stanie.

Zakłada się, że w przypadku miasta  $Y$  stan klęski nastąpi, gdy ciśnienie wody w sieci dystrybucyjnej spadnie do poziomu 0,1 MPa oraz gdy wydajność systemu spadnie do  $Q_g = 29\,500$  m<sup>3</sup>/d. W przypadku systemu zrównoważonego (I) wartość zapotrzebowania na wodę wynosi:  $Q_{dmax} = 100\,000$  m<sup>3</sup>/d i jest równa wydajności wszystkich czterech źródeł zasilania miasta  $Y$ . Wyniki obliczeń zestawiono w tab. 3.

Tabela 3. Zestawienie stanów SZZW, ich prawdopodobieństwo oraz niedoborów dla poszczególnych stanów systemu zrównoważonego

| Numer stanu | Podsystem |    |    |    | $\Delta Q_i$ ,<br>m <sup>3</sup> /d | $P_i$ ,<br>- | $r_{bi}$ ,<br>m <sup>3</sup> /d |
|-------------|-----------|----|----|----|-------------------------------------|--------------|---------------------------------|
|             | U1        | U2 | U3 | U4 |                                     |              |                                 |
| 1           | +         | +  | +  | +  | 0                                   | 0,917        | 0,00                            |
| 2           | -         | +  | +  | +  | 11000                               | 0,027        | 301,14                          |
| 3           | +         | -  | +  | +  | 16000                               | 0,010        | 163,12                          |
| 4           | +         | +  | -  | +  | 31000                               | 0,017        | 520,85                          |
| 5           | +         | +  | +  | -  | 42000                               | 0,026        | 1109,01                         |
| 6           | -         | -  | +  | +  | 27000                               | 0,000        | 8,22                            |
| 7           | +         | -  | -  | +  | 47000                               | 0,000        | 8,78                            |
| 8           | +         | +  | -  | -  | 73000                               | 0,000        | 35,33                           |
| 9           | +         | -  | +  | -  | 58000                               | 0,000        | 17,03                           |
| 10          | -         | +  | -  | +  | 42000                               | 0,001        | 21,08                           |
| 11          | -         | +  | +  | -  | 53000                               | 0,001        | 41,80                           |
| 12          | +         | -  | -  | -  | 89000                               | 0,000        | 0,48                            |
| 13          | -         | +  | -  | -  | 84000                               | 0,000        | 1,21                            |
| 14          | -         | -  | +  | -  | 69000                               | 0,000        | 0,61                            |
| 15          | -         | -  | -  | +  | 58000                               | 0,000        | 0,32                            |
| 16          | -         | -  | -  | -  | 100000                              | 0,000        | 0,02                            |
|             |           |    |    |    | $\Sigma$                            | 1,000        | 2229,00                         |

W tym przypadku wskaźnik ryzyka względnego przyjmuje wartość:

$$r_b = \sum_{i=1}^{16} P_i \cdot \Delta Q_i = 2229,0 \text{ m}^3/\text{d} \quad (8)$$

$$r_w = \frac{r_b}{Q_{ldmax}} = \frac{2229,0}{100000} = 0,02229 \quad (9)$$

W przypadku systemu z nadmiarem (II) wartość nominalna zapotrzebowania na wodę jest mniejsza od sumarycznej wydajności wszystkich źródeł zasilania. Wyniki obliczeń przedstawiono w tab. 4. W tym przypadku wskaźnik ryzyka względnego przyjmuje wartość:

$$r_b = \sum_{i=1}^{16} P_i \cdot \Delta Q_i = 1395,28 \text{ m}^3/\text{d} \quad (10)$$

$$r_w = \frac{r_b}{Q_{1ldmax}} = \frac{1395,28}{90000} = 0,01550 \quad (11)$$



Tabela 4. Zestawienie stanów SZZW i wartości prawdopodobieństwa oraz niedoborów dla poszczególnych stanów systemu z nadmiarem produkcji wody

| Numer stanu | Produkcja, m <sup>3</sup> /d | $\Delta Qi$ , m <sup>3</sup> /d | $P_i$ , - | $r_b$ , m <sup>3</sup> /d |
|-------------|------------------------------|---------------------------------|-----------|---------------------------|
| 1           | 100000                       | 0                               | 0,917     | 0,00                      |
| 2           | 89000                        | 1000                            | 0,027     | 27,38                     |
| 3           | 84000                        | 6000                            | 0,010     | 61,17                     |
| 4           | 69000                        | 21000                           | 0,017     | 352,84                    |
| 5           | 58000                        | 32000                           | 0,026     | 844,96                    |
| 6           | 73000                        | 17000                           | 0,000     | 5,18                      |
| 7           | 53000                        | 37000                           | 0,000     | 6,91                      |
| 8           | 27000                        | 63000                           | 0,000     | 30,49                     |
| 9           | 42000                        | 48000                           | 0,000     | 14,10                     |
| 10          | 58000                        | 32000                           | 0,001     | 16,06                     |
| 11          | 47000                        | 43000                           | 0,001     | 33,91                     |
| 12          | 11000                        | 79000                           | 0,000     | 0,43                      |
| 13          | 16000                        | 74000                           | 0,000     | 1,07                      |
| 14          | 31000                        | 59000                           | 0,000     | 0,52                      |
| 15          | 42000                        | 48000                           | 0,000     | 0,27                      |
| 16          | 0                            | 90000                           | 0,000     | 0,01                      |
|             |                              | $\Sigma$                        | 1,000     | 1395,28                   |

W przypadku systemu z niedoborem (III) produkcji wody nominalne zapotrzebowanie na wodę jest większe niż możliwość produkcyjna SZZW i wydajność źródeł zaopatrujących miasto. Wyniki obliczeń przedstawiono w tab. 5.

Tabela 5. Zestawienie stanów SZZW i wartości prawdopodobieństwa oraz niedoborów dla poszczególnych stanów systemu z niedoborem produkcji wody

| Numer stanu | Produkcja, m <sup>3</sup> /d | $\Delta Qi$ , m <sup>3</sup> /d | $P_i$ , - | $r_b$ , m <sup>3</sup> /d |
|-------------|------------------------------|---------------------------------|-----------|---------------------------|
| 1           | 100000                       | 10000                           | 0,917     | 9166,28                   |
| 2           | 89000                        | 21000                           | 0,027     | 574,90                    |
| 3           | 84000                        | 26000                           | 0,010     | 265,07                    |
| 4           | 69000                        | 41000                           | 0,017     | 688,87                    |
| 5           | 58000                        | 52000                           | 0,026     | 1373,06                   |
| 6           | 73000                        | 37000                           | 0,000     | 11,27                     |
| 7           | 53000                        | 57000                           | 0,000     | 10,65                     |
| 8           | 27000                        | 83000                           | 0,000     | 40,17                     |
| 9           | 42000                        | 68000                           | 0,000     | 19,97                     |
| 10          | 58000                        | 52000                           | 0,001     | 26,09                     |
| 11          | 47000                        | 63000                           | 0,001     | 49,68                     |
| 12          | 11000                        | 99000                           | 0,000     | 0,53                      |
| 13          | 16000                        | 94000                           | 0,000     | 1,36                      |
| 14          | 31000                        | 79000                           | 0,000     | 0,69                      |
| 15          | 42000                        | 68000                           | 0,000     | 0,38                      |
| 16          | 0                            | 110000                          | 0,000     | 0,02                      |
|             |                              | $\Sigma$                        | 1,000     | 12229,00                  |

W tym przypadku wskaźnik ryzyka względnego przyjmuje wartość:

$$r_b = \sum_{i=1}^{16} P_i \cdot \Delta Q_i = 12229,00 \text{ m}^3/\text{d} \quad (12)$$

$$r_w = \frac{r_b}{Q_{\text{III}d \text{ max}}} = \frac{12229,0}{110000} = 0,11117 \quad (13)$$

#### 4. Podsumowanie

Przedstawiona metodyka pozwala na określenie ryzyka braku dostawy wody do sieci wodociągowej, wskaźnik względnego ryzyka  $w_r$  umożliwia zaś porównywanie wielkości ryzyka dla zróżnicowanych SZZW, zarówno pod względem wielkości zapotrzebowania na wodę  $Q_{d\text{max}}$ , jak również liczby i wydajności układów zasilania. Wyniki obliczeń wykazują, że zwiększanie możliwości produkcji układów zasilania względem zapotrzebowania na wodę powoduje zmniejszanie wskaźnika względnego ryzyka  $r_w$ . Przyjmując jako poziom odniesienia wielkość niedoboru wody odpowiednio do  $0,3 Q_{d\text{max}}$ , z przedziału  $0,3 \div 0,7 Q_{d\text{max}}$  oraz ponad  $0,7 Q_{d\text{max}}$  [4], można określić wartości graniczne ryzyka zgodnie z tab. 1.

#### Literatura

- [1] Michalski D., Krysta B.: Nowoczesne kryteria kontroli zarządzania. Wybrane zagadnienia: od rachunku odpowiedzialności i zysku ekonomicznego po controlling ryzyka, Wrocław 2008.
- [2] Rak J.R.: Istota ryzyka w funkcjonowaniu systemu zaopatrzenia w wodę, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2004.
- [3] Tchórzewska-Cieślak B.: Niezawodność i bezpieczeństwo systemów komunalnych na przykładzie systemu zaopatrzenia w wodę, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2008.
- [4] Wiczysty A. i in.: Metody oceny i podnoszenia niezawodności działania komunalnych systemów zaopatrzenia w wodę, Monografie Komitetu Inżynierii Środowiska PAN, vol. 2, Kraków 2001.
- [5] Godfrey S., Howard G.: Water Safety Plans (WSP) for urban piped water supplies in developing countries, Loughborough University, 2004.
- [6] Rak J.R.: Podstawy bezpieczeństwa systemów zaopatrzenia w wodę, Komitet Inżynierii Środowiska PAN, Wydawn. Drukarnia LIBER DUO KOLOR, Lublin 2005.
- [7] Rak J.R.: Wybrane zagadnienia niezawodności i bezpieczeństwa w zaopatrzeniu w wodę, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2008.
- [8] Rak J.R., Tchórzewska-Cieślak B.: Metody analizy i oceny ryzyka w systemie zaopatrzenia w wodę, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2005.

- [9] Rak J.R., Tchórzewska-Cieślak B.: Czynniki ryzyka w eksploatacji systemów zaopatrzenia w wodę, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2007.

## **METHODOLOGY OF RISK ASSESMENT CONNECTED TO WATER DELIVERY SHORTAGE TO MUNICIPAL AGGLOMERATION**

### **S u m m a r y**

The paper presents a method for estimating the risk of deficient supply of water from the supply layouts to the water network. As a measure of risk relative risk indeks, defined as the risk of a water shortage (an expected value of water shortage) to the demand for water, was proposed. The method is illustrated by a computational example.

*Złożono w Oficynie Wydawniczej w kwietniu 2010 r.*

Marek IWAŃSKI  
Politechnika Rzeszowska

## WPLYW ASFALTU SPIENIONEGO NA WŁAŚCIWOŚCI RECYKLOWANEJ PODBUDOWY

W badaniach recyklowanych podbudowy zastosowano asfalt spieniony oraz alternatywnie emulsję asfaltową. Zawartość lepiszcza asfaltowego w recyklowanym materiale podbudowy wynosiła 2%, 2,5%, 3% oraz 3,5%. Badania podstawowych właściwości (stabilności odkształcenia i sztywności według Marshalla, wytrzymałości na pośrednie rozciąganie ITS) wykazały korzystniejszy wpływ asfaltu spienionego niż emulsji asfaltowej na te charakterystyki mechaniczne podbudowy. Wykonane badania odporności na oddziaływanie wody i mrozu według metodyki AASHTO T283 oraz odporności na spękania niskotemperaturowe według metodyki PANK 4302 potwierdziły, że podbudowa w technologii recyklingu na zimno z asfaltem spienionym jest odporna na oddziaływanie tych czynników klimatycznych. Pozwoliły również stwierdzić, że większą odpornością charakteryzuje się podbudowa, w której stosowano asfalt spieniony niż emulsję asfaltową.

### 1. Wprowadzenie

Stale zwiększający się udział pojazdów ciężkich w ogólnej strukturze krajowego ruchu drogowego, zwiększenie dopuszczalnego obciążenia nawierzchni z 100 kN/oś na 115 kN/oś oraz starzenie się materiałów konstrukcji nawierzchni w ostatnich latach przyczyniło się do znacznej degradacji dróg, które przede wszystkim utraciły nośność. W związku z tym, aby można było w jak najkrótszym czasie nie tylko przywrócić sprawność sieci drogowej, ale również znacznie podnieść jej jakość użytkową, należy stosować nowoczesną i szybką metodę modernizacji dróg, jaką jest recykling głęboki na zimno. W czasie recyklingu w konstrukcję nawierzchni ponownie wbudowywany jest materiał już raz zastosowany do jej wykonania. Tym samym w znacznym stopniu ogranicza się stosowanie nowych materiałów kamiennych, przyczyniając się do ochrony skalnych zasobów kraju. Mobilny sprzęt, jakim są recyklery, umożliwia wykonywanie prac modernizacyjnych na drodze, w wyniku czego znacznemu skróceniu ulega czas potrzebny do wykonania niezbędnych prac zapewniających poprawę nośności drogi. W Polsce recykling eksploatowanych nawierzchni drogowych stał się koniecznością nie tylko ze względów technologicznych, ale również ekonomicznych i ekologicznych.

Obecnie w kraju rozpowszechniona jest technologia recyklingu na zimno konstrukcji nawierzchni z zastosowaniem mieszanek mineralno-cementowo-emulsyjnych (M-C-E), która jest stosowana z powodzeniem od połowy lat 90. ubiegłego wieku [1]. Jednak kilka lat temu do światowego wykonawstwa drogowego została wdrożona nowa technologia recyklingu na zimno, w której zamiast emulsji asfaltowej stosuje się asfalt spieniony [2, 3]. Asfalt w tej postaci powoduje, że recyklowany materiał charakteryzuje się dużą nośnością [2]. Dzięki małej zawartości wody w asfalcie spienionym w granicach od 2 do 5% praktycznie od razu wykonana w tej technologii podbudowa może być obciążana następnymi warstwami konstrukcyjnymi nawierzchni. Ponadto technologia ta posiada wiele innych zalet. Materiał modernizowanych warstw konstrukcyjnych nawierzchni praktycznie w 100% można wykorzystywać do ponownego wbudowania. Pozwala ona również na zmniejszenie grubości asfaltowych warstw jezdnych nawierzchni oraz skrócenie czasu jej realizacji [4].

Aby jednak wdrożyć technologię recyklingu głębokiego na zimno z asfaltem spienionym do krajowego wykonawstwa drogowego, niezbędne jest wcześniejsze kompleksowe wykonanie badań oceny jej przydatności oraz efektywności w porównaniu z zastosowaniem lepiszcza tradycyjnego, jakim jest emulsja asfaltowa.

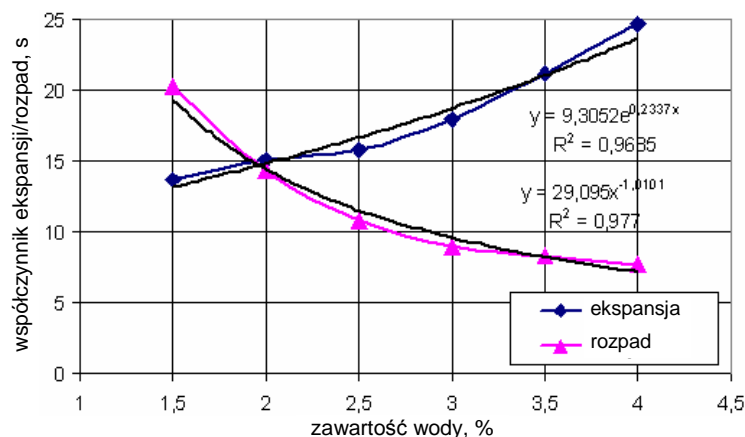
## 2. Badany materiał

W technologii spienienia w drogownictwie światowym stosowane są asfalty o różnej penetracji. Istotnym elementem wykonanych badań laboratoryjnych było na wstępie określenie przydatności stosowanych w kraju asfaltów do technologii spienienia. Badaniu poddano kilka rodzajów asfaltów drogowych, ponieważ niektóre z nich charakteryzują się tą samą penetracją – oznaczono je w następujący sposób: P 50/70, T 160/220, L 70/100, EL 70/100, N 50/70 i Nyfoam 80. Badania oceny przydatności asfaltów obejmowały określenie podstawowych ich właściwości oraz parametrów spienienia, które zestawiono w tab. 1.

Tabela 1. Parametry asfaltu spienionego dla rekomendowanej ilości wody do spienienia

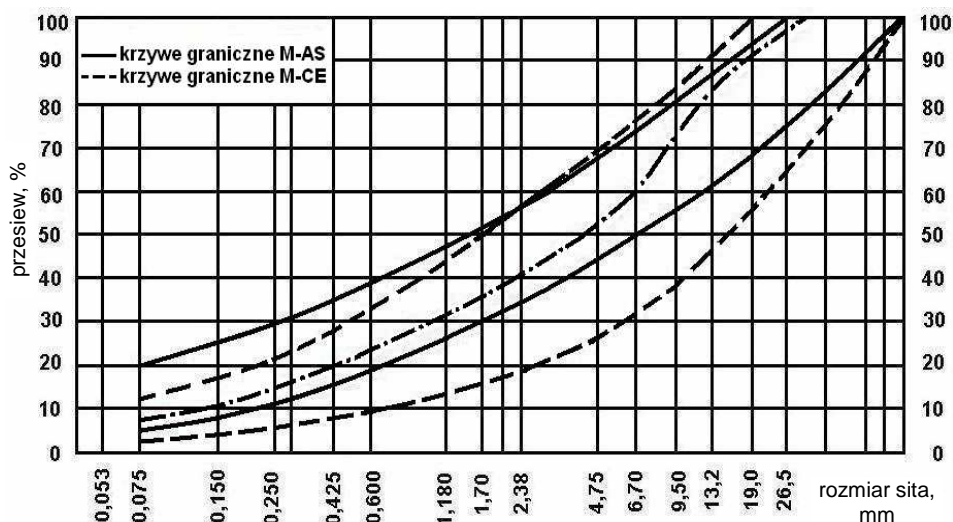
| Rodzaj asfaltu | Zawartość wody, % | Współczynnik ekspansji, WE |          | Czas połowicznego rozpadu, t <sub>1/2</sub> , s |          |
|----------------|-------------------|----------------------------|----------|---|----------|
|                |                   | określony                  | zalecany | określony                                       | zalecany |
| P 50/70        | 2,5               | 8,52                       | 15÷20    | 8,10  | 10÷15    |
| T 160/220      | 2,5               | 6,67                       |          | 11,39   |          |
| L 70/100       | 2,5               | 6,14                       |          | 6,97  |          |
| EL 70/100      | 2,5               | 8,53                       |          | 7,14  |          |
| N 50/70        | 2,0               | 10,38                      |          | 9,74  |          |
| Nyfoam 80      | 2,0               | 15,11                      |          | 14,4  |          |

Na podstawie wykonanych oznaczeń stwierdzono, że asfalt Nyfoam 80 charakteryzuje się najkorzystniejszymi parametrami spienienia, takimi jak współczynnik ekspansji  $WE = 15,1$  oraz czas połowicznego rozpadu piany asfaltowej  $t_{1/2} = 14,4$  s, a wymagana ilość wody do spieniania wynosi 2,0% (rys. 1.). Zastosowanie tego rodzaju asfaltu do technologii spieniania podczas recyklingu głębokiego na zimno powinno gwarantować uzyskanie podbudowy o wymaganych parametrach fizykomechanicznych.



Rys. 1. Określenie wymaganej ilości wody do spienienia asfaltu Nyfoam 80

Aby możliwa była ocena wpływu rodzaju lepiszcza asfaltowego na właściwości recyklowanej podbudowy, zaprojektowano mieszankę mineralno-asfaltową. Wykonano ją z materiałów pochodzących z modernizowanych warstw konstrukcyjnych nawierzchni asfaltowej. Składała się ona z 48% materiału frezowanych warstw asfaltowych, 22% materiału istniejącej podbudowy tłuczniowej oraz 30% kruszywa dolomitowego frakcji 0/4 mm. Zastosowano również dodatek cementu w ilości 2,0% w stosunku do masy mieszanki mineralnej. W mieszance, w której stosowano asfalt spieniony (M-A-S), cement pełni przede wszystkim rolę bardzo drobnego kruszywa wypełniającego, przy zwiększeniu jego ilości w zakresie frakcji mniejszej niż 0,075 mm, której w mieszance powinno być od 5 do 20%. Natomiast w mieszance M-C-E zadaniem cementu jest zapewnienie wymaganych właściwości fizykomechanicznych. Należy zaznaczyć, że zaprojektowana recyklowana mieszanka mineralna spełniała kryteria uziarnienia zarówno dla mieszanek mineralnych w technologii recyklingu z asfaltem spienionym, jak i dla mieszanek M-C-E (rys. 2.), zgodnie z wymaganiami przedstawionymi w pracach [1, 5].



Rys. 2. Uziarnienie mieszanki mineralnej podbudowy w technologii recyklingu z asfaltem spienionym oraz emulsją asfaltową

W pierwszej mieszance mineralno-asfaltowej recyklowanej podbudowy zastosowano asfalt spieniony otrzymany ze spienienia asfaltu Nyfoam 80, a w drugiej mieszance (M-C-E) wykorzystano kationową emulsję asfaltową wolnorozpadową K3-60. Zawartość asfaltu spienionego wynosiła odpowiednio 2, 2,5, 3 oraz 3,5% (m/m) w recyklowanym materiale. Ze względu na bardzo małą zawartość wody w asfalcie spienionym, wynoszącą tylko 2,0% w stosunku do masy asfaltu, nie uwzględniono jej wpływu na masę asfaltu spienionego.

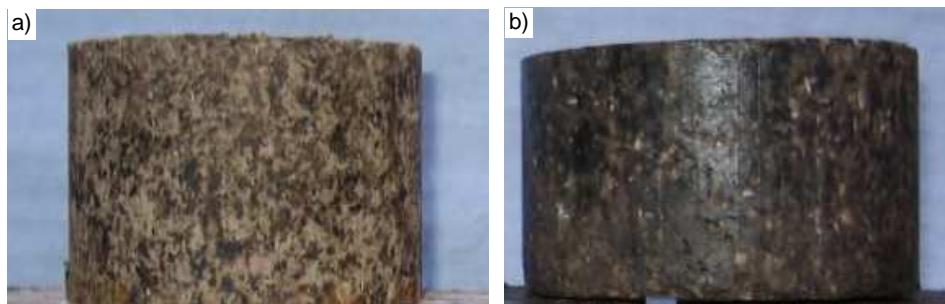
Emulsję asfaltową K3-60 (60% asfaltu w emulsji) dozowano zgodnie z warunkami technicznymi [1] w ilości 3,4, 4,2, 5 oraz 5,8%, co w konsekwencji odpowiada zawartości asfaltu 2, 2,5, 3 oraz 3,5%, czyli takiej zawartości, jak w przypadku zastosowania asfaltu spienionego w recyklowanej mieszance mineralno-asfaltowej.

### 3. Metodyka i analiza wyników badań

Do oceny wpływu asfaltu spienionego oraz emulsji asfaltowej na właściwości podbudowy w technologii recyklingu głębokiego opracowano program badawczy, który obejmował oznaczenie podstawowych jej właściwości fizykomechanicznych oraz odporności na oddziaływanie wody i mrozu. Badania wykonywano na seriach składających się z 14 prób, których liczba została określona na podstawie planowania eksperymentu uwzględniającego ilość i rodzaj zastosowanego lepiszcza asfaltowego.

Podczas wykonywania próbek recyklowanych mieszanek podbudowy zaobserwowano interesujące różnice w ich wyglądzie, wynikające z zastosowanego

rodzaju asfaltu. Próbkę recyklowanej mieszanki zawierającą emulsję asfaltową posiadały jednorodną barwę brązowo-czarną. Emulsja asfaltowa była bardzo dobrze wymieszana z materiałem mineralnym. Zastosowanie asfaltu spienionego spowodowało, że struktura uzyskanej mieszanki była inna. Na powierzchni recyklowanej mieszanki wyraźnie było widać cząsteczki asfaltu porzucane po całej mieszance. Asfalt spieniony występował w recyklowanej mieszance jako swoiste „zbrojenie rozproszone” (rys. 3.).



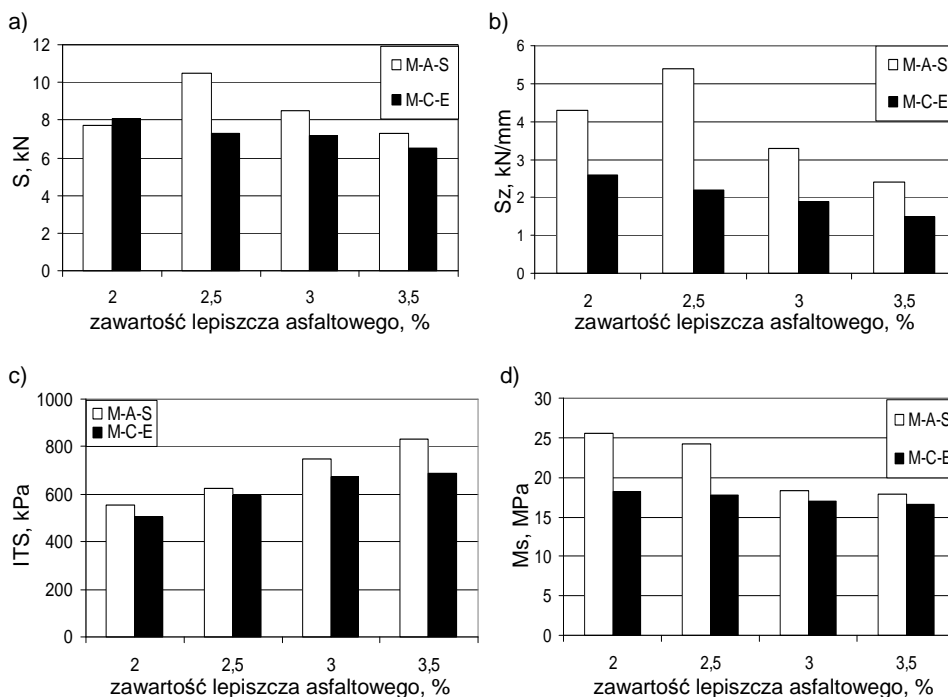
Rys. 3. Widok próbek recyklowanego materiału z lepiszczem asfaltowym: a) asfalt spieniony, b) emulsja asfaltowa

Aby zapewnić jednorodność wykonywanych oznaczeń, do badań przyjmowano tylko próbki, w których zawartość wolnych przestrzeni zawierała się w przedziale ( $V - 2s$ ;  $V + 2s$ ), gdzie:  $V$  – średnia wartość wolnych przestrzeni w podbudowie,  $s$  – odchylenie standardowe. Wyniki badań przedstawiające wartości średnie podstawowych właściwości fizykomechanicznych zestawiono w tab. 2. Zależność wytrzymałości na pośrednie rozciąganie ITS, modułu sztywności  $E_s$  oraz stabilności i sztywności według Marshalla recyklowanej podbudowy od rodzaju zastosowanego lepiszcza asfaltowego przedstawiono na rys. 4.

Tabela 2. Właściwości fizykomechaniczne recyklowanej podbudowy

| Właściwości fizykomechaniczne<br>recyklowanej podbudowy | Rodzaj recyklowanej podbudowy |      |      |      |                      |      |      |      |
|---|-------------------------------|------|------|------|----------------------|------|------|------|
|   | M-A-S                         |      |      |      | M-C-E                |      |      |      |
|   | zawartość asfaltu, %          |      |      |      | zawartość asfaltu, % |      |      |      |
|   | 2,0                           | 2,5  | 3,0  | 3,5  | 2,0                  | 2,5  | 3,0  | 3,5  |
| Stabilność wg Marshalla, kN                             | 7,7                           | 10,5 | 8,5  | 7,3  | 8,1                  | 7,3  | 7,2  | 6,5  |
| Odształcenie wg Marshalla, mm                           | 1,8                           | 1,9  | 2,6  | 3,0  | 3,1                  | 3,4  | 3,8  | 4,3  |
| Sztywność wg Marshalla, kN/mm                           | 4,3                           | 5,4  | 3,3  | 2,4  | 2,6                  | 2,2  | 1,9  | 1,5  |
| Wytrzymałość na pośrednie rozciąganie<br>ITS, kPa       | 553                           | 625  | 750  | 832  | 506                  | 594  | 672  | 686  |
| Zawartość wolnych przestrzeni, %                        | 14                            | 12   | 9,7  | 8,7  | 12,6                 | 11,5 | 10,2 | 9,4  |
| Moduł sztywności pełzania, MPa                          | 25,5                          | 24,2 | 18,3 | 17,9 | 18,2                 | 17,8 | 17,0 | 16,5 |





Rys. 4. Zależność właściwości mechanicznych recyklowanych mieszanek podbudowy od rodzaju i ilości lepiszcza asfaltowego: a) stabilność według Marshalla b) sztywność według Marshalla, c) wytrzymałość na pośrednie rozciąganie, d) moduł sztywności według pełzania

Analiza wyników badań recyklowanej podbudowy pozwala stwierdzić, że wzrost ilości lepiszcza (asfaltu spienionego i emulsji asfaltowej) powoduje zwiększenie jej wytrzymałości na pośrednie rozciąganie ITS. Należy zaznaczyć, że zastosowanie w podbudowie asfaltu spienionego powoduje większy wzrost jej wytrzymałości na pośrednie rozciąganie, niż kiedy stosowano emulsję asfaltową, zwłaszcza gdy koncentracja lepiszcza asfaltowego jest większa od 3%.

Inny charakter przybiera zależność stabilności recyklowanej podbudowy od ilości asfaltu spienionego. Stwierdzono istotną zależność: wzrost zawartości asfaltu spienionego do 2,5% powoduje wzrost stabilności podbudowy, a dalsze jego zwiększenie – obniżenie wartości badanej charakterystyki. Zastosowanie emulsji asfaltowej powoduje natomiast, że stabilność podbudowy maleje wraz ze zwiększeniem zawartości lepiszcza. Należy zaznaczyć, że przy zawartości 2,5% asfaltu spienionego podbudowa uzyskuje największą stabilność i jest ona większa niż w przypadku zastosowania tylko 2% emulsji asfaltowej (w przeliczeniu na czysty asfalt) w jej składzie.

Istotnym wynikiem badań jest stwierdzenie, że w zakresie stosowanych zawartości lepiszcza asfaltowego podbudowa z asfaltem spienionym charakteryzuje się mniejszym odkształceniem według Marshalla od podbudowy z emul-

szą asfaltową. Tym samym będzie ona bardziej odporna na deformacje plastyczne powstałe pod wpływem oddziałującego na nawierzchnię obciążenia ruchem pojazdów. Właściwość tą potwierdza również analiza sztywności według Marshalla podbudowy z asfaltem spienionym w zakresie stosowanych zawartości lepiszcza asfaltowego. Zastosowanie tego rodzaju lepiszcza asfaltowego zapewnia większe wartości badanej charakterystyki recyklowanej podbudowy w porównaniu z emulsją asfaltową.

Podbudowa wykonana w technologii recyklingu z asfaltem spienionym w badanym zakresie lepiszcza charakteryzuje się wyższym modułem statycznego pełzania niż podczas stosowania emulsji asfaltowej. Należy zaznaczyć, że wartości modułu statycznego pełzania maleją wraz ze wzrostem lepiszcza asfaltowego niezależnie od jego rodzaju. Przy zawartości 3% lepiszcza asfaltowego (asfaltu spienionego, emulsji asfaltowej) w recyklowanej podbudowie moduł pełzania praktycznie nie zależy od rodzaju zastosowanego lepiszcza. Zmniejszenie jego zawartości powoduje natomiast znaczący wzrost modułu statycznego pełzania recyklowanej podbudowy zawierającej asfalt spieniony w porównaniu z emulsją asfaltową zastosowaną w jej składzie. Reasumując, można stwierdzić, że wykorzystanie w mieszance mineralno-asfaltowej recyklowanej podbudowy asfaltu spienionego zapewnia jej lepsze parametry fizykomechaniczne niż zastosowanie emulsji asfaltowej.

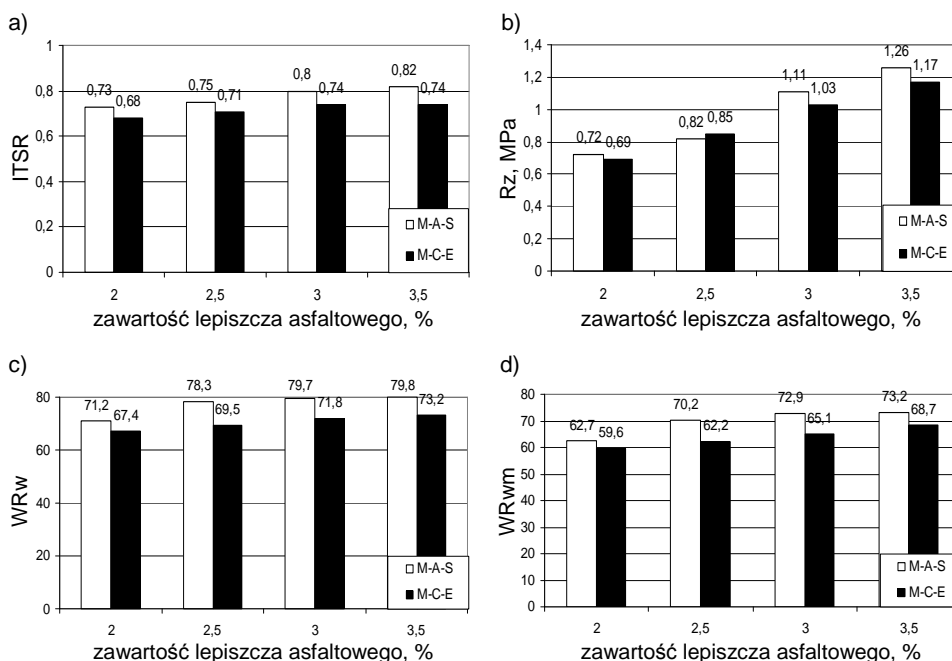
Kolejny etap badań dotyczył oceny odporności recyklowanych mieszanek podbudowy na oddziaływanie wody oraz wody i mrozu w aspekcie zastosowanego rodzaju lepiszcza asfaltowego. Polegał on na oznaczeniu następujących parametrów recyklowanych mieszanek mineralno-asfaltowych:

- wskaźnika odporności na oddziaływanie wody TSR [5] lub oznaczonego jako ITSR według normy PN-EN 13108-1,
- odporności na spękania niskotemperaturowe, zgodnie z fińską normą PANK 4302 [6],
- wskaźnika wytrzymałości na pośrednie rozciąganie po procesie pielęgnacji w wodzie i mrozie, zgodnie z procedurami amerykańskimi, według metody AASHTO T283 [7].

Zależności wskaźnika odporności na oddziaływanie wody (ITSR), wytrzymałości na rozciąganie pośrednie w temperaturze  $-2^{\circ}\text{C}$  według PANK 4302, wskaźnika wytrzymałości na rozciąganie pośrednie według AASHTO T283 po pielęgnacji w wodzie oraz wodzie i mrozie recyklowanej podbudowy od rodzaju lepiszcza asfaltowego przedstawiono na rys. 5.

Podbudowa wykonana w technologii recyklingu z asfaltem spienionym w badanym zakresie lepiszcza charakteryzuje się większymi wartościami wskaźnika ITSR niż podczas stosowania emulsji asfaltowej. Wartości wskaźnika wzrastają wraz z koncentracją asfaltu spienionego. Należy zaznaczyć, że recyklowana podbudowa, zgodnie z kryterium opracowanym przez prof. Jenkinsa, jest odporna na oddziaływanie wody, gdy wskaźnik ITSR jest większy od 0,7. Kryterium to jest spełnione dla podbudowy wykonanej w technologii z zastoso-

waniem asfaltu spienionego, niezależnie od jego koncentracji, oraz w przypadku zastosowania emulsji asfaltowej w ilości większej od 2% (w przeliczeniu na czysty asfalt).



Rys. 5. Zależności parametrów odporności na oddziaływanie wody i mrozu recyklowanych mieszanek podbudowy od rodzaju i ilości lepiszcza asfaltowego: a) wskaźnika odporności na oddziaływanie wody TSR, b) wytrzymałości na pośrednie rozciąganie w temperaturze  $-2^{\circ}\text{C}$  według PANK 4302, c) wskaźnika wytrzymałości  $WR_w$  według AASHTO T283, d) wskaźnika wytrzymałości  $WR_{wm}$  według AASHTO T283

Na podstawie uzyskanych wyników badań można stwierdzić, że wytrzymałość na powstawanie spękań niskotemperaturowych recyklowanej podbudowy, zarówno z asfaltem spienionym, jak i emulsją asfaltową, jest porównywalna przy takich samych koncentracjach lepiszcza. Kompleksową ocenę odporności na oddziaływanie wody i mrozu badanych podbudów uzyskano na podstawie oznaczeń według normy AASHTO T283 [3]. Podbudowa z asfaltem spienionym okazała się odporna na oddziaływanie wody, a podbudowa z emulsją asfaltową spełniała wymagane kryterium dopiero przy koncentracji emulsji asfaltowej powyżej 2,5%. Podbudowa z emulsją asfaltową wykazała brak odporności na oddziaływanie wody i mrozu, gdyż wartości wskaźnika wytrzymałości na rozciąganie pośrednie były mniejsze od wymaganej wartości 70%. Należy podkreślić, że przy maksymalnej koncentracji emulsji asfaltowej wynosił on tylko 68,7%, natomiast zastosowanie w recyklowanej podbudowie co najmniej 2,5% asfaltu spienionego zapewniło jej odporność na oddziaływanie wody i mrozu.

Wraz ze wzrostem zawartości asfaltu spienionego odporność podbudowy na badane czynniki klimatyczne rośnie.

Na podstawie wykonanych badań w zakresie oddziaływania wody i niskich wartości temperatury na recyklowaną podbudowę można stwierdzić, że zastosowanie w składzie tej podbudowy asfaltu spienionego pozwala zapewnić na wyższym poziomie jej odporność na czynniki niszczące niż zastosowanie emulsji asfaltowej. Można również wnioskować, że kryterium odporności recyklowanej podbudowy na oddziaływanie wody tylko na podstawie wskaźnika ITSR jest niewystarczające i należy je uzupełnić o zaproponowaną metodykę AASHTO T283.

#### 4. Podsumowanie

Na podstawie wykonanych badań laboratoryjnych recyklowanej podbudowy z asfaltem spienionym oraz emulsją asfaltową sformułowano następujące wnioski:

1. Wraz ze zwiększeniem koncentracji asfaltu spienionego od 2 do 3,5% następuje wzrost wytrzymałości na pośrednie rozciąganie recyklowanej podbudowy, natomiast stabilność uzyskuje największą wartość przy koncentracji 2,5% lepiszcza; dalsze zwiększenie jego zawartości powoduje spadek stabilności recyklowanej podbudowy.
2. Recyklowana podbudowa z asfaltem spienionym przy jego zawartości 2,5% charakteryzuje się większą stabilnością i sztywnością według Marshalla niż w przypadku zastosowania emulsji asfaltowej.
3. Asfalt spieniony wpływa korzystniej na właściwości mechaniczne recyklowanej podbudowy (wytrzymałość na pośrednie rozciąganie oraz moduł statyczny według pełzania) niż przy stosowaniu emulsji asfaltowej.
4. Zastosowanie podczas recyklingu głębokiego na zimno asfaltu spienionego powinno zapewnić uzyskanie podbudowy o wyższej odporności na deformacje trwałe niż podczas stosowania emulsji asfaltowej.
5. Asfalt spieniony zapewnia odporność na oddziaływanie wody i mrozu recyklowanej podbudowy na znacznie wyższym poziomie niż przy stosowaniu emulsji asfaltowej.
6. Kryterium odporności recyklowanej podbudowy na oddziaływanie wody na podstawie wskaźnika ITSR należy uzupełnić o zaproponowaną metodykę AASHTO T283.
7. Istotnym czynnikiem wpływającym na właściwości recyklowanej mieszanki w przypadku zastosowania asfaltu spienionego jest specyficzny sposób, w jakim występuje w strukturze materiału, tworząc w nim fazę rozproszoną.

Pozytywne wyniki badań laboratoryjnych wskazują na uzasadnione kontynuowanie dalszych prac w zakresie trwałości recyklowanej podbudowy z asfaltem spienionym. Nieodzowna jest również weryfikacja wyników badań labo-

ratoryjnych w terenowych warunkach pracy tego rodzaju podbudowy. Pozwoli to na zgromadzenie bazy danych umożliwiających wdrożenie tej technologii do krajowego wykonawstwa.

## Literatura

1. Zawadzki J., Matras J., Mechowski T., Sybilski D: Warunki techniczne wykonania warstwy podbudowy z mieszanki mineralno-cementowo-emulsyjnej (MCE), IBDiM, z. 61, Warszawa 1999.
2. Jenkins K.J., Collings D.C, Thesey H.L., Long F.M.: Interim technical guideline: Design and use of foamed bitumen treated materials, Les Sampson of Asphalt Academy, Pretoria, South Africa 2003.
3. Piłat J., Radziszewski P.: Nawierzchnie asfaltowe, WKŁ, Warszawa 2007.
4. Iwański M.: Podbudowa z asfaltem spionionym, Drogownictwo, nr 3, 2006, s. 97÷106.
5. Wirtgen Cold Recycling Manual, Wirtgen GmbH, Windhagen, Germany 2004.
6. Iwański M.: Wodo- i mrozoodporność betonu asfaltowego z kruszywem kwarcytowym, mat. V Międzynarodowej Konferencji „Trwałe i bezpieczne nawierzchnie drogowe”, Kielce, 11÷12 maja 1999, s. 77÷84.
7. Judycki J., Jaskuła J.: Badania odporności betonu asfaltowego na oddziaływanie wody i mrozu, Drogownictwo, nr 12, 1997, s. 374÷378.

## INFLUENCE OF FOAMED BITUMEN ON THE PROPERTIES OF THE RECYCLED BASE

### Summary

Foamed bitumen and alternatively, bitumen emulsion were used for the research tests of the base pavements. The bitumen binder content in the recycled material was 2%, 2,5%, 3% and 3,5%. The tests into the standard properties (stability against deformation, Marshall stiffness and indirect tensile strength ITS) proved that the use of foamed bitumen is more advantageous than bitumen emulsion in terms of these mechanical properties of pavement. The measurements of resistance to the effects of water and frost according to the AASHTO T283 method and the resistance to low temperature cracking according to the PANK 4302 methods confirmed that base pavement produced with the cold recycling technology is resistant to these climatic factors. The tests also showed that pavement produced with foamed bitumen is more resistant than base pavement with bitumen emulsion.

*Złożono w Oficynie Wydawniczej w kwietniu 2010 r.*

Igor LABUDA  
Aleksandra PROKOPSKA  
Politechnika Rzeszowska

## METODYCZNE PRZEZWYCIĘŻANIE WEKTORA INERCJI W KONCEPCYJNYM PROJEKTOWANIU ARCHITEKTONICZNYM I KONSTRUKCYJNYM

Podjęty problem jest związany z metodycznym uruchamianiem twórczych procesów projektowania architektonicznego i konstrukcyjnego. Współcześnie pomocne w osiągnięciu tego celu staje się zastosowanie metod inwentyki jako elementów wiedzy metodologii projektowania. Zaproponowano metodę analizy morfologicznej i strategię idealnego rozwiązania.

### 1. Wprowadzenie

Koncepcyjne projektowanie skutkujące twórczym kształtowaniem formy architektonicznej i konstrukcji stanowi jedno z zagadnień współczesnego rozwoju architektury i budownictwa. Obecne możliwości kształtowania formy architektonicznej i konstrukcji pozwalają na tworzenie nowych oryginalnych i użytecznych form budowli.

Podjęty problem metodycznego przewyższania wektora inercji wiąże się z uruchamianiem twórczego projektowania architektonicznego i konstrukcyjnego. Najnowocześniejsze metodyczne narzędzia projektowe stosowane w wielu dziedzinach wiedzy proponuje metodologia projektowania. Jest to dyscyplina naukowa zajmująca się metodami, strategiami i procedurami jako technikami postępowania projektotwórczego.

Przez metody i strategie projektowe (np. inwentyka, strategia idealnego rozwiązania czy metoda morfologiczna) rozumie się zasadnicze sposoby podejścia do rozwiązywanych problemów projektowych. Rodzaj przyjętej metody, strategii czy procedury projektowej determinuje podstawowe cechy strukturalne procesu projektowania. Proces ten jest definiowany jako sekwencja zmian stanu, jako ścisły związek następujących po sobie stadiów rozwoju będących sekwencją działań projektowych.

Wiedza systemowa i metodologii projektowania stosowana w architekturze oraz konstrukcji stwarza większe potencjalne możliwości podejmowania twórczych innowacyjnych działań w wielu dziedzinach wiedzy i nauki [1÷5]. Twór-

cze i innowacyjne procesy projektowe w technice (w tym w projektowaniu konstrukcji i architektury) są często związane z przewyciężaniem zjawiska inercji. Z psychologicznego punktu widzenia zjawisko inercji polega na często bezowocnym poszukiwaniu nowego rozwiązania w wąskim klinie znanej problematyki. Działania takie prowadzą najczęściej do tych samych lub podobnych rozwiązań. Współcześnie pomocne w przewyciężaniu wektora inercji staje się zastosowanie metodyki lub metod jako elementów wiedzy metodologii projektowania.

## 2. O podobieństwie metod i działań projektowych

A. Einstein [6] o metodzie naukowej i języku naukowym pisał: „ (...) to, do czego w rękach człowieka może służyć to narzędzie (metoda naukowa), zależy całkowicie od charakteru celów, które stawia przed sobą ludzkość. Jeśli te cele istnieją, metoda naukowa stwarza sposoby ich osiągnięcia. Ale same cele nie mogą być przez nią stworzone” [6]. Innymi słowy Einstein traktuje metodę jako narzędzie intelektualne, za pomocą którego można osiągnąć wyznaczony cel. Na obecnym etapie rozwoju nauki, mimo upływu lat, stwierdzenie to nie traci swej ważności.

Zgodnie z przekonaniem Einsteina cele nauki zawsze będą posiadać aspekt i wymiar etyczny, który przez samą metodę naukową nie może być tworzony. Podobnie piękno dzieła architektonicznego nie może być stworzone przez samą metodę projektowania, a jedynie przez twórczego człowieka posługującego się metodą jako narzędziem intelektualnym [6, 7].

Historia cywilizacji odnotowała bardzo wiele zadziwiających osiągnięć, które (biorąc pod uwagę współczesny im poziom rozwoju techniki) nie powinny się były pojawić. Problemami tego typu paradoksów technicznych oraz formułowaniem metod wyrastających ze sposobów działań zajmują się: inwentyka, ciesząca się coraz powszechniejszym zainteresowaniem [4, 7÷11], oraz innowacyjne działania i metody z nią związane.

S. Giedion w swojej książce [12, s. 481] pisze: „(...) około 1908 roku metody naukowe i metody artystyczne bezwiednie stały się do siebie podobne. (...) spostrzegliśmy, że konstrukcja i malarstwo, poszukując rozwiązań dawniej nieznanymi problemami, dotarły do podobnych elementów podstawowych”. Pisał w ten sposób o metodach pomocnych w poszukiwaniu rozwiązań dawniej nieznanymi w projektowaniu architektury i konstrukcji, czyli o przełamywaniu wektora inercji.

Konstruktor prof. W. Zalewski twierdzi [13], że intuicja projektanta konstruktora i architekta znajduje się poza obszarami wiedzy jawnej, nie jest dana z góry, czyli a priori, ta wartość zdobywana jest przez projektantów na bazie istniejącej wiedzy inżynierskiej i wieloletniego doświadczenia projektowego (np. przez zaprojektowanie wielu konstrukcji mostowych). Intuicja projektanta

znajduje się poza obszarami wiedzy architektonicznej jawnej know-that [14], ma związek z wiedzą know-how oraz praktyką projektową inżyniera.

Cel poznawczy podjętych rozważań odzwierciedla dążenie do metodycznego doskonalenia oraz, zgodnie z naturą ludzkiego działania, określenia niewyjaśnionych aspektów twórczego procesu projektowania architektonicznego i konstrukcyjnego [14, 15]. U wielu twórców, architektów i konstruktorów twórczy proces projektowania to skomplikowany proces intelektualny [14, 16, 17]. Zgodnie z metodologią projektowania dotyczącą wielu dziedzin wiedzy i nauki istnieje wiele metod praktycznie wykorzystywanych<sup>1</sup> [16, 18].

### **3. Metody inwentyczne przydatne w twórczym procesie projektowym**

Inwentyka stosowana w wielu dziedzinach wiedzy zwana jest zamiennie innowatyką, heurystyką i eurystyką [19, 20]. Inwentyką zwykło się nazywać metodykę poszukiwania twórczych rozwiązań zdefiniowanych problemów lub też inaczej pobudzania twórczego projektowania w różnych dziedzinach, w tym w technice [8, 16, 19, 21, 22].

Problemy, dla których nie ma gotowych modeli matematycznych (a takich nie ma dla projektowania pięknej i użytecznej architektury), problemy, dla których nie istnieją gotowe procedury pozwalające na dochodzenie do oczekiwanego rezultatu, wymagają nieszablonowego twórczego myślenia lub inaczej przewycięzania skłonności do szablonowego sposobu myślenia, gwarantującego znane efekty działań projektowych. W odniesieniu do architektury i konstrukcji wymaga to nieszablonowego twórczego myślenia i podejścia do procesu projektowania. Bywa, że projektant wpada w pułapkę metody prób i błędów. Kluczy między ogólnie dobrze znanymi rozwiązaniami, nie zbliżając się do nowego rozwiązania podjętego problemu.

Wspomniane problemy wymagają często podejścia metodycznego lub zastosowania jednej z metod, jakie proponuje inwentyka. Działania takie bywają nie w pełni zauważane przez projektantów przekraczających granice wyobraźni. Wektor inercji jest psychologicznym zjawiskiem polegającym na braku mocy twórczych wynikającym z faktu poszukiwania nowego rozwiązania, np. nowego rozwiązania architektonicznego, w wąskim klinie znanej problematyki. Temu zjawisku można zapobiec, stosując metody inwentyki.

Do metod inwentycznych (jako szczególnie przydatnych we wstępnym procesie projektowania architektonicznego) można zaliczyć metody oparte na skojarzeniach. Są to przykładowo: brainstorming, metoda analogii, dyskusji 66, Gordona, kruszenia, niekompetencji, „nowego spojrzenia”, synkretyczna, sytuacyjna, teratologiczna, wykorzystania błędów [4, 21].

---

<sup>1</sup> Architektura XX i XXI w. jest projektowana w zespołach interdyscyplinarnych, w których funkcjonuje wiele metod lub elementów metodycznych. Wiedza metodologii projektowania wraz ze swym językiem może się stać praktycznie przydatna w lepszym porozumiewaniu się specjalistów wielu dziedzin wiedzy [1-4].



Do następnej grupy metod, opartych na skojarzeniach wymuszonych jako możliwych do wykorzystania w projektowaniu architektonicznym i budowlanym, należą: metoda delficka, „dobrych przykładów”, nakładania, przekładu, przeniesienia analogicznego, przeniesienia koncepcji, „reszt”, twierdzeń ogólnych, „ustawienia na nowo” oraz macierzy odkrywczej. Metoda macierzy odkrywczej jest to rodzaj metody morfologicznej stosowanej w technice i częściowo intuicyjnie w projektowaniu architektonicznym przez największych twórców architektów, np. Le Corbusiera [4, 7, 16, 19].

Do metod o charakterze analitycznym można także zaliczyć: metodę defektologiczną, metodę „dobrowolnych ograniczeń”, fenomenologiczną, innowacji funkcjonalnej, listy cech, metodę morfologiczną jako zestawienie cech i wartości technicznych, stosowaną w technice np. przez F. Zwicky’ego [2] – pioniera silnika odrzutowego, metodę prezentacji graficznej, metodę „szczegółów”.

Z punktu widzenia wiedzy metodologii projektowania<sup>2</sup> sposoby i metody projektowania zgodne z wiedzą know-how [14] funkcjonują bardziej lub mniej konsekwentnie w realnym projektowaniu architektury.

#### **4. Strategia idealnego rozwiązania oraz metoda analizy morfologicznej jako metody pomocne w przełamywaniu wektora inercji**

W przełamywaniu wektora inercji można się wspomagać metodami i strategiami projektowymi, np. *strategią idealnego rozwiązania* i *metodą analizy morfologicznej*. Metody służące przełamywaniu stożka inercji są stosowane w architekturze i technice niezależnie od stopnia ich świadomego poznania. Ich stosowanie wynika często z doświadczenia projektowego, czyli np. rzemiosła architektonicznego, intuicji, doświadczenia oraz wiedzy zawodowej projektanta.

Podstawę tradycyjnego projektowania stanowi strategia przyrostowa, polegająca na poszukiwaniu ulepszeń istniejących już rozwiązań o kierunku od gorszego do lepszego. To z kolei może prowadzić do powstania psychologicznego zjawiska: wektora inercji. Często mimo permanentnego poprawiania uzyskuje się wciąż podobnie niezadowolające rozwiązania.

W projektowaniu architektonicznym właściwe jest oderwanie się od konwencjonalnego sposobu myślenia, np. typowego dla strategii poprawiania, stosowanej przez projektantów, architektów i konstruktorów. Jedną z dróg prowadzących do osiągnięcia tego celu jest poszukiwanie idealnej koncepcji.

Strategia lub inaczej *metoda idealnego rozwiązania* H.S. Altszullera [8÷10, 15, 20] to metoda o charakterze analitycznym wykorzystywana w technice. Niezależnie od tego możliwe jest jej szersze zastosowanie we wstępnym koncepcyjnym procesie projektowania architektonicznego. Altszuller wraz ze swoją ideą

---

<sup>2</sup> Projektowanie naukowe (podobnie jak metodologia nauk, w tym metodologia projektowania) jest systematyczną rekonstrukcją postępowania projektanta, np. projektującego architekta.

idealnego rozwiązania wpisał się na stałe w problemy inwentyki. Dążenie do idealnego rozwiązania jest fundamentalnym założeniem szerszej teorii wynalazczości opracowanej, realizowanej i popieranej w technice przez H.S. Altszullera i G. Nadlera<sup>3</sup> [8, 16]. Strategia idealnego rozwiązania zakłada dążenie do osiągnięcia celu określonego przez aktualne potrzeby, których spełnienie wyznaczałoby kryteria idealnego rozwiązania, lecz nie zakłada jego osiągnięcia. Strategia ta przyjmuje idealne rozwiązanie za niemożliwe do realizacji.

Pojęcie idealnego rozwiązania ma moc heurystyczną, określa właściwy kierunek poszukiwań, co sprzyja uporządkowanemu myśleniu. Działanie takie wpływa dodatkowo na rozbudzenie innowacyjności projektantów lub zespołu projektującego. W Polsce m.in. tą metodą zajmowali się W. Lenkiewicz i W. Machowski [10] (metoda Lemach). Strategia idealnego rozwiązania według Lenkiewicza i Machowskiego polega na poszukiwaniu idei rozwiązania spełniającego zupełny układ kryteriów. Ponieważ takie rozwiązanie realnie nie istnieje, to można i należy podejmować kolejne kroki będące odstępstwami od tej idei, a skierowane na poszukiwanie rozwiązania realnego. Działania te należy podejmować w sposób racjonalny, oparty na przesłankach logicznych, informacjach o rozwiązaniach tych lub podobnych problemów.

Osiągnięciem Altszullera podsumowującym 40 lat jego pracy naukowej [8, 9, 11, 20] jest **TRIZ** jako rozwinięta metoda idealnego rozwiązania lub zespół metod mieszczący się w teorii rozwiązywania innowacyjnych zagadnień. TRIZ dotyczy teorii wynalazczości. Jest to zespół metod i narzędzi służących pokonywaniu trudności w kreowaniu rozwiązań nietypowych, wynalazczych i niedających się rozwiązać metodami klasycznymi.

Pierwszym krokiem w tej metodzie, prowadzącym do zmiany sposobu myślenia jest analiza „istoty rzeczy” w oderwaniu od tego wszystkiego, co buduje nasz wektor inercji. Konieczne jest wyodrębnienie problemu i uogólnienie go do klasy problemów na poziomie przykładowo abstrakcyjnym. Na tym poziomie następuje określenie sprzeczności, które należy rozwiązać – pokonać.

Zaletą strategii idealnego rozwiązania, w tym metody TRIZ [11] i metody analizy morfologicznej, jest konieczność identyfikacji pożądanych cech obiektu projektowanego i obszaru poszukiwanych rozwiązań oraz przyjęcia systemu oceny rozwiązania.

Metoda analizy morfologicznej lub jej różne elementy są często stosowane w technice. **Analiza morfologiczna zgodnie z jej najogólniejszą definicją jest to kombinatoryczna metoda projektowania.** Jako metoda kombinatoryczna jest permanentnie intuicyjnie stosowana w twórczym warsztacie projektowym. W technice polega ona na systematycznych kombinacjach przyjętej liczby zasad i twórczym wyborze konkretnych zestawień cząstkowych i całościowych. Wartość rozwiązań w tej metodzie jest związana z wartością analizy, a rozwiązania

---

<sup>3</sup> Nadler [16] pisał: „Bezsprzecznie proces wykorzystywany w projektowaniu głęboko oddziaływa na wyniki tego procesu. Inżynierowie i zawodowi projektanci powinni porzucić tradycyjne schematy”.

muszą być świadomie przeanalizowane i użytkowane. Metoda ta jest systematyczną pomocą w twórczości. Stymuluje twórczą pracę człowieka. Termin analiza morfologiczna został wprowadzony przez F. Zwicky'ego [14, 22÷24]. Zwicky to pionier konstrukcji silników odrzutowych. Użył on tej metody jako metody konstrukcyjnej służącej do określenia i identyfikacji wszystkich środków pozwalających na osiągnięcie celu technicznego: pierwszego projektu silnika odrzutowego. Zwicky zajmował się wymiarami, sformułował metodę identyfikacji i organizacji parametrów konstrukcji urządzenia fizycznego. Jednak bardzo wyraźnie należy rozróżnić to, co jest analizą morfologiczną od tego, co nią nie jest. Można uznać, że metoda analizy morfologicznej jest metodą systematycznego badania wszystkich rozwiązań danego problemu [2, 24÷26]. W swoich licznych pracach Zwicky twierdził, że analizowany problem z punktu widzenia metodyki należy przestudiować na wstępie, z możliwie najbardziej ogólnego punktu widzenia. Ta wstępna analiza daje możliwość identyfikacji problemu i zastosowania wybranej metody lub metodyki działań. Współczesny rozwój metodologii projektowania, w tym praktyczne zastosowania np. inwentyki w różnych dziedzinach wiedzy (głównie w technice), potwierdzają zasadność wcześniejszych poglądów cytowanych autorów [27÷32].

## 5. Podsumowanie

Nowe cele środowiskowe, jakie można zaobserwować w światowych tendencjach projektowania, skłaniają do refleksji nad „tradycyjną” koncepcją warsztatu oraz procesu projektowego architekta i konstruktora.

Problem zastosowania metod inwentyki dotyczy rozwiązywania problemów, dla których nie ma gotowych rozwiązań oraz takich, które wymagają nieszablonowego twórczego podejścia [27÷32]. Metoda idealnego rozwiązania może się okazać przydatna jako wspomagająca twórcze działania architektoniczne. Twórcze projektowanie przez dążenie do ideału w technice i architekturze pozwala na zwiększenie szans uzyskania innowacyjnych rozwiązań szczególnie skomplikowanych, wieloaspektowych problemów. Strategię idealnego rozwiązania można stosować w przełamywaniu wektora inercji, a problematyka odnosi się również do projektowania konstrukcyjnego i architektonicznego.

Współczesny rozwój wiedzy metodologii ogólnej, w tym metodologii projektowania, stwarza nowe możliwości przełamywania stożka inercji. Można metodycznie i świadomie „ominąć” obszar znany nam np. z dociekań metodą prób i błędów. Można też, krążąc wśród tych samych niezadowolających rozwiązań, wejść w nowy obszar, w nowe pole poszukiwań zadowolającego rozwiązania technicznego lub architektonicznego (np. przez dążenie do idealnego rozwiązania lub sugerując się nowymi wartościami niebranymi wcześniej pod uwagę). Można to czynić, kierując się nową ideą lub nowymi możliwościami technicznymi i technologicznymi. W pierwszym etapie rozważań będzie to np.

nierealistyczna idea idealnego rozwiązania lub zastosowana metoda analizy morfologicznej jako metoda kombinatoryczna, pozwalająca realnie poszukiwać zestawienia oczekiwanych wartości technicznych w analizowanym jako projektowane rozwiązanie.

Bardziej świadome stosowanie metod lub ich elementów w projektowaniu konstrukcyjnym i architektonicznym może się przyczyniać do dalszego doskonalenia twórczego procesu projektowania, a przez to do kontynuacji procesu udoskonalania realizowanych konstrukcji i architektury.

Metoda idealnego rozwiązania posiada potencjał innowacyjności i dynamikę skłaniającą do przełamania wektora inercji. Jest to twórcza metoda wspomagająca inne metody projektowe stosowane przez projektantów lub np. interdyscyplinarne zespoły projektowe. Podobnie TRIZ, jako zespół metod i narzędzi służących pokonywaniu trudności w kreowaniu rozwiązań nietypowych, wynalazczych i niedających się rozwiązać metodami klasycznymi, może się okazać w projektowaniu architektury szczególnie przydatny.

Zgodnie z istniejącą wiedzą metodologii projektowania, metody inwentyki stosowane dotychczas fragmentarycznie w projektowaniu architektury mogą zostać świadomie zastosowane w warsztacie projektowym architekta. W sposób pozytywny i istotny mogą one wpłynąć na architektoniczny twórczy proces projektowy, doskonaląc go i jego efekty. Zastosowanie twórczych metod projektowych może mieć realny wpływ na przyszłe piękno i użyteczność współcześnie powstającej architektury i jej konstrukcji. Architekci takie nowe pole poszukiwań nazywają inspiracją. Często jest to także realizowana intuicyjnie inspiracja nowoczesną techniką i naturą, widoczna współcześnie m.in. w twórczości architekta i konstruktora S. Calatravy.

Z metodycznego punktu widzenia przełamywanie lub inaczej przewyższanie wektora inercji staje się często kluczowym działaniem prowadzącym do nowych, twórczych, oryginalnych rozwiązań w architekturze i budownictwie.

## Literatura

1. Bazewicz M., Collen A.: *Methodological foundations of human activity systems and informatics*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1995.
2. Prokopska A.: *Morphology of the Architectural Achievement. A methodological analysis of selected morphological systems of the natural and architectural environments*, *Systems, Journal of Transdisciplinary Systems Science*, Polish Systems Society, vol. 7, no 1-2, 2002, s. 117.
3. Dorosiński W.C., Gasparski W., Wrona S.: *Zarys metodyki projektowania*, Arkady, Warszawa 1981.
4. Prokopska A.: *Znaczenie sztuki syntezy we wstępnej fazie projektowania architektonicznego*, *Budownictwo Ogólne i Konstrukcje Drewniane*, *Zeszyt Naukowy Politechniki Łódzkiej*, nr 7, 2006, s. 59-70.

5. Prokopska A.: Creativity method in architectural spatial forms – Case of the Sydney Opera House of Utzon, *Systems, Journal of Transdisciplinary Systems Science, Polish Systems Society*, vol. 12, no 3, 2007, s. 60-66.
6. Einstein A.: Ogólny język nauki. *Problemy, Advancement of Science*, II, nr 5/109, 1937 (The Common Language of Science).
7. Przystupa F.W.: Diagnostics of „UUUU...” type Situations in Systems, *Journal of Transdisciplinary Systems Science, Polish Systems Society*, vol. 12, no 3, 2007, s. 60-66.
8. Altszuller H.S.: *Algorytm wynalazku*, Wiedza Powszechna, Warszawa 1972.
9. Altszuller H.S.: *Elementy teorii twórczości inżynierskiej*, WNT, Warszawa 1984.
10. Lenkiewicz W.: *Koncepcja idealnego rozwiązania problemu projektowego*, mat. konf. „Nowoczesne metody projektowania i konstruowania Lemach 3 i 4”. *Prace Naukowe Instytutu Cybernetyki Technicznej Politechniki Wrocławskiej*, nr 54, Wrocław 1978.
11. Boratyński J.: *Co to jest TRIZ?*, [www.triz-innowacje.pl](http://www.triz-innowacje.pl).
12. Giedion S.: *Time and Architecture, The Growth of a New Tradition*, Copyright by the president and Fellows of Harvard College, 1965.
13. Zieliński G.: *Heurystyki dla kombinatorycznej optymalizacji projektowania. Nowoczesne metody projektowania*, I Krajowa Konferencja Naukowo-Techniczna, Wałbrzych 1980, s. 221-227.
14. Prokopska A.: *Zastosowanie metody analizy morfologicznej w projektowaniu architektonicznym na przykładzie twórczości Le Corbusiera*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 1997.
15. Prokopska A.: *Idealne rozwiązanie jako metoda projektowania w technice i architekturze*, *Zeszyty Naukowe Politechniki Częstochowskiej, Budownictwo 1, Częstochowa 1989*.
16. Nadler G.: *Work Systems Design. The Ideals Concept*, Thinors 1970.
17. Wasutyński Z.: *Pisma, t. III, Naukoznawstwo, Metodologia techniki. Część 2. Z zagadnień metodologii techniki*. PAN, PWN, Warszawa 1981.
18. Nadler G.: *Design processes and their results*, *Design Studies*, vol. 10, no 2, 1989, s. 124-127.
19. Tarnowski W.: *Metody koncyptowania. Heurystyczne metody poszukiwania rozwiązań projektowych*, Dział Wydawnictw Politechniki Śląskiej, Gliwice 1986.
20. Tarnowski W.: *Stymulacja twórczego działania człowieka*, *Przegląd Techniczny*, nr 9, 1979.
21. Martyniak Z.: *Wstęp do inwentyki (wyd. II poprawione i uzupełnione)*, Wydawn. Akademii Ekonomicznej w Krakowie, Kraków 1997.
22. Antoszkiewicz J.: *Metody heurystyczne*, Państwowe Wydawnictwo Ekonomiczne, Warszawa 1982.
23. Wise A.J.: *Decyzje w projektowaniu, analiza i wspomaganie sztuki syntezy, Projektowanie i Systemy*, t. XI, Zakład Narodowy im. Ossolińskich, Wydawn. Polskiej Akademii Nauk, Wrocław–Kraków–Warszawa–Łódź 1990.
24. Zwicky F.: *Morphologisches Denken Vorgehen. Die neuen Methoden der Entscheidungsfindung*, Verlag Moderne Industrie, Munchen 1972.

25. Prokopska A.: Możliwości zastosowania analizy morfologicznej w projektowaniu architektonicznym, „Problemy projektowania konstrukcji inżynierskich”, Seminarium Naukowe Wydziału Budownictwa i Inżynierii Środowiska Politechniki Rzeszowskiej i Technicznej Univerzity v Kosicach, Rzeszów 1995.
26. Gasparski W.: Wartościowanie działań, *Prakseologia*, nr 1-2, 1995.
27. Miller D.: Projektowanie metodyczne, Wydawn. Naukowo-Techniczne, Warszawa 1987.
28. Antoszkiewicz J.: Metody heurystyczne, Państwowe Wydawnictwo Ekonomiczne, Warszawa 1982.
29. Boratyńska-Sala A.: Zastosowanie teorii rozwiązania innowacyjnych zadań w dziedzinie biznesu i zarządzania, *Zarządzanie Przedsiębiorstwem*, nr 1, 2008, s. 13-23.
30. Collen A., Gasparski W. (red.): *General Applications of Methodology, Design and Systems, Praxiology, The International Annual of Practical Philosophy and Methodology*, vol. 3, 1995, Transaction Publ., New Brunswick (USA) and London (UK).
31. Zalewski W.: O wszczęcie nauczania projektowania konstrukcji, *Inżynieria i Budownictwo*, nr 10-12, 1989.
32. Przystupa F.: *Diagnosing-Fundamental Questions, Systems, Transdisciplinary Systems Science*, vol. 13, no 1-2, 2008.

## **METHODICAL CREATIVITY ACTIVATION OF ARCHITECTURAL AND CONSTRUCTION DESIGN PROCESSES**

### **S u m m a r y**

In the paper we discuss the issues of methodical activation of creative processes in the fields of architecture and construction design. The goal of our analysis is the advancement of these creative processes. A contemporary aid in achieving this goal is becoming the application of inventive heuristic method. The two proposed methods are: morphological analysis and ideal solution strategy. The undertaken task is connected with the methodological knowledge.

*Złożono w Oficynie Wydawniczej w listopadzie 2010 r.*

Vyacheslav PISAREV  
Rafał STRUG  
Politechnika Rzeszowska

## PROJEKTOWANIE SYSTEMU BELEK CHŁODZĄCYCH PASYWNYCH METODĄ OBLICZENIOWĄ NA PRZYKŁADZIE OPROGRAMOWANIA TEKNOSIM FIRMY LINDAB CLIMATE

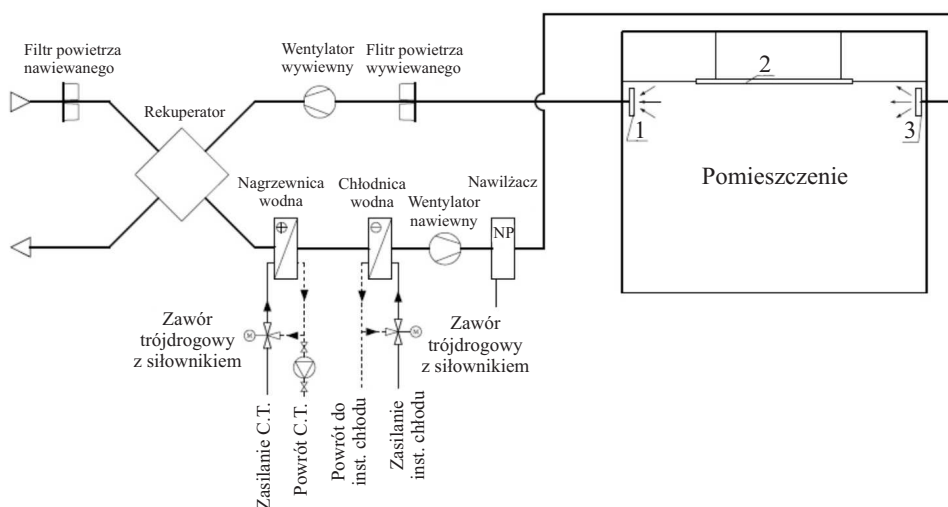
W artykule porównano dwie metody wykorzystywane przy doborze belek chłodzących do pomieszczeń sal konferencyjnych. Pierwszą jest metoda obliczeniowa doboru belek chłodzących współpracujących z systemem klimatyzacji centralnej odpowiedzialnej za usunięcie zysków wilgoci w pomieszczeniach. W drugiej metodzie posłużono się oprogramowaniem wspomagającym obliczenie zysków ciepła oraz dobór odpowiedniego modułu chłodzącego dla pomieszczeń.

### 1. Wprowadzenie

System belek chłodzących jest używany głównie w systemach wentylacji do chłodzenia lub ogrzewania powietrza, gdy jest taka potrzeba. Są one odpowiednie wszędzie tam, gdzie wymagana jest dobra jakość warunków środowiskowych i sterowanie dla indywidualnych pomieszczeń. Do obiektów, w których belki mają najczęstsze zastosowanie, należą: biura, hotele, przestrzenie handlowe oraz szpitale. W niniejszym opracowaniu zajęto się belkami chłodzącymi pasywnymi ochładzającymi powietrze w pomieszczeniu.

Belki chłodzące są urządzeniami współpracującymi z systemem klimatyzacji centralnej, powodującymi ochłodzenie powietrza w pomieszczeniu. Belka chłodząca 2 (rys. 1.) uzupełnia pracę instalacji wentylacji lub klimatyzacji. Takie połączenie jest bardzo efektywne, gdyż strop chłodzący składający się z szeregu belek 2 (rys. 1.) odbiera zyski ciepła jawnego, a system klimatyzacji reguluje warunki wilgotnościowe oraz zapewnia wymaganą czystość powietrza. Uzdantnione powietrze nawiewane do pomieszczenia wcześniej zostaje ochłodzone i osuszone w chłodnicy centrali klimatyzacyjnej. Osuszenie powietrza pierwotnego pozwala w pewnym zakresie na odbieranie zysków wilgoci pojawiających się podczas użytkowania pomieszczenia przez przebywające w nim osoby. Różnica temperatur powietrza w pomieszczeniu i belki powoduje mieszanie się po-

wietrza. Temperatura czynnika chłodniczego w belce jest wyższa niż temperatura punktu rosy powietrza w pomieszczeniu, co pozwala zapobiec kondensacji na wymienniku ciepła belki.



Rys. 1. Schemat instalacji klimatyzacyjnej z belką chłodzącą: 1 – powietrze usuwane z pomieszczenia, 2 – belka chłodząca, 3 – powietrze (osuszone) nawiewane do pomieszczenia, NP – nawilżacz parowy

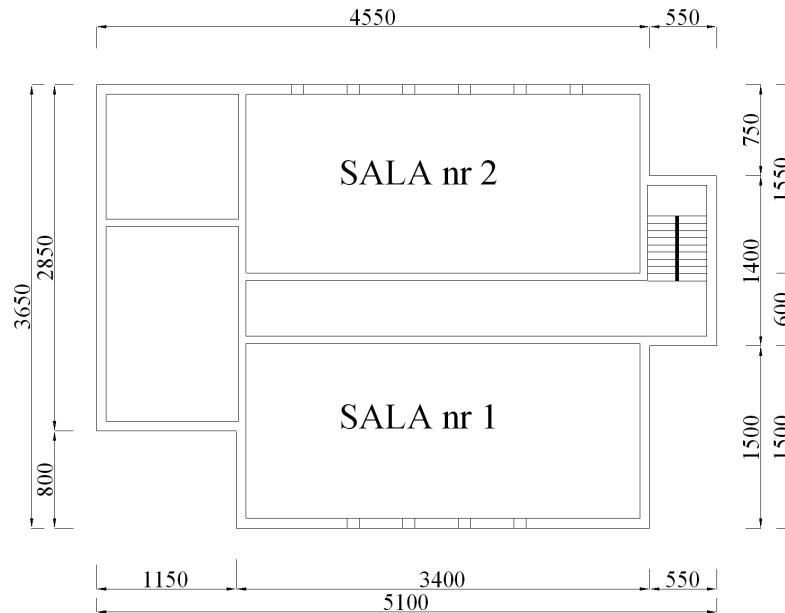
Działanie belki chłodzącej pasywnej polega na oziębianiu ciepłego powietrza w pomieszczeniu, które styka się z jej zimnymi powierzchniami, a także na częściowym absorbowaniu ciepła z pomieszczenia poprzez promieniowanie niskotemperaturowe. W rezultacie pomieszczenie ulega oziębianiu zarówno w wyniku promieniowania (ok. 50%), jak i konwekcji (też ok. 50%) [1].

Pasywne belki chłodzące nie są podłączone do systemu wentylacyjnego. Mogą być instalowane jako całkowicie widoczne, wbudowane w sufit podwieszony lub ponad sufitem perforowanym.

## 2. Przykładowe rozwiązanie systemu klimatyzacji z belkami chłodzącymi za pomocą metody obliczeniowej (dla dwóch sal konferencyjnych)

W niniejszym opracowaniu posłużono się metodą doboru stropów chłodzących i przykładem obliczeniowym z wykorzystaniem wykresu  $i-x$  powietrza wilgotnego, opracowanym przez V. Pisareva i S. Kozubal [2], w celu porównania go z metodą doboru stropów chłodzących za pomocą oprogramowania TeknoSim [3]. Dla obu metod przyjęto taką samą charakterystykę pomieszczeń (rys. 2., tab. 1.).





Rys. 2. Rzut pomieszczeń sal konferencyjnych [2]

Tabela 1. Charakterystyka pomieszczeń sal konferencyjnych

| Charakterystyka pomieszczeń   | Sala konferencyjna nr 1 | Sala konferencyjna nr 2 |
|---|-------------------------|-------------------------|
| Liczba osób $n$   | 120                     | 100                     |
| Powierzchnia sali $F_1$ [m <sup>2</sup> ]   | 500                     | 350                     |
| Wysokość [m]  | 4,5                     | 4,5                     |
| Liczba okien (drewniane, podwójnie przeszklone, gr. szkła 3 mm, łączna pow. 4 m <sup>2</sup> , przesłonięte żaluzjami) [szt.] | 6                       | 4                       |
| Oświetlenie – lampy fluorescencyjne w oprawkach niewentylowanych  | -                       | -                       |

### Dane wyjściowe [2]

Określenie parametrów powietrza zewnętrznego PN-76/B-03420 [3]: strefa klimatyczna II, miasto Łódź, lato, miesiąc lipiec, godz. 15<sup>00</sup>, temperatura powietrza zewnętrznego  $T_z = 30^\circ\text{C}$ , wilgotność względna powietrza  $\varphi_z = 45$ , zawartość wilgoci powietrza  $x_{z1} = 11,5$  g/kg, entalpia właściwa powietrza  $i_{z1} = 60$  kJ/kg.

Określenie parametrów powietrza wewnętrznego PN-78/B-03421 [5]: temperatura w pomieszczeniu  $T_p = 24^\circ\text{C}$ , wilgotność względna  $\varphi_{p1} = 55\%$ , zawartość wilgoci powietrza  $x_{p1} = 10,2$  g/kg, maksymalna prędkość powietrza  $V = 0,3$  m/s.

Pomieszczenia sal konferencyjnych (sale nr 1 i 2) znajdują się na parterze budynku biurowego (rys. 2.). Na zyski ciepła składają się czynniki wyszczególnione w tab. 1.

Zestawienie obliczeń bilansu cieplnego (zysków ciepła i wilgoci) przedstawiono w tab. 2. i 3. na podstawie pracy [2]. Dane zawarte w tabelach pozwoliły autorom na sporządzenie kompletnych obliczeń sprawdzających zasadność stosowania belek chłodzących w pomieszczeniach sal konferencyjnych – musi dojść do asymilacji zysków wilgoci przez powietrze nawiewane do pomieszczeń. Obliczono ilość powietrza wentylacyjnego nawiewanego (20 m<sup>3</sup>/h na osobę, co daje dla sali konferencyjnej nr 1  $V_1 = 2400 \text{ m}^3/\text{h} = 0,667 \text{ m}^3/\text{s}$ , dla sali konferencyjnej nr 2  $V_2 = 2000 \text{ m}^3/\text{h} = 0,555 \text{ m}^3/\text{s}$ ), zawartość wilgoci w powietrzu wywiewanym (10,6 g/kg dla obu sal), następnie sprawdzono warunek wystąpienia asymilacji zysków wilgoci znajdujących się w pomieszczeniu przez powietrze doprowadzane układem nawiewnym powietrza świeżego. W celu zobrazowania metody i określenia niezbędnych danych dla projektowanego systemu klimatyzacji opracowano zmiany stanu powietrza nawiewanego na wykresach  $i-x$  [2].

Tabela 2. Bilans cieplny w sali konferencyjnej nr 1 [2]

| Zyski ciepła jawnego |              |                 |     | Ciepło utajone $U$<br>[W] | Zyski wilgoci $W$<br>[g/h] | $\Sigma$ zysków ciepła jawnego $\Sigma Q_j$<br>[W] | Ciepło całkowite $Q_c$<br>[W] |
|----------------------|--------------|-----------------|-----|---------------------------|----------------------------|--|-------------------------------|
| [W]                  | $Q_o$<br>[W] | $Q_{ok}$<br>[W] | [W] |                           |                            |  |                               |
| 3648                 | 2700         | 857             | 329 | 3340                      | 4848                       | 7534   | 10874                         |

Tabela 3. Bilans cieplny w sali konferencyjnej nr 2 [2]

| Zyski ciepła jawnego |              |                 |     | Ciepło utajone $U$<br>[W] | Zyski wilgoci $W$<br>[g/h] | $\Sigma$ zysków ciepła jawnego $\Sigma Q_j$<br>[W] | Ciepło całkowite $Q_c$<br>[W] |
|----------------------|--------------|-----------------|-----|---------------------------|----------------------------|--|-------------------------------|
| $Q_L$<br>[W]         | $Q_o$<br>[W] | $Q_{ok}$<br>[W] | [W] |                           |                            |  |                               |
| 3040                 | 1890         | 703             | 294 | 2832                      | 4040                       | 5927   | 8759                          |

W tabeli 4. przedstawiono wyniki obliczeń [2] ilości ciepła przyjmowanego przez powietrze nawiewane i przez belki chłodzące.

Tabela 4. Obliczenie ilości ciepła przyjmowanego przez powietrze nawiewane i pozostałego do ochłodzenia przez belki chłodzące [1]

| Ilość ciepła   | Sala konferencyjna nr 1 | Sala konferencyjna nr 2 |
|--|-------------------------|-------------------------|
| Przyjmowanego przez powietrze nawiewane [kW]         | 9,400                   | 7,900                   |
| Pozostałego do przyjęcia przez stropy chłodzące [kW] | <b>1,474</b>            | <b>0,859</b>            |

Z katalogu firmy Lindab Climate [1] dobrano płyty chłodzące Tectum, które stanowią elementy stropów chłodzących. Dobór przeprowadzono na podstawie różnicy temperatur powietrza w pomieszczeniu i średniej temperatury wody chłodzącej ( $\Delta T = 7^{\circ}\text{C}$ ) oraz ilości ciepła do przejścia przez płyty chłodzące [2].

Dobrano następujące płyty chłodzące [2]:

- dla sali konferencyjnej nr 1: 4 płyty o długości  $L = 6$  m, szerokości  $B = 0,87$  m, grubości  $0,06$  m oraz mocy chłodniczej  $377$  W,
- dla sali konferencyjnej nr 2: 4 płyty o długości  $L = 5,4$  m, szerokości  $B = 0,6$  m, grubości  $0,06$  m oraz mocy chłodniczej  $237$  W.

### 3. Przykładowe rozwiązanie systemu klimatyzacji ze stropami chłodzącymi za pomocą oprogramowania wspomagającego dobór TeknoSim (dla 2 sal konferencyjnych)

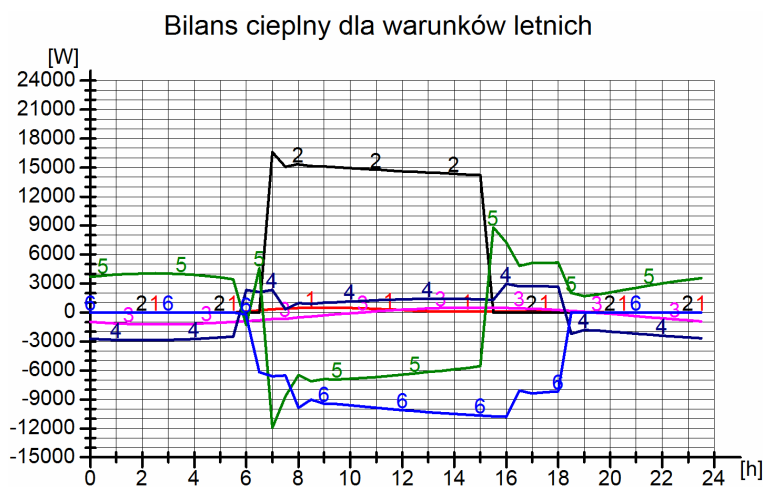
Korzystając z danych wyjściowych z publikacji [2], obliczono jednostkowy efekt chłodzenia stropu, posługując się oprogramowaniem symulacji warunków klimatycznych TeknoSim firmy Lindab Climate [3]. Wyniki symulacji dla sali konferencyjnej nr 1 przedstawiono w tab. 5. i 6. oraz na rys. 3. i 4.

Tabela 5. Wyniki symulacji przeprowadzone oprogramowaniem TeknoSim [3], przedstawiające temperatury pomieszczenia oraz belki i wydajności chłodnicze

| Warunki letnie   |         |         |
|--|---------|---------|
| opis   | wartość | godzina |
| Maksymalna temperatura powietrza w pomieszczeniu [ $^{\circ}\text{C}$ ]          | 24,0    | 15:30   |
| Maksymalna temperatura efektywna [ $^{\circ}\text{C}$ ]                          | 23,8    | 15:30   |
| Maksymalna wydajność produktu chłodzącego [W]                                    | 10 802  | 16:00   |
| Maksymalna wydajność wentylacji/infiltracji [W]                                  | 2 852   | 02:00   |
| Maksymalna jednoczesna wydajność chłodząca wentylacji i produktu chłodzącego [W] | 9 416   | 15:30   |

Podczas symulacji warunków klimatycznych w pomieszczeniu oprogramowanie [3] wygenerowało wykres przedstawiający bilans cieplny dla lata z udziałem poszczególnych zysków ciepła w określonej porze dnia (rys. 3.). Na wykresie pokazano również ilość chłodu dostarczanego do pomieszczenia za pomocą belki chłodzącej, co obrazuje krzywa nr 6 (rys. 3.). Aby w pomieszczeniu została utrzymana założona temperatura (dla danych wyjściowych wprowadzonych do oprogramowania [3]), belka Tectum [3] powinna zacząć chłodzić dwie godziny przed rozpoczęciem pracy w **sali konferencyjnej nr 1**, czyli o godz. 6:00. Pozwoli to na skompensowanie zysków ciepła od oświetlenia elektrycznego, sprzętu biurowego i innych źródeł. Ponieważ pomieszczenie jest użytkowane do godz. 18:00, dalsze chłodzenie go przez belki nie jest wymaga-

ne. W końcowej fazie dnia zostaje więc zaprzestane przekazywanie jej chłodu, co można zaobserwować na krzywej nr 6 (rys. 3.).



Rys. 3. Wyniki symulacji przeprowadzone oprogramowaniem TeknoSim [3], przedstawiające bilans cieplny (zyski ciepła) dla warunków letnich w ciągu doby: 1 – udział promieniowania słonecznego, 2 – udział oświetlenia/osób/aparatów, 3 – przenikanie z okien i elementów budowlanych budynku, 4 – wentylacja/infiltracja, 5 – akumulacja w elementach budynku, 6 – wydajność chłodząca wybranego urządzenia

Tabela 6. Wyniki symulacji przeprowadzone oprogramowaniem TeknoSim [3], przedstawiające wymiarowanie płyty chłodzącej Tectum [1]

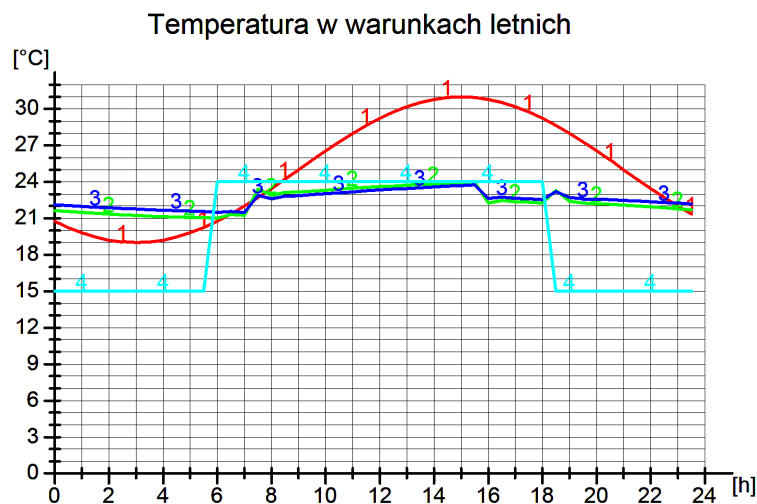
| Wymiarowanie produktu chłodzącego |                       |
|-----------------------------------|-----------------------|
| Tectum                            | obliczona długość [m] |
| 2 rury/33 cm                      | 457,8                 |
| 4 rury/60 cm                      | 247,8                 |
| 6 rur/87 cm                       | 173,4                 |

Dane zawarte w tab. 6. pozwalają na dobór belek chłodzących, których wymiary najbardziej odpowiadają specyfice i wymiarom pomieszczenia oraz pozwalają określić liczbę belek potrzebną, aby zaspokoić zapotrzebowanie na chłód. Doboru belek dokonuje się, dzieląc całkowitą długość rur (kolumna 2., tab. 6.) przez liczbę rzędów (kolumna 1., tab. 6.) znajdujących się w belce. Otrzymana wartość to całkowita długość wszystkich belek, które zapewnią chłód w pomieszczeniu. Następnie należy przyjąć (ze względów konstrukcyj-

nych pomieszczenia) długość modułu tak, aby był krótszy niż szerokość pomieszczenia. Belki występują w modułach o długości  $1,8 \div 6,0$  m, z przyrostem co  $0,6$  m. W niniejszym pomieszczeniu przyjęto długość modułów  $6$  m.

Po wprowadzeniu danych wyjściowych do oprogramowania [3] dobrano 4 belki o szerokości  $87$  cm, długości  $6$  m i grubości  $60$  mm. Jednostkowy efekt chłodzenia wynosi  $377$  W, a całkowite pokrycie zapotrzebowania na chłód to  $10,8$  kW. Wyniki symulacji za pomocą oprogramowania TeknoSim [3] pozwoliły na dobór tego samego typu belek i tej samej ich liczby, jak podczas doboru metodą obliczeniową w publikacji [2].

Rysunek 4. obrazuje, w jaki sposób zmienia się temperatura w pomieszczeniu sali konferencyjnej nr 1 w ciągu doby. Wzrost temperatury zewnętrznej (1) w miarę upływu dnia i zbliżania się do godzin popołudniowych, czyli największych zysków ciepła, powoduje konieczność ochłodzenia pomieszczenia. Dzieje się tak za pomocą powietrza nawiewanego z systemu wentylacji (4) do pomieszczenia. Pozwala to na utrzymanie stałej bądź nieznacznie wahającej się temperatury w pomieszczeniu (2).



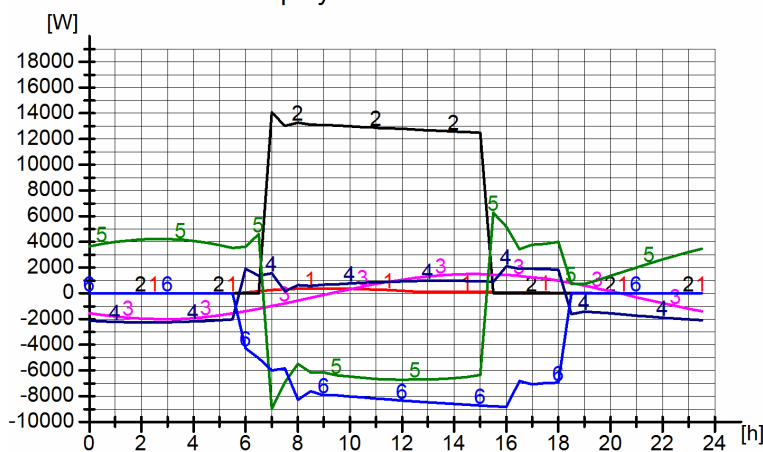
Rys. 4. Wyniki symulacji przeprowadzone oprogramowaniem TeknoSim [3], przedstawiające zmienność temperatur dla warunków letnich w ciągu doby: 1 – temperatura zewnętrzna, 2 – temperatura powietrza w pomieszczeniu, 3 – temperatura efektywna, 4 – temperatura powietrza doprowadzonego z systemu wentylacyjnego

Wyniki symulacji dla **sali konferencyjnej nr 2** zamieszczono w tab. 7. i 8. oraz na rys. 5. i 6. Po wprowadzeniu danych wyjściowych do oprogramowania [3] dobrano 4 belki o szerokości  $B = 60$  cm, długości  $L = 5,4$  m i grubości  $d = 60$  mm. Jednostkowy efekt chłodzenia jest równy  $237$  W.

Tabela 7. Wyniki symulacji przeprowadzone oprogramowaniem TeknoSim [3], przedstawiające temperatury pomieszczenia oraz belki i wydajności chłodnicze

| Warunki letnie   |         |         |
|--|---------|---------|
| opis   | wartość | godzina |
| Maksymalna temperatura powietrza w pomieszczeniu [°C]                            | 24,0    | 15:30   |
| Maksymalna temperatura efektywna [°C]  | 23,8    | 15:30   |
| Maksymalna wydajność produktu chłodzącego [W]                                    | 8 821   | 16:00   |
| Maksymalna wydajność wentylacji/infiltracji [W]                                  | 2 243   | 02:00   |
| Maksymalna jednoczesna wydajność chłodząca wentylacji i produktu chłodzącego [W] | 7 851   | 15:30   |

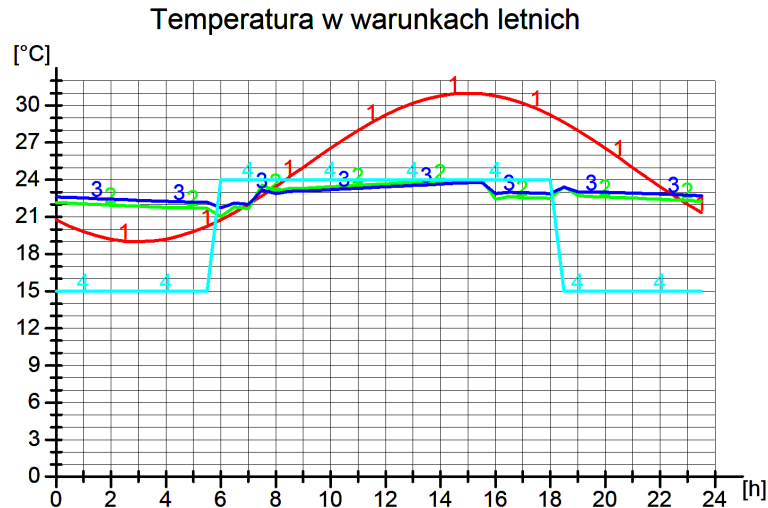
Bilans cieplny dla warunków letnich



Rys. 5. Wyniki symulacji przeprowadzone oprogramowaniem TeknoSim [3], przedstawiające bilans cieplny (zyski ciepła) dla warunków letnich w ciągu doby: 1 – udział promieniowania słonecznego, 2 – udział oświetlenia/osób/aparatów, 3 – przenikanie z okien i elementów budowlanych budynku, 4 – wentylacja/infiltracja, 5 – akumulacja w elementach budynku, 6 – wydajność chłodząca wybranego urządzenia

Tabela 8. Wyniki symulacji przeprowadzone oprogramowaniem TeknoSim [3] przedstawiające wymiarowanie płyty chłodzącej Tectum

| Wymiarowanie produktu chłodzącego |                       |
|-----------------------------------|-----------------------|
| Tectum                            | obliczona długość [m] |
| 2 rury/33 cm                      | 373,2                 |
| 4 rury/60 cm                      | 202,2                 |
| 6 rur/87 cm                       | 141,6                 |



Rys. 6. Wyniki symulacji przeprowadzone oprogramowaniem TeknoSim [3], przedstawiające zmienność temperatur dla warunków letnich w ciągu doby: 1 – temperatura zewnętrzna, 2 – temperatura powietrza w pomieszczeniu, 3 – temperatura efektywna, 4 – temperatura powietrza doprowadzonego z systemu wentylacyjnego

Analiza rys. 5., przedstawiającego bilans cieplny dla warunków letnich oraz rys. 6., obrazującego zmienność temperatur dla warunków letnich w pomieszczeniu sali konferencyjnej nr 2 jest analogiczna jak w przypadku sali konferencyjnej nr 1 (rys. 4. i 5.).

Na podstawie tab. 8. dobiera się belki i oblicza ich liczbę analogicznie jak w przypadku tab. 6.

#### 4. Podsumowanie

W opracowaniu porównano metodykę doboru stropów chłodzących w systemie klimatyzacji pomieszczeń metodą obliczeniową, przy maksymalnych obciążeniach cieplnych [2], z wykorzystaniem wykresów  $i-x$  powietrza wilgotnego i za pomocą oprogramowania TeknoSim [3]. W metodzie doboru belek Tectum oprogramowaniem TeknoSim omówiono zależności poszczególnych czynników wpływających na chłodzenie pomieszczeń i rozkład temperatury w ciągu dnia.

Obie metody prowadzą do właściwego, takiego samego doboru płyt chłodzących. Niewątpliwym atutem oprogramowania [3] jest prostota jego obsługi oraz możliwość wygenerowania na podstawie bilansu ciepła potrzebnej mocy chłodniczej do ochłodzenia pomieszczeń, tabeli wymiarowania belek oraz bilansu ciepła w formie graficznej. Atutem metody obliczeniowej z wykorzystaniem wykresów  $i-x$  powietrza wilgotnego [2] przy prowadzeniu obliczeń i doboru jest

możliwość dokładnej analizy procesów uzdatniania powietrza w centrali klimatyzacyjnej i doboru stropów chłodzących na podstawie katalogów firmy Lindab Climate.

### **Literatura**

1. Katalog płyt chłodzących Tectum firmy *Lindab Climate*.
2. Pisarev V., Kozubal S.: Klimatyzacja centralna ze stropami chłodzącymi, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, nr 241, Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z. 43, Rzeszów 2007, s. 57-65.
3. Oprogramowanie TeknoSim firmy *Lindab Climate* wspomagające obliczanie zysków ciepła w pomieszczeniu i dobór produktu chłodzącego (forma elektroniczna).
4. PN-76/B-03420: Wentylacja i klimatyzacja, parametry obliczeniowe powietrza zewnętrznego.
5. PN-78/B-03421: Wentylacja i klimatyzacja, parametry obliczeniowe powietrza wewnętrznego.

### **ENGINEERING SYSTEMS PASSIVE PLATES COOLERS METHOD CALCULATED AND WITH THE HELP OF SOFTWARE TEKNOSIM COMPANY'S LINDAB CLIMATE**

#### **Summary**

In this publication comparison two methods serve to selection plates coolers for conference room. First method is calculating selected plates coolers, which cooperation with air-conditioning system liability for removal moisture gain out room. In second method handling software-assisted calculating heat gain and choice right plates coolers.

*Złożono w Oficynie Wydawniczej we wrześniu 2010 r.*



Vyacheslav PISAREV

Sławomir RABCZAK

Politechnika Rzeszowska

## MOŻLIWOŚĆ POZYSKANIA ENERGII CIEPLNEJ Z SAMOCHODU OSOBOWEGO W GARAŻU

Kwestie zmniejszenia zużycia energii stanowią obecnie obszar, wokół którego skupia się większość prac badawczych i ich technicznych aplikacji. W pracy przedstawiono możliwości pozyskania energii z garażowanego samochodu osobowego, jej rozkład jakościowy i ilościowy oraz trudności w wykorzystaniu tego typu ciepła. Dokonano analizy wynikającej z transformacji odebranego ciepła na potrzeby przygotowania ciepłej wody w domu jednorodzinnym oraz technicznego aspektu wynikającego z konieczności jego magazynowania. Wykonano uproszczoną analizę czasu zwrotu kosztów, związaną z wykorzystaniem ciepła z zastosowaniem tego typu źródła energii.

### Oznaczenia

- $c$  – właściwa pojemność cieplna materiału akumulacyjnego [kJ/kg·K]  
 $c_w$  – właściwa pojemność cieplna wody [kJ/kg·K]  
 $E_p$  – zużycie energii z zewnątrz w ciągu roku eksploatacji [kWh]  
 $k_p$  – koszt jednostkowy energii elektrycznej [zł/kWh]  
 $m$  – masa materiału akumulującego ciepło w samochodzie [kg]  
 $m_{PCM}$  – masa materiału akumulującego PCM [kg]  
 $m_w$  – masa wody [kg]  
 $m_{wd}$  – dobowy masa c.w.u. dla 3-osobowej rodziny, 150 dm<sup>3</sup>  
 $N$  – moc grzewcza [kW]  
 $Q_c$  – roczna podaż energii [kWh/rok]  
 $Q_{cwu}$  – moc cieplna potrzebna do przygotowania c.w.u. [kWh]  
 $Q$  – ciepło [kJ, MJ]  
 $r_{PCM}$  – ciepło przemiany fazowej materiału PCM [kJ/kg]  
 $T_a$  – temperatura otoczenia [°C]  
 $T_{sav}$  – średnia temperatura silnika [°C]  
 $t_a$  – czas pracy instalacji w ciągu roku [dni]  
 $t$  – czas [h]  
 $\Delta T_w$  – stopień podgrzewania c.w.u., 45°C

## 1. Wprowadzenie

W ostatnich latach szczególną uwagę koncentruje się na problemie zmniejszenia zużycia energii przez budynek oraz na zastosowaniu technologii umożliwiającej wykorzystanie energii w sposób racjonalny i efektywny. Rozwój techniczny umożliwił wykorzystanie energii pochodzącej ze słońca, energii zgmagazynowanej w ziemi, wodzie i powietrzu. Transformację energii na potrzeby grzewcze, przygotowania c.w.u. oraz klimatyzacji umożliwił powszechny dostęp do technologii pomp ciepła. Ograniczenia tej technologii wynikają z silnego powiązania wydajności energetycznej ze zmianą temperatury dolnego źródła, z którego ciepło transformowane jest na wyższy poziom, umożliwiający jego fizyczny odbiór i wykorzystanie przez instalacje wewnętrzne budynku. W miarę obniżania się temperatury dolnego źródła maleją możliwości techniczne pozyskania energii, przez co moce cieplne urządzeń transformujących energię ulegają zmniejszeniu. Jest to obecnie jeden z najważniejszych aspektów transformacji energii pochodzącej ze źródeł odnawialnych. Z uwagi na nieustającą tendencję nie tyle do zmniejszenia konsumpcji energii, co do jej bardziej efektywnego wykorzystania poszukuje się miejsc w działalności ludzkiej generujących energię odpadową, nawet w przypadku znikomej jej ilości lub jakości. Przykładem takich rozwiązań jest częściowe wykorzystanie zysków ciepła pochodzących od ludzi, wyposażenia budynków oraz oświetlenia do podgrzewania powietrza wentylacyjnego na różnego typu wymiennikach ciepła, również wymiennikach transformujących energię na wyższy poziom, bardziej atrakcyjny energetycznie. Problemem w tym przypadku jest czasowy rozkład zysków ciepła. O ile konsumpcja energii występuje ciągle, o tyle możliwości przynajmniej częściowego jej zaspokojenia zyskami generowanymi przez użytkowników budynku są ograniczone w czasie.

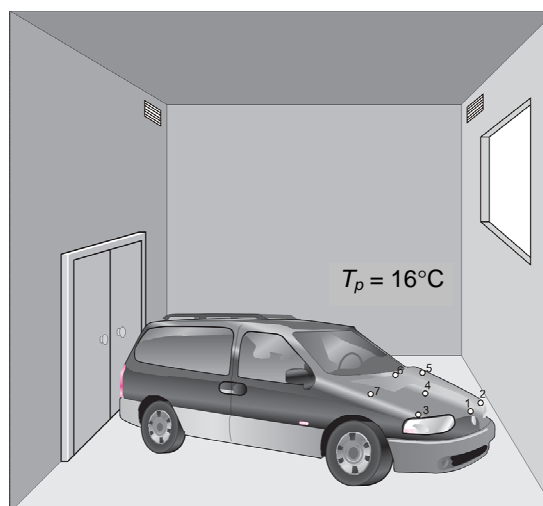
Sytuacja jest podobna, jeśli weźmie się pod uwagę rozkład generowanej ilości ciepła odpadowego pochodzącego od samochodu osobowego. Możliwości odzysku tego ciepła i jego transformacji do użytecznego poziomu przez instalację c.w.u., grzewczą lub klimatyzacyjną zaczynają się w momencie, w którym kończy się normalna praca silnika samochodowego. W czasie unieruchomienia pojazdu możliwe jest odebranie części ciepła zakumulowanego w masie rozgrzanych elementów pojazdu (najczęściej silnika i skrzyni biegów) oraz jego transformacja. Wstępną analizę takich możliwości oraz efekt energetyczny przedstawiono w dalszej części artykułu.

## 2. Podstawowe założenia

Możliwość wykorzystania ciepła pochodzącego z samochodu osobowego wiąże się przede wszystkim z czasem jego postoju w miejscu garażowania, w którym znajduje się instalacja umożliwiająca pozyskanie i transformację ciepła. Ponieważ użytkowanie pojazdu wiąże się z jego okresową eksploatacją,

w godzinach dziennych samochód jest najczęściej poza miejscem garażowania, nie ma więc możliwości pozyskania ciepła. Pojawia się ona dopiero w czasie, kiedy użytkownik wraca z pracy do domu i wyłącza silnik. Od tego momentu do godzin rannych (momentu wyjazdu) możliwe jest odbieranie ciepła z rozgrzanego silnika. Daje to w sumie od 8 do 14 godz., w których można wykorzystywać ciepło na potrzeby energetyczne budynku. Najważniejszą kwestią jest określenie czasu, w jakim silnik osiągnie temperaturę powietrza otaczającego, tj. czasu ostygnięcia masy silnika i skrzyni biegów. Będzie on decydował o tym, czy czas postoju pozwoli na osiągnięcie przez silnik temperatury otoczenia i czy możliwe będzie odebranie całości lub tylko części ciepła zmagazynowanego w rozgrzanej masie pojazdu. Gdyby czas potrzebny na ochłodzenie pojazdu okazał się krótszy od czasu garażowania, wówczas instalacja odbierająca ciepło z samochodu działałaby tylko przez krótki czas, co czyniłoby ją nieefektywną. Korzyści z tego płynące malałyby wraz ze skróconym okresem całkowitego wychłodzenia silnika pojazdu.

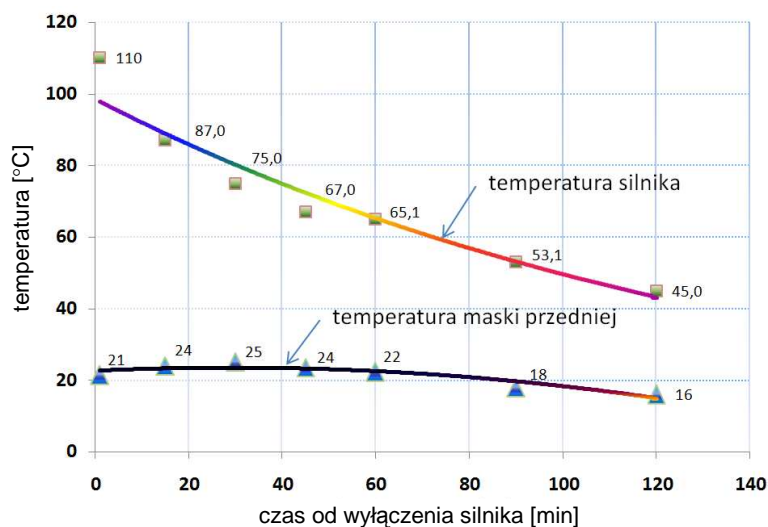
Analizie poddano samochód osobowy o masie silnika i skrzyni biegów ok. 200 kg. Pomiaru temperatury powierzchni maski pojazdu oraz temperatury samego silnika wykonywane były po ok. 1,5-godzinnej jeździe. Po zakończonej eksploatacji pojazd był parkowany w garażu wbudowanym, nieogrzewanym. W okresie wykonywania pomiarów temperatura zewnątrz wynosiła ok. 16°C. Wysokość temperatury wpływa na intensywność wymiany ciepła pomiędzy powietrzem a silnikiem. Należy zaznaczyć, że wraz ze spadkiem temperatury zewnętrznej czas potrzebny na schłodzenie silnika będzie krótszy, zmniejszy się więc okres, w którym można odbierać ciepło od samochodu. Wszystkie pomiary wykonano w określonych odstępach czasu, wynikających z szybkości obniżania się temperatury na powierzchni mierzonych elementów. Temperatura maski pojazdu była mierzona w punktach oznaczonych na rys. 1.



Rys. 1. Punkty pomiarowe temperatury zlokalizowane na masce samochodu (od 1 do 7)

Do dalszej analizy wyznaczone zostały wartości średnie temperatury na powierzchni maski w poszczególnych interwałach czasowych. Temperatura silnika została określona jako wartość uśredniona temperatury silnika i skrzyni biegów – elementów posiadających największą masę i możliwość akumulacji ciepła. Pomiary wykonano z wykorzystaniem pirometru LaserSight firmy Optris.

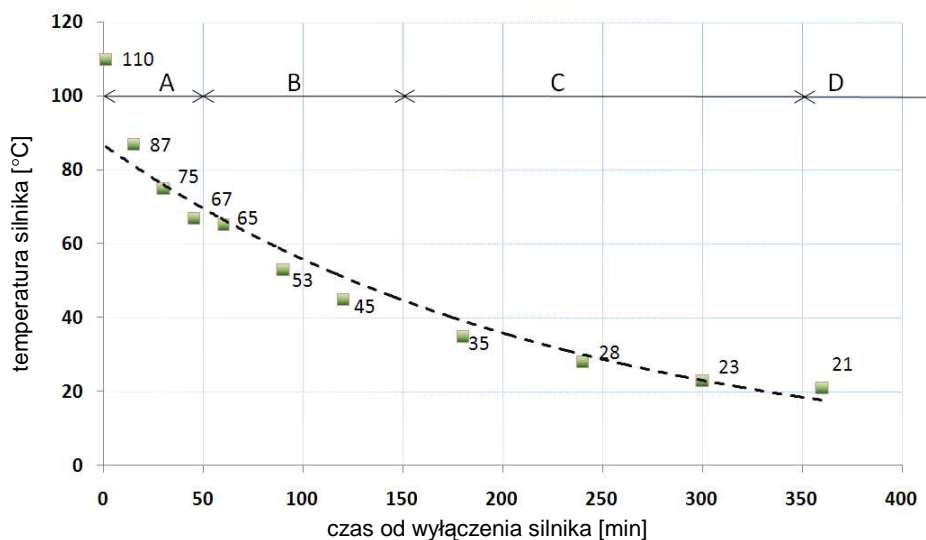
Przedstawione na rys. 2. wartości pomiarowe temperatury pozwalają stwierdzić, że jedynie silnik nadaje się jako źródło dodatkowego ciepła do dalszego wykorzystania. Temperatura maski osiąga swoje maksimum po pewnym czasie od wyłączenia silnika i wyłączenia chłodzenia wymuszonego silnika, następnie zaczyna się szybko obniżać do poziomu temperatury otoczenia. Maksymalna zarejestrowana temperatura 25°C po ok. 30 min garażowania nie pretenduje tego źródła ciepła do dalszych analiz. Temperatury te zmierzono w sytuacji bez odbioru ciepła od samochodu w czasie pomiaru.



Rys. 2. Rozkład temperatury mierzonej na powierzchni silnika i na masce samochodu

Z kolei temperatura silnika zaczyna początkowo szybko spadać, po czym następuje łagodne przejście w powolne ochładzanie. Aby określić dalsze zachowanie się temperatury silnika, wykonano pomiary w dłuższym okresie, co umożliwiło odpowiedź na pytanie, jak długo będzie się utrzymywać temperatura silnika powyżej temperatury otoczenia. Taka informacja pozwoliłaby na określenie ewentualnej mocy urządzeń niezbędnych do odebrania ciepła od pojazdu.

W przypadku pomiarów temperatury samego silnika w samochodzie osobowym o masie 200 kg okazało się, że w czasie 350 min od momentu wyłączenia silnika możliwe jest jeszcze odebranie ciepła (rys. 3.).



Rys. 3. Rozkład mierzonej temperatury silnika w czasie

Na podstawie analizy danych dotyczących szybkości obniżania się temperatury powierzchni silnika określono przewidywany czas, niezbędny do zrównania się z temperaturą powietrza wynoszącą 16°C na ok. 10 godz. Jest to czas, w którym samochód pozostaje w garażu, co umożliwi instalacji odebranie całości ciepła.

W celu przybliżonego określenia ilości ciepła zakumulowanego w czasie postoju pojazdu cały okres, w którym temperatura silnika dochodzi do temperatury otoczenia, podzielono na kilka przedziałów czasowych. W przedziałach tych wyznaczono średnią wartość temperatury silnika, co pozwoliło ustalić różnicę temperatur, o jaką teoretycznie możliwe będzie podniesienie temperatury powietrza z pomieszczenia trafiającego na pompę ciepła (rys. 3.). W tabeli 1. zestawiono różnice temperatur pomiędzy pomieszczeniem a średnią wartością temperatury silnika w rozpatrywanym przedziale.

Tabela 1. Wartość różnicy temperatur pomiędzy pomieszczeniem i średnią temperaturą silnika w analizowanym obszarze

| Obszar | $T_{sav}$ [°C] | $T_a$ [°C] | $\Delta T$ [°C] | $t$ [h] |
|--------|----------------|------------|-----------------|---------|
| A      | 72             | 16         | 56              | 0,8     |
| B      | 50             | 16         | 34              | 1,7     |
| C      | 31             | 16         | 15              | 3,3     |
| D      | 18             | 16         | 2               | 4,2     |

Zakładając masę silnika pojazdu  $m$  oraz średnią pojemność cieplną  $c = 0,5$  kJ/kg · K, można określić ilość ciepła oraz moc grzewczą możliwą do uzyskania

przy teoretycznie 100% sprawności zachodzącego procesu odbioru ciepła z pojazdu samochodowego. W praktyce sprawność odbioru ciepła należałoby przyjmując szacunkowo w granicach od 0,5 do 0,75, w zależności od bliskości ssawek odciągających ciepłe powietrze od źródła ciepła:

$$Q = m \cdot c \cdot \Delta T \quad (1)$$

$$N = Q / \Delta t \quad (2)$$

Dla danych założeń zależności (1), (2) przyjmują postać:

$$Q = 200 \cdot 0,5 \cdot \Delta T = 100 \cdot \Delta T \text{ [kJ]} \quad (3)$$

$$N = 100 \cdot \Delta T / (3600 \cdot \Delta t) \text{ [kW]} \quad (4)$$

Na tej podstawie określono ilość ciepła możliwą do pozyskania w poszczególnych przedziałach czasowych (tab. 2.).

Tabela 2. Liczba i moc urządzeń niezbędne do przejścia ciepła ( $m = 200 \text{ kg}$ )

| Czas [min] | Obszar | $Q$ [kJ] | $N$ [kW] |
|------------|--------|----------|----------|
| 50         | A      | 5 587    | 1,86     |
| 100        | B      | 3 415    | 0,57     |
| 200        | C      | 1 526    | 0,13     |
| 50         | D      | 186      | 0,01     |
|            | Suma   | 10 740   |          |

Obszar D, o najniższej temperaturze średniej na powierzchni silnika, posiada względnie małą ilość ciepła zakumulowanego w całej masie samochodu (ok. 1,7%), stąd może być on pominięty w dalszej części rozważań. Do wykorzystania pozostaje zatem ciągle ok. 10,53 MJ ciepła w czasie ok. 6 godz.

Taka ilość ciepła może posłużyć do ogrzania ciepłej wody użytkowej w ilości (przy założeniu podgrzania wody od 10 do 55°C, tj.  $\Delta T_w = 45^\circ\text{C}$ ):

$$m_w = \Sigma Q / (c_w \cdot \Delta T_w) = 10,53 \cdot 10^3 / (4,19 \cdot 45) = 55,8 \text{ kg H}_2\text{O} \quad (5)$$

gdzie  $\Delta T_w$  – różnica temperatur pomiędzy c.w.u. i wodą zimną [ $^\circ\text{C}$ ].

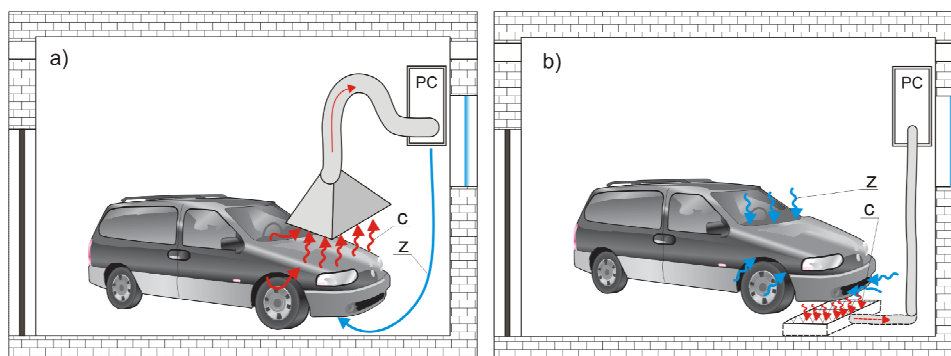
Jest to ilość ciepłej wody użytkowej, jaką można przygotować w ciągu 6 godz. pracy instalacji. Pokrywa ona zapotrzebowanie ciepłej wody dla ok. 2 osób w budynku mieszkalnym energooszczędnym w ciągu doby jego użytkowania [1]. Należy pamiętać o harmonogramie pracy instalacji, tj. woda może być przygotowywana w okresie nocnym, kiedy samochód jest garażowany po jego

wcześniejszym użytkowaniu. W okresach dłuższego postoju samochodu nie ma możliwości odzyskania wystarczającej porcji energii do przygotowania wody w tak krótkim czasie przez urządzenie, którego moc nie przekracza 2 kW. Ponieważ ilość ciepła jest funkcją temperatury powietrza, które chłodzi silnik, można określić procentowy stopień wzrostu ilości produkowanego ciepła w zależności od zmieniającej się temperatury powietrza w otoczeniu samochodu. Garaż jest na ogół nieogrzewany, stąd istnieje zależność pomiędzy temperaturą zewnętrzną i temperaturą panującą w pomieszczeniu. Temperatura w pomieszczeniu zależy przede wszystkim od strat ciepła przez przenikanie i od wielkości strumienia powietrza wentylacyjnego czy temperatury zewnętrznej. Dlatego największą moc osiągnie urządzenie pracujące przy niskich temperaturach powietrza otaczającego samochód, kosztem zmniejszenia czasu niezbędnego na schłodzenie silnika do temperatury otoczenia.

Ilość odebranego ciepła będzie zależeć od przyjętego strumienia powietrza wentylacyjnego oraz jego kierunku przepływu. Zaproponowano kilka rozwiązań mających na celu pozyskanie ciepła pochodzącego od silnika za pomocą powietrza pobieranego od samochodu z pomieszczenia garażu (rys. 4.). Powietrze po ogrzaniu się będzie przekazywać ciepło do parownika pompy ciepła typu powietrze–woda, a następnie po ochłodzeniu w parowniku pompy ciepła będzie doprowadzone do nawiewu w pobliżu źródła ciepła. Obecnie na rynku znajduje się wiele rozwiązań umożliwiających odzyskiwanie ciepła, najczęściej na potrzeby przygotowania c.w.u., z wykorzystaniem jako źródła dolnego powietrza zewnętrznego. Rozwiązania takie mają ograniczenia w stosowaniu, polegające na konieczności odszraniania parownika przy niskich temperaturach powietrza zewnętrznego. W praktyce poniżej temperatury  $-5^{\circ}\text{C}$  może dochodzić do wykraplania wilgoci z powietrza i szronienia wymiennika. Aby pompa ciepła mogła kontynuować swoje działanie, stosuje się grzałki elektryczne do usuwania szronu z parownika, co z jednej strony umożliwi ich pracę przy temperaturach dochodzących do  $-15^{\circ}\text{C}$ , z drugiej zaś strony stosowanie grzałek obniża opłacalność takiego rozwiązania poprzez zmniejszenie współczynnika wydajności grzejnej COP. Zastosowanie pompy ciepła powietrze–woda do pobierania ciepła nie z powietrza, lecz z pomieszczenia garażu ogrzewanego przez ciepłe elementy konstrukcyjne samochodu wydłuży okres, w którym możliwe jest pozyskiwanie ciepła z powietrza. Dalej przedstawiono kilka możliwych wariantów takiego rozwiązania.

Ponieważ nie zostały przeprowadzone badania modelowe, należy jedynie przypuszczać, że większą skuteczność będzie miał system, który odbiera ciepło bliżej silnika. Oznacza to, że taki system będzie wymagał dodatkowych kosztów związanych z wykonaniem kanału oraz komory z kratką stalową w posadzce garażu. Cała konstrukcja biegnąca w posadzce powinna być dobrze izolowana termicznie przed stratami ciepła. Najprostsze rozwiązanie, wymagające jedynie wykonania okapu i podłączenia go przewodem elastycznym izolowanym do wlotu, ma parownik pompy ciepła. Będzie on posiadał mniejszą sprawność,

z uwagi na pobieranie ciepła ze strony silnika, która jest stosunkowo silnie osłonięta i zaizolowana, tj. od strony maski samochodu.



Rys. 4. Przykładowe rozwiązania odbioru ciepła od masy silnika: a) poprzez okap nad maską silnika, b) poprzez kratkę w podłodze pod silnikiem; z – powietrze zimne, c – powietrze ogrzane

Rozwiązania tego typu posiadają pewną wadę, która decyduje o efektywnej pracy układu pompy ciepła. W miarę upływu czasu od momentu wyłączenia silnika następuje redukcja temperatury wpływającej na parownik. Pociąga to za sobą konieczność obniżenia temperatury odparowania czynnika, a co za tym idzie, zmniejsza się współczynnik wydajności energetycznej COP. Dla obiegów idealnych wartość COP określa zależność pomiędzy temperaturą dolnego i górnego źródła ciepła:

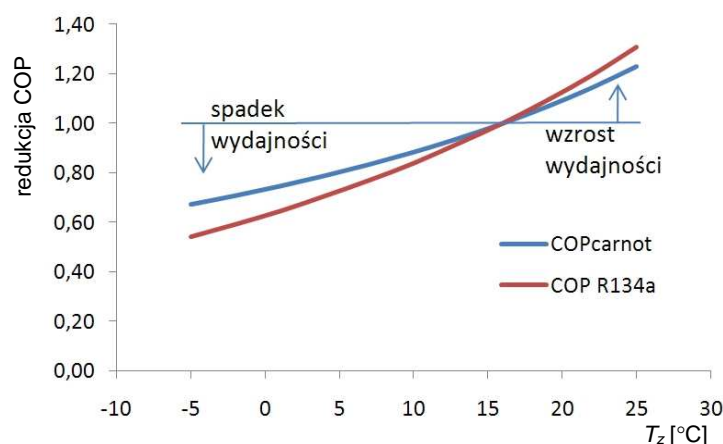
$$\text{COP} = \frac{T_e}{T_c - T_e} = \frac{Q_c}{N_{sp}} \quad (6)$$

Typowe pompy ciepła powietrze–woda stosowane na rynku umożliwiają wytworzenie wody grzewczej na poziomie od 50 do 60°C, przy jednoczesnym utrzymaniu temperatury powietrza na wlocie na parownik min. –5°C. Aby proces wymiany ciepła mógł przebiegać bezproblemowo, należy założyć różnicę temperatur pomiędzy parownikiem i powietrzem go omywającym ok. 7 K [2]. Na rysunku 5. przedstawiono zmiany wydajności grzewczej pompy ciepła w zależności od temperatury powietrza wpływającego na parownik dla przypadku idealnego oraz dla czynnika chłodniczego R134a. Czynnik ten jest często stosowany w pompach ciepła typu powietrze–woda.

Ponieważ w trakcie pomiarów występowała temperatura powietrza wewnętrznego garażu na poziomie ok. 16°C, dlatego zmiany na rys. 5. przedstawiono względem tej temperatury. Jednocześnie można dostrzec poważny minus rozwiązania bazującego na pompie ciepła powietrze–woda, tj. bardzo duży spadek wydajności przy niskich temperaturach powietrza kierowanego na parownik:



ponad 45% przy  $-5^{\circ}\text{C}$ . Pompa ciepła do przygotowania c.w.u. na ogół pracuje przy temperaturze powietrza zewnętrznego w granicach od  $6$  do  $35^{\circ}\text{C}$  i umożliwia podgrzanie wody do temperatury  $55^{\circ}\text{C}$ .



Rys. 5. Zmiana wydajności grzewczej pompy ciepła w zależności od temperatury powietrza zewnętrznego dla obiegu idealnego oraz rzeczywistego z czynnikiem R134a

Innego rodzaju rozwiązaniem, niewrażliwym na wahania temperatury powietrza wpływającego na parownik jest instalacja z akumulatorem ciepła w postaci odpowiednio dobranego materiału PCM. Materiał PCM (ang. *chase change material* – materiał zmieniający stan skupienia) pozwala na akumulację ciepła przy zmieniającej się temperaturze powietrza odpływającego z rozgrzanego silnika, najczęściej w postaci ciepła odparowania. Materiał, pobierając ciepło od powietrza cyrkulującego przez akumulator, pobiera ciepło potrzebne do odparowania. Ciepło jest przetrzymywane w akumulatorze w stałej temperaturze, można je odebrać za pomocą pompy ciepła typu glikol–woda, na potrzeby np. przygotowania ciepłej wody (rys. 6.).

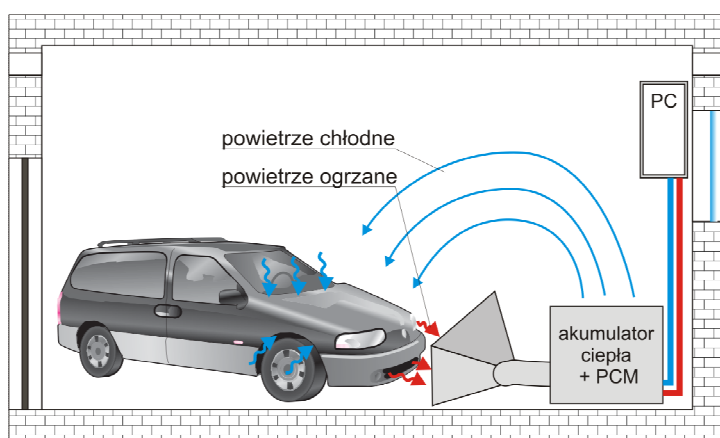
W rozwiązaniu tym pompa ciepła odbiera ciepło zakumulowane w zasobniku za pomocą ogólnie dostępnej mieszaniny wody i glikolu (np. Ergolid Eko), natomiast wentylator znajdujący się w akumulatorze odbiera ciepło za pomocą powietrza cyrkulacyjnego czerpanego przez ssawkę zlokalizowaną w przedniej części samochodu przy osłonie chłodnicy.

Przy założeniu najniższej temperatury powietrza trafiającego do akumulatora na poziomie ok.  $5^{\circ}\text{C}$  możliwe jest określenie typu materiału PCM. Temperaturę materiału akumulacyjnego przyjmuje się ok.  $4\text{ K}$  poniżej temperatury źródła ciepła. Dla tak określonych wielkości temperatur można przyjąć materiał PCM pod nazwą handlową A4, posiadający temperaturę zmiany fazy (ciało stałe/ciecz) na poziomie  $4^{\circ}\text{C}$  oraz ciepło przemiany wynoszące  $227\text{ kJ/kg}$  [3]. Po-

zwala to na pracę pompy ze stałą temperaturą dolnego źródła na poziomie ok. 0°C. Ponieważ materiał ma zakumulować ciepło w ilości ok. 10,5 MJ w okresie ładowania wynoszącym 6 godz., to można określić masę materiału na poziomie:

$$m_{\text{PCM}} = Q / r_{\text{PCM}} \quad (7)$$

Ilość materiału niezbędnego do zakumulowania ciepła wyniesie 46,4 kg. Należy przyjąć wartość większą, wynikającą z możliwości pozyskania ciepła na przygotowanie c.w.u. tylko z powietrza zewnętrznego, co oznacza masę materiału akumulacyjnego na poziomie ok. 125 kg (przygotowanie c.w.u. dla 3 osób przez ciepło przemiany fazowej). Pozwoli to również na zakumulowanie ciepła pochodzącego z powietrza otaczającego akumulator w sytuacji, kiedy jego temperatura wzrośnie powyżej temperatury przemiany fazowej materiału PCM, tj. powyżej 4°C.

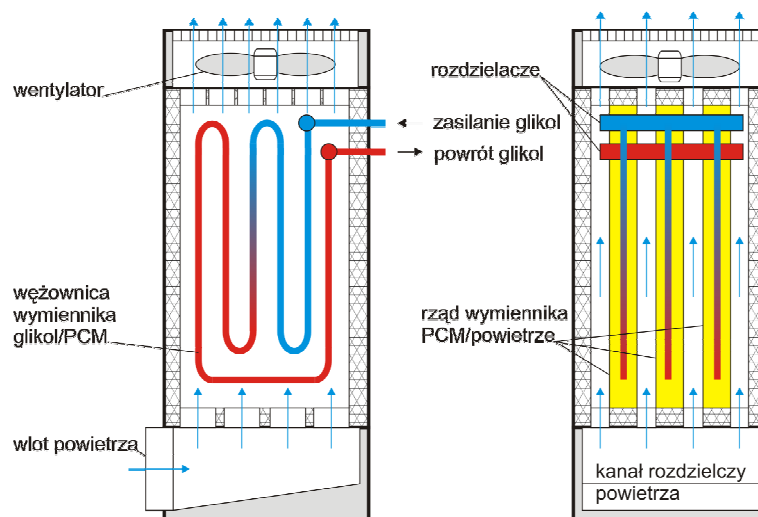


Rys. 6. Przykładowe rozwiązania odbioru ciepła od samochodu z wykorzystaniem akumulatora ciepła z materiałem PCM i pompy ciepła glikol-woda

Akumulator ciepła z materiałem PCM powinien mieć konstrukcję umożliwiającą pobór ciepła z powietrza, natomiast pompa ciepła powinna zapewnić odbiór ciepła z akumulatora za pomocą solanki, co zapobiegnie zamrożeniu czynnika pośredniczącego w przewodach w czasie niskich temperatur (rys. 7.).

Powietrze przepływa ze ssawki do kanału rozdzielczego, gdzie następuje podział na poszczególne przestrzenie pomiędzy rzędami wymiennika z materiałem PCM. Materiał ten jest zamknięty w szczelnych przewodach, w ich środku umieszczona jest węzownica odbierająca ciepło od materiału PCM za pomocą czynnika pośredniczącego w przekazywaniu ciepła do parownika pompy ciepła. Celem zwiększenia sprawności wymiany ciepła należy zwiększyć powierzchnię

wymiany ciepła, np. poprzez lamelowanie przewodów, w których zamknięty jest materiał PCM. Niemniej jednak sprawność tego typu akumulatora należy szacować w granicach 70÷75%. Jest to mniejsza sprawność w porównaniu z systemem odbioru ciepła przez pompę ciepła typu powietrze–woda, w której może ona dochodzić do 90%. Należałoby ostatecznie uwzględnić wpływ ssawek lub okapów na pozyskiwanie ciepła z samochodu. Należy przypuszczać, że sprawność elementów czerpiących powietrze z ciepłem pochodzącym z samochodu jest najmniejsza i może osiągać wartości rzędu 50÷60%, co znacznie obniża sprawność całkowitą systemu zarówno bez akumulatora, jak i z akumulatorem.

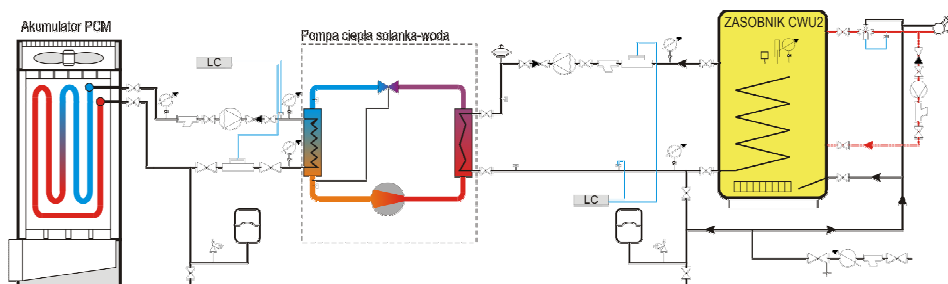


Rys. 7. Przykładowe rozwiązania akumulatora ciepła z materiałem PCM

Przykładowe rozwiązanie instalacji z zastosowaniem akumulatora z materiałem PCM ładowanym za pomocą powietrza cyrkulacyjnego przedstawiono na rys. 8. Dzięki rozwiązaniu instalacji z akumulatorem pompa ciepła pracuje w sytuacji, kiedy wymiennik z PCM został naładowany. Pompa ciepła pracując, ma do dyspozycji całość energii zmagazynowanej w ciągu 6 godz. ładowania, w związku z czym można zastosować pompę o wyższej wydajności, aby podgrzać c.w.u. w zasobniku wodnym w dużo krótszym czasie.

Przy czasie rozładowywania akumulatora wynoszącym 1 godz. niezbędna jest moc pompy ciepła na poziomie 10,5 kW lub w przypadku 4 godz. moc pompy spadnie do 2,6 kW.

Zakładając, że akumulator będzie ładowany od godz. 20 przez 6 godz., następne godziny nocne pomiędzy 2 a 6 rano można przeznaczyć na rozładowywanie akumulatora i podgrzewanie zasobnika c.w.u. Oznacza to, że w czasie 4 godz. wystarczająca jest moc pompy ciepła na poziomie 3 kW.



Rys. 8. Przykładowe rozwiązania instalacji przygotowania c.w.u. przy współpracy akumulatora PCM oraz pompy ciepła glikol-woda

### 3. Opłacalność rozwiązania

Koszty eksploatacji tradycyjnych systemów energetycznych, służących do przygotowania ciepłej wody użytkowej stale rosną. Powodem jest przede wszystkim wzrost cen nośników energii. Jednocześnie zwiększa się atrakcyjność pozyskiwania energii ze źródeł odnawialnych. Warto się zastanowić, czy inwestowanie w budowę instalacji wykorzystujących energię pochodzącą ze źródeł odnawialnych jest opłacalne. W tym celu przedstawiono uproszczoną metodę oceny efektywności takiej inwestycji. Pozwala ona określić czas zwrotu nakładów inwestycyjnych poniesionych na budowę instalacji zarówno w wersji bez akumulatora, jak i z akumulatorem ciepła. Obliczanie kosztu jednostkowego energii  $K_j$  uzyskanej z instalacji jest następujące:

$$K_j = \frac{E_p k_p}{Q_c} \quad (8)$$

Koszt jednostkowy energii elektrycznej  $k_p$  przyjęto na poziomie 0,4789 zł/kWh. Można w przybliżeniu przyjąć, że roczne zużycie energii z zewnątrz  $E_p$  wynika z napędu pompy ciepła i pomp obiegowych i jest iloczynem mocy nominalnej silnika i czasu jej użytkowania w ciągu roku. Zakładając pracę pompy ciepła przy temperaturze wyższej od 0°C, można przyjąć czas pracy na poziomie ok. 4 godz. dziennie przez 200 dni w roku. W tabeli 3. zestawiono roczne zużycie energii dla dwóch wariantów instalacji.

Roczna podaż energii  $Q_c$  z pompy ciepła jest następująca:

$$Q_c = Q_{c.w.u.} t_a \quad (9)$$

Czas korzystania z c.w.u. w ciągu roku  $t_a$  przyjęto na poziomie 365 dni:

$$Q_{c.w.u.} = m_{wd} c_w \Delta T_w \quad [\text{kWh}] \quad (10)$$

$$Q_{c.w.u.} = 7,86 \text{ kWh},$$

$$Q_c = 2\,867 \text{ kWh/rok.}$$

Tabela 3. Roczne zużycie energii przez system

| Urządzenie                     | Czas pracy [h] | Moc urządzenia [kW] | $E_p$ [kWh] |
|--------------------------------|----------------|---------------------|-------------|
| układ bez akumulatora          |                |                     |             |
| Pompa ładująca zasobnik c.w.u. | 800            | 0,30                | 240         |
| Sprężarka pompy ciepła         | 800            | 0,67                | 533         |
| Wentylator pompy ciepła        | 800            | 0,35                | 280         |
| Suma                           | -              | -                   | <b>1053</b> |
| układ z akumulatorem           |                |                     |             |
| Pompa ładująca zasobnik c.w.u. | 800            | 0,30                | 240         |
| Sprężarka pompy ciepła         | 800            | 0,67                | 533         |
| Pompa glikolowa                | 800            | 0,40                | 320         |
| Wentylator akumulatora         | 1200           | 0,60                | 720         |
| Suma                           | -              | -                   | <b>1813</b> |

Koszty modernizacji instalacji wyniosą ok. 3000 zł w przypadku pompy ciepła powietrze–woda oraz ok. 7500 zł w przypadku instalacji z akumulatorem. Stąd  $K_j$  dla instalacji bez akumulatora i z nim wyniesie odpowiednio 0,176 i 0,303 zł/kWh.

Zmniejszenie kosztów ciepła na podgrzanie c.w.u. za 1 kWh w stosunku do energii elektrycznej wyraża wzór:

$$O = k_p - K_j \text{ [zł/kWh]} \quad (11)$$

Dla systemu bez akumulacji i z akumulacją ciepła wartości  $O$  wynoszą odpowiednio 0,303 oraz 0,176 zł/kWh.

Ilość pieniędzy zaoszczędzonych przez użytkownika w wyniku eksploatacji systemu w ciągu roku to:

$$\Delta K = O \cdot Q_c \text{ [zł/kWh]} \quad (12)$$

Dla systemu bez akumulacji i z akumulacją ciepła wartości  $\Delta K$  wynoszą odpowiednio 869 oraz 506 zł/rok (za ogrzewanie elektryczne należałoby zapłacić 1373 zł/rok).

Prosty okres zwrotu nakładów SPBT poniesionych na budowę instalacji wyraża wzór:

$$\text{SPBT} = \frac{I_o}{\Delta K} \quad (13)$$

Dla systemu bez akumulacji i z akumulacją ciepła prosty czas zwrotu kosztów SPBT wyniesie odpowiednio 3,5 i 14,9 roku.

#### 4. Podsumowanie

Spośród wielu rozwiązań mających na celu zmniejszenie rocznych kosztów eksploatacyjnych budynku zaproponowane rozwiązanie jest stosunkowo nowatorskim podejściem do kwestii wyboru źródła ciepła dolnego dla pompy ciepła. Ilość ciepła pochodzącego z samochodu osobowego kształtuje się na poziomie ok. 10,5 kWh dziennie. Możliwość pozyskania takiej ilości energii i jej dalsze wykorzystanie na potrzeby przygotowania c.w.u. wydają się racjonalne. W zależności od zastosowanego rozwiązania instalacji pozyskującej ciepło z silnika samochodu osobowego garażowanego realnie staje się pozyskanie od 50 do 75% ciepła dla odbiorcy końcowego. Pozwala to na zmniejszenie jednostkowych kosztów energii na przygotowanie c.w.u. do poziomu minimalnie  $(100 + 50\%) \cdot 0,303 = 0,45$  zł/kWh. Jest to rozwiązanie atrakcyjne, niemniej porównywalne z energią elektryczną (0,47 zł/kWh). Prosta analiza, bez uwzględnienia amortyzacji wykazała, że czas zwrotu nakładów poniesionych na instalację może wynosić maksymalnie do 15 lat przy rozwiązaniu z akumulatorem, przy założeniu 3 osób w rodzinie. Czas zwrotu kosztów przy najdroższym rozwiązaniu może się skrócić do 5 lat przy rodzinie 5-osobowej.

#### Literatura

1. Kisielewicz T.: Wpływ izolacyjnych, dynamicznych i spektralnych właściwości przegród na bilans cieplny budynków energooszczędnych, Wydawn. Politechniki Krakowskiej, Kraków 2008.
2. Rubik M.: Pompy ciepła. Poradnik, Wydawn. INSTAL, Warszawa 1999.
3. Mehling H., Cabeza L.F.: Heat and cold storage with PCM, Springer, Heidelberg 2008.

#### UTILIZATION OF HEAT ENERGY GAIN FROM CAR IN GARAGE

##### Summary

Analysis of taken heat and its transformation to hot water in semidetached house has been presented in this work. The technical problem of that heat storage has also taken into consideration. Some interesting practical possibility of application of heat from garaged car has discussed and as well as simple payback time (SPBT) for selected installation.

*Złożono w Oficynie Wydawniczej we wrześniu 2010 r.*

Michał PROKSA  
Politechnika Rzeszowska

## PODZIEMNA TRASA TURYSTYCZNA W RZESZOWIE – ASPEKTY ARCHITEKTONICZNE I KONSERWATORSKIE

Artykuł jest próbą podsumowania działalności budowlanej, remontowej i konserwatorskiej związanej z udostępnieniem Podziemnej Trasy Turystycznej pod Rynkiem Rzeszowa. Składa się ona z 25 piwnic i 15 korytarzy o długości 369 m, które zalegają na dwóch poziomach. Górne piwnice były starsze – powstały podczas budowy kamienic, młodsze zaś wydrążone w lessie (do 10÷12 m głębokości od dzisiejszego poziomu płyty rynkowej) miały pełnić nie tylko funkcję schronu dla ludności w czasach wojen, ale też funkcję magazynową. Przeprowadzone studia terenowe i gabinetowe sugerują istnienie trzeciego poziomu piwnic, które miały funkcję magazynów ukrywających towary przed ocleniem. Przeprowadzone badania i prace konserwatorskie mogą doprowadzić do udostępnienia dalszych odcinków piwnic.

Celem artykułu jest próba podsumowania działalności budowlanej, remontowej i konserwatorskiej związanej z udostępnieniem dla zwiedzających Podziemnej Trasy Turystycznej (PTT) w Rzeszowie. Przebiega ona pod płytą Rynku i łączy wszystkie jego pierzeje. Poszczególnym piwnicom i korytarzom nadano nazwy związane z dziejami miasta i funkcjami, jakie pełniły. Można w nich znaleźć relikty murów średniowiecznych i nowożytnych, ślady pożarów, rucho- me zabytki kultury, np. żelazne kraty, zawiasy, kafle. Atrakcyjność piwnic jest uzupełniona (i rozszerzana) wystawą historyczną z licznymi fotografiami. Podziemna Trasa Turystyczna składa się z 25 piwnic i 15 korytarzy o długości 369 m, z tzw. Korytarzem Herbowym, w którym umieszczono herby ziem, województw i rodziny szlachty czerwonoruskiej.

Rynkowe kamienice rzeszowskie zaopatrzone były przeważnie w dwa poziomy piwnic: górne kamiennie-ceglane sklepienie były kolebką, dolne – wydrążone w lessie. Górne piwnice są starsze i związane z akcją inwestycyjną domów kupieckich, a dolne młodsze, sięgające do głębokości 10÷12 m, przebiegają nie tylko pod kamienicami, ale też pod podwórkami i Rynkiem, tworząc nieregularny układ komorowo-korytarzowy, w którym można znaleźć również trzecią kondygnację. Dolne piwnice pełniły zapewne funkcje schronów dla ludności, ale też magazynów towarów, które chciano „uchronić” przed ocleniem. Górne piwnice, oprócz funkcji magazynowych, pełniły rolę tzw. „sklepów ziemnych”,

które funkcjonowały jeszcze (choć w niewielkiej skali) po II wojnie światowej. Piwnice ze względów statycznych i nieszczelnych sieci kanalizacyjno-wodnych zaczęły się zapadać, co groziło zawaleniem się budynków, dlatego większość z nich została zasypana. Te procesy, nasilone głównie po II wojnie światowej, były przyczyną tworzących się zapadlisk, a nawet katastrof budowlanych.

Pierwsze prace zabezpieczające prowadzono już w latach 60. XX wieku pod kierownictwem prof. Feliksa Zalewskiego z krakowskiej AGH, wtedy zasypano piwnice w południowej i wschodniej części Rynku oraz w rejonie ul. Mickiewicza. Od 1977 roku trwał drugi etap prac o kompleksowym i interdyscyplinarnym charakterze zmierzającym nie tylko do zabezpieczenia budynków, ale też do podjęcia studiów terenowych. Objęto nimi pierzeję południową (kamienicę nr 11 i 12), wschodnią (nr 13 i 14) oraz płytę rynkową w kierunku pierzei północnej (kamienica nr 19), zapewne z najstarszą zachowaną zabudową przyrynkową. Być może w tym ostatnim przypadku ma się do czynienia z reliktnymi budynkami o niewyjaśnionej jeszcze funkcji, a elementy kamieniarki (sklepienie ceglano i kamienne, ostrołukowe otwory drzwiowe, okna sklepienie oślim grzbietem) świadczą o starej genezie. Odkryte piwnice otrzymały nazwy (Miodowa, Ratuszowa, Rzeszowskich, Ligęzy, Strzeleckiego itp.) i tworzą PTT, która zapewne będzie rozbudowywana w miarę udostępniania oraz rozbezpieczania nowych komór i korytarzy.

Rzeszów został lokowany przez Jana Pakosławica ze Stróżysk, który otrzymał od Kazimierza Wielkiego rozległe tereny w rejonie Rzeszowa za pomoc dyplomatyczną i wojskową w przyłączaniu ziem ruskich do Korony po 1340 r. Usytuowano go na wzniesieniu otoczonym od północy i zachodu bagnami, od wschodu i południa doliną Wisłoka (obecnie Stare Miasto). Wcześniejsza osada ruska, pochodząca zapewne z XIII w., ulokowana na gruntach dzisiejszej dzielnicy Staromieście, utraciła wtedy swe znaczenie, pełniąc jedynie funkcje rolniczego zaplecza Rzeszowa [1]. Miasto początkowo zajmowało wąską wierzchołkową sięgającą od dzisiejszego Placu Farnego na zachodzie po Plac Cichociemnych na wschodzie, od południa i północy ograniczoną dolinami Wisłoka i Mikołki (dziś skanalizowana płynie pod powierzchnią ulicy Kopernika i Placem Ofiar Getta). Jego centrum stanowił nieduży rynek, a na krawędziach stały kościół parafialny i siedziba wójta, po której pozostała nazwa Grodzisko.

O pierwotnych umocnieniach wiadomo niewiele, dopiero z czasów Spytka Ligęzy pochodzą informacje o obwarowaniach drewniano-ziemnych i trzech bramach: Wodnej (od wschodu), Dębowej (od zachodu) i Murowanej (od północy) [2]. W 1354 roku miasto otrzymało prawo magdeburskie, które do Rzeszowskich potomków Jana należało do 1583 roku, gdy z ręką Zofii z Rzeszowskich przeszło w dom Ligezów. W okresie władania Ligezów i kolejnych właścicieli Lubomirskich miasto intensywnie się rozwijało, bogacili się mieszczaństwo, zakładano nowe cechy i fundowano liczne budowle, również municypalne. Zbudowano klasztor bernardynów (1624+1629), kolegium pijarów (1658) i zamek (jeszcze za Rzeszowskich, później rozbudowany).



Centrum najstarszej części miasta stanowi Rynek o narysie nieregularnego czworoboku o długości ok. 100 m i szerokości 50 m w pierzei wschodniej i 70 m od zachodu. Dzisiejszy kształt Rynku różni się od pierwotnego i jest pozbawiony pierzei zachodniej. Zabudowę tworzą jedno- lub dwupiętrowe budynki powstałe w XV÷XX w. (część zabudowy pierzei północnej powstała u schyłku XX w.). Pierwotne domy mieszczańskie były drewniane (z murowanymi piwnicami). Po wielkim pożarze w 1842 r. zostały odbudowane, a ukształtowanie ich brył i elewacji nastąpiło na przełomie XIX i XX w. W podziemiach przetrwały relikty starszej zabudowy, a zróżnicowanie układów przestrzennych jest dość wyraźnie zaznaczone. Posiadają one najczęściej układ trójtraktowy z długimi i wąskimi sieniami z klatkami schodowymi doświetlanymi od góry, a wielkością podkreślają status społeczny i zasobność właścicieli. Domy w pierzei północnej należały do bogatych kupców, rzemieślników i posiadały dwu- lub nawet trzy-piętrowe piwnice. Niezależnie od piwnic znajdowały się tam lochy i murowane kamienne korytarze sklepione kolebką, pełniące zapewne funkcje komunikacyjne.

Najokazalszą budowlą jest ratusz zbudowany przed 1591 r. [3] z inicjatywy Mikołaja Spytka Ligęzy na fundamentach wcześniejszej budowli: w podziemiach ratusza odkryto relikty starych murów i sklepień oraz piwnice biegnące w głąb ulicy Słowackiego. W XVIII wieku ratusz został przebudowany w stylu klasycystycznym, a kolejne przebudowy podjęto w latach 1867 i 1884. Gruntowny remont powiązany z nadbudową i nadaniem bryle nowej formy został przeprowadzony w latach 1897÷1898. Nadbudowano drugie piętro, wykonano reprezentacyjną klatkę schodową z dwiema wieńczącymi wieżyczkami, przedłużono budynek w kierunku wschodnim o część wspartą na arkadach z dużą salą obrad na piętrze. W ten sposób ratusz otrzymał wystrój neogotycki ze szczytem ozdobionym zegarem z umieszczonym nad nim orłem wykonanym z pozłacanej blachy miedzianej. Ostatni remont przywracający wygląd z końca XIX w. przeprowadzono w 1996 r.

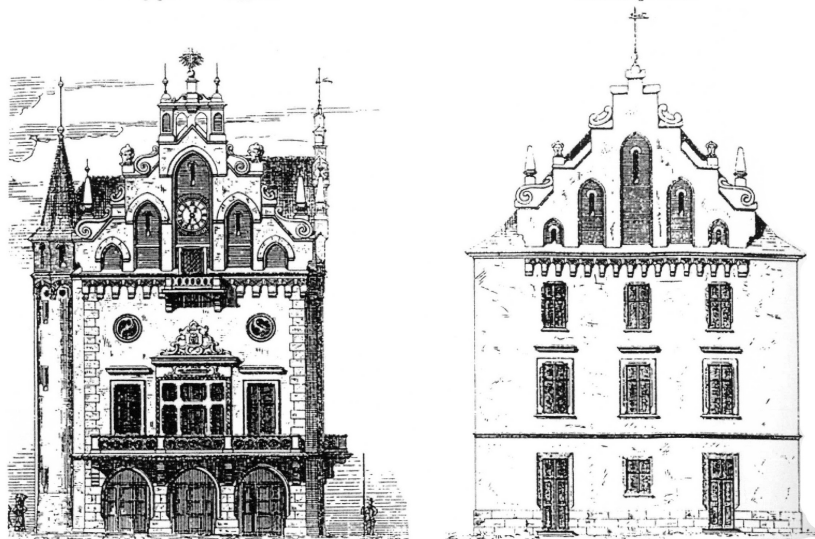
Koncepcję przebiegu Podziemnej Trasy Turystycznej próbowano opracować już w 1995 r. [4], ale ograniczono się jedynie do ogólnych wniosków wykorzystujących informacje z nadzorów archeologicznych i innych prac ziemnych. Sugerowano opracowanie założeń konstrukcyjnych i wykonawczych dla udrożnienia i eksploatacji proponowanego ciągu turystycznego. Aby można było zachować stabilność lessowego podłoża budowlanego, które wykształcone jest w postaci glin pylastych i pyłów, konieczne jest niedopuszczenie do podziemnej infiltracji wody. Infiltrująca w podłoże woda może bowiem spowodować nagłą utratę stabilności podłoża i doprowadzić do katastrofy. Dlatego też trzeba było szczególnie zadbać o właściwe wykonanie i utrzymanie instalacji odprowadzających wodę opadową, a w zakresie szczelności instalacji podziemnych należało przeprowadzić badania określające aktualny stan tej szczelności.

Pełniejszą koncepcję określenia przebiegu Podziemnej Trasy Turystycznej wykonano w 2001 r. Miała ona być początkowo skoncentrowana we wschodniej

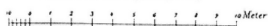
## Umbau des Rathhauses zu Rzeszów.

Front gegen den Ringplatz.

Rückwärtige Front.



Maßstab für die Fagaden (1 : 100).

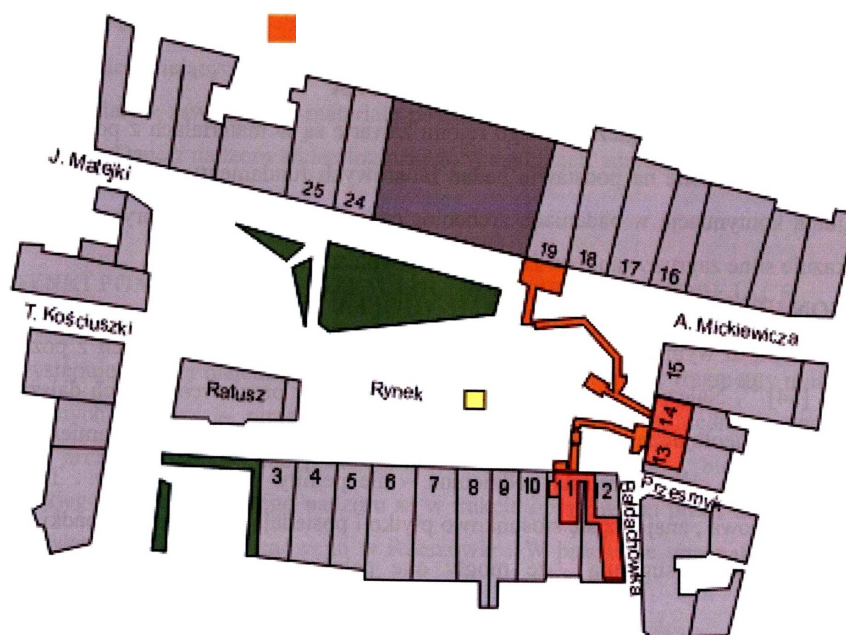


Projekt rekonstrukcji ratusza: ściana frontowa i tylna; stan z lat 90. XIX w.



Budynek ratusza po remoncie w 1996 r.

części Rynku, wychodząc z południowej części kamienicy nr 12 do północnej kamienicy nr 11, a stamtąd pod płytą Rynku na północ i potem na wschód do budynku nr 13. Nie uwzględniając komunikacji z piwnicami kamienicy nr 14, prowadzono dalszy trakt przez plac rynkowy do kamienicy nr 19. W miarę odkrywania i odgruzowywania kolejnych komór i korytarzy próbowano określić dalszy przebieg trasy. Taka okazja nadarzyła się w 2005 r., gdy rozpoczęto prace penetracyjno-zabezpieczające w obrębie kwartału zachodniego Rynku [5]. Były one pierwszym etapem inwestycji związanej z projektem zabezpieczenia i przebudowy płyty Rynku. Konieczne stało się wykonanie docelowego wejścia (i wyjścia) do (z) PTT. Duże zainteresowanie mieszkańców PTT stwarzało potrzebę zwiększenia jej przepustowości oraz udostępnienia w szerokim zakresie, chociażby w formie audiowizualnej dla niepełnosprawnych. Potrzeba zbudowania w Rynku nowoczesnej estrady nasunęła pomysł, by całą infrastrukturę związaną z PTT umieścić pod jej płytą, a inwestycję zlokalizować w miejscu zburzonego w czasie II wojny światowej kwartału zachodniego. Przystępując do prac penetracyjno-zabezpieczających w 2005 r., znano już niektóre relikty występujących tam murów. Mianowicie w trakcie modernizacji sieci ciepłociągu w 1992 r. w rejonie ulicy Słowackiego odsłonięto fragmenty piwnic zalegających zapewne pod oficyną bloku zabudowy kwartału zachodniego. Informacje o ewentualnych piwnicach wychodzących z przyrynkowych kamienic pojawiły się podczas obserwacji wykopów pod modernizowane sieci wodociągową i kanalizacyjną w latach 2001÷2003.



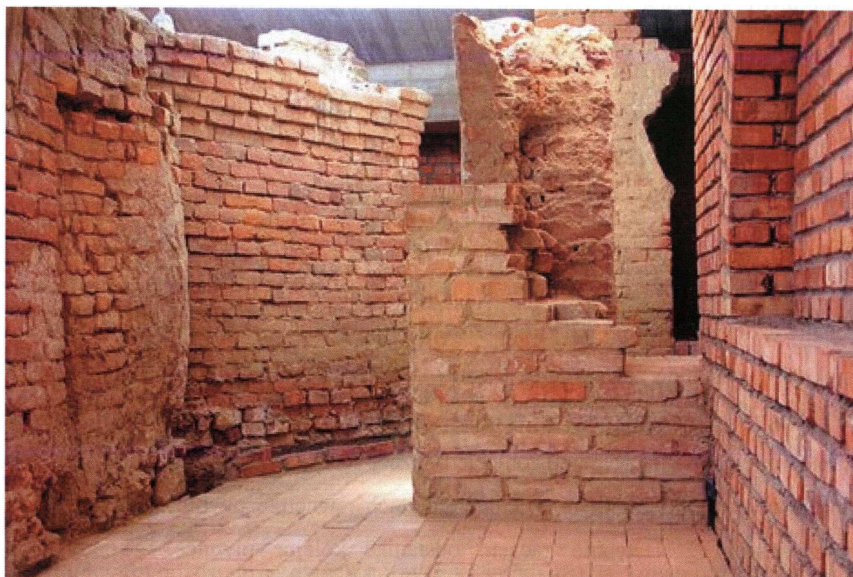
Podziemna Trasa Turystyczna miasta Rzeszowa – stan z 2001 r.

Ponadto w obrębie całego Rynku przeprowadzono badania geotechniczne i radarowe, które wykazały obecność dawnej zabudowy [6]. Pracami odkrywcowymi (2005 r.) objęto w zasadzie cały kwartał zabudowy zachodniej (24 m na osi N-S i 27 m na osi E-W). We wschodniej części wykopu, gdzie badania radarowe wykazały obecność muru frontowego kamienicy, pojawiły się jego relikty z szerokim łukiem piwnicy. Dalsza eksploracja i dokumentowanie architektoniczne murów pozwala na wypowiedzenie ogólnych tez. Kwartał zachodni obejmował dwie działki ewidencyjne. Od połowy XIX w. był zabudowany czworobokiem z małym wewnętrznym dziedzińcem (studnią), który pozwolił na rozgraniczenie murów na „kamienicę północną” i „kamienicę południową”. Miały one po dwie kondygnacje piwnic, których narysy nie pokrywają się i wychodzą poza mury magistralne kamienic. Są tu pozostałości piwnic przedproży (trakt „zerowy”), do których wchodziło się zarówno z wnętrza domu, jak i bezpośrednio z Rynku. Mury piwnic pochodzą z XVII-XVIII w., natomiast zachowane mury magistralne kamienic są młodsze (połowa XIX w.) i zbudowano je w miejsce starszych, rozebranych obiektów. Ich rozbiórka mogła być związana z wejściem w życie austriackich przepisów budowlanych likwidujących partelową zabudowę przyrynkową.

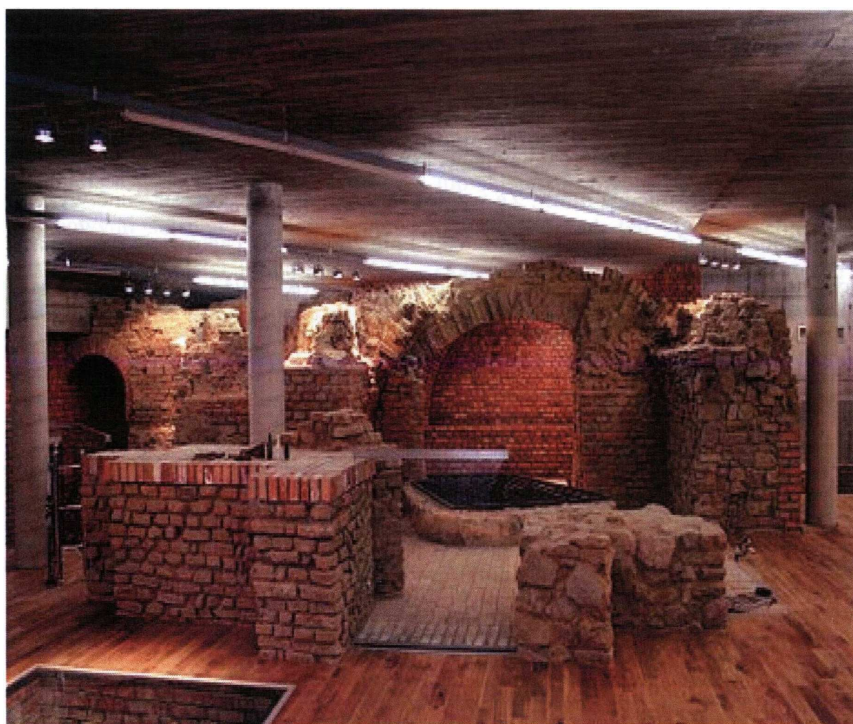
Mimo że prace architektoniczno-archeologiczne zostały już zakończone, ich wyniki wykorzystane do wytyczenia PTT nie odpowiedziały na wiele wątków historyczno-urbanistycznych. Niemniej jednak można spróbować podsumować te prace, pamiętając, że konieczność przeprowadzenia dalszych studiów terenowych jest oczywista i nie wymaga uzasadnienia. Podział na dwie dwuosiowe kamienice odpowiada historycznemu podziałowi działek oraz zabudowie widocznej na tzw. planie Wiedemanna. Próby rozwarstwienia chronologicznego muszą ograniczyć się wyłącznie do wydzielenia faz ogólnych, bez określenia poszczególnych okresów. Taki pogląd wynika z braku analizy inwentarzy i mało pomocnych metod archeologicznych (przemieszane nawarstwienia kulturowe). Najstarsze (górną poziom) są zapewne piwnice zmurowane z kamienia i cienkiej cegły „ligęzówki” (5,0÷5,5 x 13,0÷13,5 x 26,0÷27,0 cm), pochodzące prawdopodobnie z przełomu XVI/XVII w. i związane z działalnością inwestycyjną Mikołaja Spytka Ligęzy. Młodszy jest trakt niższy mieszczący się w konwencji przedstawionej na planie Wiedemanna.

Prace budowlane, odkrywki przy realizacji sieci wodno-kanalizacyjnej, wykopy archeologiczne i przy podbijaniu fundamentów pozwoliły na uzyskanie informacji umożliwiających wykonanie projektu Podziemnej Trasy Turystycznej i udostępnienie jej zwiedzającym. Projekt zagospodarowania terenu (i trasy) obejmował zarówno analizy zagadnień ogólnych, jak i szczegółowych. Jeszcze w trakcie studiów gabinetowych wykonawcom sugerowano następujące rozwiązania:

- usunięcie samosiejki krzewów i traw porastających koronę murów, szpary i spoiny w licu oraz podłoże lessowe,
- wzmocnienie posadowienia murów – fundamentów,



Fragmenty odkrytych murów I kondygnacji piwnic



Zachowane i odrestaurowane fragmenty piwnic kamienic pierzei zachodniej

- uzupełnienie ubytków lica cegłą o podobnym do zastosowanego z zachowaniem wątku na zaprawie mineralnej-wapiennej z dodatkiem białego cementu lub na bazie wapna trasowego,
- wykonanie pokrycia korony murów cegłą o podobnym formacie na bazie szczelnej zaprawy mineralnej ze spadkiem na zewnątrz,
- przemurowanie zniszczonych partii korony murów,
- wykonanie izolacji poziomych w przyporach przystawionych do muru,
- zbudowanie przypór ceglanych w miejscach silnego wychylenia kurtyny muru,
- usunięcie wszelkich śladów i zabrudzeń z lica muru,
- niestosowanie przemurowań na szarym cemencie, zwłaszcza w miejscach wykwit soli,
- wykonanie zadaszenia uniemożliwiającego swobodny odpływ wody od murów i zbudowanie systemu odwodnienia zapewniającego odpływ wód gruntowych i wody deszczowej\*.

Naprawa murów zmierzała do przywrócenia im pierwotnego kształtu i faktury: na istniejącym licu usunięto część spoin, wyczyszczono powierzchnię muru, uszkodzone cegły zaimpregnowano, a całkowicie zniszczone wymieniono na podobne, kamienne i betonowe detale architektoniczne odsolono za pomocą okładów mineralno-celulozowych, dokonano miejscowych wzmocnień przy użyciu środka krzemorganicznego, wypełniono rysy i drobne ubytki zaprawą do napraw betonu, a wszystkie elementy scalono powłoką laserunkową z farb silikonowych. Przed zaspoinowaniem usunięto wszelkie zanieczyszczenia, a następnie dokładnie wykonano uszczelnienie i dyfuzję parową, by uniknąć wykwitów w przyszłości.

Podczas procesu czyszczenia powierzchni licowych cegły moczo (nie zaprawę lessową), wyszorowano je twardą szczotką, odpryski zaprawy usunięto drewnem, odkwaszono parową dmuchawą strumieniową z rozcieńczonym kwasem, a po przeschnięciu spoinowano (usuwając spoiny do 1/3 głębokości) na zaprawie mineralnej z dodatkiem białego cementu lub na bazie wapna trasowego. Przy odtwarzaniu ścian i sklepień głównie z kamienia wykonano następujące czynności:

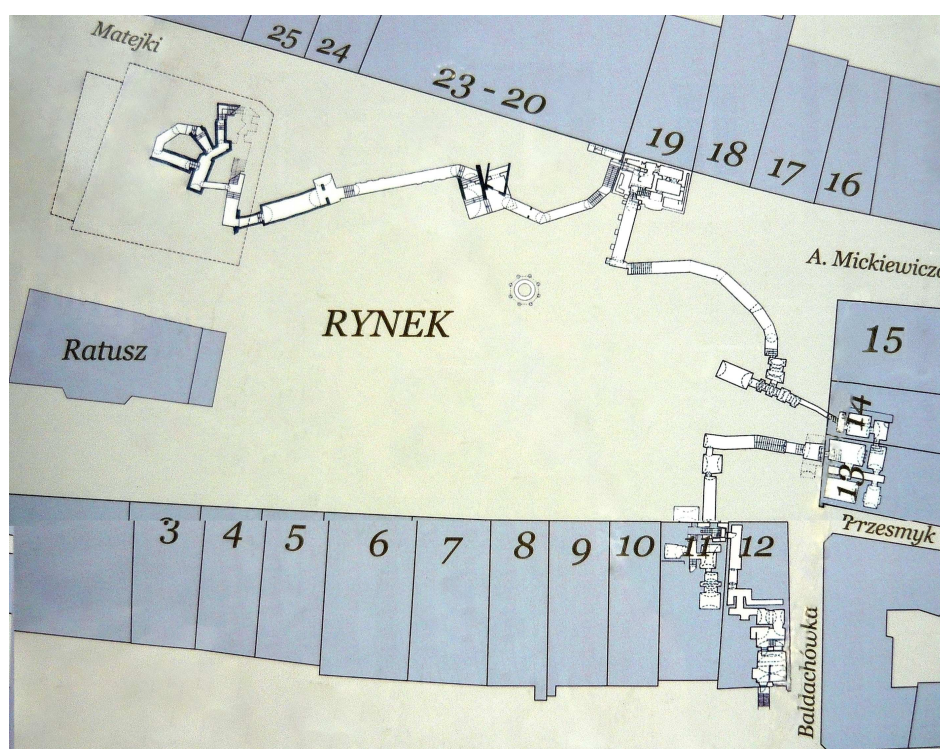
- założono długość kamienia nie większą niż 5-krotna jego wysokość,
- założono wysokość kamienia nie większą niż jego szerokość,
- zastosowano najwyżej dwie pionowe spoiny krzyżowe (założono niestosowanie tego rodzaju spoin),
- spoiny poziome układano prostopadle do działania sił,
- przyjęto przewiązanie kamieni (zazębienie) minimum 10 cm,
- zastosowano wążek: dwie wozówki i główka lub przemiennie, ale nie dotyczyło to sklepień,

---

\* Postulaty te zostały zrealizowane, a ich zakres jest rutynowy i obowiązujący przy realizacji prac konserwatorskich.

- warstwy przechodziły na jednej linii (nie zawsze było to możliwe),
- duże kamienie ustawiano na rogach, końcu i w pierwszej warstwie,
- główki były wiązane na głębokości co najmniej 30 cm,
- przy niewymiarowych kamieniach szczeliny ćwiekowano małymi spłaszczonymi kamieniami,
- do zaprawy używano grubego piasku (0,4÷0,8),
- zachowano szeroką powierzchnię spoin, proporcjonalną do powierzchni kamienia i cofniętą w celu lepszego uwidocznienia kamieni.

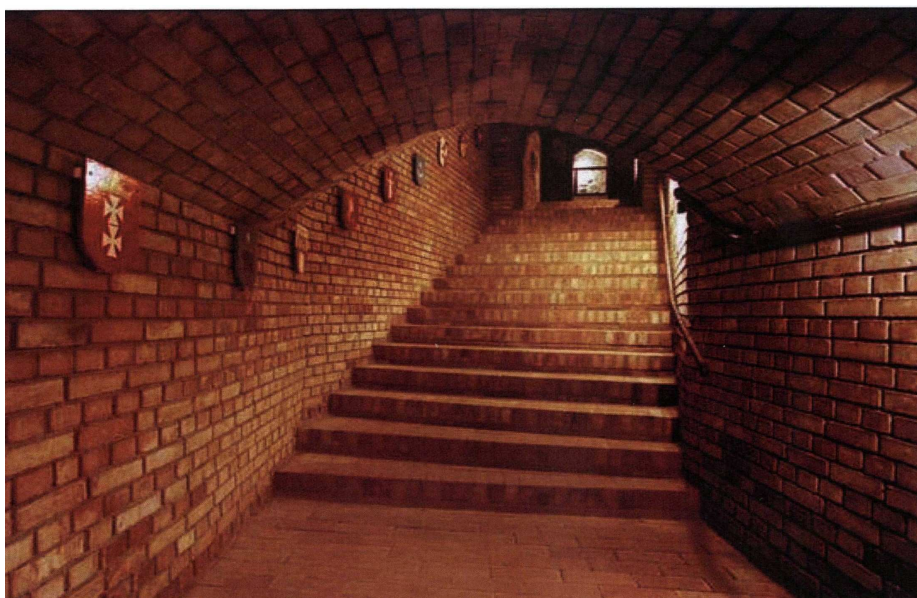
Przy murach ceglanych mieszano cegły z kilku palet, by zapobiec różnicom kolorystycznym – rozłożone efekty barwy nadały licu bardziej atrakcyjny wygląd. Do realizacji wprowadzono dodatkowe elementy: balustrady, ściany oporowe, wentylacje, oświetlenie naturalne przez pozostawienie w płycie Rynku otworów doświetlających, oświetlenie sztuczne, nagłośnienie i prezentacja multimedialna, pochylenia dla osób niepełnosprawnych.



Przebieg trasy turystycznej

Podziemna Trasa Turystyczna o długości 369 m znajduje się pod płytą Rynku i kamienicami na trzech kondygnacjach o głębokości 0,5÷12 m i obejmuje 25 piwnic i 15 korytarzy. System podziemny powstał w XIV+XVIII w. i łączy

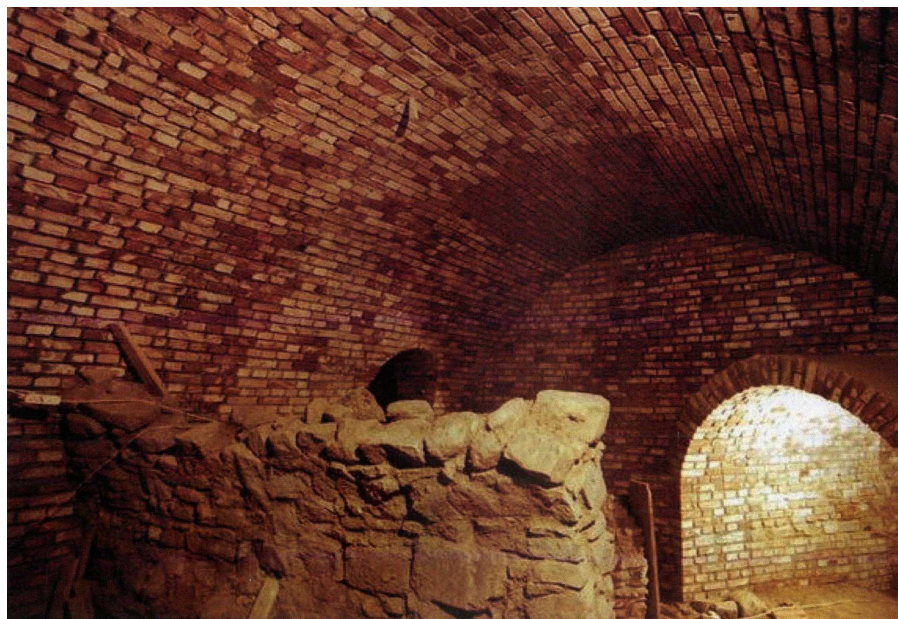
wszystkie pierzeje rynkowe. Piwnice wzbogacone są ekspozycją historyczno-edukacyjną: repliki zbroi rycerskich, broni białej i palnej, wystawa ceramiki prahistorycznej i nowożytniej, a całość uzupełniają liczne fotografie. Funkcje magazynów handlowych oraz tzw. „sklepów ziemnych” pełniły piwnice budowane pod kamienicami, placem rynkowym, a także pod przyległymi ulicami, które tworzyły nieregularną sieć komór i korytarzy na różnych głębokościach. Piwnice drążone były w miękkim gruncie lessowym, następnie wzmacniane drewnem dębowym lub murowane kamieniem bądź cegłą. Podziemne magazyny zapewniały towarom odpowiednio niską temperaturę przechowywania, chroniły przed złodziejami i pożarami, czasem przed zbyt dociekliwymi celnikami. W czasach zagrożeń piwnice zapewniały mieszkańcom miasta schronienie; korytarze prowadziły do znajdującej się na Rynku studni, umożliwiając tym samym dostęp do wody, a wąskie przejścia sprzyjały łatwemu barykadowaniu dostępu do piwnic. Komory znajdujące się obecnie pod płytą Rynku (kwartał zachodni) to pozostałości średniowiecznego domu mieszkalnego, w którym zachowały się relikty ceglano-żelaznego sklepienia krzyżowo-żebrowego, kamienny portal, kamienne okno oraz część oryginalnej posadzki. Jest to najstarsza zachowana, murowana część Rzeszowa.



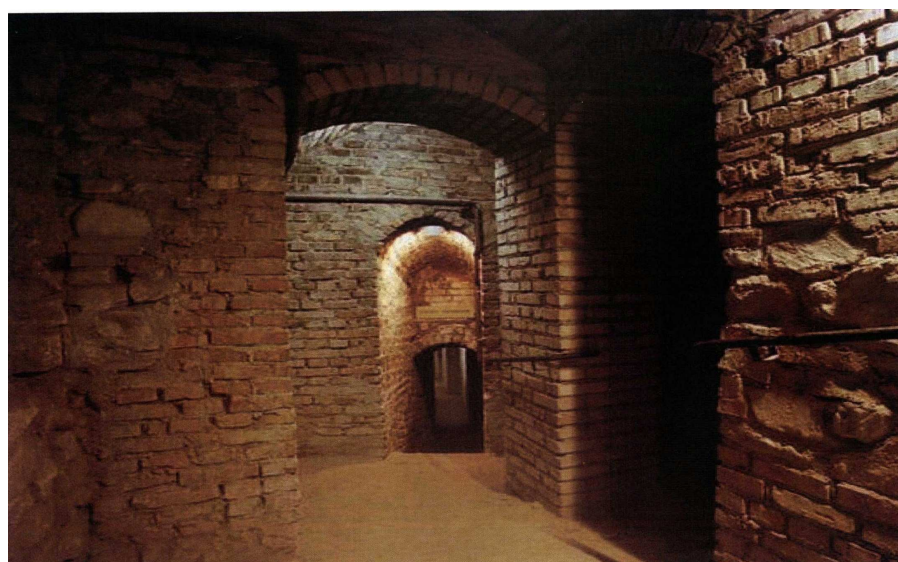
Fragment korytarza herbowego

Prace zabezpieczające i rewaloryzacyjne rzeszowskiej Starówki przebiegały w czterech etapach, od lat 60. XX w. do 2007 r. W ramach I etapu prac (pod kierunkiem prof. Feliksa Zalewskiego z AGH) doprowadzono do likwidacji wyrobisk i zabezpieczenia korytarzy i piwnic położonych w południowej





Piwnica bławatników



Fragment traktu Lubomirskich

i wschodniej części Rynku. Etap II przypadła na lata 70. XX w. i był kompleksową akcją ratunkowo-zabezpieczającą (pod kierunkiem prof. Zbigniewa Strzeleckiego z AGH). Etap III (lata 80. i 90. XX w.) prowadzony był pod ścisłym

nadzorem konserwatorsko-archeologicznym. Zabezpieczono fundamenty i piwnice większości kamienic w Rynku, jak również wzmocniono i udrożniono komory i łączące je korytarze biegnące pod płytą Rynku. Pracami kierował koordynator z ramienia Prezydenta Miasta Rzeszowa Andrzej Stroński. Odpowiednio zabezpieczone i odrestaurowane piwnice posłużyły do utworzenia trasy „Rzeszowskie piwnice”, którą otwarto w kwietniu 2001 r. Trasa miała 213 m długości i składała się z 34 odcinków, a jej administratorem było Muzeum Okręgowe w Rzeszowie. Ostatni etap zwany „Realizacją II części Podziemnej Trasy Turystycznej wraz z rekonstrukcją płyty Rynku Staromiejskiego w Rzeszowie” przeprowadzono w latach 2006÷2007. Dokonano wtedy kompleksowej przebudowy płyty Rynku, przedłużono PTT o 156 m oraz zbudowano obiekt wejścia do trasy (na nim zlokalizowano scenę). Wartość projektu zamknęła się kwotą ok. 16 mln zł, z czego 5 mln to środki z funduszy Unii Europejskiej uzyskane ze Zintegrowanego Programu Operacyjnego Rozwoju Regionalnego.

### Literatura

- [1] Proksa M.: Studia nad zamkami i dworami ziemi przemyskiej od połowy XIV do początków XVII wieku, Przemyśl 2001, s. 357.
- [2] Malczewski J.: Dzieje Rzeszowa do roku 1814, Rzeszów 1985, s. 9.
- [3] Kłos S.: Rzeszów, Głogów Małopolski, Tyczyn, Błazowa i okolice, Krosno 1998, s. 24.
- [4] Opracowanie zbiorcze Zakładu Badań Nieniszczących, Kraków 1995, mps w Służbie Ochrony Zabytków, Delegatura w Rzeszowie.
- [5] Sprawozdanie z nadzorów archeologicznych, oprac. A. Lubelczyk, Rzeszów 2005, mps w Muzeum Okręgowym w Rzeszowie.
- [6] Ginter H.: Wyniki obserwacji radarem SIR-8, Zakład Teledetekcji Krakowskiego Przedsiębiorstwa Geologicznego, Kraków 1987÷1989, mps w SOZ w Rzeszowie.

### UNDERGROUND TOURIST ROUTE IN RZESZOW – ARCHITECTONIC AND RESTORATION ASPECTS

#### Summary

The article attempts to conclude the process of construction and restoration of the recently opened Rzeszow underground route located beneath the Market Square. It consists of 25 cellars and 15 corridors which are 369 meters long. They are located on two levels: those on the upper level were built earlier, along with the tenement houses, those on the lower one were hollowed in loess (down to 10-12 meters from today's surface of the Market Square), they probably used to serve as a shelter for inhabitants in times of war and as a storage room. The in-situ research and the examination of the documents concerning the route suggest that there used to exist a third level of cellars, which served as secret storage spaces where goods were hidden to evade the customs duty. The research conducted and the renovation of the cellars will make new stretches of the route accessible to visitors.

*Złożono w Oficynie Wydawniczej w listopadzie 2010 r.*

Tomasz SIWOWSKI  
Politechnika Rzeszowska

## PROJEKTY KONKURSOWE NOWYCH KŁADEK DLA PIESZYCH PRZEZ WISŁĘ W KRAKOWIE

W czerwcu 2006 r. Gmina Miejska Kraków ogłosiła dwa międzynarodowe konkursy architektoniczne na dwie kładki pieszo-rowerowe przez Wisłę, łączące Kazimierz z Podgórzem oraz Ludwinowem. Oba konkursy spotkały się z dużym zainteresowaniem zarówno środowisk architektów, jak również inżynierów mostowych. Złożono kilkanaście prac na każdy z nich. W artykule przedstawiono koncepcje architektoniczne oraz analizy konstrukcyjne obu kładek, opracowane przez rzeszowskich architektów i konstruktorów. Opisano również wstępną analizę numeryczną konstrukcji, potwierdzającą ich wykonalność. Obie koncepcje zajęły w konkursach II miejsca. Jury doceniło wyrazistą formę konstrukcyjno-architektoniczną obu obiektów.

### 1. Wprowadzenie

W czerwcu 2006 r. Gmina Miejska Kraków ogłosiła dwa międzynarodowe konkursy architektoniczne w trybie otwartym, jednoetapowym i realizacyjnym na dwie kładki pieszo-rowerowe przez Wisłę, łączące krakowskie dzielnice Kazimierz z Podgórzem i Ludwinowem. Celem konkursów było uzyskanie optymalnego, z punktu widzenia inwestora, modelu funkcjonalno-przestrzennego i urbanistycznego przepraw pieszo-rowerowych przez Wisłę. Ponadto celem konkursów było sformułowanie dyspozycji programowo-przestrzennych, stanowiących wytyczne dla prowadzenia optymalnej polityki przestrzennej dla tego rejonu miasta Krakowa.

Oba konkursy spotkały się z dużym zainteresowaniem zarówno architektów, jak również współpracujących z nimi konstruktorów – inżynierów mostowych. Złożono kilkanaście prac na każdy obiekt, z czego jury konkursowe wybrało zwycięzców i wyróżniło kilka prac. Zwycięskie projekty architektów krakowskich są obecnie w fazie realizacji. W artykule zaprezentowano wyróżnione drugą nagrodą projekty konkursowe obu kładek, przedstawione w formie koncepcji architektonicznych oraz projektów konstrukcyjnych i analiz numerycznych. Koncepcje architektoniczne kładek opracowało Autorskie Studio Architektury Sp. z o.o. z Rzeszowa<sup>\*</sup>, natomiast projekty konstrukcji wraz z analizami

---

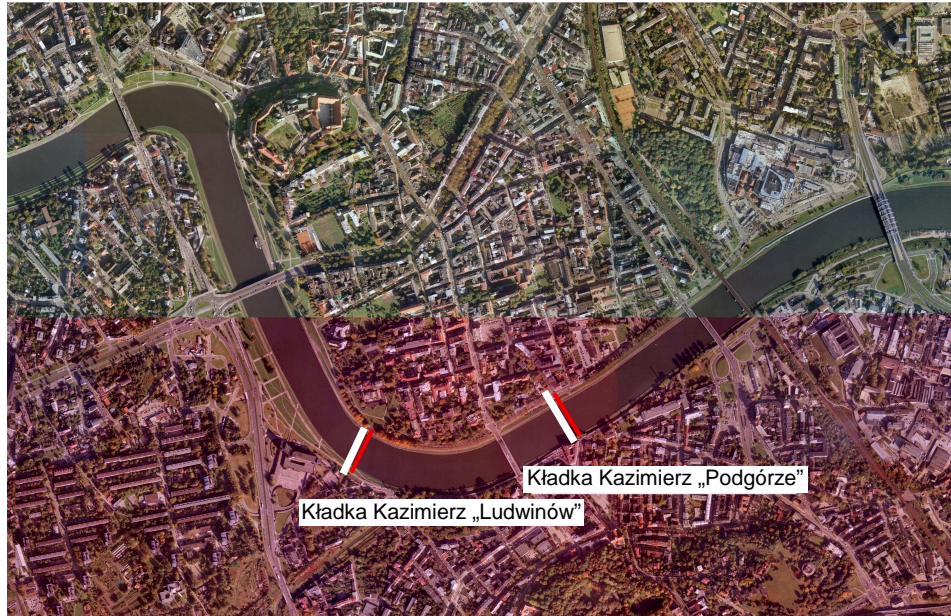
<sup>\*</sup> Projektantami kładki są architekci: Wojciech Fałat, Ryszard Miklas, Stanisław Hałabuz, Elżbieta Kawa oraz Krzysztof Zawadzki.

numerycznymi MES wykonała Pracownia Projektowa Promost Consulting z Rzeszowa pod kierunkiem autora.

## 2. Założenia inwestora

Uczestnicy konkursów w swoich projektach musieli uwzględnić uwarunkowania lokalizacyjne, techniczne, prawne i ekonomiczne planowanych inwestycji, narzucone przez inwestora w regulaminie konkursów. W przypadku centrum Krakowa uwarunkowania lokalizacyjne posiadają bardzo silny kontekst historyczny. W ramach szeroko zakrojonego planu budowy sieci żeglugi śródlądowej Austro-Węgier w drugiej połowie XIX w. przystąpiono do kompleksowej regulacji biegu Wisły. Jednym z ważniejszych elementów programu była budowa zabezpieczeń przeciwpowodziowych dla Krakowa i okolic oraz portu rzeczno-górnego w Krakowie i Podgórzu. Omurowany ciąg bulwarów miał pełnić rolę redy planowanego portu w Płaszowie oraz basenu umożliwiającego przeładunek towarów niewymagających specjalnego sprzętu. Zasadniczy etap realizacji bulwarów miał miejsce w latach 1907÷1912. Po stronie Kazimierza i Podgórza brzegi Wisły ujęto w monumentalne mury oporowe w duchu architektonicznego historyzmu. Poziomy górne ulic nadrzecznych połączono z dolnymi poziomami bulwarów za pomocą brukowanych pochylni zjazdowych. Integralną częścią nabrzeżnych umocnień były przyczółki mostowe oraz schody łączące poziomy ulic i bulwarów. Budowle te zachowały się w dobrym stanie i stanowią bezpośrednie otoczenie i znaczący architektoniczny kontekst dla planowanej kładki „Podgórze”. W miejscu, w którym ma powstać kładka, istniał zbudowany w 1850 roku Most Franciszka Józefa, który potocznie był zwany Mostem Podgórskim. Miał on pięć drewnianych przęseł opartych na kamiennych przyczółkach i filarach, posadowionych w nurcie rzeki. W 1925 roku drewniane konstrukcje łukowe rozebrano i zastąpiono drewnianymi kratownicami, które dotrwały do 1936 r. Kamienne podpory mostu rozebrano w latach 50.

Planowana przeprawa pieszo-rowerowa połączy Kazimierz z Podgórzem na odcinku bulwarów pomiędzy mostami Piłsudskiego i Powstańców Śląskich (rys. 1.). Noszą one nazwy: Bulwaru Kurlandzkiego po stronie Kazimierza i Bulwaru Podolskiego po stronie Podgórza. W rejon wjazdów/wejść na kładkę prowadzi istniejący układ drogowy: ulice Podgórska i Mostowa na Kazimierzu oraz Nadwiślańska, Brodzińskiego i Staromostowa na Podgórzu. Bulwary są terenami rekreacyjno-spacerowymi, dostępnymi dla ruchu pieszych i rowerów. Różnica poziomów pomiędzy przyczółkami a bulwarami wynosi ok. 7 m. W proponowanych rozwiązaniach, zgodnie z wytycznymi konserwatorskimi, należało zachować istniejące elementy architektoniczne – mury oporowe, schody i pochylnie. Zgodnie z zaleceniami konserwatora nowa kładka powinna zostać oparta na miejscu zachowanych przyczółków mostowych w ciągu ulic Mostowej i Brodzińskiego.



Rys. 1. Lokalizacja projektowanych kładek pieszo-rowerowych w Krakowie

Teren będący miejscem wyznaczonej przez inwestora lokalizacji kładki „Ludwinów” stanowi zakole Wisły oraz sąsiaduje po lewobrzeżnej stronie z obszarem zielonym, ograniczonym od wschodu pierzeją budynków przy ulicy Wietora, a od północy ulicą Skawińską, prowadzącą do centrum dzielnicy Kazimierz (rys. 1.). Po przeciwnej stronie Wisły teren ograniczony jest ulicą Ludwinowską z Mostem Retmańskim nad rzeką Wilgą, która ma w tym miejscu ujście do Wisły. Ze względu na niezwykle walory widokowe w rejonie ujścia Wilgi (ekspozycja Wawelu, Kazimierza ze Skałką, z drugiej strony widok na Podgórze) projekt nowej kładki wymagał szczególnej analizy widokowej. Nie dopuszczono do wprowadzenia formy i konstrukcji kładki zakłócającej relacje widokowe (np. konstrukcja wisząca, podwieszona) ani też stanowiącej konkurencję dla tła ekspozycji.

Lokalizacja kładki „Ludwinów” znajduje się w rejonie najwyższych wartości krajobrazowych, związanych z ekspozycją czynną i bierną zabytkowych struktur i panoramy dawnych miast Kazimierza i Podgórze. Bulwary Wiślane z górnym i dolnym tarasem są monumentalnym założeniem kształtującym wnętrze urbanistyczne zakola Wisły, ujęte w ramy wałów i kamiennych murów przeciwpowodziowych. Regulacja rozpoczęta na początku XX w. ukształtowała zespoły skwerów, ciągi alejowe drzew w obrębie głównych tarasów, połączonych z dolnymi schodami prowadzącymi z podestów, będącymi zarazem punktami widokowymi. Obszar lokalizacji kładki „Ludwinów” znajduje się w obrębie zespołu historycznego uznanego za Miasto Pomnik, a ponadto Bulwar

Inflancki znajduje się w granicach obszaru wpisanego na Listę Światowego Dziedzictwa UNESCO.

Zadaniem obu konkursów architektonicznych było – na tle szerszego, kreatywnie interpretowanego kontekstu urbanistycznego – sformułowanie i przedstawienie koncepcji przepraw pieszo-rowerowych przez Wisłę w rejonie Podgórze i Ludwinowa w sposób zintegrowany z otoczeniem. Zwycięskie projekty miały stanowić jednocześnie wytyczne dla późniejszego etapu modernizacji przestrzeni publicznej Bulwaru Inflanckiego, Wołyńskiego i przyległego terenu. Kładki będą integrować w sensie przestrzennym i funkcjonalnym łączone części Krakowa. Ponadto, ze względu na swoją ekspozycję, obiekty mostowe powinny harmonijnie wkomponować się w panoramę miasta oglądaną ze wszystkich kierunków. Wojewódzki Urząd Ochrony Zabytków w Krakowie dopuścił współczesne formy architektoniczne nowego obiektu. W wymiarze funkcjonalnym kładki powinny być wpisane w istniejący system ciągów pieszych i tras rowerowych. Szerokość ciągu pieszego na kładkach powinna wynosić 3 m, a dwukierunkowej ścieżki rowerowej – 2 m oraz 0,5 m „bezpiecznika” w przypadku zlokalizowania ścieżki przy barierze. Kładki nie mogą mieć podpór pośrednich w korycie rzeki Wisły. Maksymalny planowany koszt inwestycji realizowanych na podstawie wybranych w konkursie prac inwestor określił w wysokości do 30 mln PLN brutto.

### **3. Forma architektoniczna projektowanych kładek**

Proponowana kładka „Podgórze”, ze względu na swoją ekspozycję harmonijnie wpisuje się w panoramę i wzbogaca widoki Kazimierza i Podgórze, oglądane z nad Wisły (rys. 2.). Zakres ingerencji kładki w otoczenie wynika z analizy widokowej i zgodności z wytycznymi służb konserwatorskich. W projekcie wykorzystano i wyeksponowano zachowane przyczółki mostowe oraz układ historycznych umocnień nadbrzeży po obu stronach rzeki. Pod względem funkcjonalnym kładka wpisuje się w istniejący i projektowany system ciągów pieszych i tras rowerowych. Forma projektowanej kładki „Podgórze” stanowi efekt odwrócenia schematu konstrukcyjnego kładki łukowej z pośrednio usytuowanym pomostem. Przyjęty schemat pozostawia dotychczasową ekspozycję przyczółków dawnego mostu z poziomu bulwarów. Skala kładki z założenia nie stanowi konkurencji dla Mostu Piłsudskiego i sąsiadującej z przyczółkami zabudowy, wpisując się jako element pośredni trzech kolejnych przepraw mostowych przez Wisłę. Kładka, będąc rodzajem transformacji Mostu Piłsudskiego, pozostaje z nim we współzależności kompozycyjnej.

Proponowana kładka „Ludwinów” jest ukształtowana w konwencji współczesnej z uwzględnieniem historycznego kontekstu. Zakres ingerencji kładki w otoczenie wynika z analizy widokowej i zgodności z wytycznymi służb konserwatorskich. Pod względem funkcjonalnym kładka wpisuje się w istniejący i projektowany system ciągów pieszych i tras rowerowych. Znak klucza



ERROR: ioerror  
OFFENDING COMMAND: image

STACK:



Izabela SKRZYPCZAK  
Politechnika Rzeszowska

## KRYTERIUM ZGODNOŚCI WYTRZYMAŁOŚCI BETONU A PRAWDOPODOBIENSTWO POPEŁNIENIA BŁĘDU PIERWSZEGO I DRUGIEGO RODZAJU

Podstawowym działaniem związanym z kontrolą zgodności betonu ze specyfikacją jest kontrola wytrzymałości na ściskanie. Decyzja o zgodności lub niezgodności wytrzymałości jest podejmowana na podstawie porównania wyników badań próbek wytrzymałości średniej oraz minimalnej z kryterium zgodności. Decyzja ta podejmowana jest na podstawie przyjętego planu statystycznej kontroli jakości. W przypadku kontroli jakości betonu może to być krzywa operacyjno-charakterystyczna (krzywa OC) planu badań wyrwykowych według oceny liczbowej lub alternatywnej bądź krzywa OC reguły operacyjnej testowania wytrzymałości betonu. W artykule przedstawiono analizę i ocenę ryzyka związanego z popełnieniem błędu I i II rodzaju dotyczącego wytrzymałości na ściskanie. Do analiz wykorzystano krzywą operacyjno-charakterystyczną błędu I i II rodzaju jako funkcję rzeczywistej średniej wytrzymałości betonu na ściskanie.

### 1. Wprowadzenie

Decyzja o zgodności lub niezgodności wytrzymałości jest podejmowana na podstawie porównania wyników badań próbek z kryterium zgodności. Wyrwykowa kontrola zgodności niekoniecznie jest kontrolą statystyczną. Jest nią tylko wówczas, gdy próbki do badań doświadczalnych są pobierane losowo, a ich wyniki i wnioski dotyczące zgodności są opracowywane zgodnie z zasadami statystyki matematycznej. Należy podkreślić, że przepisy budowlane zalecają najczęściej zachowanie stałego stosunku liczby próbek do objętości materiału lub czasu produkcji (w przypadku produkcji ciągłej), czyli stałą częstotliwość badania [1]. Z punktu widzenia statystyki nie zawsze jest to trafna reguła [2÷5]. Decyzja o uznaniu zgodności badanego materiału ze specyfikacją jest podejmowana na podstawie przyjętego planu statystycznej kontroli jakości (SKJ). W przypadku wytrzymałości betonu na ściskanie jest to najprostszy pojedynczy plan badania wadliwości. W ostatnich latach kryteria ilościowe stosowane do oceny zgodności wytrzymałości betonu na ściskanie w różnych normach zmieniły się dość często [2÷9].

W przypadku kontroli jakości betonu może to być m.in. krzywa operacyjno-charakterystyczna (krzywa OC) planu badań wyrywkowych według oceny liczbowej lub alternatywnej bądź krzywa OC reguły operacyjnej testowania wytrzymałości betonu. W artykule przedstawiono analizę i ocenę ryzyka związanego z popełnieniem błędu pierwszego i drugiego rodzaju, dotyczącego wytrzymałości na ściskanie pojedynczych rodzajów betonów zwykłych. W analizie wykorzystano krzywą operacyjno-charakterystyczną błędu pierwszego i drugiego rodzaju jako funkcję opisującą kryterium zgodności wytrzymałości betonu na ściskanie.

## 2. Metody statystycznej kontroli jakości

Statystyczna kontrola jakości jest to kontrola jakości wyrobów produkowanych masowo, oparta na metodach statystycznych [6, 10]. Zajmuje się zagadnieniami związanymi ze statystycznymi metodami odbioru produktów sztukowych oraz kontroli bieżącej prowadzonej w trakcie produkcji, na podstawie losowej, reprezentacyjnej części badanej całości. Metody te pozwalają na ograniczenie liczby błędnych orzeczeń co do jakości badanych partii towaru oraz chronią przed produkcją nadmiernej ilości braków. Rozróżnia się metody statystycznej kontroli odbiorczej oraz statystycznej kontroli bieżącej [6, 10]. Pierwsza z nich określa sposoby losowego pobierania prób i podaje zasady klasyfikacji jakości gotowych partii wyrobów. Na tej podstawie daną partię można przyjąć bądź odrzucić (w rozważanym przypadku beton można zakwalifikować do niższej klasy).

Jednymi ze stosowanych metod są plany odbiorcze. Najprostszy jest plan pojedynczy polegający na klasyfikowaniu każdej sztuki towaru jako wadliwej lub nie oraz na określeniu wadliwości w próbie, której przekroczenie prowadzi do odrzucenia partii badanych towarów. Aby utworzyć taki plan, dla każdej partii ustala się wadliwość dopuszczalną i dyskwalifikującą.

Statystyczna kontrola jakości prowadzona w różnych fazach produkcji zwana jest kontrolą bieżącą. Zasadniczym jej celem jest badanie statystycznej stabilności procesu produkcyjnego. Najczęściej stosowaną formą kontroli bieżącej są karty kontrolne, będące graficznym przedstawieniem prób losowych pobranych z produkcji bieżącej w ustalonych odstępach czasu. Statystyczna kontrola jakości powinna być stosowana, gdy:

- bezpieczeństwo użytkownika produktu nie wymaga kontroli stuprocentowej,
- nie ma technicznego i ekonomicznego uzasadnienia stosowania kontroli stuprocentowej,
- w wyniku kontroli następuje zniszczenie produktu lub zmiana jego właściwości.

W kontroli odbiorczej podstawowym zagadnieniem jest sposób oceny jakości badanej jednostki. Przyjmuje się, że właściwości jakościowe badanej jed-

nostki powinny spełniać określone wymagania. W rezultacie każda odbierana partia może być zakwalifikowana jako zgodna bądź niezgodna z wymaganiami. W tradycyjnej polskiej terminologii synonimem jednostki niezgodnej jest pojęcie jednostki wadliwej, będącej tłumaczeniem angielskiego *defective unit*.

Jeżeli w wyniku badania następuje kwalifikacja badanej jednostki do jednej z dwu kategorii: zgodny lub niezgodny, lub poprzez liczbę występujących w niej niezgodności, to mówi się o kontroli jakości według oceny alternatywnej (metody alternatywnej). Jeżeli wynikiem kontroli jest przypisanie badanej jednostce jednej lub wielu wartości liczbowych stanowiących wynik pomiaru, to mówi się o kontroli jakości zgodnie z oceną według właściwości liczbowej (metody liczbowej). Rozróżnia się więc trzy podstawowe rodzaje metod kontroli statystycznej:

- kontrolę według oceny alternatywnej,
- kontrolę według oceny liczbowej,
- krzywą OC reguły operacyjnej testowania badanej cechy.

### 3. Statystyczne kryteria zgodności wytrzymałości betonu

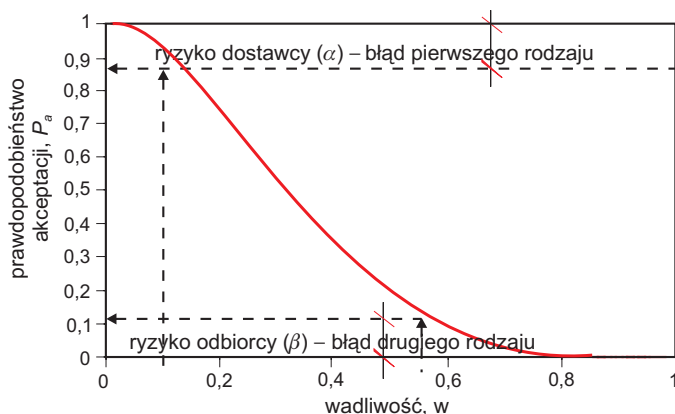
Wytrzymałość betonu na ściskanie jest traktowana jako zmienna losowa i opisywana za pomocą dwóch parametrów: wartości średniej oraz odchylenia standardowego. W normach projektowania konstrukcji betonowych i żelbetonowych właściwości mechaniczne betonu są zależne od wytrzymałości charakterystycznej. Wielkość tę zdefiniowano jako 5% kwantyl rozkładu wytrzymałości betonu na ściskanie. Weryfikując zgodność wytrzymałości rozważanej partii betonu z projektowaną wytrzymałością charakterystyczną (klasą betonu), należy sprawdzić, czy wyniki badań próbek spełniają odpowiednie kryteria statystyczne dotyczące wytrzymałości średniej oraz minimalnej. Ilościowe kryteria oceny zgodności wytrzymałości betonu na ściskanie można weryfikować metodami statystycznymi obejmującymi: klasyczne wnioskowanie statystyczne, krzywe OC, wnioskowanie bayesowskie. Stosowanie statystycznych kryteriów zgodności wymaga znajomości rzeczywistej wadliwości badanej partii betonu, która może być oszacowana jedynie w sposób przybliżony, nawet w przypadku ciągłej produkcji betonu. Decyzja o zgodności lub niezgodności wytrzymałości jest podejmowana na podstawie porównania wyników badań próbek z kryterium zgodności, z uwzględnieniem zarówno ryzyka dostawcy, jak i odbiorcy.

### 4. Ocena ryzyka związanego ze stosowaniem statystycznych kryteriów zgodności

W ocenie różnych planów badań wrywkowych pomocne jest porównanie sposobów spełnienia przez nie postawionych zadań, przy różnych możliwych poziomach jakości kontrolowanego produktu. Z teorii statystycznej kontroli jakości wynika, że istnieją dwa typy krzywych operacyjno-charakterystycznych,

w zależności od tego, czy rozważa się kontrolę odbiorczą konkretnej partii w funkcji jej frakcji jednostek niezgodnych (wadliwych) czy też weryfikację otrzymanych wartości przy użyciu testów statystycznych. Wykresy zależności prawdopodobieństwa akceptacji  $P_a$  od wadliwości  $w$  (liczby braków w partii) lub wykresy zależności prawdopodobieństwa odrzucenia od reguły operacyjnej testowania (np. wytrzymałości średniej) to krzywe operacyjno-charakterystyczne (krzywe OC). Plany badań wyrwykowych są tradycyjnie stosowaną, sugestywną formą prezentacji ryzyka związanego ze statystycznymi kryteriami zgodności.

Krzywe operacyjno-charakterystyczne, zwane planami badań odbiorczych, są szczególnym przypadkiem znanych w statystyce testów statystycznych. Stosując terminologię statystyczną, można powiedzieć, że przyjęcie partii betonu odpowiada przypadkowi braku podstaw do odrzucenia hipotezy zerowej  $w < w_0$ , gdzie wartość  $w_0$  jest jakością odpowiadającą ryzyku dostawcy  $\alpha$ . Z kolei odrzucenie partii odpowiada odrzuceniu hipotezy zerowej  $w < w_0$  na rzecz hipotezy alternatywnej  $w > w_1$ , gdzie  $w_1$  jest jakością odpowiadającą ryzyku odbiorcy. Prawdopodobieństwo popełnienia błędu pierwszego rodzaju utożsamia się z ryzykiem dostawcy, a prawdopodobieństwo popełnienia błędu drugiego rodzaju – z ryzykiem odbiorcy  $\beta$  (rys. 1.).



Rys. 1. Krzywa OC

Racjonalne kryteria zgodności powinny spełniać co najmniej trzy podstawowe warunki:

- prawdopodobieństwo  $P_a$  akceptacji partii betonu spełniającej wymagania ( $h_1 = 1 - P_a$ , czyli ryzyko producenta betonu, tzn. ryzyko odrzucenia partii spełniającej wymagania) powinno być nie mniejsze od wstępnie ustalonego i uwzględniać kompromis pomiędzy ryzykiem producenta  $h_1$  a odbiorcy  $h_2$  ( $h_2$  ryzyko akceptacji partii niespełniającej wymagań),
- zwiększenie liczebności próby  $n$  powinno powodować wzrost wartości  $P_a$ , czyli zmniejszenie ryzyka producenta  $h_1$ ,

- wśród partii spełniających wymagania większe wartości  $P_a$  powinny odpowiadać partiom o mniejszym odchyleniu standardowym produkcji betonu.

W procesie odbioru występują zawsze dwaj kontrahenci: jeden, który przedstawia produkt do odbioru i drugi, który decyduje się o przyjęciu lub odrzuceniu produktu. Teoretycznie producent i nabywca powinni mieć przeciwne punkty widzenia na wybór planu odbioru. Nabywca chce, aby plan uchronił go przed nadmierną wadliwością otrzymanego produktu, producent chce zaś uchronić się przed odrzuceniem dobrych partii betonu.

W stałych powiązaniach między producentem a nabywcą odrzucenie dużej części dobrych partii, w celu wykluczenia wadliwych, niekoniecznie leży w interesie nabywcy. Nabywca jest zainteresowany odpowiednią jakością, ale również kosztami. Producent będzie się więc starał koszty wynikające z odrzucenia dobrych partii przerzucić pośrednio na nabywcę.

Kryteria zgodności wytrzymałości betonu na ściskanie sformułowano w normach: ISO 3893:1977 [7], która wprowadziła pojęcie klas betonu i kryteriów, CEB-FIP/RILEM „Recommended principles for the control of quality and the judgment of acceptability of concrete” (1975 r.) [8], CEB-FIP Model Code (1977 r.) [9]. Ich postać została zachowana we współczesnych normach dotyczących betonu [11].

Dla małej liczebności próby  $n$  kryteria te mają postać:

$$\bar{x}_n \geq f_{ck} + k_1, \quad x_{\min} \geq f_{ck} - k_2 \quad (1)$$

gdzie:  $\bar{x}_n$  – wytrzymałość średnia w próbie  $n$ -elementowej,

$f_{ck}$  – projektowana wytrzymałość charakterystyczna betonu na ściskanie,

$x_{\min}$  – najmniejsza wytrzymałość w próbie  $n$ -elementowej,

$k_1, k_2$  – stałe.

Dla próby o liczebności nie mniejszej niż  $n = 15$  kryteria zgodności są zależne od odchylenia standardowego z próby  $s$  i mają postać:

$$\bar{x} \geq f_{ck} + \lambda \sigma, \quad x_{\min} \geq f_{ck} - k_2 \quad (2)$$

Wartości stałych  $k_1, k_2, \lambda$  są bardzo zróżnicowane w poszczególnych normach i najczęściej różne dla produkcji początkowej i ciągłej, a także dla betonu jednego rodzaju oraz rodziny betonów. Przykładowe wartości tych stałych przedstawiają się następująco:

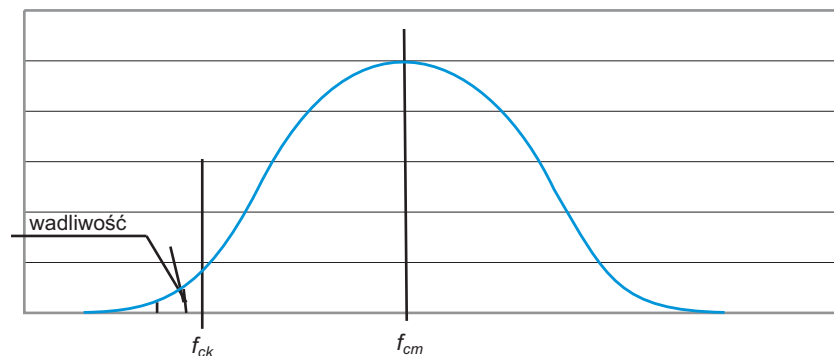
- CEB-FIP MC:1978 [9]: dla  $n = 3$ ;  $k_1 = k_2 = 3$  MPa, dla  $n \geq 15$ ;  $\lambda = 1,4$ ,  $k_2 = 4$  MPa,

- PN-EN 206-1:2003 [1]: kryteria zgodności dla  $n = 3$ ;  $k_1 = k_2 = 4$  MPa, dla  $n \geq 15$ ;  $\lambda = 1,48$ ,  $k_2 = 4$  MPa; kryteria identyczności (Załącznik B – normatywny):
  - dla  $n = 1$ ;  $k_2 = 4$  MPa (kryterium dla średniej należy pominąć),
  - dla  $2 \leq n \leq 4$ ;  $k_1 = 1$  MPa,  $k_2 = 4$  MPa,
  - dla  $5 \leq n \leq 6$ ;  $k_1 = 2$  MPa,  $k_2 = 4$  MPa.

Norma PN-88/B-06250 [12] zaleca kryteria (stosowane przez ponad 20 lat) o następującej postaci:

- dla 15,  $\bar{x} - 1,64s \geq f_{ck}$ ,
- dla 3-4  $x_{\min} \geq \alpha f_{ck}$ ,
- dla 5-8  $\alpha = 1,15$ ,
- dla 9-14  $\alpha = 1,10$ ,
- dla 3-14  $\alpha = 1,05$ ,
- dla 3-14  $x_{\min} \geq f_{ck}$ ,
- dla 3-14  $\bar{x} \geq 1,2 f_{ck}$ .

Decyzja o zaliczeniu rozważanej partii betonu do projektowanej klasy zależy przede wszystkim od spełnienia warunku narzuconego na wytrzymałość średnią z próby; bardzo rzadko warunkiem decydującym jest ograniczenie wytrzymałości minimalnej w próbie. Partię uważa się więc za dobrą, gdy spełnione jest kryterium narzucone na wytrzymałość średnią, ponieważ jest to kryterium decydujące o przyjęciu partii betonu.



Rys. 2. Badanie według oceny liczbowej

Próbę uważa się za wadliwą, gdy  $x < f_{ck}$  (zakreskowane pole na rys. 2.) jest wadliwością  $w$ :

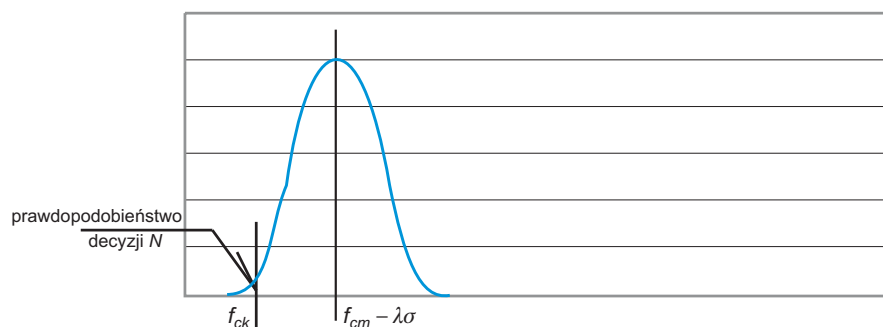
$$\theta\left(\frac{f_{cm} - f_{ck}}{\sigma}\right) = 0,5 - w \quad (3)$$

Decyzję o nieprzyjęciu partii betonu podejmuje się, gdy  $\bar{x} - \lambda\sigma < f_{ck}$  (rys. 1.). Partię uważa się za dobrą, gdy liczba wyrażająca jej właściwość:

$$\bar{x} \geq f_{ck} + \lambda\sigma \quad (4)$$

Przy odbiorze jednej partii nie jest istotne badanie parametrów procesu technologicznego, lecz powzięcie decyzji co do jednej konkretnej partii betonu. Kryterium ujęte nierównością  $\bar{x} - \lambda\sigma \geq f_{ck}$  stanowi zabezpieczenie przed przyjęciem wadliwej partii betonu (rys. 3.). W wytwórniach betonu towarowego podnoszona jest średnia wytrzymałość betonu przy rosnącym rozrzucie, co powoduje nieuzasadnione koszty produkcji betonu – im większe  $\sigma$ , tym większa szansa przyjęcia partii betonu. Wytrzymałość zapewniona przez wytwórnię betonu jest funkcją trzech parametrów:

- wytrzymałości średniej  $f_{cm}$ ,
- odchylenia standardowego  $s$ ,
- liczebności próby  $n$ .

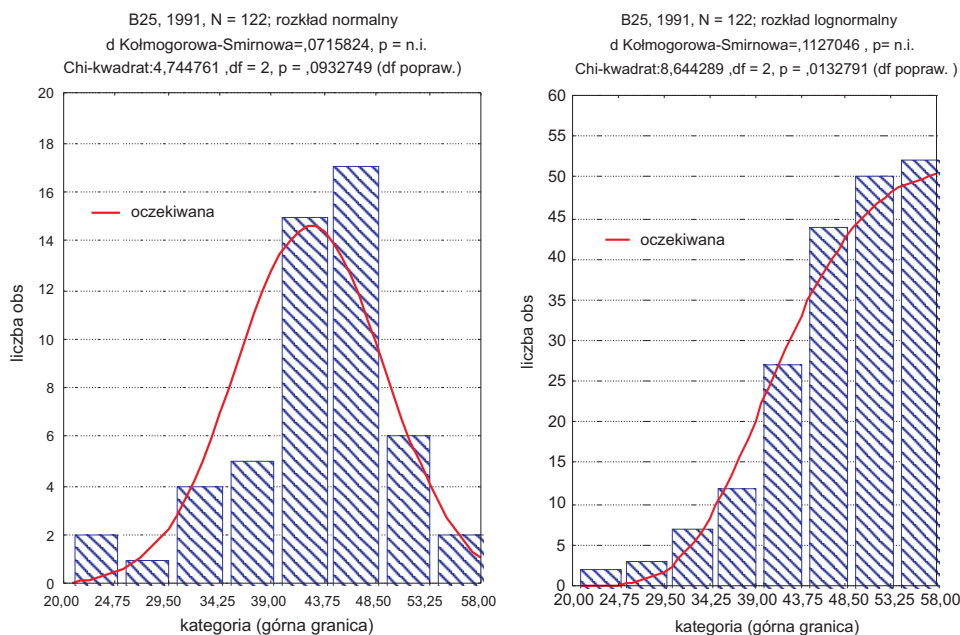


Rys. 3. Schemat wyznaczenia kryterium zgodności (decyzja  $N$  oznacza odrzucenie próby o wadliwości  $x < f_{ck}$ )

Zaproponowane w normie kryteria zgodności powinny być wyrazem kompromisu między wymogami bezpieczeństwa, ekonomii i jakości. Ze względu na jakość projektowanych konstrukcji z betonu kryterium narzucone na wytrzymałość średnią można rozpatrywać z wykorzystaniem krzywej operacyjno-charakterystycznej reguły operacyjnej testowania rzeczywistej średniej wytrzymałości na ściskanie.

## 5. Przykład zastosowania krzywych operacyjno-charakterystycznych jako funkcji opisujących kryterium zgodności wytrzymałości betonu na ściskanie

Przedstawiony przykład opracowano na podstawie wyników badań wytrzymałości betonu na ściskanie, uzyskanych z działających na terenie Podkarpacia wytwórni betonu towarowego. Dokonano analizy i oceny ryzyka odbiorcy związanego z warunkiem narzuconym na wytrzymałość średnią dotyczącym betonu zwykłego klasy B25. Histogram rozkładu wytrzymałości betonu na ściskanie przedstawiono na rys. 4.



Rys. 4. Histogram betonu B25 produkowanego w 1991 r.,  $n = 122$

Kontrola jakości wytrzymałości betonu na ściskanie wiąże się więc z popełnieniem dwóch rodzajów błędów. Prawdopodobieństwo  $\alpha$  popełnienia błędu I rodzaju nie można uczynić dowolnie małym. Prawdopodobieństwo odrzucenia hipotezy, gdy jest ona prawdziwa, można uczynić małym jedynie kosztem wzrostu prawdopodobieństwa błędu II rodzaju, czyli przyjęcia hipotezy, gdy jest ona fałszywa.

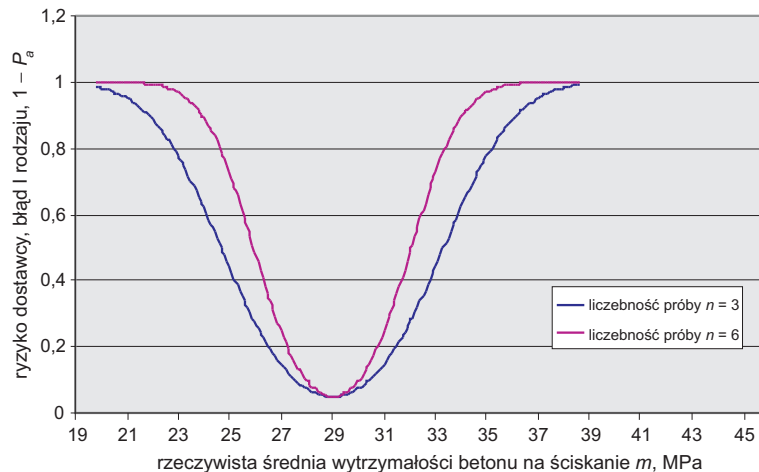
Odbiorcę interesuje, czy prawdziwa średnia wytrzymałość betonu była niska (np. 25 MPa) czy też wysoka (np. 33 MPa). W każdej z tych sytuacji istnieje możliwość, że średnia będzie się znajdować w obszarze przyjęcia reguły, tzn.:

$$P[(f_{ck} + 4) - c, \leq X \leq (f_{ck} + 4) + c/H_o] = 1 - \alpha = 95\% \quad (5)$$



Jeżeli to ma miejsce, reguła operacyjna zaproponowana w wyniku testowania hipotez będzie błędnie sugerować, że inżynier postępuje jakby prawdziwą średnią była wartość 29 MPa (rys. 5.). Prawdopodobieństwo tej możliwości oznacza się przez  $\beta$ . Można je wyznaczyć dla każdej konkretnej wartości rzeczywistej średniej. Jeśli np. prawdziwą średnią jest 25 MPa, wówczas dla tej reguły operacyjnej (dla  $\alpha = 5\%$ ) prawdopodobieństwo błędnego przyjęcia hipotezy, że średnia wynosi 29 MPa, jest równe:

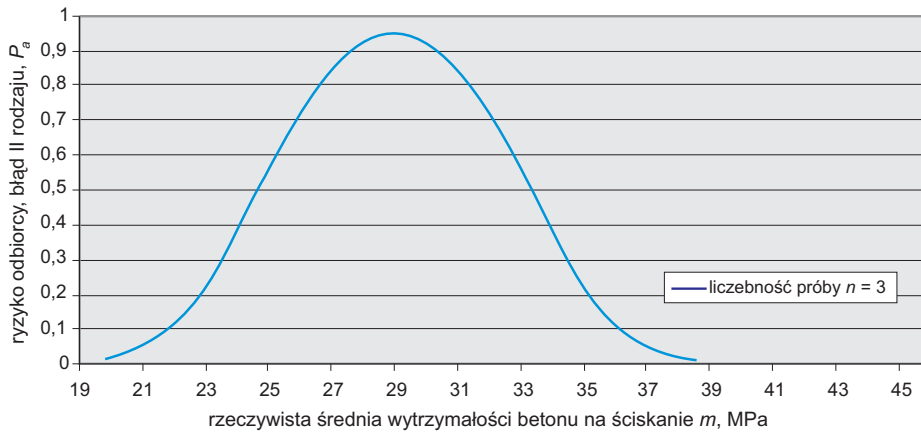
$$\beta = P[23,68 \leq X \leq 33,32/m = 29] \quad (6)$$



Rys. 5. Błąd oceny I rodzaju, prawdopodobieństwo wystąpienia  $1 - P_a$  dla  $n = 3$  i  $n = 6$

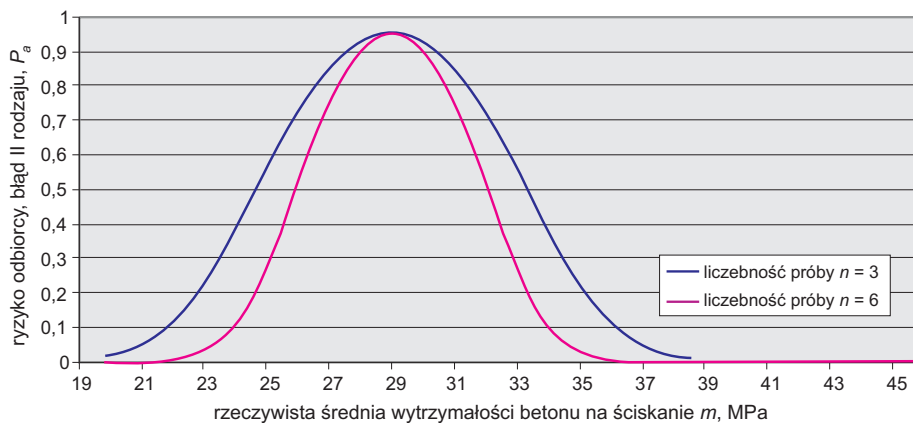
Jeśli prawdziwą średnią jest 25 MPa, to inżynier korzystający z tej metody będzie częściej zakładał, że prawdziwą średnią jest 29 MPa. Jeśli prawdziwą średnią jest 23 MPa, prawdopodobieństwo błędu II rodzaju zmniejszy się do ok. 15%, jeśli zaś prawdziwa wartość wynosi 34 MPa, to prawdopodobieństwo  $\beta$  jest równe tylko 39%. Można to przedstawić graficznie za pomocą krzywej operacyjno-charakterystycznej reguły (rys. 6.).

Jeśli  $m = 29$  MPa, to  $\beta$  jest równe  $1 - \alpha = 95\%$ . Ponieważ dużych wartości prawdopodobieństwa błędów II rodzaju nie należy tolerować, inżynier powinien starać się je zmniejszyć kosztem zmniejszenia długości przedziału przyjęcia hipotezy  $2c$  bądź kosztem wzrostu  $\alpha$  – prawdopodobieństwa błędu I rodzaju, czy też zwiększyć liczebność próby od trzech do dostatecznie dużej liczby. Na tym samym poziomie istotności  $\alpha = 5\%$  wzrastająca liczebność próby zmniejszy  $\sigma$ , a zatem zmniejszy się również szerokość przedziału  $2c$ .



Rys. 6. Krzywa OC reguły operacyjnej testowania wytrzymałości średniej,  $\alpha = 0,05$  przy  $n = 3$

Konstruując krzywą operacyjno-charakterystyczną dla  $n = 6$ , otrzymuje się zbiór wartości  $\beta$  „wszędzie” mniejszych od odpowiednich wartości dla próby o liczebności  $n = 3$ . Krzywą OC prawdopodobieństwa  $\beta$  skonstruowaną dla liczebności próby  $n = 6$ ,  $\alpha = 5\%$  oraz  $c = 3,06$  zilustrowano na rys. 7.



Rys. 7. Błąd oceny II rodzaju, prawdopodobieństwo wystąpienia  $P_a$  dla  $n = 3$  i  $n = 6$

Inżynier, kierując się wiarygodnością metody analizy wyników oraz mając zadaną wartość  $\alpha$ , może wyznaczyć niezbędną liczebność próby. Aby zachować  $\alpha$  na poziomie 5% oraz zmniejszyć  $\beta$  do co najwyżej 20%, zakładając, że prawdziwą średnią jest 29 MPa, można łatwo obliczyć, że liczebność próby musi być równa co najmniej 10. Jeśli taka liczba prób wiąże się ze zbyt wysokimi kosztami, należy wypośredkować konsekwencje próbkowania poprzez porównanie błędów I i II rodzaju w kontekście ekonomicznym.

Tabela 1. Prawdopodobieństwo popełnienia błędu  $\beta$  dla wytrzymałości średniej 25 MPa i różnej liczebności próby

| Liczebność próby $n$ | Prawdopodobieństwo $\beta$ |
|----------------------|----------------------------|
| 3                    | 0,55                       |
| 6                    | 0,29                       |

Krzywe OC reguły operacyjnej testowania rzeczywistej wytrzymałości średniej  $m = 29$  Mpa, przy  $\alpha = 0,05$  i różnej liczebności próby, charakteryzują się różnym prawdopodobieństwem przyjęcia prawdziwej wytrzymałości średniej 25 MPa. Wartości otrzymanych krzywych OC w różnym stopniu chronią odbiorcę przed przyjęciem partii o prawdziwej średniej 25 MPa. Z przeprowadzonej analizy wynika, że prawdziwa średnia wytrzymałości na ściskanie betonu klasy B25 (produkowanego przez jedną z wytwórni betonu towarowego) wynosi 25 MPa, a więc przy pobieraniu próbek o liczebności  $n = 3$  prawdopodobieństwo błędu II rodzaju takiej partii wyniesie 0,55, a przy liczebności  $n = 6 - 0,29$  (tab. 1.).

W przypadku oceny zgodności właściwości betonu ryzyko ponosi więc nie tylko producent i odbiorca, którym jest najczęściej wykonawca konstrukcji, ale także inwestor, użytkownik obiektu budowlanego oraz całe społeczeństwo, np. w przypadku katastrofy budowlanej. Dysproporcje skutków zagrożenia związanego z podjęciem błędnej decyzji są oczywiste i znaczne. Zalecenia zawarte w obecnie obowiązujących normach uwzględniają jedynie ryzyko producenta, ryzyko odbiorcy pozostaje niesprecyzowane. Kryteria zgodności powinny uwzględniać racjonalny i świadomy podział ryzyka. Dyrektywa Unii Europejskiej dotycząca normalizacji umożliwia traktowanie wymogów zawartych w normach jako minimalnych. Odbiorca betonu może uzgodnić z dostawcą warunki, które pozwolą na świadomy wybór poziomu ryzyka.

Jedną z możliwych strategii jest zrównanie ryzyka odbiorcy i producenta. Przy założeniu, że znane są ewentualne straty producenta wskutek dyskwalifikacji partii betonu spełniającej przyjęte wymagania i straty odbiorcy wskutek przyjęcia betonu niespełniającego wymagań warunków równego ryzyka umożliwia oszacowanie wartości  $P_a$  i przyjęcie odpowiedniego planu kontroli.

## 6. Podsumowanie

Weryfikacja kryterium zgodności dotyczącego wytrzymałości średniej na ściskanie za pomocą krzywych operacyjno-charakterystycznych reguły operacyjnej testowania wytrzymałości średniej prowadzi do następujących wniosków:

1. Krzywa operacyjno-charakterystyczna reguły operacyjnej testowania średniej wytrzymałości betonu na ściskanie umożliwia bezpośrednie odczytanie wartości popełnienia błędu I i II rodzaju, a więc bezpośrednio

określenie ryzyka producenta czy odbiorcy, gdy prawdziwa średnia znacznie różni się od wytrzymałości założonej (projektowanej).

2. W określonej próbie  $n$ -elementowej zmniejszenie prawdopodobieństwa  $\alpha$  popełnienia błędu I rodzaju (poziom istotności testu) powoduje wzrost prawdopodobieństwa  $\beta$  popełnienia błędu II rodzaju.
3. Zmniejszenie błędu  $\beta$  przy tym samym  $\alpha = 0,05$  można uzyskać poprzez zwiększenie liczebności próby.
4. Określenie liczebności próby oraz błędów I i II rodzaju powinno być wyrazem kompromisu pomiędzy jakością a ekonomią.
5. Uzgodnienie akceptowalnego ryzyka producenta i odbiorcy betonu, tzn. założenie równego ryzyka producenta i odbiorcy, pozwala na oszacowanie prawdopodobieństwa potwierdzenia zgodności i wybór odpowiedniego planu kontroli.

### Literatura

1. Taerwe L.: Evaluation of compound compliance criteria for concrete strength, RILEM, Materials and Structures, no 21, 1988, s. 13-20.
2. Hryniewicz O.: Nowoczesne metody statystycznego sterowania jakością, PAN, Instytut Badań Systemowych, Warszawa 2000.
3. Konig G., Soukhov D., Jungwirth F.: Compressive strength of concrete-conformity and safety according to EN 206 and Eurocode, Proc. 12<sup>th</sup> ERMCO Congress, vol. 1, 1998.
4. Steczkowski J., Ziela A.: Metody statystyczne w badaniu zjawisk jakościowych, Kraków 1997.
5. Sowa A.: Ocena jakości materiału konstrukcyjnego na podstawie małej próby, III Konferencja Naukowo-Techniczna „Problemy jakości budownictwa”, Wrocław-Kudowa Zdrój 1981.
6. Brunarski L.: Podstawy matematyczne kształtowania kryteriów zgodności wytrzymałości materiałów, ITB, Warszawa 2008.
7. ISO 3893:1977. Concrete – Classification by compressive strength.
8. CEB-FIP/RILEM. Recommended principles for the control of quality and the judgment of acceptability of concretes, Material and Structures, vol. 8, 47, 1975, s. 387-403.
9. CEB-FIP. Model Code 1978 CEN Bulletin d'information CEB, no 124-125 (E), 1978.
10. Murzewskiego J.: Bezpieczeństwo konstrukcji budowlanych, Arkady, Warszawa 1970.
11. PN-EN 206-1: 2003. Beton. Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność. PKN.
12. PN-88/B-06250. Beton zwykły, PKNMiJ.

**PROBABILITY OF PRODUCERS AND CONSUMERS RISK  
AS FUNCTION REAL MEAN VALUE OF COMPRESSIVE STRENGTH****S u m m a r y**

The subject of this paper are method and criteria of conformity for the ready mixed concrete properties. Conformity control is always based on a sample of limited size, from which inferences are made for the whole population. Hence, there is always a risk of taking the wrong decision. This means that in some cases good concrete will be rejected and bad concrete will be accepted, the associated risks are called respectively the producers risk and the consumers or clients risk. It is not straightforward to elaborate a control plan which satisfies all parties involved and to fix the mentioned risks for which no absolute criteria are available.

In the article we shall focus on the compressive strength as the quality to be tested on the OC lines.

*Wpłynęło do Oficyny Wydawniczej w listopadzie 2010 r.*

Izabela SKRZYPCZAK  
Dawid ZIENTEK  
Politechnika Rzeszowska

## OCENA DEFORMACJI POWIERZCHNI TERENÓW GÓRNICZYCH ZA POMOCĄ MIERNIKA SYNTETYCZNEGO

W artykule przedstawiono koncepcję bazy danych przestrzennych umożliwiającą zwiększenie efektywności i wiarygodności badań deformacji powierzchni terenów górniczych na przykładzie kopalni PIAST. Badania deformacji terenów górniczych wiążą się z gromadzeniem i opracowywaniem różnorodnych zbiorów danych, z których większość posiada odniesienie przestrzenne. Celem artykułu jest konstrukcja systemu informacji przestrzennej z wykorzystaniem miernika syntetycznego, opartego na najważniejszych zmiennych charakteryzujących badania deformacji powierzchni na terenach górniczych. Aby zbudować miernik syntetyczny, surowe dane poddawane były unitaryzacji oraz przekształceniu w stymulanty (w przypadku zmiennych będących destymulantami). Wszystkim zmiennym zostały przyporządkowane wagi w celu uwzględnienia ich różnych znaczeń w ocenie deformacji powierzchni. Ostatecznie otrzymuje się klasyfikację obszarów KWK PIAST, w którym każdemu obszarowi kopalni przyporządkowano wartość miernika syntetycznego z przedziału od 0 do 1. Im wyższa wartość miernika, tym lepsza pozycja oceny deformacji powierzchni dla danego obszaru.

### 1. Wprowadzenie

Eksploracja węgla kamiennego powoduje deformacje powierzchni oraz uszkodzenia infrastruktury podziemnej i naziemnej. Badania deformacji terenu i predykcja osiadań w głównej mierze polega na analizie pomiarów geodezyjnych wykonywanych najczęściej niwelacją precyzyjną. Wykorzystując odpowiednie oprogramowanie, można prognozować dalsze zachowanie się powierzchni terenu, tj. przewidzieć skutki, jakie niesie za sobą dalsza eksploatacja górnicza. Geodezyjne obserwacje wpływu działalności górniczej na powierzchnię wykonywane są okresowo, w lokalnych, specjalnie zakładanych liniach obserwacyjnych. Teoretyczne obliczenia wielkości osiadań powierzchni spowodowanych górniczą eksploatacją złoża węgla kamiennego można wykonać, stosując m.in. teorię Budryka–Knothego [1].

Przykładowe obliczenia osiadań wyznaczone dla obszaru Bieruń Nowy – O1 (pokład 209).

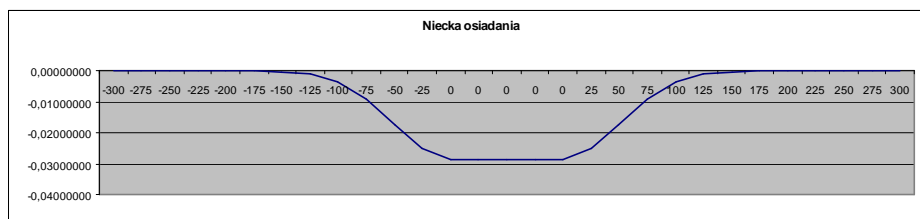
Teoria Budryka–Knothe'ego

|                         |                        |  |
|-------------------------|------------------------|--|
| Grubość pokładu węgla:  | $m = 5,5 \text{ m}$ ,  | $w_{\max} = 3,575 \text{ m}$ ,               |
| Głębokość eksploatacji: | $H = 500 \text{ m}$ ,  | $r = 250 \text{ m}$ ,                        |
| Współczynnik osiadania: | $a = 0,65$ ,           | $T_{\max} = 0,0143 \text{ m/m}$ ,            |
| Kąt zasięgu wpływów:    | $\text{tg}\beta = 2$ , | $\varepsilon_{\max} = 0,00858 \text{ m/m}$ , |
|                         |                        | $K_{\max+} = 0,000087 \text{ 1/m}$ ,         |
|                         | $T^2 = 0,000204$ ,     | $K_{\max-} = -0,000087 \text{ 1/m}$ .        |

Wykres niecki osiadania sporządzono na podstawie równania (krzywej) Gaussa (rys. 1.):

$$f(x) = w_{\max} \frac{T}{\sqrt{\pi}} e^{-T^2 x^2} \quad (1)$$

Ocena deformacji powierzchni byłaby dokładniejsza i wiarygodniejsza, gdyby mogła być dokonana na podstawie nie jednego lub dwóch, ale kilku parametrów (zmiennych). Wiąże się to z koniecznością budowy systemu informacji geograficznej z kompleksową bazą danych geodezyjnych, górniczych i geologicznych wykorzystywanych w badaniach i predykcji deformacji.



Rys. 1. Niecka osiadania dla obszaru Bieruń Nowy – O1 (pokład 209)

## 2. Charakterystyka złoża KWK „Piast” w Bieruniu

Obserwacja deformacji powierzchni nad obszarami eksploatacji w Bieruniu Starym, Bieruniu Nowym, Chełmie Śląskim i na przedpolu zbiornika Dzieńkowice jest prowadzona nieprzerwanie. Charakter deformacji zmienia się głównie w zależności od stosowanej metody wydobywania, charakterystyki pokładów węglowych (miąższość, głębokość zalegania pod powierzchnią terenu, odległość od filara ochronnego, odległość od frontu ściany), budowy geologicznej, właściwości utworów geologicznych. Złoże węgla kamiennego KWK PIAST ma charakter złoża pokładowego, z pokładami zalegającymi monoklinalnie w po-

szczególnych blokach tektonicznych. W budowie geologicznej złoża do głębokości dokumentowania (do 1000 m) biorą udział utwory czwartorzędu, trzeciorzędu, triasu i karbonu produktywnego. Grubość nadkładu jest zmienna i wynosi w rejonie Chełma Śląskiego od ok. 0,5 m do ok. 296 m. W złożu KWK PIAST występują następujące ogniwa litostratygraficzne: warstwy libiąskie, łaziskie i orzeskie. Złoże to posiada kształt łagodnej synkliny o osi nachylonej w kierunku wschodnim. Jest pocięte licznymi uskokami, wyznaczającymi naturalne granice poszczególnych bloków tektonicznych. Złoże od początku istnienia kopalni stanowią dwa poziomy eksploatacyjne:

- poziom 500 m,
- poziom 650 m.

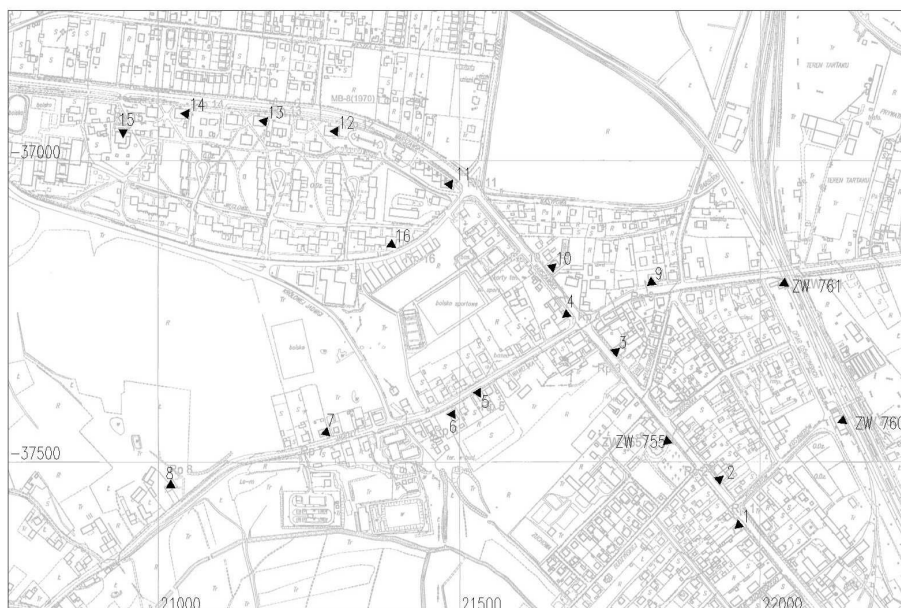
Eksploatacja górnicza prowadzona jest systemem ścianowym z zawałem stropu. Ściany wydobywcze prowadzone są od granic złoża lub od stref większych dyslokacji tektonicznych. Eksploatacja tego typu powoduje ujawnianie się na powierzchni znacznych obniżen terenu. W związku z występowaniem licznych uskoków i dyslokacji, między które wpasowane są eksploatowane ściany, eksploatacja ma charakter wysypowy, co powoduje tworzenie się na powierzchni terenu wielu niecek obniżeniowych o maksymalnych obniżeniach sięgających do 7 m. Niecki te często mają charakter niecek bezodpływowych, co jest związane z niewielkim zróżnicowaniem rzeźby terenu. Wiąże się to z koniecznością ich odwadniania, a więc budową rowów odwadniających, przepompowni i rurociągów. W związku z deformacjami obszar górniczy KWK Bieruń należy w znacznej części do III kategorii przydatności do zabudowy, przez co kopalnia ponosi znaczne koszty z tytułu odszkodowań dla mieszkańców Bierunia za zniszczenia ich budynków [2].

### 3. Obserwacje i pomiary osiadań na terenie Bierunia Nowego

Eksploatacja pokładów węgla bezpośrednio pod Bieruniem Nowym odbywała się w pokładzie 207 (w latach 1984÷1990) oraz w pokładzie 206/1÷2 (w latach 1993÷2001). Pomiary geodezyjne i obserwacje były prowadzone na terenie Bierunia Nowego od kwietnia 1998 r. do czerwca 2004 i objęły 28 cykli niwelacyjnych. W chwili obecnej czynny front eksploatacyjny w pokładach tych znajduje się w innym miejscu obszaru górniczego, a górotwór nie ulega już tak wielkim deformacjom. Zaniechano zatem dalszych pomiarów niwelacyjnych. Średnia głębokość zalegania pokładu 206/1÷2 w rejonie Bierunia Nowego wynosi ok. 460 m, a miąższość ok. 1,8 m. Eksploatacja była prowadzona z kierunku NE do SW od stycznia 1996 r. do czerwca 2001.

Do analizy deformacji górotworu na terenie Bierunia Nowego zastabilizowano 19 reperów na budynkach wzdłuż ulicy Warszawskiej i Jagiełły. Pomiary wysokościowe były prowadzone za pomocą niwelacji precyzyjnej, a częstotliwość wykonywanych pomiarów geodezyjnych wynosiła raz na kwartał (rys. 2.).





Rys. 2. Rozmieszczenie reperów obserwacyjnych na terenie Bierunia Nowego

### Wyniki obserwacji geodezyjnych

Do analizy obserwacji stworzono dwie „sztuczne” linie obserwacyjne obejmujące repery założone na budynkach. Pierwsza linia biegnie wzdłuż ulicy Warszawskiej (repery 1÷4, 10÷15), a druga wzdłuż ulicy Jagiełły (repery 4÷9). Wyniki pomiarów geodezyjnych uzyskanych na reperach ściennych w Bieruniu Nowym wskazują, że deformacje mają następujący charakter:

- największe deformacje powierzchni terenu w wyniku eksploatacji górniczej wystąpiły w punktach 4., 9., 10., 11., czyli centralnej części eksploatacji,
- maksymalną prędkość obniżenia i maksymalne osiadanie powierzchni zaobserwowano w punkcie pomiarowym 11.,
- gdy front eksploatacyjny znajdował się w odległości 100 m przed punktem pomiarowym 11., punkt osiadł o 4 cm (czerwiec 1998 r.),
- gdy front eksploatacyjny znajdował się w odległości 120 m za punktem pomiarowym 11., prędkość obniżania punktu wzrosła do 35,6 cm (listopad 1998 r.),
- gdy front eksploatacyjny znajdował się w odległości 275 m za punktem pomiarowym 11., powierzchnia obniżyła się o 51,9 cm (luty 1999 r.) w stosunku do poprzedniego pomiaru,
- począwszy od marca 1999 r. nastąpiło stopniowe zmniejszenie się osiadań, które wynosiło średnio kilkanaście mm w okresie trzech miesięcy.

Analogicznie zachowywały się punkty 4., 9., 10., w których również zaobserwowano największe deformacje w okresie zbliżania się bezpośrednio pod dany punkt frontu eksploatacyjnego. Prowadząc obserwacje i analizę poszczególnych cykli pomiarowych na określonych punktach, można wyróżnić trzy główne fazy: okres narastania obniżeń, okres największych prędkości obniżeń i okres końcowy, w którym obserwuje się stopniową stagnację osiadań.

#### **4. Metodyka budowy systemu informacji geograficznej**

Badania deformacji terenów górniczych wymagają zebrania i analizy wielu różnorodnych zbiorów danych. Pozyskiwane dane pochodzą z różnych materiałów wejściowych (opracowanych w różnych układach). Efektywne zarządzanie takimi zbiorami danych byłoby więc możliwe poprzez zastosowanie systemu informacji geograficznej, który umożliwiłby opracowanie przestrzennego modelu kopalni, analizę metod i okresów eksploatacji, analizę i interpretację okresowych pomiarów geodezyjnych. System GIS umożliwia gromadzenie i zarządzanie materiałami archiwalnymi i bieżącymi oraz wykonywanie różnego typu analiz i obliczeń przy użyciu wielu zbiorów danych [3, 4].

##### **Dane źródłowe**

Materiały źródłowe stanowią przede wszystkim papierowe archiwalne materiały pochodzące z zasobów kopalni PIAST. Wśród zmiennych, które zawierają najważniejsze informacje o poszczególnych obszarach kopalni, a tym samym powinny składać się na miernik syntetyczny, należy wymienić przede wszystkim:

- mapy wyrobisk górniczych,
- mapy sytuacyjne w skali 1:5000,
- dokumentacje geologiczno-górnice kopalni PIAST,
- wykazy reperów i operaty pomiarowe linii obserwacyjnych,
- wykazy wysokości i przemieszczeń pionowych i poziomych reperów w liniach obserwacyjnych,
- profile geologiczne,
- przeglądową mapę podziału złoża KWK PIAST.

Należy również wymienić następujące opracowania samodzielne:

- odległość od filara ochronnego,
- odległość od frontu ściany,
- wpasowanie i kalibracja map,
- odczytanie współrzędnych reperów na liniach obserwacyjnych,
- generowanie profili podłużnych poszczególnych linii obserwacyjnych.

Budowę systemu oparto na programach: Excel, AutoCAD, nakładka geodezyjna GEOLISP, które to umożliwiły zarządzanie danymi, ich opracowanie i analizę.

### **Baza danych**

Wyjściowy podkład kartograficzny stanowią mapy wyrobisk górniczych i mapy sytuacyjne w skali 1:5000. Materiały te po zeskanowaniu i kalibracji zostały wpasowane w przyjęty układ współrzędnych. Podkłady rastrowe użyto do budowy wektorowej bazy danych w Auto CAD oraz opisowej bazy danych w programie Excel. Nakładka geodezyjna GEOLISP służy do interpolacji warstw, a współpracując z programem EDN autorstwa prof. J. Białka, można prognozować deformacje dla obszarów górniczych. Gromadzone dane podzielono na trzy działy tematyczne: geodezja, geologia, górnictwo.

## **5. Budowa miernika syntetycznego do oceny deformacji powierzchni terenów górniczych**

W punkcie tym przedstawiono próbę skonstruowania miernika syntetycznego do oceny oddziaływania wybranych informacji geograficznych na efektywność i wiarygodność badań deformacji powierzchni dla obszarów kopalni PIAST na podstawie wymienionych zmiennych. Schemat sporządzania klasyfikacji obszarów kopalni PIAST z uwzględnieniem oceny oddziaływania wybranych informacji geograficznych na efektywność i wiarygodność badań deformacji powierzchni można podzielić na następujące etapy:

- analiza wartości cech dla czterech obszarów: Bieruń Nowy – O1, Bieruń Stary – O2, Chełm Śląski – O3, przedpole zbiornika Dzieńkowice – O4, dla trzech wybranych działów:
  - geodezji,
  - górnictwa,
  - geologii,
- przyjęcie wag dla poszczególnych cech według zasady  $\sum w_i = 1$  w obrębie działu (tab. 1.).

Analizowany zestaw zmiennych diagnostycznych został ustalony na podstawie kryteriów merytorycznych. W opracowaniu wykorzystano zarówno charakterystyki klasyczne stosowane do oceny deformacji powierzchni – teoria Budryka–Knothego, jak również dane, które według autorów mają wpływ na deformację powierzchni, a które nie są uwzględniane w klasycznych metodach wyznaczania osiadań. Powszechnie stosowane sposoby wyznaczania osiadań ograniczają się do jednego z wymienionych działów. Miernik syntetyczny umożliwia wykorzystanie wszystkich dostępnych informacji, które mają wpływ na osiadanie powierzchni.

Tabela 1. Wartości dla poszczególnych cech i ich wagi

| Cecha   | O1 | O2 | O3 | O4 | Waga |
|---|----|----|----|----|------|
| <b>Geodezja</b>   |    |    |    |    |      |
| Mapy wyrobisk górniczych  | 1  | 1  | 1  | 1  | 0,20 |
| Mapy sytuacyjne powierzchni terenu  | 1  | 1  | 1  | 1  | 0,05 |
| Wykazy reperów i operaty pomiarowe linii obserwacyjnych                     | 1  | 1  | 1  | 1  | 0,20 |
| Wykazy wysokości i przemieszczeń pionowych reperów w liniach obserwacyjnych | 1  | 1  | 1  | 1  | 0,35 |
| Wykazy wysokości i przemieszczeń poziomych reperów w liniach obserwacyjnych | 1  | 1  | 1  | 1  | 0,20 |
| <b>Górnictwo</b>  |    |    |    |    |      |
| Miąższość, głębokość zalegania pokładu pod powierzchnią terenu              | 1  | 1  | 1  | 1  | 0,20 |
| Odległość od filara ochronnego (zasięg)                                     | 1  | 0  | 0  | 0  | 0,30 |
| Odległość od frontu ściany  | 1  | 0  | 0  | 0  | 0,30 |
| Przeglądowa mapa podziału złoża KWK PIAST                                   | 1  | 1  | 1  | 1  | 0,20 |
| <b>Geologia</b>   |    |    |    |    |      |
| Dokumentacje geologiczno-górnictwa kopalni PIAST                            | 1  | 1  | 1  | 1  | 0,50 |
| Mapa geologiczna  | 1  | 1  | 1  | 1  | 0,20 |
| Analiza profili pionowych   | 1  | 0  | 0  | 0  | 0,30 |

Wagi do oceny wartości cech między działami dla mierników syntetycznych przyjęto subiektywnie, kierując się przeprowadzoną analizą wyników badań deformacji powierzchni sieciami neuronowymi (tab. 2.).

Tabela 2. Wagi dla poszczególnych działów

| Dział     | k | Waga |
|-----------|---|------|
| Geodezja  | 1 | 0,40 |
| Górnictwo | 2 | 0,40 |
| Geologia  | 3 | 0,20 |

### Obliczanie mierników

Średnie ważone cech w działach dla każdego obszaru KWK PIAST oblicza się ze wzoru (tab. 3.):

$$s_j = \frac{1}{\sum w_i} \sum c_i w_i \quad (j = 1, 2, 3, 4) \quad (2)$$

gdzie:  $c_i$  – wartość cechy w danym  $j$ -tym dziale,  
 $w_i$  – odpowiadająca jej waga.

Tabela 3. Średnie ważone cech w poszczególnych działach dla każdego obszaru KWK PIAST

| Cecha     | O1   | O2   | O3   | O4   | $s_{\max}$ |
|-----------|------|------|------|------|------------|
| Geodezja  | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00       |
| Górnictwo | 1,67 | 1,67 | 1,67 | 1,67 | 1,67       |
| Geologia  | 1,60 | 1,60 | 1,60 | 1,60 | 1,60       |

Normalizacja cech dla ułatwienia porównywania wartości pomiędzy działami (tab. 4.):

$$Czn_k = (s_j / s_{\max})_k \quad (3)$$

gdzie  $k$  – numer kolejny obszaru KWK PIAST,  $k = 1, 2, 3, 4$ .

Tabela 4. Cechy znormalizowane

| Cecha     | O1   | O2   | O3   | O4   | Waga |
|-----------|------|------|------|------|------|
| Geodezja  | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,40 |
| Górnictwo | 1,00 | 0,40 | 0,40 | 0,40 | 0,40 |
| Geologia  | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,44 | 0,20 |

Wartości mierników syntetycznych dla poszczególnych obszarów KWK PIAST wyznacza się z zależności:

$$W_k = \sum_{k=1}^5 (Czn_k w_k) \quad (4)$$

W analizie otrzymanych wyników można się posłużyć dodatkowo wzorcem i antywzorcem. Wzorec będzie miał wartość miernika syntetycznego równą 1, przy założeniu, że opisują go maksymalne wartości poszczególnych zmiennych zunitaryzowanych i przekształconych w stymulanty. Wzorcem jest więc hipotetyczny obszar, najlepszy pod względem każdej uwzględnionej w mierniku syntetycznym zmiennej. Natomiast antywzorec będzie miał wartość miernika syntetycznego równą 0, przy założeniu, że opisują go minimalne wartości poszczególnych zmiennych zunitaryzowanych i przekształconych w stymulanty. Antywzorec jest to więc hipotetyczny obszar, najslabszy pod względem każdej uwzględnianej w mierniku syntetycznym zmiennej.

Tabela 5. Mierniki syntetyczne do oceny efektywności i wiarygodności deformacji powierzchni terenu dla wybranych obszarów KWK PIAST

| Obszar | $W_k$ |
|--------|-------|
| O1     | 1,00  |
| O2     | 0,76  |
| O3     | 0,76  |
| O4     | 0,36  |

Obszar, który uzyskał najwyższą wartość miernika syntetycznego efektywności i wiarygodności deformacji powierzchni terenu to obszar O1 – Bieruń Nowy (tab. 5.). Wartość uzyskanego wskaźnika potwierdza, że kluczowym zagadnieniem przy określeniu wartości deformacji jest precyzyjne wpasowanie materiałów rastrowych. Dotyczy to przypadków nieposiadających odniesienia przestrzennego w przyjęty układ bazy danych oraz opracowania dodatkowych atrybutów.

## 6. Wnioski

Skonstruowana klasyfikacja obszarów kopalni PIAST ma następujące zalety:

- syntetyczny charakter, gdyż powstał na podstawie kilku bardzo ważnych zmiennych, charakteryzujących obszary kopalni,
- jego forma sprawia, że jest on przystępny dla każdego i łatwo na jego podstawie porównywać obszary,
- zastosowany miernik syntetyczny przyjmuje wartości z przedziału od 0 do 1 – im wartość miernika jest bliższa 0, tym dany obszar jest bardziej podobny do hipotetycznego obszaru, najsłabszego pod względem każdej analizowanej zmiennej cząstkowej, tworzącej miernik syntetyczny, natomiast im wartość miernika syntetycznego jest bliższa 1, tym dany obszar jest bardziej podobny do hipotetycznego obszaru, najlepszego pod względem każdej analizowanej zmiennej cząstkowej, dla którego dysponuje się największą liczbą materiałów i danych wyjściowych do oceny oddziaływania wybranych informacji geograficznych na efektywność i wiarygodność badań deformacji powierzchni,
- wartość uzyskanego wskaźnika potwierdza, że kluczowym zagadnieniem przy określeniu wartości deformacji jest precyzyjne wpasowanie materiałów rastrowych, nieposiadających odniesienia przestrzennego w przyjęty układ bazy danych oraz opracowanie dodatkowych atrybutów,

- przedstawiony w opracowaniu sposób klasyfikowania obszarów kopalń mógłby stanowić bardzo istotne źródło informacji dla przewidywania osiadań na terenach górniczych bądź dokonujących dopiero wyboru danych do oceny oddziaływania wybranych informacji geograficznych do badań deformacji powierzchni. Podejmowane decyzje o wyborze danych i materiałów mogłyby stać się bardziej racjonalne, a jest to przecież bardzo istotne z punktu widzenia oceny wpływu działalności górniczej na powierzchnię.

## Literatura

- [1] Cała M., Flisiak J., Tajduś A.: Wpływ niepodszczonych wyrobisk przyszybowych na deformacje powierzchni. AGH, Kraków 2001.
- [2] Bieroński D., Olearczyk K.: Analiza skutków wpływu eksploatacji na powierzchnie terenu w zależności od wielkości otwarcia frontów eksploatacyjnych dla Obszaru Górniczego „Bieruń I” – KWK „Piast”. Bieruń 2005.
- [3] Blachowski J.: System informacji geograficznej wałbrzyskich kopalń węgla kamiennego podstawą zwiększenia efektywności i wiarygodności badań deformacji powierzchni terenów pogórniczych. Prace Naukowe Instytutu Górnictwa Politechniki Wrocławskiej, nr 123, 2008.
- [4] Piwowski W., Krawczyk A.: Koncepcja geoprzestrzennego systemu informacji o terenie górniczym. AGH, Kraków 2001.

## ASSESSMENT OF SURFACE DEFORMATION OF MINING AREAS WITH APPLICATION OF SYNTHETIC MEASURE

### Summary

In the article there was presented the concept of the spatial database which enables to increase the efficiency and reliability of research on surface deformations of the mining areas on the example of the “PIAST” coalmine. The research on the deformation of the mining areas is connected with obtaining and developing various sets of data, and most of it is of the spatial character. The aim of the article is to develop the system of spatial information with the application of the synthetic measure based on the most important variables which characterize the research on the surface deformation of the mining areas.

In order to develop the synthetic measure the rough data underwent unitarisation and in case of variable which are destimulants they were transformed into stimulants. To all the variables there were assigned the weights in order to take into account their different meaning in the surface deformation assessment. Finally, the areas classification of the “PIAST” coalmine is obtained and to each area of the coalmine is assigned the value of the synthetic measure from the range from 0 to 1. The higher the measure value is, the better assessment of surface deformation for the given area.

*Złożono w Oficynie Wydawniczej w lutym 2011 r.*

Bogdan STANKIEWICZ  
Politechnika Rzeszowska

## ANALIZA STALOWYCH BELEK NARAŻONYCH NA ZWICHRZENIE METODĄ ELEMENTÓW SKOŃCZONYCH

Analiza stateczności ogólnej elementów stalowych przy zginaniu jest zadaniem trudnym. Metody teoretyczne nie pozwalają na analizę większości typowych belek. Metody inżynierskie, łączące podejście teoretyczne i eksperymentalne, są bardziej użyteczne, jednak ograniczenia w ich stosowaniu bywają bardzo kłopotliwe. Takim ograniczeniem jest na przykład wymóg istnienia podparcia widełkowego. Zastosowanie metody elementów skończonych i podejścia imperfekcyjnego umożliwia obliczanie na zwicchrzenie dowolnych belek. W artykule przedstawiono algorytm obliczeń belek stalowych narażonych na zwicchrzenie, przy użyciu metody elementów skończonych, i dwa przykłady obliczania dwuteowych belek swobodnie podpartych: belki dwuteowej z żebrami na podporze i belki bez żeber.

### 1. Wprowadzenie

Obliczanie belek stalowych na zwicchrzenie było i jest nadal zadaniem trudnym [1-4]. Nie udało się opracować uniwersalnych i relatywnie prostych procedur obliczeniowych, które znalazłyby bezpośrednie zastosowanie w inżynierskich obliczeniach belek. Procedura proponowana przez polską normę z 1990 r. [5] odnosi się do belek jednoprzęsłowych podpartych widełkowo. Bardziej złożone przypadki można analizować, wykorzystując tę procedurę jedynie w sposób przybliżony. Bardzo podobne podejście proponowano w normie europejskiej z 1992 r. [6].

Obowiązująca obecnie norma europejska [7] w kontekście tradycyjnych obliczeń inżynierskich nie wprowadziła nowej jakości. Pozostawiono do wyboru projektanta trzy metody obliczeń: dwie oparte na wiedzy o wielkości momentu krytycznego belki przy zwichrzeniu sprężystym  $M_{cr}$ , przy czym w normie nie podano wzorów na obliczanie  $M_{cr}$ , oraz na metodzie uproszczonej utworzonej przy przyjęciu analogii słupowej:

Metoda 1. Punkt 6.3.2.2 normy [7]: Krzywe zwicchrzenia – przypadek ogólny.

Metoda 2. Punkt 6.3.2.3 normy [7]: Krzywe zwicchrzenia dla dwuteowników oraz ich spawanych odpowiedników.

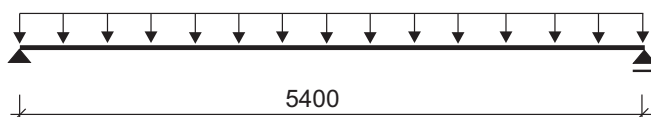


Metoda 3. Punkt 6.3.2.4 normy [7]: Uproszczona ocena zwichrzenia belek w budynkach.

Nową jakością stanowi możliwość stosowania komputerowej metody elementów skończonych (MES) i podejścia imperfekcyjnego wraz z podaniem podstawowych zasad dotyczących sposobu tworzenia modeli komputerowych MES [7, 8]. Najważniejsze zasady tworzenia modeli MES do analizy zwichrzenia belek przedstawiają się następująco:

- do wyznaczania przemieszczeń i sił wewnętrznych stosuje się analizę drugiego rzędu, z uwzględnieniem wpływu deformacji na statykę układu,
- wpływ imperfekcji uwzględnia się wyłącznie za pomocą analizy globalnej,
- rzeczywiste imperfekcje geometryczne i materiałowe uwzględniane są przez zastosowanie zastępczych imperfekcji geometrycznych,
- używa się sprężysto-plastycznego modelu materiału.

Celem niniejszego artykułu jest pokazanie możliwości, jakie daje zastosowanie MES do analizy zwichrzenia belek i przedstawienie sposobu tworzenia modelu MES oraz jego wykorzystania. By cele te osiągnąć, wystarczające jest przeprowadzenie przykładowej analizy nośności na zwichrzenie belki swobodnie podpartej obciążonej obciążeniem ciągłym (rys.1.).



Rys. 1. Schemat statyczny analizowanej belki

Belka ma rozpiętość 5,4 m, wykonana jest z dwuteownika walcowanego IPE 270 ze stali S235. Ciągłe obciążenie wyjściowe ma wartość 1 kN/m.

Analizę MES wykonano, uwzględniając dwa przypadki:

- 1) belka oparta jest w sposób spełniający warunki podparcia widełkowego – dzięki żebrom podporowym (rys. 3., 5.),
- 2) belka oparta jest w sposób niespełniający warunków podparcia widełkowego – brak żeber podporowych, oparcie na stalowej płytce centrującej (rys. 8., 9.).

Dla porównania wyników obliczeń komputerowych MES z wynikiem uzyskanym metodą tradycyjną wykonano obliczenia belki na zwichrzenie metodą drugą według normy [7, 9].

## 2. Model komputerowy MES belki z żebrami podporowymi

Model komputerowy opracowano za pomocą programu ADINA (Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis, ADINA R & D Inc., USA,

www.adina.com) [10]. Głównym autorem programu jest profesor K.J. Bathe z Massachusetts Institut of Technology. Program ADINA umożliwia uwzględnienie nieliniowości materiałowych i geometrycznych oraz modelowanie stref kontaktowych wraz z wpływem tarcia, spełnia więc wszystkie wymagania do modelowania i analizowania belek stalowych.

Model zbudowano, wykorzystując elementy skończone czterowzłowe typu powłokowego. Słup jest wykonany ze stali S235. Przyjęto model materiału nieliniowy, sprężysto-plastyczny bez wzmocnienia, o charakterystykach odpowiadających charakterystykom stali S235 zgodnie z normą [7]:

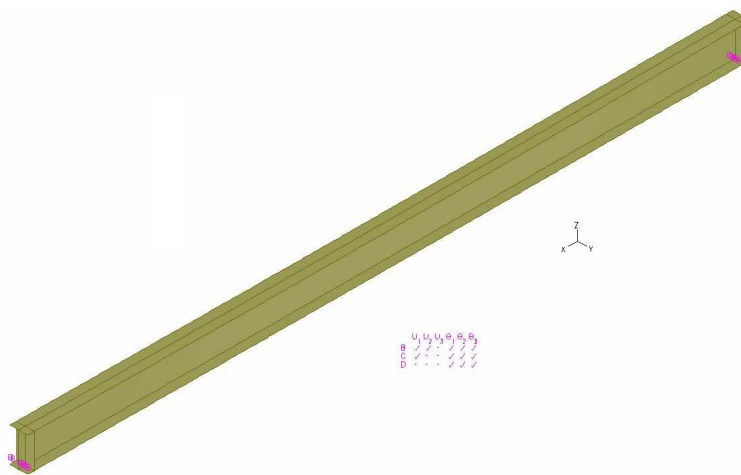
- granica plastyczności:  $f_y = 23,5 \text{ kN/cm}^2$ ,
- moduł sprężystości podłużnej:  $E = 21000 \text{ kN/cm}^2$ ,
- wydłużenie przy zniszczeniu:  $\varepsilon = 15\%$ .

Obliczenia prowadzono w dwóch etapach. Etap I obejmował liniową analizę wyboczeniową, etap II – analizę nieliniową modelu o zmodyfikowanej geometrii, tak by uzyskać kształt będący wynikiem analizy wyboczeniowej (etap I).

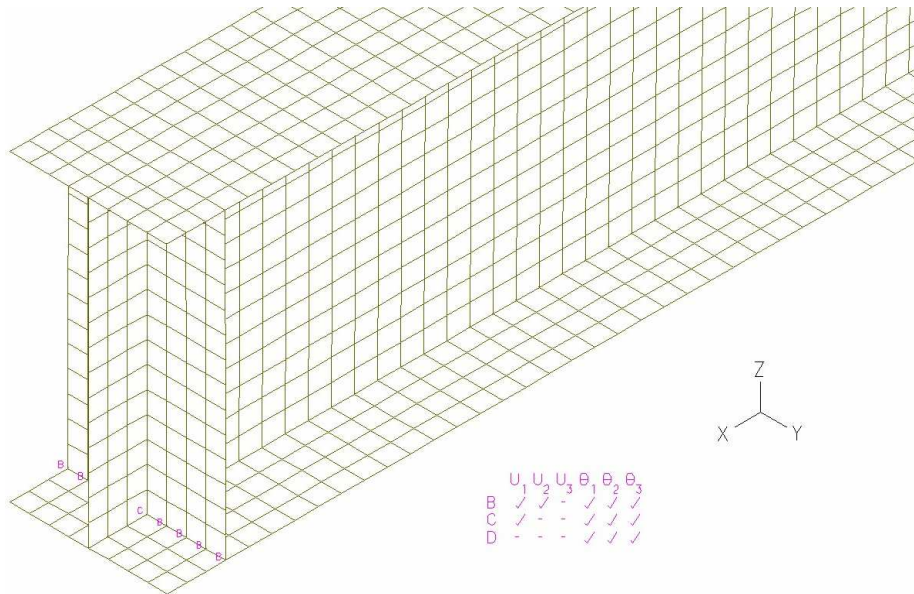
#### Charakterystyka modelu

- 8564 elementów powłokowych czterowzłowych,
- liczba węzłów 8857,
- liczba równań 32638,
- czas trwania obliczeń etapu I, komputer klasy PC, procesor 2.4 GHz, 1.5 GB RAM: od 10 do 14 s,
- czas trwania obliczeń etapu II, komputer o parametrach jak podczas etapu I: od 54 do 347 s.

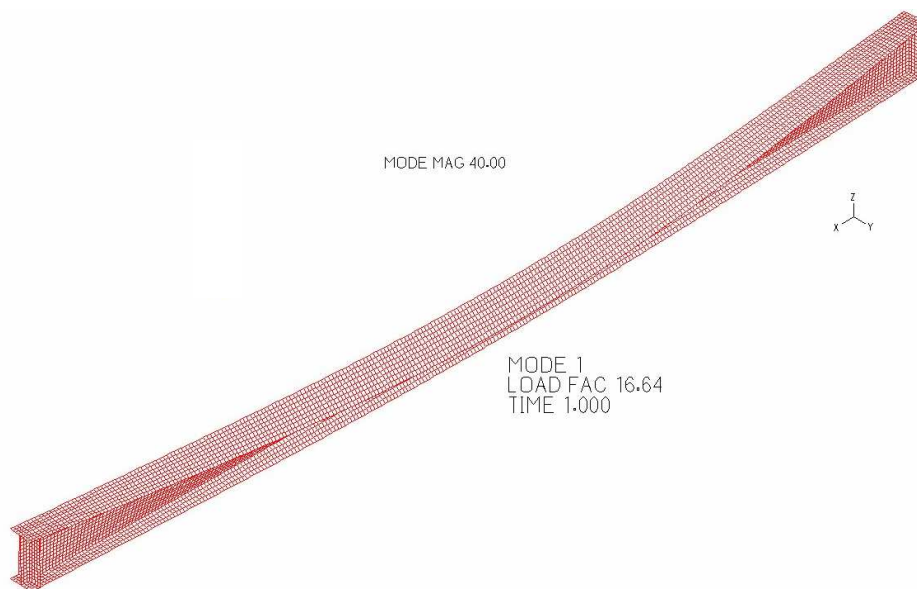
Na rysunku 2. pokazano cały model, na rys. 3. powiększony fragment modelu. Natomiast na rys. 4. i 5. przedstawiono uzyskane w etapie I postaci wyboczenia i sprężyste mnożniki obciążenia.



Rys. 2. Widok całego modelu belki z żebrami



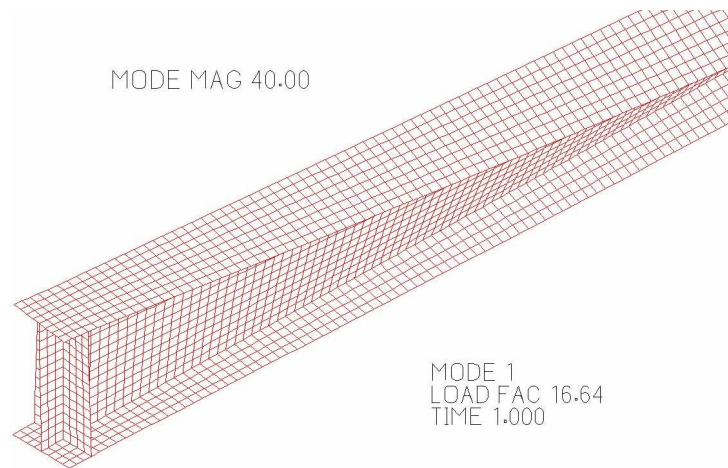
Rys. 3. Model belki z żebrami – fragment podporowy



Rys. 4. Pierwsza postać wybożenia sprężystego – widok całego modelu belki z żebrami

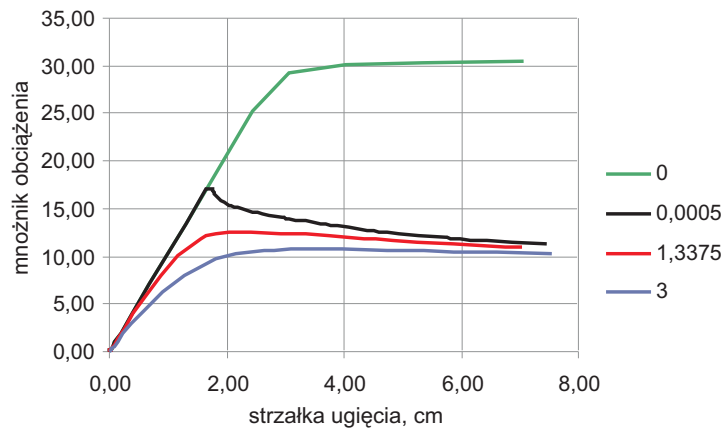
W etapie II obliczeń przeprowadzono analizę nieliniową modelu o zmodyfikowanej geometrii w taki sposób, by uzyskać kształt będący wynikiem analizy wybożeniowej (etap I obliczeń, rys. 4., 5.). Analiza polegała na zwiększaniu

wstępnie przyłożonego obciążenia ciągłego o wartości 1 kN/m. Wielkość imperfekcji zastępczej uzależniono od wartości przemieszczenia poziomego punktu wspólnego środka i półki górnej w środku rozpiętości belki. Obliczenia wykonano, przyjmując kilka wartości z przedziału od 0 do 30 mm. Uwzględniono również wartość zalecaną przez normę [7], tj. 13,375 mm.

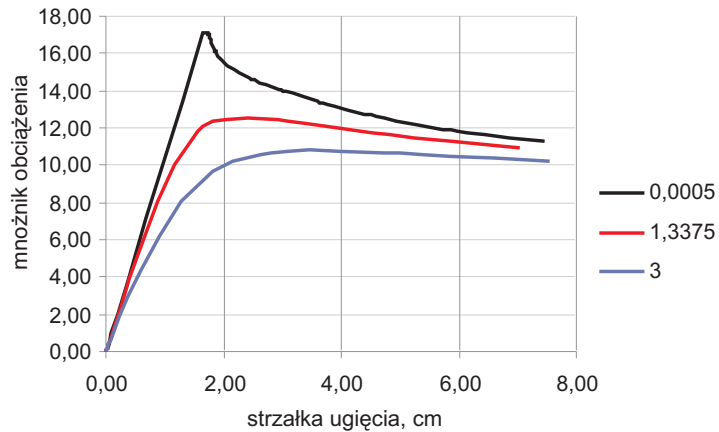


Rys. 5. Pierwsza postać wyboczenia sprężystego – widok fragmentu podporowego belki z żebrami

Rysunki 6. i 7. przedstawiają najbardziej miarodajne wyniki obliczeń w postaci krzywych siła–ugięcie pionowe przy wartościach imperfekcji zastępczych wynoszących 0,0000 cm (co oznacza brak zwichrzenia), 0,0004 cm, 1,3375 cm i 3,0000 cm.



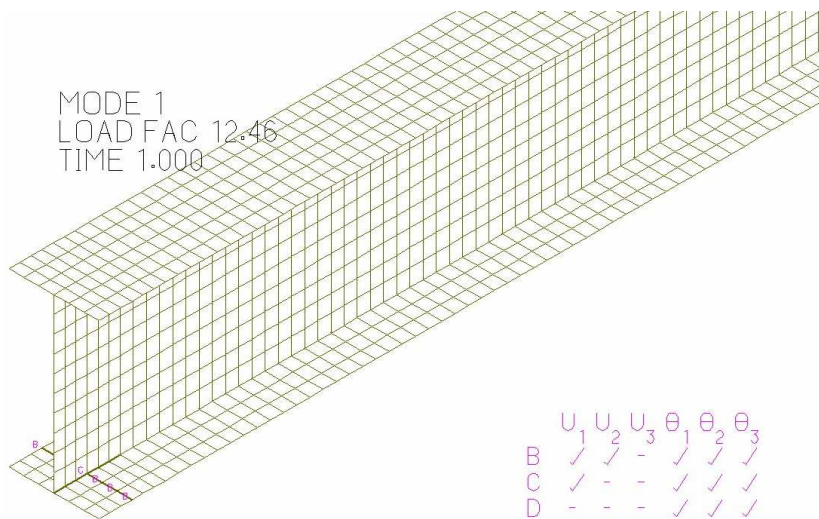
Rys. 6. Krzywe siła–ugięcie pionowe uzyskane dla modelu idealnego belki z żebrami i modeli obciążonych imperfekcjami



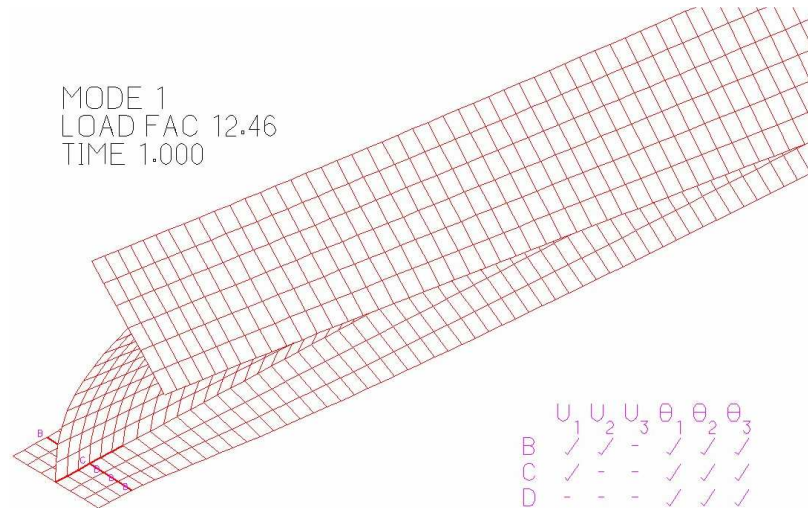
Rys. 7. Krzywe siła-ugięcie pionowe uzyskane dla modeli belki z żebrami i obciążonych imperfekcjami

### 3. Model komputerowy MES belki bez żeber podporowych

Model utworzono w wyniku modyfikacji modelu belki z żebrami, polegającej na usunięciu żeber podporowych i modyfikacji warunków podporowych. Fragment podporowy modelu pokazano na rys. 8. (konfiguracja wyjściowa) i rys. 9. (konfiguracja końcowa). Obliczenia wykonano analogicznie do belki z żebrami podporowymi.

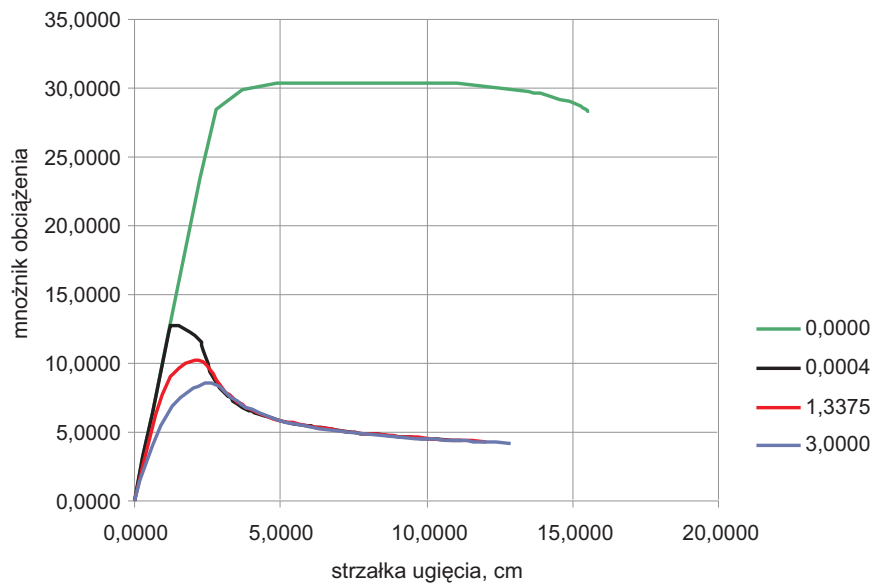


Rys. 8. Model belki bez żeber podporowych

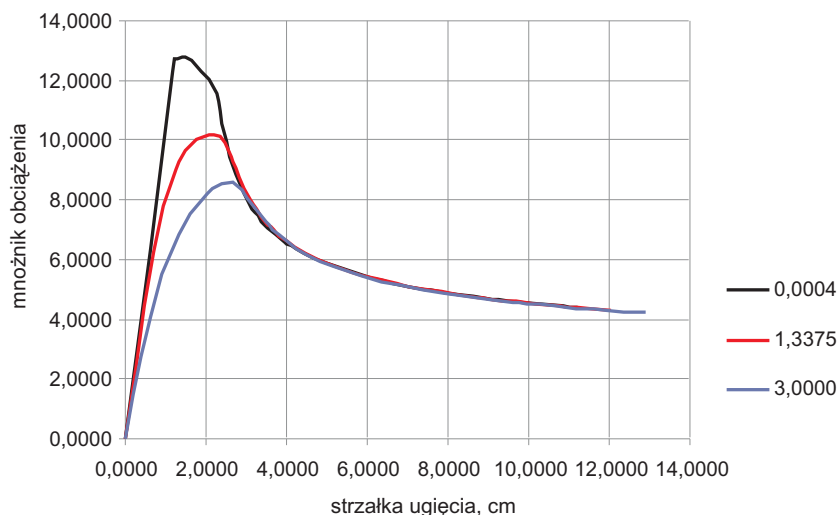


Rys. 9. Model belki bez żeber podporowych – pierwsza postać wyoboczenia sprężystego

Rysunki 10. i 11. przedstawiają najbardziej miarodajne wyniki obliczeń w postaci krzywych siła–ugięcie pionowe przy wartościach imperfekcji zastępczych wynoszących 0,0000 cm (co oznacza brak zwichrzenia), 0,0004 cm, 1,3375 cm i 3,0000 cm.



Rys. 10. Krzywe siła–ugięcie pionowe uzyskane dla modelu idealnego belki bez żeber i modeli obarczonej imperfekcjami



Rys. 11. Krzywe siła-ugięcie pionowe uzyskane dla modeli belki bez żeber i modeli obarczonych imperfekcjami

#### 4. Zestawienie podstawowych wyników obliczeń

W tabeli 1. przedstawiono maksymalne wartości mnożników obciążenia wstępnego o wartości 1,0 kN/m i wartości współczynnika zwiczenia, obliczone jako iloraz obciążenia maksymalnego belki obarczonej imperfekcją zastępczą i belki bez imperfekcji (zwiczenie nie występuje). W tabeli zestawiono wartości obu analizowanych belek oraz wszystkie wartości imperfekcji uwzględnione w obliczeniach. Współczynnik zwiczenia belki z żebrami podporowymi, obliczony metodą 2., zgodnie z normą [7] wynosi według [11] (przykład 7.2):  $\chi_{LT} = 0,509$ .

Tabela 1. Zestawienie maksymalnych wartości mnożników obciążenia jednostkowego i odpowiadające im wartości współczynników zwiczenia

| Wartość imperfekcji zastępczej, cm | Belka z żebrami podporowymi  |                        | Belka bez żeber podporowych  |                        |
|------------------------------------|------------------------------|------------------------|------------------------------|------------------------|
|                                    | mnożnik obciążenia wstępnego | współczynnik zwiczenia | mnożnik obciążenia wstępnego | współczynnik zwiczenia |
| 0,0000                             | 30,39                        | 1,00                   | 30,39                        | 1,00                   |
| 0,0002                             | 30,38                        | 1,00                   | 12,79                        | 0,42                   |
| 0,0004                             | 30,38                        | 1,00                   | 12,79                        | 0,42                   |
| 0,1000                             | 16,31                        | 0,54                   | 12,45                        | 0,41                   |
| 1,0000                             | 13,13                        | 0,43                   | 11,49                        | 0,38                   |
| 1,3750                             | 12,51                        | 0,41                   | 10,19                        | 0,34                   |
| 1,5000                             | 12,33                        | 0,41                   | 9,98                         | 0,33                   |
| 2,0000                             | 11,73                        | 0,39                   | 9,47                         | 0,31                   |
| 2,5000                             | 11,24                        | 0,37                   | 9,00                         | 0,30                   |
| 3,0000                             | 10,81                        | 0,36                   | 8,59                         | 0,28                   |

## 5. Podsumowanie

Postęp w rozwoju komputerowych programów metody elementów skończonych i ogólna dostępność komputerów o dużych mocach obliczeniowych spowodowały, że nieliniowe obliczenia MES mogą być wykonywane nie tylko w ośrodkach naukowo-badawczych, ale również przez inżynierów – konstruktorów pracujących w biurach projektowych. Nie znaczy to jednak, że obliczenia MES układów prętowych z wykorzystaniem powłokowych lub trójwymiarowych elementów skończonych wyprą tradycyjne metody obliczeń, gdyż – mimo dokonującego się postępu – są nadal metodą bardzo pracochłonną, wymagającą posiadania programu komputerowego do obliczeń nieliniowych i umiejętności jego stosowania. Sens stosowania obliczeń MES pojawia się, gdy zawodzą metody tradycyjne bądź gdy zależy na szczególnie dużej dokładności wykonywanych obliczeń. Bardzo ważne jest, że zasady prowadzenia obliczeń MES pojawiły się w normach konstrukcyjnych [7, 8].

Można wymienić następujące zalety stosowania imperfekcyjnych nieliniowych modeli MES:

- możliwość analizy belek o dowolnych konfiguracjach (kształt, warunki podparcia i obciążenia),
- brak ograniczeń możliwości obliczeniowych komputerów (wystarczy typowy komputer biurkowy z systemem operacyjnym Windows lub Linux),
- niewielkie koszty oprogramowania (ciągły spadek cen),
- łatwość oceny prawidłowości wykonania konstrukcji – poprzez porównanie rzeczywistych imperfekcji z przyjętą w obliczeniach wielkością imperfekcji zastępczej,
- metoda jest łatwa do zrozumienia i intuicyjnej akceptacji.

Wadami stosowania imperfekcyjnych nieliniowych modeli MES są: konieczność posiadania zaawansowanego programu MES oraz relatywnie długi czas tworzenia modelu.

Sensowne stosowanie imperfekcyjnych obliczeń nieliniowych MES do celów naukowo-badawczych (np. opracowanie i weryfikacja sposobów inżynierskich określania nośności na zwichrzenie) oraz w projektowaniu lub ekspertyzach, gdy ekonomicznie uzasadniony jest większy nakład pracy przy obliczaniu konstrukcji (np. uniknięcie konieczności wzmacniania istniejącej konstrukcji).

## Literatura

1. Timoshenko S.P., Gere J.M.: Teoria stateczności sprężystej, Arkady, Warszawa 1963.
2. Trahair N.S.: Flexural-torsional buckling of structures, E & FN Spon, London 1993.
3. Weiss S., Giżejowski M.: Stateczność konstrukcji metalowych: układy prętowe, Arkady, Warszawa 1991.



4. Żmuda J.: Problemy niestateczności w projektowaniu dźwigarów stalowych, Studia i Monografie, nr 156, Wydaw. Politechniki Opolskiej, Opole 2004.
5. Norma PN-90/B-03200: Konstrukcje stalowe – Obliczenia statyczne i projektowanie.
6. Norma ENV 1993-1-1: Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN, Brussels 1992.
7. Norma PN-EN 1993-1-1: Eurokod 3 – Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków, PKN, Warszawa 2006.
8. Norma PN-EN 1993-1-5: Eurokod 3 – Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-5: Blachownice, PKN, Warszawa 2008.
9. Gardner L., Nethercot D.A.: Designers' guides to the eurocodes. Designers' guide to EN 1993-1-1: Eurocode 3 – Design of steel structures. General rules and rules for buildings, series ed. H. Gulvanessian, Thomas Telford, London 2005.
10. Bathe K.J.: Finite element procedures, Englewood Cliffs, Prentice Hall, New York 1996.
11. Konstrukcje stalowe. Przykłady obliczeń według PN-EN 1993-1, praca zbiorowa pod red. A. Kozłowskiego, wyd. II, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2010.

## FEM ANALYSIS OF LATERALLY UNRESTRAINED STEEL BEAMS

### Summary

In general an analysis of laterally unrestrained steel beams is very difficult to carry out. Theoretical methods cannot be directly used in most practical cases. Engineering methods, that combine theoretical approach with results of experimental tests, are much more useful, but limitations are very troublesome. Especially important is the assumption, Particularly important is the assumption of "fork support". Application of finite element method with using concept of equivalent geometrical imperfections enables calculations of all beams. The article presents the algorithm of finite element method analysis of laterally unrestrained steel I-beams and worked examples of analysis of two simply supported beams, one with stiffeners over the support, the other without any stiffeners.

*Złożono w Oficynie Wydawniczej w maju 2010 r.*

Propozycja artykułu do Zeszytu Naukowego PRz:

dr inż. Bogdan Stankiewicz

**Analiza stalowych belek narażonych na zwichrzenie  
metodą elementów skończonych**

Jako recenzenta proponuję profesora dr hab. inż. Szymona Pałkowskiego (autoritet w tej dziedzinie) z Politechniki Koszalińskiej.

Prof. dr hab. inż. Szymon Pałkowski

Politechnika Koszalińska

Katedra

Konstrukcji

Metalowych

ul. Śniadeckich 2

75-453 Koszalin

email: [szp@wb.tu.koszalin.pl](mailto:szp@wb.tu.koszalin.pl)

tel.: (+48 94) 34 78 579

Tomasz TOMASZEK  
Politechnika Rzeszowska

## WYSTRÓJ MALARSKI WNĘTRZA DREWNIANEJ CERKWI W MIĘKISZU STARYM – STAN ZACHOWANIA ORAZ PROBLEMATYKA KONSERWATORSKA

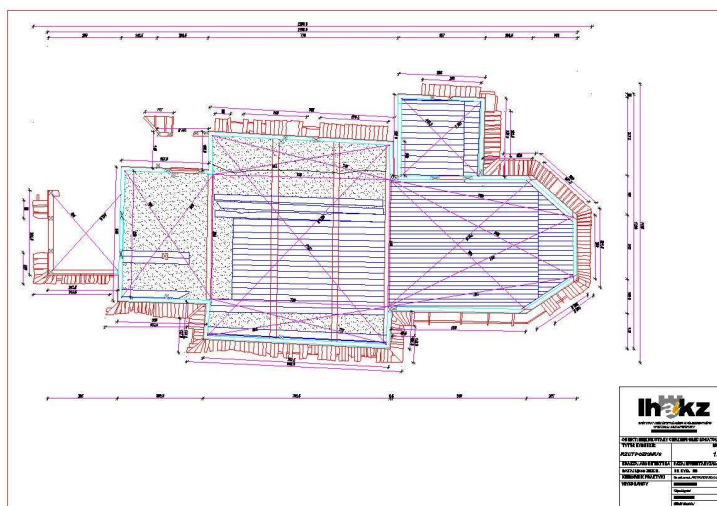
Drewniane cerkwie Podkarpacia to najwspanialsze przykłady tradycyjnego budownictwa charakterystycznego dla terenów południowo-wschodniej Polski. Wśród nich szczególnie miejsce zajmuje świątynia greckokatolicka pw. Pokrow Bogurodzicy z Miękisz Starego (XVII÷XIX w.). Jest jedynym zachowanym na tym obszarze zabytkiem drewnianej architektury cerkiewnej o bryle wzorowanej na murowanym, barokowym budownictwie sakralnym oraz wnętrzu zdobionym iluzjonistycznym malarstwem monumentalnym o podobnej estetyce. W niniejszym opracowaniu przeanalizowano stan zachowania polichromii, przyczyny jej zniszczeń oraz ściśle powiązanie degradacji warstwy malarskiej z korozją drewnianego podłoża. Jednocześnie nakreślono wytyczne dla konserwacji i restauracji polichromii, zakładające kompleksowe podejście do zagadnienia ratowania zabytku.

„Jedną z charakterystycznych cech polskiego krajobrazu artystycznego było budownictwo drewniane, (...) szczególnie mocno związane z wsią polską. (...) Na wsi szczególnie uprzywilejowane miejsce wśród zabudowań zajmowały w przeszłości obiekty sakralne” [1]. Świątynie te, obok często skromnej bryły zewnętrznej, posiadały bogato zdobione wnętrza o wysoce wysublimowanej estetyce podlegającej lokalnym wpływom. „Wielekroć piękniejsze od ciesielskich rozwiązań konstrukcyjnych i plastycznych bryły wydają się być wnętrza. Waleory artystyczne, wypływające z opracowania architektonicznego całości, były niejednokrotnie pomnażane przez wystrój. Malarstwo odgrywało w nich szczególną rolę” [1].

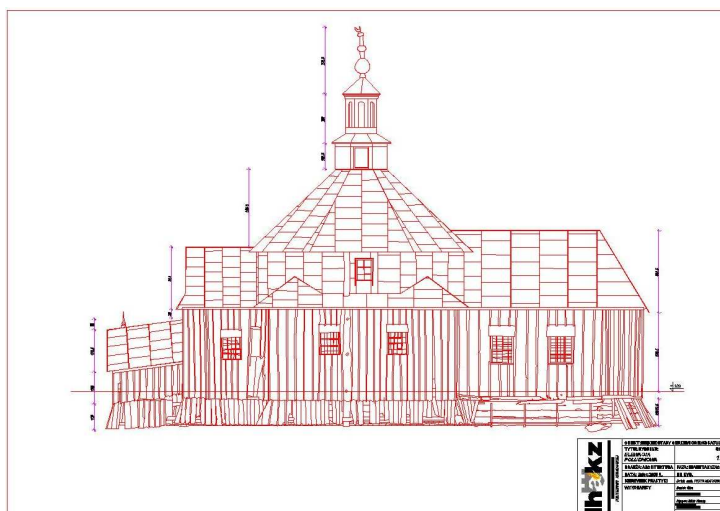
Wyjątkową grupę wśród tych obiektów stanowią drewniane cerkwie Podkarpacia. Na szczególną uwagę zasługuje świątynia greckokatolicka pw. Pokrow Bogurodzicy z Miękisz Starego (XVII÷XIX w., rys. 1÷4.).

Budowla ta, jak zauważa Giemza, „ jest jedynym zachowanym przykładem drewnianej architektury cerkiewnej w południowo-wschodniej Polsce, inspirowanej w szerokim zakresie murowanym, barokowym budownictwem sakralnym. W tym nurcie mieści się również iluzjonistyczne malarstwo monumentalne zdobiące powierzchnie ścienne i sklepienne nawy, babińca i prawdopodobnie sank-





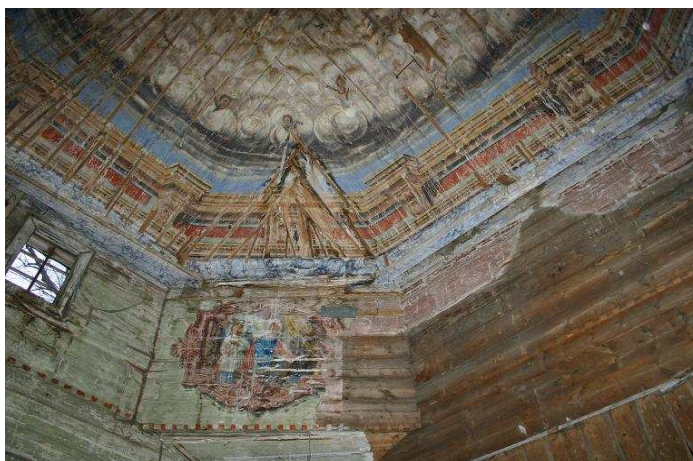
Rys. 2. Cerkiew w Mięksiszu Starym – rzut obiektu (inwentaryzacja wykonana pod kierunkiem prof. A. Kadłuczki przez Instytut Historii Architektury i Konserwacji Zabytków Wydziału Architektury Politechniki Krakowskiej w ramach projektu *Rescuing the Hidden European Wooden Churches Heritage – an International Methodology for Implementing a Database for Restoration Projects*).



Rys. 3. Cerkiew w Mięksiszu Starym – elewacja południowa (inwentaryzacja wykonana pod kierunkiem prof. A. Kadłuczki przez Instytut Historii Architektury i Konserwacji Zabytków Wydziału Architektury Politechniki Krakowskiej w ramach projektu *Rescuing the Hidden European Wooden Churches Heritage – an International Methodology for Implementing a Database for Restoration Projects*).



Rys. 4. Cerkiew w Miększu Starym (luty 2010 r.)



Rys. 5. Polichromia ścienna cerkwi z Miększa Starego – umieszczone w kopule iluzjonistyczne przedstawienie otwartego nieba ponad architektonicznym belkowaniem oraz postaci ewangelistów w pendentywie

pierającym chór) (rys. 10.) [3]. Według notatki archiwalnej z penetracji tereno-  
wej prowadzonej przez Składnicę Zabytków Ruchomych w Łańcucie [4] pierwotnie pełen tekst brzmiał: Cerkiew ta zbudowana została w 1880 r. pod protektoratem Jana Czyrneńskiego, za staraniem Jana Furczyna i Wasyla Halasa. Polichromowana była w 1885 roku (wszystkie napisy wykonano w języku ukraińskim). Oryginalna polichromia w sanktuarium została przykryta w XX w. kompozycją wykonaną w technice olejnej<sup>2</sup> (rys. 11., 12.).

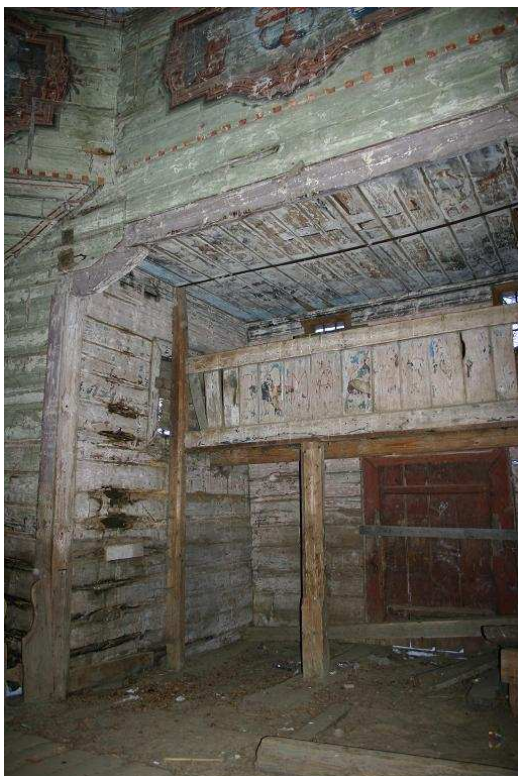
<sup>2</sup> Informacje o przemalowaniu olejnym wykonanym na oryginalnej temperowej polichromii pochodzą z Karty Ewidencji Zabytku – Obiekt: Cerkiew Gr. – Kat. pw. Pokrow Przczystej Bogarodzicy w Miększu Starym [3].



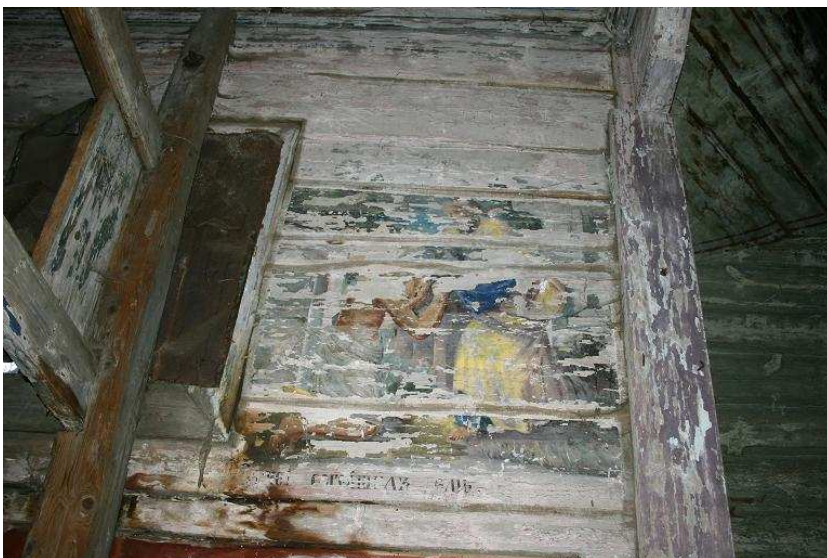
Rys. 6. Polichromia stropu babińca – fragment ukazujący krzyż pośród obłoków oraz towarzyszący mu z prawej strony wizerunek grającego na trąbach anioła



Rys. 7. Polichromia stropu babińca – fragment ukazujący grającego na trąbach anioła, umieszczonego z lewej strony krzyża

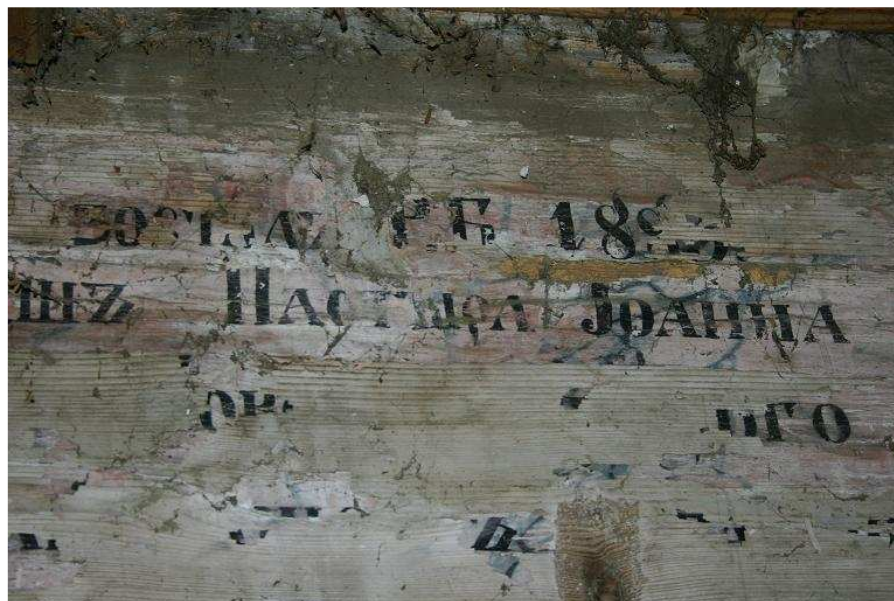


Rys. 8. Szcątkowo zachowana polichromia balustrady chóru ukazująca postaci aniołów grających na różnych instrumentach

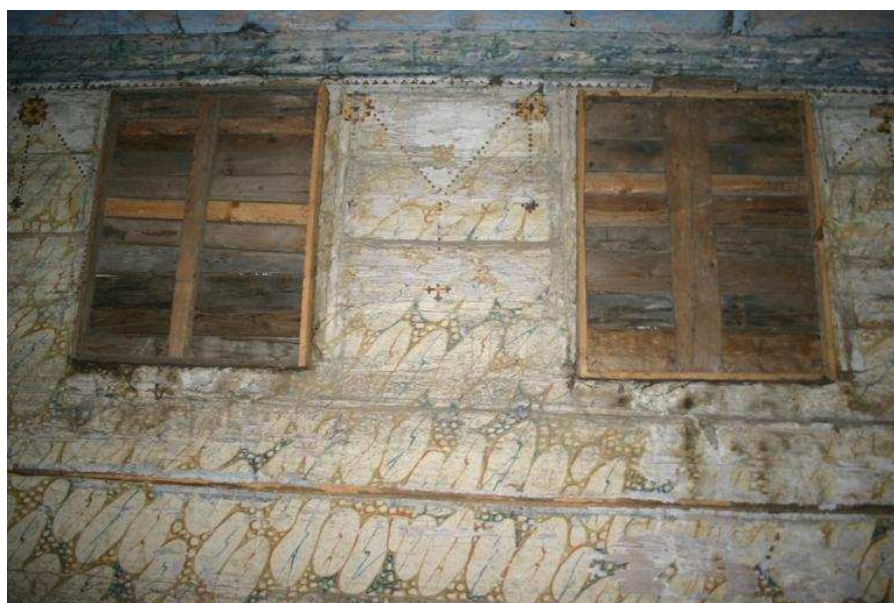


Rys. 9. Polichromia na północnej ścianie babińca przedstawiająca *Powrót syna marnotrawnego* z podpisem *Ojciec zgrzeszyłem*





Rys. 10. Napis fundacyjny na ścianie południowej babińca



Rys. 11. XX-wieczne olejne przemalowanie pokrywające ściany prezbiterium



Rys. 12. Oryginalna polichromia temperowa widoczna pod olejnym przemalowaniem z XX w. wykonanym na ścianach prezbiterium

Według wstępnych analiz konserwatorskich, przeprowadzonych w lutym 2010 r., stan zachowania cerkwi oraz polichromii uległ dalszemu pogorszeniu od czasu ostatniej inwentaryzacji przeprowadzonej cztery lata wcześniej [5]. Obok naturalnych czynników odpowiedzialnych za destrukcję obiektu, którymi są m.in. wilgoć, zagrzybienie czy działalność drewnojadów, dokonano na nim również aktów wandalizmu – zniszczono dolne partie budowli<sup>3</sup>, a przede wszystkim wykonano wiele napisów i rysunków na warstwie oryginalnej polichromii we wnętrzu cerkwi<sup>4</sup>. Przepuszczalnie pod wpływem utraty stabilności konstrukcyjnej oraz ciężaru warstwy śniegu zalegającej na dachu zawaliła się kruchta przylegająca do babińca od strony zachodniej (rys. 13.).

Ogólnie stan zachowania wystroju malarskiego drewnianej cerkwi w Mię-kiszu Starym można określić jako zły i narażony na dalsze zniszczenia. Kondycja poszczególnych fragmentów polichromii jest zróżnicowana. Wynika to przede wszystkim z miejsca ich ulokowania na ścianach świątyni, a co za tym idzie – stopnia zniszczenia poszczególnych fragmentów budowli.

<sup>3</sup> Jak wynika z informacji zawartych w dokumentacji z 2006 r. (wykonanej podczas oględzin obiektu w ramach przeprowadzanej wówczas inwentaryzacji) oryginalna podłoga była zachowana w ok. 40%. Obecnie zniszczona jest ona w znacznie większym stopniu. Cerkiew nie jest zamykana i można do niej wejść o każdej porze. Wynikiem tego jest nie tylko postępujące niszczenie pozostałych elementów konstrukcyjnych, ale również używanie jej wnętrza jako wysypiska śmieci.

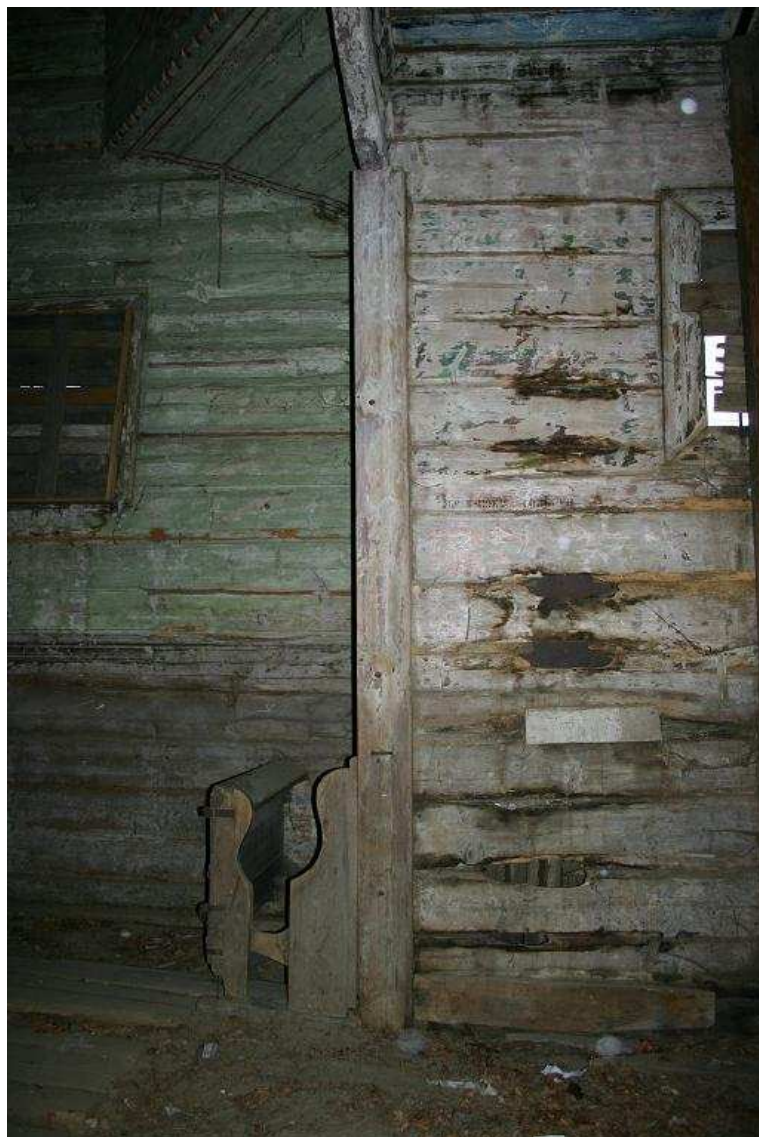
<sup>4</sup> Napisy te (o wulgarnej treści) wykonano farbami w sprayu oraz różnego rodzaju mazakami.



Rys. 13. Zawalona kruchta przylegająca do babińca od strony zachodniej (luty 2010 r.)

Zauważalne są wyraźne różnice w stanie zachowania pomiędzy częścią wystroju malarskiego znajdującą się blisko podłogi (do wysokości ok. 1,5 m) a pozostałą częścią polichromii wykonaną w wyższych partiach ścian. Ma to związek ze stanem zachowania najniższej części budowli, gdzie w wyniku narażenia drewna na większe działanie wilgoci kapilarnej oraz innych czynników korozji środowiskowej doszło do jego najbardziej zaawansowanej destrukcji strukturalnej. Występujące w tych partiach znaczne ubytki drewna osłabiły czytelność kompozycji malarskiej. Szczególnie widoczne jest to na ścianach babińca (rys. 14.). Wyjątek stanowi północno-zachodni pendentyw, na którym – mimo znacznej odległości od podłogi i tym samym mniejszego narażenia na działalność wilgoci kapilarnej – powierzchnia malarska przedstawienia jest kompletnie zniszczona oraz występują rozległe braki w warstwie drewna (rys. 15.).

Należy zaznaczyć, że warstwa polichromii jest najsilniej zniszczona lub kompletnie zagubiona w miejscach styku poszczególnych desek tworzących podłogę pod warstwę malarską. Najwyraźniej zauważalne jest to w kopule (rys. 16.), choć widoczne jest również w innych partiach kompozycji. Zniszczenia te, wynikające ze słabszego zespojenia zaprawy oraz warstwy malarskiej z podłogą w tych miejscach (lub ich kompletnego odspojenia), powstały najprawdopodobniej pod wpływem naturalnych ruchów drewna podczas zmian wilgotnościowych we wnętrzu budowli. W wyniku tych ruchów dochodziło do spękania warstwy zaprawy razem z warstwą malarską, a następnie do ich późniejszego wykruszania w miejscu styku desek podłogi.

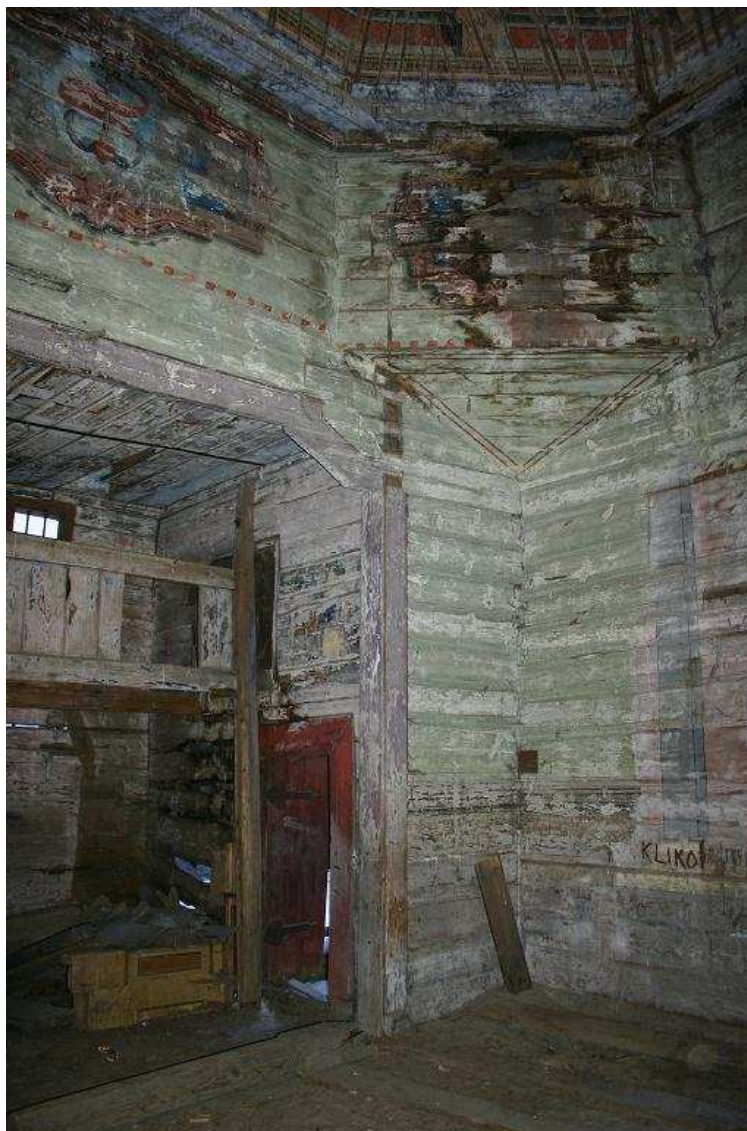


Rys. 14. Silnie zaawansowana destrukcja dolnych partii południowej ściany babińca – znaczne ubytki drewna powodujące kompletne zagubienie warstwy oryginalnej polichromii

Niezwykle ciekawe rozwiązanie technologiczne zastosowano podczas przygotowania podłoża pod polichromię w zakrystii<sup>5</sup>, dostawionej do sanktuarium od strony północnej. Prawdopodobnie, aby zapobiec zniszczeniom podobnym do

---

<sup>5</sup> Do dziś nie udało się ustalić, czy podobna technologia została użyta w innych częściach budowli.



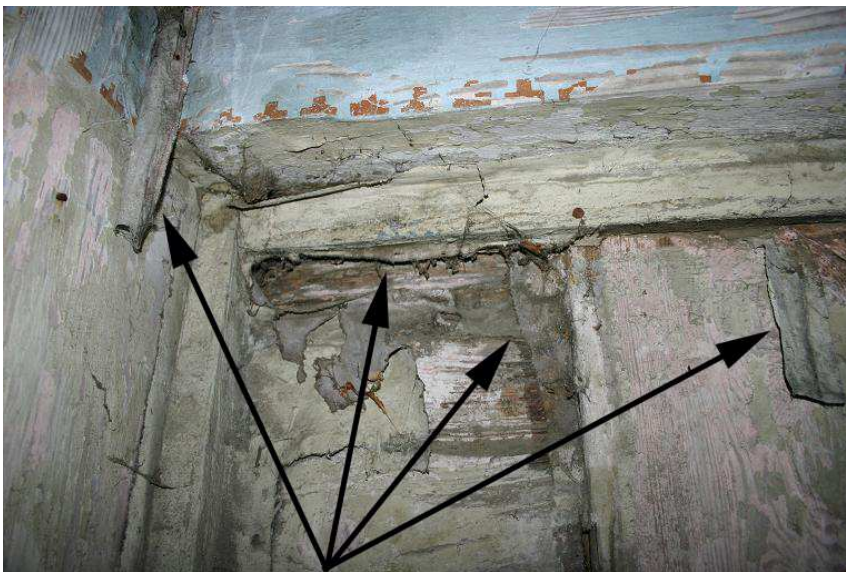
Rys. 15. Wnętrze cerkwi – widoczna zaawansowana destrukcja drewna oraz warstwy polichromii na północno-zachodnim pendentywie (w górnym prawym rogu)

opisanych wcześniej, miejsca styku desek przed założeniem zaprawy zostały oklejone pasami płótna<sup>6</sup>. Zabieg ten miał wzmocnić trwałość łącza dwu drewnianych elementów oraz przeciwdziałać pękaniu zaprawy z warstwą malarską

<sup>6</sup> Rozwiązania technologiczne tego typu były powszechnie stosowane w malarstwie tablicowym na podobrazu drewnianym.



Rys. 16. Zniszczenia polichromii występujące w miejscach styku poszczególnych desek – widok na ścianę i kopułę od strony północnej



Rys. 17. Pasy płótna wklejone w miejscach styku desek w ścianach zakrystii przed pokryciem ich polichromią (obecnie w wyniku osłabienia siły wiążącej użytego lepiszcza fragmentarycznie odspojone od podłoża)

podczas naturalnych ruchów drewnianego podłoża. Równocześnie szorstka struktura płót na mogła zwiększać przyczepność warstwy zaprawy do podłoża. Niestety w miarę upływu czasu siły wiążące lepiszczą użytego do klejenia uległy osłabieniu i płócienne pasy wraz z leżącą na nich polichromią odspoiły się w wielu miejscach, odsłaniając surowe drewno podłoża (rys. 17.).

Ze względu na zróżnicowany stan zachowania wystroju malarskiego cerkwi w Miękiszu Starym należy rozważyć różnorodne możliwości „ratowania” zabytku i wyznaczyć odpowiednie metody konserwacji polichromii oraz drewna budowli w zależności od konkretnego problemu. Przede wszystkim należy opracować sposoby impregnacji strukturalnej zniszczonego drewna, tak by zachować elementy w miarę jeszcze stabilne konstrukcyjnie. Jednocześnie uzasadnione wydaje się rozważenie potrzeby wymiany dolnych elementów ścian, które stanowią podłoże pod malowidła<sup>7</sup>. Należy również uwzględnić wykonanie transferu malowidła w tych miejscach, a następnie przymocowanie tak przeniesionej kompozycji na nowe podłoże (wykonane w takiej samej technologii i zachowujące oryginalną formę). Sposób wykonania transferu powinien być określony po przeprowadzeniu niezbędnych badań szczegółowych.

Wyższe partie polichromii, zarówno te zdobiące ściany świątyni, jak i pokrywające kopułę nad nawą, powinny być poddane podstawowej konserwacji technicznej, a następnie opracowaniu estetycznemu. Drewno podłoża niewymagające wymiany powinno zostać poddane procesom wyniszczającym drewno – jady oraz wspomnianym już niezbędnym impregnacjom strukturalnym. Należy również opracować metodę zespolenia na nowo z warstwą podłoża osypującej się warstwy zaprawy wraz z polichromią. Dodatkowym zagadnieniem powinno być dokładne przebadanie polichromii w sanktuarium i ewentualne podjęcie decyzji o odsłonięciu oryginalnej warstwy malarskiej spod olejnego przemalowania [6].

Pomimo zaawansowanego zniszczenia, pierwotna kompozycja wystroju malarskiego cerkwi w Miękiszu Starym jest wciąż możliwa do uratowania, przy czym wszelkie prace powinny rozpocząć się jak najszybciej. Ze względu na charakter i stopień destrukcji prace konserwatorskie powinny być przeprowadzone kompleksowo, by możliwe było zastosowanie metod właściwych dla ustabilizowania konstrukcyjnego budowli, a jednocześnie słuszne z punktu widzenia ratowania wewnętrznej polichromii.

## Literatura

1. Szymański S.: *Wystroje malarskie kościołów drewnianych*, Instytut Wydawniczy Pax, Warszawa 1970, s. 5.
2. Giemza J.: *Cerkiew pw. Pokrow Bogurodzicy w Miękiszu Starym*, Łańcut 2006.

---

<sup>7</sup> Korozja tych elementów jest najbardziej zaawansowana.

3. Karta Ewidencyjna Zabytku – Obiekt: Cerkiew Gr. – Kat. pw. Pokrow Przczystej Bogarodzicy w Miększu Starym, archiwum Działu Sztuki Cerkiewnej Muzeum Zamku w Łańcucie, opr. J. Giemza, 1994.
4. Dokumentacja wizytacyjna z lat 1960-2000, t. I-IV, Dział Sztuki Cerkiewnej Muzeum Zamku w Łańcucie.
5. Kadłuczka A.: Project Report, [w:] Rescuing the Hidden European Wooden Churches Heritage – an International Methodology for Implementing a Database for Restoration Projects, ed. by Gennaro Tampone and Michela Semplici, Italia 2006.
6. Giemza J.: O sztuce sakralnej przemyskiej eparchii, Słowem i obrazem, Łańcut 2006.

### **THE POLYCHROME OF THE INTERIOR OF THE WOODEN, ORTHODOX CHURCH IN MIĘKSZ STARY – THE STATE OF THE PRESERVATION AND THE CONSERVATION ISSUES**

The wooden orthodox churches of Podkarpacie voivodeship are the finest examples of the traditional construction from the south-eastern part of Poland. Among them the Greek-Catholic shrine of Our Lady Pokrova in Miększ Stary (17<sup>th</sup>-19<sup>th</sup> century) takes a special place. It is the only surviving monument of the wooden architecture of this type in this territory that is modeled on a masonry, religious Baroque building and has the interior decorated with the illusionist monumental paintings of a similar aesthetic. In this elaboration the conservation status of the mural paintings was examined together with the causes of its destruction and the close link between the degradation of the paint layer and the corrosion of the wooden foundation. At the same time the guidelines for the preservation and restoration of murals have been outlined, pointing on a comprehensive approach to the problem of saving the monument.

*Wpłynęło do Oficyny Wydawniczej w grudniu 2010 r.*