

## Spis treści

### **Katarzyna DOŁŻYK-SZYPCIO**

Stateczność wewnętrzna ścian oporowych z gruntu zbrojonego geosyntetykiem

*Internal stability of geosynthetic-reinforced soil retaining walls* ..... 197

### **Artur DUCHACZEK**

Analiza numeryczna wpływu wymiarów i sposobu mocowania belek poprzecznych na wyężenie dźwigarów głównych mostów niskowodnych

*Analysis of influence of cross-beam sizes and methods for their mounting on maximum value of stresses in main girders of low-water bridges* ..... 207

### **Ryszard Marian JANKA**

Wpływ błędów termomodernizacyjnych budynków użyteczności publicznej na poziom jakości powietrza wewnętrznego

*Impact of thermomodernisation errors of public buildings on the level of indoor air quality* ..... 217

### **Walery JEZIEFSKI, Joanna BOROWSKA**

Czy jest to prawdziwa optymalizacja parametrów stolarki okiennej?

*Is that a real optimisation of window parameters?* ..... 229

### **Magdalena JOKA, Ewa SZATYŁOWICZ, Piotr OFMAN**

Ocena zawartości metali ciężkich w produktach fermentacji metanowej biogazowni rolniczej „Ryboły”

*Assessment of heavy metal content in products of methane fermentation of agricultural biogas plant “Ryboły”* ..... 233

### **Sławomir ROJ-ROJEWSKI, Olgierd ALEKSANDROWICZ**

Zgodność pomiarów automatycznych stacji meteorologicznych ulokowanych na dachach budynków z pomiarami ze stacji IMGW-PIB

*Compatibility of measurements of automatic weather stations located on the roofs of buildings and measurements of the IMGW-PIB station* ..... 239

### **Michał STACHÓW**

Radiocarbon  $^{14}\text{C}$  method as useful tool for flue gas monitoring application: review ..... 247

### **Zenon SZYPCIO, Katarzyna DOŁŻYK-SZYPCIO**

Stateczność zewnętrzna ściany oporowej zbrojonej geosyntetykiem

*External stability of geosynthetic-reinforced soil retaining walls* ..... 253

## STATECZNOŚĆ WEWNĘTRZNA ŚCIAN OPOROWYCH Z GRUNTU ZBROJONEGO GEOSYNTETYKIEM

Katarzyna DOŁŻYK-SZYPCIO\*

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45A, 15-351 Białystok

**Streszczenie:** W pracy przedstawiono metodykę postępowania zgodną z Eurokodem 7 i wskazówkami EBGeo przy analizowaniu stateczności wewnętrznej ścian oporowych z gruntu zbrojonego geosyntetykiem. Szczegółowo przedstawiono każdy krok obliczeń, traktując przykład jako bardzo pomocny przy projektowaniu tego typu konstrukcji oporowych przez inżynierów. Obliczenia wykonano metodą klasyczną i przy użyciu programu komputerowego GEO5. Pokazano, że metodyka obliczeń EBGeo i metodyka przyjęta przez autorów programu GEO5 dla analizowanego przypadku prowadzi do zbliżonych poziomów bezpieczeństwa budowli. Program GEO5 może być z powodzeniem wykorzystywany przy projektowaniu ścian oporowych z gruntu zbrojonego geosyntetykiem.

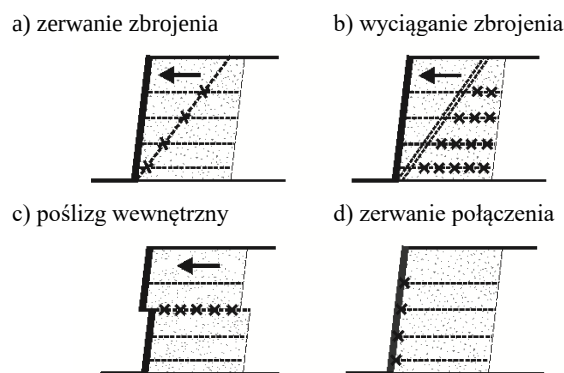
**Słowa kluczowe:** geosyntetyki, grunt zbrojony, stateczność wewnętrzna.

### 1. Wprowadzenie

Ściany oporowe z gruntu zbrojonego są bardzo popularnymi rozwiązaniami inżynierskimi w budownictwie ogólnym i komunikacyjnym. Możliwości zastosowania różnych rodzajów geosyntetyków o bardzo różnych właściwościach fizyczno-mechanicznych jako elementów zbrojenia, jak też możliwości wykonania zróżnicowanych obudów ścian decydują o optymalizacji tych rozwiązań pod względem konstrukcyjnym, ekonomicznym i architektonicznym (Shukla i Yin, 2006; Becker i Moore, 2008; Briaud, 2013; Clayton i in., 2013;). Metodyka zbrojenia gruntu jest stosunkowo młoda i nie ma jednolitej metody projektowania konstrukcji z gruntu zbrojonego. Projektanci muszą korzystać z różnych norm, artykułów naukowych, instrukcji i monografii (Shukla i Yin, 2006; Wysokiński i Kotlicki, 2008; BS 8006-1, 2010; EBGeo, 2011). Od kilku lat w Polsce często wykorzystywane są wskazówki podane w zaleceniach EBGeo (2011). Chociaż opisana metodyka postępowania jest dosyć czytelnie przedstawiona w EBGeo to w artykule zwraca się szczególną uwagę na zagadnienie sprawdzania różnych warunków stateczności wewnętrznej ściany oporowej z gruntu zbrojonego geosyntetykiem.

Metodykę postępowania przy analizie stateczności zewnętrznej ściany oporowej opisano w pracy Szypcio i Dołżyk-Szypcio (2016). W niniejszym artykule scharakteryzowano poszczególne kroki przy projektowaniu ścian oporowych z gruntu zbrojonego. Wykazano, że szerokość ściany (długość zbrojenia) znacząco zależy od nośności podłoża i dla wielu

przypadków zalecana minimalna długość może być niewystarczająca. Przy analizie stateczności wewnętrznej sprawdza się czy maksymalne wartości w poszczególnych warstwach zbrojenia nie spowodują jego rozerwania lub wyciągnięcia. Należy również sprawdzić czy nie wystąpi poślizg po zbrojeniu części bloku gruntu zbrojonego leżącego nad daną warstwą. Konieczne jest również sprawdzenie wytrzymałości kontaktu zbrojenia z obudową (BS 8006-1, 2010; EBGeo, 2011). Podstawowe schematy utraty stateczności wewnętrznej pokazano na rysunku 1.



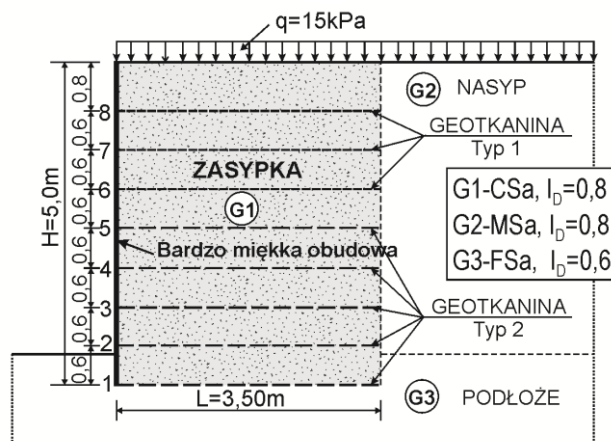
Rys. 1. Schematy utraty stateczności wewnętrznej

Jeżeli dla analizowanego rozwiązania zapewniona jest stateczność zewnętrzna i wewnętrzna, to wówczas dobiera się ostateczne długości i wytrzymałości poszczególnych warstw zbrojenia jako rozwiązanie najbardziej optymalne ze względów techniczno-ekonomicznych.

\* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: k.dolzyk@pb.edu.pl

## 2. Geometria ściany oporowej

Geometrię ściany oporowej z gruntu zbrojonego geosyntetykiem pokazano na rysunku 2.

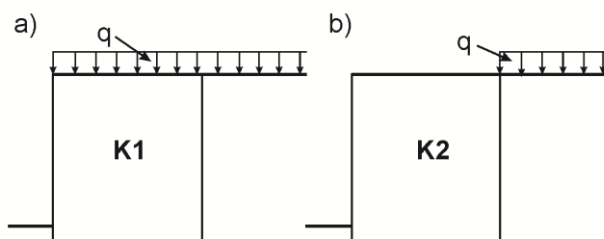


Rys. 2. Geometria ściany oporowej z gruntu zbrojonego geosyntetykiem

Analizowano ścianę o wysokości  $H = 5,0$  m i szerokości  $L = 3,50$  m o zbrojeniu z 8 warstw geotkaniny ułożonych co  $0,60$  m. Dolne 5 warstw stanowi geotkanina 80/20 zaś górne 3 warstwy geotkanina 50/15. Zakłada się, że naziom może być obciążony ruchem drogowym o średnim obciążeniu ciągłym  $q = 15$  kPa. Jako zasypkę (grunt G1) zastosowano piasek grubo o  $I_D = 0,8$ , zaś gruntem nasypowym (G2) jest piasek średni o  $I_D = 0,8$ . Górną warstwą podłoża (G3) jest piasek drobny o  $I_D = 0,6$ .

Wartości charakterystyczne parametrów gruntów niezbędne do analizy stateczności wewnętrznej ściany oporowej przedstawiono w tabeli 1.

Przy projektowaniu geotechnicznym zgodnie z Eurokodem 7 (PN-EN 1997-1, 2008) konieczne jest rozpatrywanie najbardziej niekorzystnych kombinacji obciążeń. Przy analizie stateczności wewnętrznej ściany oporowej z gruntu zbrojonego rozpatrywane są dwie kombinacje obciążeń schematycznie pokazane na rysunku 3.



Rys. 3. Kombinacje obciążeń ściany oporowej z gruntu zbrojonego: a) kombinacja K1, b) kombinacja K2

Kombinacja obciążeń K1 stosuje się gdy ciężar zasypki i obciążenie zmienne usytuowane nad blokiem gruntu zbrojonego działają niekorzystnie oraz występują maksymalne parcia od gruntu nasypowego i obciążenia zmiennego. Przy rozpatrywaniu kombinacji obciążeń K2, w przeciwieństwie do kombinacji K1, ciężar zasypki i obciążenie zmienne nad blokiem gruntu zbrojonego są oddziaływaniami korzystnymi, zatem w analizie obciążenia zmienne powinny być pominięte ( $\gamma_Q = 0$ ).

Eurokod 7 (PN-EN 1997-1, 2008) umożliwia stosowanie 3 podejść obliczeniowych. Podczas analizy stateczności wewnętrznej są wykorzystywane dwa podejścia obliczeniowe: podejście obliczeniowe 2 (EBGEO, 2011) przy analizie kontaktu zbrojenia z obudową i podejście obliczeniowe 3 przy analizie warunku na rozrywanie i wyciąganie zbrojenia. W pracy (EBGEO, 2011) nie analizuje się utraty stateczności wewnętrznej spowodowanej poślizgiem po warstwie zbrojenia.

W tabeli 2 przedstawiono współczynniki częściowe konieczne przy analizie stateczności wewnętrznej dla podejścia obliczeniowego 2 i 3 zgodnie z Eurokodem 7.

## 3. Rozrywanie i wyciąganie zbrojenia

Przy sprawdzaniu warunku na rozrywanie i wyciąganie zbrojenia zgodnie z zaleceniami EBGEO (2011) należy sprawdzić czy dla najbardziej niebezpiecznej powierzchni poślizgu spełniony jest warunek:

Tab. 1. Parametry fizyczno-mechaniczne gruntów

| Grunt   |                     |        | Ciężar<br>objętościowy<br>$\gamma, k / \gamma_{sat}$<br>[kN/m <sup>3</sup> ] | Kąt tarcia<br>wewnętrzny<br>$\phi, k$<br>[°] | Efektywna<br>spójność<br>$c', k$<br>[kPa] |
|---------|---------------------|--------|------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------|-------------------------------------------|
| Opis    | Rodzaj              | Symbol |                                                                              |                                              |                                           |
| Zasypka | Piasek grubo (CSa)  | G1     | 18,0 / 20,8                                                                  | 35                                           | 0                                         |
| Nasyp   | Piasek średni (MSa) | G2     | 18,2 / 20,4                                                                  | 32                                           | 0                                         |
| Podłoże | Piasek drobny (FSa) | G3     | 17,5 / 19,9                                                                  | 31                                           | 0                                         |

Tab. 2. Współczynniki częściowe według Eurokodu 7

| Współczynniki częściowe |                                  |              | Symbol                | Podejście obliczeniowe 2 | Podejście obliczeniowe 3 |
|-------------------------|----------------------------------|--------------|-----------------------|--------------------------|--------------------------|
| Opis                    |                                  |              |                       |                          |                          |
| Oddziaływania           | stałe                            | niekorzystne | $\gamma_G$            | 1,35                     | 1,0                      |
|                         |                                  | korzystne    |                       | 1,0                      | 1,0                      |
|                         | zmiennie                         | niekorzystne | $\gamma_Q$            | 1,5                      | 1,3                      |
|                         |                                  | korzystne    |                       | 0                        | 0                        |
| Materiały               | Kąt tarcia ( $\tan \varphi$ )    |              | $\gamma_\varphi$      | 1,0                      | 1,25                     |
|                         | Efektywna kohezja ( $c'$ )       |              | $\gamma_{c'}$         | 1,0                      | 1,25                     |
|                         | Ciężar objętościowy ( $\gamma$ ) |              | $\gamma_\gamma^{(*)}$ | 1,0                      | 1,0                      |
| Opory                   | Poślizg                          |              | $\gamma_{Rh}$         | 1,1                      | 1,0                      |
|                         | Opór gruntu                      |              | $\gamma_{Re}$         | -                        | 1,0                      |

Objaśnienia: (\*) współczynniki podane przez Bonda i Harrisa (2008).

$$\sum E_{g,d} \leq \min \left( \sum R_{Bi,d}; \sum R_{Ai,d} \right) \quad (1)$$

gdzie:  $\sum E_{g,d}$  jest sumą obliczeniowych wartości składowych poziomych oddziaływań dla rozważanej linii poślizgu, zaś  $\sum E_{Bi,d}$  i  $\sum E_{Ai,d}$  sumą wartości obliczeniowych wytrzymałości na rozerwanie i wyciąganie warstw  $i$  zbrojenia przecinanych rozważaną powierzchnią poślizgu.

W wielu proponowanych w literaturze rozwiązaniach oblicza się wartości sił w poszczególnych warstwach zbrojenia (BS 8006-1, 2010; GEO5, 2016) i sprawdza czy siła ta nie rozrywa i wyciąga tej warstwy zbrojenia.

$$E_{i,d} \leq \min(R_{Bi,d}; R_{Ai,d}) \quad (2)$$

Spełnienie warunku (2) zawsze skutkuje spełnieniem warunku (1). Spełnienie warunku (1) nie musi zawsze prowadzić do spełnienia warunku (2). Problem ten będzie omawiany w dalszej części artykułu.

Ze względu na specyficzne właściwości geosyntetyków konieczne było opracowanie specjalnej metody obliczeń ich wytrzymałości długoterminowej. Powszechnie przyjęto, że wytrzymałość krótkoterminową ( $R_{B,k0}$ ) koryguje się przez wprowadzenie odpowiednich współczynników redukcyjnych  $A_i$  (Wysokiński i Kotlicki, 2008; BS 8006-1, 2010; EBGeo, 2011) i współczynnika materiałowego  $\gamma_M$ . Zatem obliczeniową wartość wytrzymałości długoterminowej zbrojenia na rozerwanie określa się z równania (Wysokiński i Kotlicki, 2008; EBGeo, 2011)

$$R_{Bi,d} = \frac{R_{Bi,k}}{\gamma_M} = \frac{R_{Bi,k0}}{A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot A_4 \cdot \gamma_M} \quad (3)$$

gdzie:  $A_i$  są współczynnikami uwzględniającymi spadek wytrzymałości, deklarowanymi przez producenta lub wyznaczone doświadczalnie. Współczynnik  $A_1$  uwzględnia spadek wytrzymałości na skutek pełzania,  $A_2$  uszkodzenia w transporcie,  $A_3$  na skutek połączeń i  $A_4$  działania czynników środowiskowych zaś  $\gamma_M$  jest redukcyjnym współczynnikiem materiałowym.

Dla rozważanego w pracy przypadku przyjęto:  $A_1 = 2,5$ ;  $A_2 = 1,2$ ;  $A_3 = A_4 = 0$ ; zaś  $\gamma_M = 1,4$  (EBGeo,

2011).

Charakterystyczną natychmiastową wartość wytrzymałości na rozrywanie w warstwie  $i$  oznaczono jako  $R_{Bi,k0}$ . Dla pięciu dolnych warstw zbrojenia  $i = 1-5$   $R_{Bi,d} = 19,04$  kN/m, zaś dla trzech górnych  $i = 6-8$   $R_{Bi,d} = 11,90$  kN/m.

Wartość obliczeniową siły wyciągającej warstwę  $i$  zbrojenie obliczamy z równania:

$$R_{Ai,d} = \frac{2 \cdot \sigma_{vi,d} \cdot L_{Ai} \cdot \tan \delta_i}{\gamma_B} \quad (4)$$

gdzie:  $\sigma_{vi,d}$  jest wartością obliczeniową naprężeń normalnych do  $i$ -tej warstwy zbrojenia,  $L_{Ai}$  długością  $i$ -tej warstwy zbrojenia w strefie biernej bloku gruntu zbrojonego.

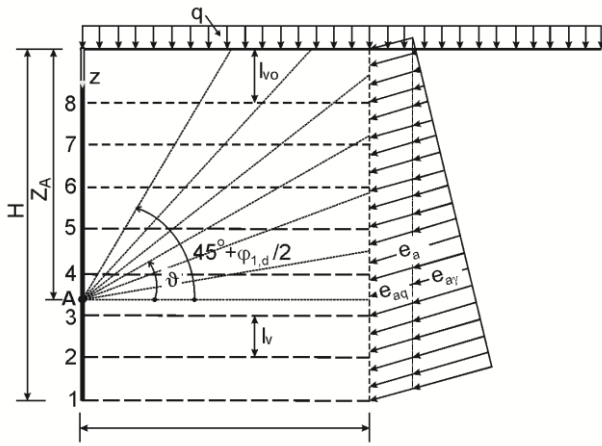
Wartość kąta tarcia gruntu zasypki o geosyntetyk powinna być określona eksperymentalnie. W pracy przyjęto za Wysokińskim i Kotlickim (2008) i EBGeo (2011), że

$$\tan \delta_i = 0,8 \cdot \tan \varphi_{1,k} \quad (5)$$

Współczynnik redukcyjny na wyciąganie  $\gamma_B = 1,4$  (EBGeo, 2011).

Zauważyć należy, że warunek (2) prowadzi do podwyższenia poziomu bezpieczeństwa budowli. Analizowana powierzchnia poślizgu może przecinać warstwę geosyntetyku blisko jej końca o małej lub bardzo małej długości zakotwienia w strefie biernej, a zgodnie z warunkiem (1) warstwa ta jest brana pod uwagę przy analizie warunku na rozrywanie i wyciąganie.

Zgodnie z EBGeo (2011) rozważa się prostoliniowe powierzchnie poślizgu przecinające lico ściany na poziomie  $Z_A$  o różnym kącie nachylenia  $\vartheta$ . Minimalny kąt nachylenia  $\vartheta_{\min} = 0^\circ$ , zaś maksymalny  $\vartheta_{\max} = 45^\circ + 0,5\varphi_{1,d} = 59,65^\circ$  (rys. 3). W pracy analizowano linie poślizgu przecinające lico ściany na poziomie poszczególnych warstw zbrojenia i kątach nachylenia  $\vartheta = 7,5^\circ, 15,0^\circ, 22,5^\circ, 30,0^\circ, 37,5^\circ, 45,0^\circ, 52,5^\circ, 59,65^\circ$



Rys. 4. Przykładowe powierzchnie poślizgu

Na rysunku 4 pokazano również parcie jednostkowe gruntu nasypowego na blok gruntu zbrojonego.

Zgodnie z EBGEO (2011) przy sprawdzaniu warunku na rozrywanie i wyciąganie stosuje się podejście obliczeniowe 3. Zatem wartości obliczeniowe czynnych parć jednostkowych na blok gruntu zbrojonego od ciężaru gruntu nasypowego i obciążenia zmiennego  $q$  mają postać:

$$e_{a\gamma,d} = \gamma_{2,d} \cdot z \cdot K_{a,d} \quad (6)$$

$$e_{aq,d} = q_d \cdot z \cdot K_{a,d} \quad (7)$$

gdzie:

$$\gamma_{2,d} = \gamma_{2,k} \cdot \gamma_\gamma \quad (8)$$

$$q_d = q_k \cdot \gamma_Q \quad (9)$$

$$K_{a,d} = \frac{\cos^2 \varphi_{2,d}}{\left[ 1 + \frac{\sin(\varphi_{2,d} + \delta_{2,d}) \sin \varphi_{2,d}}{\cos \delta_{2,d}} \right]^2} \cdot \frac{1}{\cos \delta_{2,d}} \quad (10)$$

$$\delta_{2,d} = \frac{2}{3} \varphi_{2,d} \quad (11)$$

$$\gamma_\gamma = 1,0; \gamma_G = 1,0; \gamma_Q = 1,3; \varphi_{2,d} = \arctan(\tan \varphi_{2,k} / \gamma_\varphi).$$

Składowe poziome są równe odpowiednio:

$$e_{a\gamma h,d} = e_{a\gamma,d} \cdot \cos \delta_{2,d} \quad (12)$$

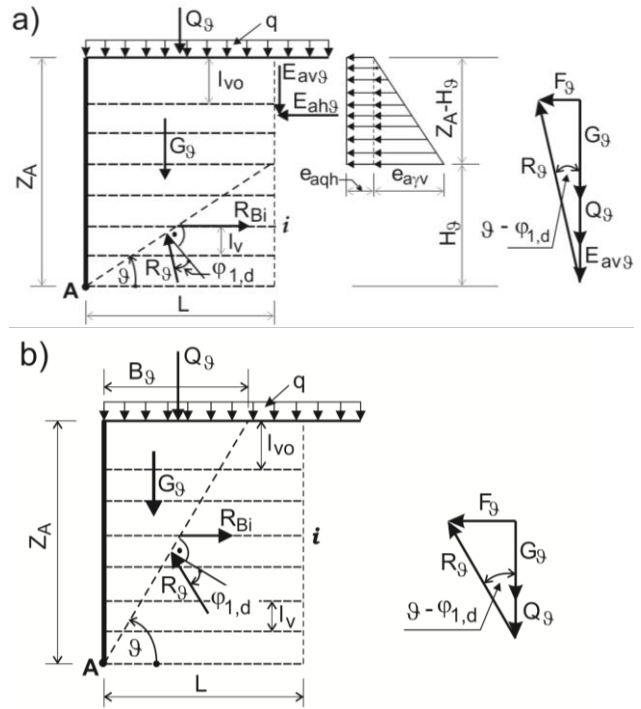
$$e_{aqh,d} = e_{aq,d} \cdot \cos \delta_{2,d} \quad (13)$$

Zaś składowe pionowe

$$e_{a\gamma v,d} = e_{a\gamma h,d} \cdot \tan \delta_{2,d} \quad (14)$$

$$e_{aqv,d} = e_{aqh,d} \cdot \tan \delta_{2,d} \quad (15)$$

Siły działające na aktywną część bloku gruntu zbrojonego schematycznie pokazano na rysunku 5.



Rys. 5. Siły działające na aktywny blok gruntu: a) powierzchnia poślizgu nie przecina linii naziomu, b) powierzchnia poślizgu przecina linię naziomu

Wartość obliczeniową ciężaru części aktywnej bloku gruntu zbrojonego dla powierzchni poślizgu przecinającej obudowę ściany oporowej w odległości  $Z_A$  od naziomu i nachylonej pod kątem  $\vartheta$  do poziomu określa równanie:

$$G_{g,d} = \gamma_{1,d} \cdot L \cdot \left( Z_A - \frac{1}{2} H_g \right) \quad \text{dla} \quad H_g \leq Z_A \quad (16a)$$

$$G_{g,d} = \frac{1}{2} \gamma_{1,d} \cdot Z_A \cdot B_g \quad \text{dla} \quad H_g > Z_A \quad (16b)$$

gdzie:

$$H_g = L \cdot \tan \vartheta \quad (17a)$$

$$B_g = L \quad \text{dla} \quad H_g \leq Z_A \quad (17b)$$

$$B_g = Z_A \cdot \cot \vartheta \quad \text{dla} \quad H_g > Z_A \quad (17c)$$

Wartość obliczeniowa wypadkowej obciążenia zmiennego działającego na aktywną część bloku gruntu zbrojonego

$$Q_{g,d} = q_d \cdot B_g \quad (18)$$

Zauważmy, że dla  $\vartheta < \varphi_{1,d}$  siła  $F_g^* < 0$ , zatem ciężar części aktywnej bloku gruntu zbrojonego oraz obciążenie zmienne nad blokiem są oddziaływaniami korzystnymi i zgodnie z Eurokodem 7 (2008)  $\gamma_G = 1,0$ , a  $\gamma_Q = 0$ , a więc w obliczeniach należy przyjmować kombinacje obciążeń K2.

$$\text{Dla } \vartheta < \varphi_{1,d} \quad Q_{g,d} = 0 \quad (19)$$

Parcie gruntu na aktywną część bloku gruntu zbrojonego przy rozważaniu warunku na rozrywanie

i wyciąganie zbrojenia geosyntetycznego jest oddziaływaniem niekorzystnym, zatem dla trzeciego podejścia obliczeniowego  $\gamma_G = 1,0$ , zaś  $\gamma_Q = 1,3$ .

Składowe poziome i pionowe całkowitych par są zapisane równaniami:

$$E_{a\gamma h,d} = \frac{1}{2} \gamma_{2,d} \cdot K_{ah,d} \cdot (Z_A - H_9)^2 \quad (20)$$

$$E_{aqh,d} = q_{d,d} \cdot K_{ah,d} \cdot (Z_A - H_9) \quad (21)$$

$$E_{a\gamma v,d} = E_{a\gamma h,d} \cdot \tan \delta_{2,d} \quad (22)$$

$$E_{aqv,d} = E_{aqh,d} \cdot \tan \delta_{2,d} \quad (23)$$

gdzie:

$$K_{ah,d} = K_{a,d} \cdot \cos \delta_{2,d} \quad (24)$$

Wartość charakterystyczna siły oporu tarcia na płaszczyźnie poślizgu oddzielającej część aktywną od części biernej bloku gruntu zbrojonego oznaczono jako  $R_9$  (rys. 5). Do sprawdzenia warunku na rozrywanie i wyciąganie geosyntetyku konieczna jest znajomość składowej poziomej tej siły oznaczonej jako  $F_{9,d}$ . Na rysunku 5 pokazano wieloboki sznurowe dla przypadku gdy powierzchnia poślizgu przecina linię naziumu poza blokiem gruntu zbrojonego (rys. 5a) i gdy powierzchnia poślizgu w całości jest wewnątrz bloku gruntu zbrojonego (rys. 5b). Zatem dla  $H_9 \leq Z_A$ :

$$F_{9,d} = (G_{9,d} + Q_{9,d} + E_{a\gamma v,9,d} + E_{aqv,9,d}) \cdot \tan(\vartheta - \varphi_{1,d}) \quad (25)$$

oraz dla  $H_9 > Z_A$ :

$$F_{9,d} = (G_{9,d} + Q_{9,d}) \cdot \tan(\vartheta - \varphi_{1,d}) \quad (26)$$

Obliczeniowa wartość sumy składowych poziomych oddziaływań na aktywną część bloku gruntu zbrojonego dla powierzchni poślizgu o nachyleniu  $\vartheta$  jest:

$$E_{h9,d} = E_{a\gamma h9,d} + E_{aqh9,d} + F_{9,d} \quad \text{dla } H_9 \leq Z_A \quad (27)$$

$$E_{h9,d} = F_{9,d} \quad \text{dla } H_9 > Z_A \quad (28)$$

Zgodnie z EBGeo (2011) warunek na rozrywanie i wyciąganie ma postać:

$$E_{h9,d} \leq \min(\sum R_{Bi,d}; \sum R_{Ai,d}) \quad (29)$$

gdzie:  $R_{Bi,d}$  jest długoterminową wartością obliczeniową wytrzymałości na rozrywanie warstwy i zbrojenia przecinanego przez powierzchnię poślizgu, zaś  $R_{Ai,d}$  wartością obliczeniową na wyciąganie tej warstwy zbrojenia. Zatem aby spełnić warunek (29) na rozrywanie i wyciąganie należy dla danej linii poślizgu znaleźć sumaryczną wartość wytrzymałości na rozrywanie warstw geosyntetyków przecinanych przez linię poślizgu i sumaryczną wartość oporów na wyciąganie tych warstw geosyntetyku. Wartość siły poziomej działającej na aktywny blok gruntu zbrojonego powinna być mniejsza od mniejszej sumarycznej wartości na rozrywanie lub wyciąganie.

W tabeli 3 pokazano wartości średnie sił w  $n$  warstwach zbrojenia przecinanych przez powierzchnię poślizgu:

$$E_{h9,d}^* = \frac{E_{h9,d}}{n} \quad (30)$$

Należy zauważyć, że dla wszystkich rozważanych wartości  $Z_A$  i małych kątów  $\vartheta$  wartości  $E_{h9,d}^*$  są ujemne, co świadczy o tym, że składowa pozioma oporów poślizgu na rozważanej powierzchni poślizgu jest większa od sumy składowych poziomych oddziaływań na aktywny blok gruntu. Maksymalne wartości  $E_{h9,d}^*$  dla  $Z_A = 5,0$  i  $4,4$  m otrzymano dla kąta  $\vartheta = 45^\circ$  zaś dla  $Z_A < 4,4$  m odpowiednio dla  $\vartheta = 59,65^\circ$ . Zatem można rozpatrywać tylko linie o nachyleniu  $\vartheta \approx 45^\circ$ ,  $\vartheta = 45^\circ + 0,5\varphi_{1,d}$ . Takie postępowanie prowadzić może jednak do nieekonomicznego lub niebezpiecznego zaprojektowania ściany oporowej z gruntu zbrojonego geosyntetykiem. Zdaniem autorki należy wykonać obliczenia dla wielu wartości  $Z_A$  i kątów  $\vartheta$ , aby prawidłowo zaprojektować ścianę oporową z gruntu zbrojonego. Procedura obliczeń jest jednak bardzo pracochłonna. W tabeli 4 pokazano wyniki analizy warunku na rozrywanie, zaś w tabeli 5 na wyciąganie zbrojenia.

Tab. 3. Wartości obliczeń [kN/m]

| $Z_A$ | $\vartheta^\circ$ |       |      |      |      |      |      |       |
|-------|-------------------|-------|------|------|------|------|------|-------|
| m     | 7,5               | 15,0  | 22,5 | 30,0 | 37,5 | 45,0 | 52,5 | 59,65 |
| 5,0   | -66,1             | -13,6 | 1,5  | 12,4 | 15,1 | 15,8 | 13,4 | 13,8  |
| 4,4   | -64,3             | -15,0 | -0,8 | 8,9  | 11,7 | 12,5 | 12,2 | 12,3  |
| 3,8   | -60,6             | -15,4 | -2,3 | 6,0  | 8,7  | 9,7  | 11,2 | 11,7  |
| 3,2   | -55,1             | -14,8 | -3,2 | 3,6  | 6,2  | 8,7  | 10,2 | 10,8  |
| 2,6   | -47,6             | -13,3 | -3,4 | 1,7  | 5,3  | 7,9  | 9,2  | 9,6   |
| 2,0   | -38,3             | -10,7 | -2,9 | 0,6  | 4,7  | 7,0  | 8,2  | 8,6   |
| 1,4   | -27,1             | -7,2  | -2,5 | 0,5  | 4,2  | 6,3  | 7,4  | 7,7   |
| 0,8   | -14,0             | -5,5  | -1,6 | 0,5  | 4,0  | 6,0  | 7,0  | 7,3   |

Tab. 4. Warunek na rozrywanie

| $Z_A$ | $E_{h\ g,d}^*$ | Wytrzymałość długoterminowa $R_{Bi,d}$ [kN/m] |       |       |       |       |      |      |      | $\Sigma R_{Bi,d}$ | $\Delta_B$ |
|-------|----------------|-----------------------------------------------|-------|-------|-------|-------|------|------|------|-------------------|------------|
| m     | kN/m           | 1                                             | 2     | 3     | 4     | 5     | 6    | 7    | 8    | kN/m              | %          |
| 5,0   | 94,7           | 19,04                                         | 19,04 | 19,04 | 19,04 | 19,04 |      |      |      | 95,2              | 99,5       |
| 4,4   | 75,2           |                                               | 19,04 | 19,04 | 19,04 | 19,04 | 11,9 |      |      | 88,1              | 85,4       |
| 3,8   | 70,1           |                                               |       | 19,04 | 19,04 | 19,04 | 11,9 | 11,9 | 11,9 | 92,8              | 75,5       |
| 3,2   | 53,1           |                                               |       |       | 19,04 | 19,04 | 11,9 | 11,9 | 11,9 | 73,8              | 72,0       |
| 2,6   | 38,3           |                                               |       |       |       | 19,04 | 11,9 | 11,9 | 11,9 | 54,7              | 70,0       |
| 2,0   | 25,8           |                                               |       |       |       |       | 11,9 | 11,9 | 11,9 | 35,7              | 72,3       |
| 1,4   | 15,4           |                                               |       |       |       |       |      | 11,9 | 11,9 | 23,8              | 64,7       |
| 0,8   | 7,3            |                                               |       |       |       |       |      |      | 11,9 | 11,9              | 61,3       |

Tab. 5. Warunek na wyciąganie

| $Z_A$ | $E_{h\ g,d}^*$ | Opór na wyciąganie w warstwie $R_{Ai,d}$ [kN/m] |       |       |       |       |       |       |      | $\Sigma R_{Ai,d}$ | $\Delta_A$ |
|-------|----------------|-------------------------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|-------------------|------------|
| m     | kN/m           | 1                                               | 2     | 3     | 4     | 5     | 6     | 7     | 8    | kN/m              | %          |
| 5,0   | 94,7           | 310,8                                           | 232,5 | 164,5 | 106,9 | 59,7  |       |       |      | 874,4             | 10,8       |
| 4,4   | 75,2           |                                                 | 278,5 | 205,7 | 143,3 | 91,2  | 49,5  |       |      | 768,2             | 9,8        |
| 3,8   | 70,1           |                                                 |       | 246,2 | 194,3 | 148,4 | 108,6 | 74,9  | 47,3 | 819,7             | 8,6        |
| 3,2   | 53,1           |                                                 |       |       | 215,9 | 167,1 | 124,2 | 87,5  | 56,8 | 651,5             | 8,2        |
| 2,6   | 38,3           |                                                 |       |       |       | 185,7 | 139,8 | 100,1 | 66,4 | 492,0             | 7,8        |
| 2,0   | 25,8           |                                                 |       |       |       |       | 155,4 | 112,6 | 75,9 | 343,9             | 7,5        |
| 1,4   | 15,4           |                                                 |       |       |       |       |       | 125,2 | 85,4 | 210,6             | 7,3        |
| 0,8   | 7,3            |                                                 |       |       |       |       |       |       | 94,9 | 94,9              | 7,7        |

Przy wykorzystaniu dwóch różnych geosyntetyków o wytrzymałości krótkoterminowej 80/20 kN/m i 50/15 kN/m konieczne jest ze względu na rozrywanie zastosowanie geosyntetyku 80/20 w pięciu dolnych warstwach, zaś geosyntetyku 50/15 w trzech górnych warstwach. Współczynnik wykorzystania nośności na rozrywanie dla dwóch dolnych warstw wynosi około 90%, czterech środkowych ~70% i dwóch górnych ~65%. Zauważyć należy, że można zaproponować wiele rozwiązań spełniających warunek na rozrywanie zbrojenia geosyntetycznego, stosując więcej rodzajów geosyntetyków. Decyzję o wyborze ostatecznego rozwiązania podejmuje projektant mając na uwadze względy

ekonomiczne i wykonawcze. Stopień wykorzystania nośności na wyciąganie jest mały i nie przekracza 11%, co by sugerowało możliwość skrócenia zbrojenia. W analizowanym przykładzie  $L = 0,7H$ , zatem jest minimalną długością zalecaną obecnie przy projektowaniu ścian oporowych z gruntu zbrojonego.

Inną procedurę obliczeń sił w warstwach zbrojenia zastosowano w programie komputerowym GEO5 (2016) (tab. 6).

Wartości obliczeniowe sił w poszczególnych warstwach zbrojenia  $E_{i,d}$  oraz stopnie wykorzystania nośności ze względu na rozrywanie  $\Delta_{B,i}$  i wyciąganie  $\Delta_{A,i}$  poszczególnych warstw przedstawiono w tabeli 7.

Tab. 6. Warunek na rozrywanie i wyciąganie GEO5

| Nr warstwy | $E_{i,d}^*$<br>kN/m | $R_{Bi,d}$<br>kN/m | $R_{Ai,d}$<br>kN/m | $\Delta_B^*$<br>- | $\Delta_A^*$<br>- |
|------------|---------------------|--------------------|--------------------|-------------------|-------------------|
| 1          | 9,14                | 19,04              | 403,3              | 48,0              | 2,3               |
| 2          | 19,33               | 19,04              | 329,6              | 91,0              | 5,3               |
| 3          | 15,52               | 19,04              | 259,7              | 81,5              | 6,0               |
| 4          | 13,45               | 19,04              | 199,6              | 70,6              | 6,7               |
| 5          | 11,69               | 19,04              | 145,9              | 61,4              | 8,0               |
| 6          | 9,70                | 11,90              | 99,0               | 81,5              | 9,8               |
| 7          | 7,65                | 11,90              | 60,6               | 64,2              | 12,6              |
| 8          | 8,97                | 11,90              | 29,7               | 75,3              | 30,2              |

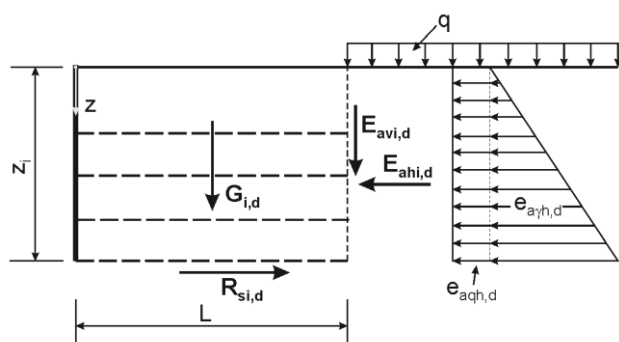
Tab. 7. Siły w zbrojeniu oraz stopień wykorzystania nośności na rozrywanie i wyciąganie

| Nr warstwy | $E_{i,d}^*$<br>kN/m | $R_{Bi,d}$<br>kN/m | $R_{Ai,d}$<br>kN/m | $\Delta_{Bi}$<br>- | $\Delta_{Ai}$<br>- |
|------------|---------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| 1          | 9,41                | 19,04              | 403,3              | 48,0               | 2,3                |
| 2          | 17,33               | 19,04              | 329,6              | 91,0               | 5,3                |
| 3          | 15,52               | 19,04              | 259,7              | 81,5               | 6,0                |
| 4          | 13,45               | 19,04              | 199,6              | 70,6               | 6,7                |
| 5          | 11,69               | 19,04              | 145,9              | 61,4               | 8,0                |
| 6          | 9,70                | 11,90              | 99,0               | 81,5               | 9,8                |
| 7          | 7,65                | 11,90              | 60,6               | 64,2               | 12,6               |
| 8          | 8,97                | 11,90              | 29,7               | 75,3               | 30,2               |

Z obliczeń programem komputerowym GEO5 wynika, że ze względu na rozrywanie i wyciąganie obliczenia wykonywane zgodnie z zaleceniami EBGeo (2011) są poprawne. Procedura przedstawiona w EBGeo nie daje możliwości analizy sił w poszczególnych warstwach zbrojenia, zatem obie metody nie mogą być porównane bezkrytycznie. Szczególne różnice są widoczne przy rozważaniu wyciągania warstw zbrojenia. Zgodnie z obliczeniami programem GEO5 górne warstwy zbrojenia mają największy stopień wykorzystania nośności na wyciąganie, co nie jest widoczne przy analizie zgodnie z procedurą zalecaną przez EBGeo (2011).

#### 4. Poślizg gruntu po zbrojeniu

Możliwa jest utrata stateczności wewnętrznej spowodowana poślizgiem części bloku gruntu zbrojonego po zbrojeniu, tak zwany poślizg wewnętrzny (BS 8006-1, 2010). Schematycznie problem pokazano na rysunku 1c. Przy analizie poślizgu wewnętrznego najbardziej niekorzystna jest kombinacja obciążeń K2 (rys. 6).



Rys. 6. Schemat oddziaływań przy analizie poślizgu wewnętrznego

Zgodnie z Eurokodem 7 (PN-EN 1997-1, 2008) poślizg po  $i$ -tej warstwie nie wystąpi jeżeli spełniony jest warunek:

$$E_{i,d} \leq R_{si,d} \quad (31)$$

Dla rozpatrywanego w artykule przykładu:

$$E_{i,d} = E_{ahi,d} \quad (32)$$

$$R_{si,d} = (G_{i,d} + E_{avi,d}) \cdot f_{s,f} / \gamma_{Rh} \quad (33)$$

$$G_{i,d} = \gamma_{1,d} \cdot L \cdot z_i \quad (34)$$

Wartości  $E_{ahi,d}$  i  $E_{avi,d}$  oblicza się korzystając z równań (20, 21, 22, 23). Ponadto przyjęto, że:

$$f_{s,d} = 0,8 \cdot \tan(\varphi_{1,d}) \quad (35)$$

W tabeli 8 i 9 przedstawiono dla poszczególnych warstw zbrojenia oddziaływania i opory dla podejścia obliczeniowego 2 i 3, przyjmując współczynniki częściowe oddziaływań, materiałów i oporów zgodnie z Eurokodem 7 (PN-EN 1997-1, 2008) zamieszczone w tabeli 2. Współczynniki wykorzystania nośności oznaczone odpowiednio dla podejść obliczeniowych jako  $\Delta_{s2}$  i  $\Delta_{s3}$  obliczono z równania:

$$\Delta_s = \frac{E_{i,d}}{R_{si,d}} \cdot 100\% \quad (36)$$

Przy obu podejściach obliczeniowych współczynniki wykorzystania nośności są podobne. Nieco wyższy poziom bezpieczeństwa budowli otrzymuje się stosując podejście obliczeniowe 3. Należy zauważyć, że zwiększając długość zbrojenia podnosi się zawsze poziom bezpieczeństwa budowli.

W zaleceniach EBGeo (2011) utrata stateczności wewnętrznej w wyniku poślizgu gruntu zasypowego po zbrojeniu nie jest analizowana. Ze względu na wykorzystanie różnych geosyntetyków do zbrojenia gruntu o różnym współczynniku tarcia pomiędzy geosyntetykiem a gruntem, zdaniem autorki, zachodzi konieczność analizy poślizgu wewnętrznego dla każdej warstwy zbrojenia.



Tab. 8. Poślizg wewnętrzny – podejście obliczeniowe 2

| Nr warstwy | $Z_i$<br>m | $G_{i,d}$<br>kN/m | $E_{a\gamma hi,d}$<br>kN/m | $E_{aq hi,d}$<br>kN/m | $E_{a\gamma vi,d}$<br>kN/m | $E_{aq vi,d}$<br>kN/m | $E_{ahi,d}$<br>kN/m | $E_{avi,d}$<br>kN/m | $R_{si,d}$<br>kN/m | $\Delta s_2$<br>% |
|------------|------------|-------------------|----------------------------|-----------------------|----------------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|--------------------|-------------------|
| 8          | 0,8        | 50,4              | 2,10                       | 4,60                  | 0,8                        | 1,8                   | 6,7                 | 2,6                 | 27,0               | 24,8              |
| 7          | 1,4        | 88,2              | 6,20                       | 8,10                  | 2,4                        | 3,2                   | 14,3                | 5,6                 | 47,8               | 29,9              |
| 6          | 2,0        | 126,0             | 12,80                      | 11,50                 | 5,0                        | 4,5                   | 24,3                | 9,5                 | 69,0               | 35,2              |
| 5          | 2,6        | 163,8             | 21,63                      | 14,99                 | 8,4                        | 5,9                   | 36,6                | 14,3                | 90,7               | 40,4              |
| 4          | 3,2        | 201,6             | 32,76                      | 18,44                 | 12,8                       | 7,2                   | 51,2                | 20,0                | 112,8              | 45,4              |
| 3          | 3,8        | 239,4             | 46,19                      | 21,90                 | 18,0                       | 8,6                   | 68,1                | 26,6                | 135,4              | 50,3              |
| 2          | 4,4        | 277,2             | 61,93                      | 25,36                 | 24,2                       | 9,9                   | 87,3                | 34,1                | 158,8              | 55,0              |
| 1          | 5,0        | 315,0             | 79,98                      | 28,82                 | 31,2                       | 11,3                  | 108,8               | 42,5                | 182,0              | 59,8              |

Tab. 9. Poślizg wewnętrzny – podejście obliczeniowe 3

| Nr warstwy | $Z_i$<br>m | $G_{i,d}$<br>kN/m | $E_{a\gamma hi,d}$<br>kN/m | $E_{aq hi,d}$<br>kN/m | $E_{a\gamma vi,d}$<br>kN/m | $E_{aq vi,d}$<br>kN/m | $E_{ahi,d}$<br>kN/m | $E_{avi,d}$<br>kN/m | $R_{si,d}$<br>kN/m | $\Delta s_3$<br>% |
|------------|------------|-------------------|----------------------------|-----------------------|----------------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|--------------------|-------------------|
| 8          | 0,8        | 50,4              | 1,9                        | 5,10                  | 0,6                        | 1,6                   | 7,0                 | 2,2                 | 23,7               | 29,5              |
| 7          | 1,4        | 88,2              | 5,9                        | 8,80                  | 1,9                        | 2,8                   | 14,7                | 4,7                 | 41,8               | 35,2              |
| 6          | 2,0        | 126,0             | 12,0                       | 12,60                 | 3,8                        | 4,0                   | 24,6                | 7,9                 | 60,3               | 40,8              |
| 5          | 2,6        | 163,8             | 20,2                       | 16,40                 | 6,5                        | 5,2                   | 36,6                | 11,7                | 79,0               | 46,3              |
| 4          | 3,2        | 201,6             | 30,7                       | 20,20                 | 9,8                        | 6,4                   | 50,8                | 16,2                | 98,0               | 51,8              |
| 3          | 3,8        | 239,4             | 43,2                       | 24,00                 | 13,8                       | 7,7                   | 67,2                | 21,5                | 117,4              | 57,2              |
| 2          | 4,4        | 277,2             | 58,0                       | 27,80                 | 18,5                       | 8,9                   | 85,7                | 27,4                | 137,1              | 62,5              |
| 1          | 5,0        | 315,0             | 74,9                       | 31,60                 | 23,9                       | 10,1                  | 106,4               | 34,0                | 157,1              | 67,7              |

## 5. Zniszczenie połączenia geosyntetyku z obudową

Obudowa i połączenie obudowy z geosyntetykiem musi zapewnić bezawaryjne użytkowanie ściany w okresie jej eksploatacji. Wytrzymałość geosyntetyku, jego połączenia z obudową i opór na wyciąganie warstwy muszą być większe od siły parcia gruntu zasyпки w analizowanej warstwie. Symbolicznie warunek ten ma postać:

$$E_{fi,d} = \min(R_{Bi,d}; R_{Ai,d}; R_{fi,d}) \quad (37)$$

gdzie  $E_{fi,d}$  jest obliczeniową wartością parcia gruntu w analizowanej warstwie.

$$E_{fi,d} = e_{ahi,d} \cdot l_v \quad (38)$$

gdzie:  $l_v$  jest grubością analizowanej warstwy (rys. 4) zaś

$$e_{ahi,d} = \eta_\gamma \cdot e_{a\gamma hi,d} + \eta_q \cdot e_{aq hi,d} \quad (39)$$

Zgodnie z EBGeo (2011) współczynniki  $\eta_\gamma$  i  $\eta_q$  są równe:

$$\eta_\gamma = 0,7 \text{ dla } z_i \geq 2,0\text{m} \quad (40a)$$

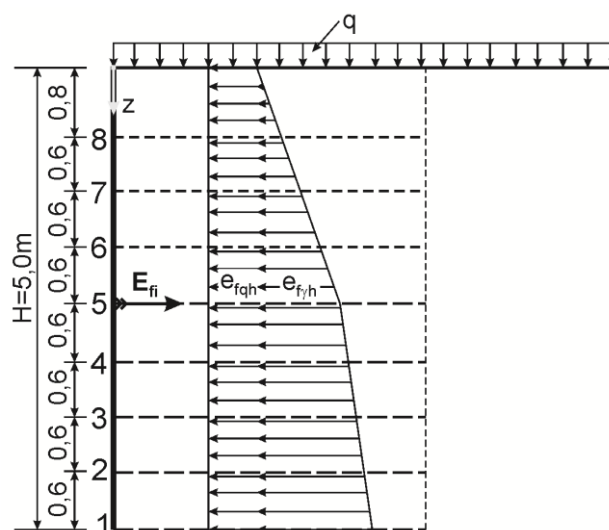
$$\eta_\gamma = 1,0 \text{ dla } z_i < 2,0\text{m} \quad (40b)$$

$$\eta_q = 1,0 \text{ dla wszystkich warstw} \quad (40c)$$

Obliczeniowe wartości składowych poziomych parć gruntu zasyпки (rys. 7) na obudowę określają równania:

$$e_{a\gamma hi,d} = \gamma_{1,d} \cdot K_{ah,d} \cdot z_i \quad (41)$$

$$e_{aq hi,d} = q_{d,d} \cdot K_{ah,d} \quad (42)$$



Rys. 7. Składowe poziome parć jednostkowych na obudowę ściany

gdzie:

$$K_{ah,d} = \frac{\cos^2 \varphi_{1,d}}{\left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_{1,d} + \delta_{1,d}) \sin \varphi_{1,d}}{\cos \delta_{1,d}}} \right]^2} \quad (43)$$

$$\delta_{1,d} = \frac{2}{3} \varphi_{1,d} \quad (44)$$

Parcia od ciężaru objętościowego zasypki i obciążenia zmiennego są oddziaływaniami niekorzystnymi, zatem wskazane jest użycie kombinacji obciążeń K1. W zaleceniach EBGeo (2011) stosowane jest drugie podejście obliczeniowe – należy stosować odpowiednie współczynniki obciążenia, materiału i oporów podane w Eurokodzie 7 (2008) dla tego podejścia obliczeniowego ( $\gamma_\gamma = 1,0$ ;  $\gamma_\varphi = 1,0$ ;  $\gamma_G = 1,35$ ;  $\gamma_Q = 1,5$ ;  $\gamma_R = 1,4$ ). Wytrzymałość długoterminowa geosyntetyku na rozrywanie jest określona równaniem (3) i wynosi  $R_{Ai,d} = 19,04$  kN/m dla warstwy 1-5 ( $i = 1-5$ ) i  $R_{Ai,d} = 11,9$  kN/m dla warstw 6-8 ( $i = 6-8$ ). Ze wzoru 4 wynika, że  $L_{Ai}(R_{Ai,d})$  dla połączenia z obudową jest większe od  $L_{Ai}(R_{Ai,d})$  dla dowolnej powierzchni poślizgu, zatem w pracy nie liczono oporów na wyciąganie przy analizie wytrzymałości połączenia geosyntetyku z obudową. W pracy przyjęto obliczanie ściany przez wywijanie geotkaniny. Zatem  $E_{fi,d} = R_{Bi,d}$  i warunek (37) ma postać:

$$E_{fi,d} \leq R_{Bi,d} \quad (45)$$

zaś współczynnik wykorzystania nośności

$$\Delta_f = \frac{E_{fi,d}}{R_{Bi,d}} \cdot 100\% \quad (46)$$

Wielkości konieczne do sprawdzenia warunku zniszczenia połączenia geosyntetyku z obudową przedstawiono w tabeli 10.

Z obliczeń wynika, że zapewniona jest wytrzymałość połączenia geosyntetyku z obudową. Stosując metodykę przedstawioną w EBGeo (2011) sprawdzania połączeń geosyntetyku z obudową jest absolutnie konieczne. W praktyce inżynierskiej często przyjmuje się kąt tarcia

gruntu o konstrukcję  $\delta_{1,d} = 0$  szczególnie gdy obciążenia na ścianę są dynamiczne (na przykład od ruchu samochodowego). W świetle zaleceń EBGeo (2011) prowadzi to do nieracjonalnego zwiększenia poziomu bezpieczeństwa budowli.

Program GEO5 (2016) nie analizuje bezpośrednio sił połączenia obudowy z geosyntetykiem. Zdaniem autorki należy przyjmować wartości sił w połączeniu równe wartościom otrzymanym dla poszczególnych warstw zbrojenia. Porównując wartości sił  $E_{i,d}$  (tab. 6) i  $E_{fi,d}$  (tab. 9) można powiedzieć, że w warstwach dolnych zbrojenia ( $i = 1-5$ ) wartości  $E_{i,d}$  są o około 30% większe od wartości  $E_{fi,d}$ , zaś dla górnych warstw zbrojenia ( $i = 6-8$ ) są zbliżone do siebie ( $E_{i,d} \approx E_{fi,d}$ ).

## 6. Wnioski

Analiza stateczności wewnętrznej ścian oporowych z gruntu zbrojonego zgodnie z metodyką zalecaną w EBGeo jest dosyć pracochłonna. Przy analizie rozrywania i wyciągania zbrojenia stosowane jest 3 zaś przy analizie połączenia geosyntetyku z obudową 2 podejście obliczeniowe. Według EBGeo nie ma konieczności sprawdzania poślizgu wewnętrznego. Wartości sił w warstwach zbrojenia otrzymane klasyczną metodą EBGeo są zbliżone do wartości otrzymanych z obliczeń programem komputerowym GEO5. Program GEO5 może być z powodzeniem wykorzystany do analizy stateczności wewnętrznej ścian oporowych z gruntu zbrojonego geosyntetykiem.

## Literatura

- Bond A., Harris A. (2008). Decoding Eurocode 7. *Taylor & Francis Group*, London and New York.
- Becker D.E., Moore I.D.(ed.) (2008). Canadian Foundation Engineering Manual. 4-th Edition. *The Canadian Geotechnical Society c/o BiTech Publisher Ltd.*, Richmond, British Columbia, Canada.
- Briaud J.-L. (2013). Geotechnical Engineering: Unsaturated and saturated soils. *John Wiley & Sons*, Hoboken, NJ, USA.
- BS 8006-1:2010. Code of practice for strengthened/reinforced soils and Rother fills. BSI Standards Publication.

Tab.10. Zerwanie połączenia z obudową

| Nr warstwy | $z_i$<br>m | $K_{ah,d}$<br>- | $l_v$<br>m | $\eta_\gamma$<br>- | $\eta_q$<br>- | $E_{fi,d}$<br>kN/m | $R_{Bi,d}$<br>kN/m | $\Delta_j$<br>% |
|------------|------------|-----------------|------------|--------------------|---------------|--------------------|--------------------|-----------------|
| 8          | 0,8        | 0,224           | 1,1        | 1,0                | 1,0           | 10,33              | 11,9               | 86,8            |
| 7          | 1,4        | 0,224           | 0,6        | 1,0                | 1,0           | 7,60               | 11,9               | 63,9            |
| 6          | 2,0        | 0,224           | 0,6        | 1,0                | 1,0           | 9,56               | 11,9               | 80,0            |
| 5          | 2,6        | 0,224           | 0,6        | 0,7                | 1,0           | 8,97               | 19,04              | 47,1            |
| 4          | 3,2        | 0,224           | 0,6        | 0,7                | 1,0           | 10,22              | 19,04              | 53,7            |
| 3          | 3,8        | 0,224           | 0,6        | 0,7                | 1,0           | 11,72              | 19,04              | 61,6            |
| 2          | 4,4        | 0,224           | 0,6        | 0,7                | 1,0           | 13,09              | 19,04              | 68,8            |
| 1          | 5,0        | 0,224           | 0,3        | 0,7                | 1,0           | 7,23               | 19,04              | 38,0            |

- Clayton Ch.R.I., Woods R.I., Bond A.J., Milititsky J. (2013). Earth pressure and Earth-Retaining Structure. *Taylor & Francis Group*, Florida, USA.
- EBGEO (2011). Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures using Geosynthetic Reinforcements. *Wiley Company, Ernest & Sohn*, Germany, 2011.
- GEO5 (2016). Podręcznik Użytkownika, Edycja 2016. *Fine civil engineering software*.
- PN-EN 1997-1 (2008). Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne. PKN, Warszawa.
- Shukla S. K., Yin J.-H. (2006) Fundamentals of Geosynthetic Engineering. *Taylor & Francis Group*, London.
- Szypcio Z., Dołżyk-Szypcio K. (2016). Stateczność zewnętrzna ściany oporowej zbrojonej geosyntetykiem. *Budownictwo i Inżynieria Środowiska*, Vol. 7, Nr 4, 197-206.
- Wysokiński L., Kotlicki W. (2008). Projektowanie konstrukcji oporowych stromych skarp i nasypów z gruntu zbrojonego geosyntetykami. *ITB, Instrukcje, Wytyczne, Poradniki*. Nr 429/2008, Warszawa.

## INTERNAL STABILITY OF GEOSYNTHETIC -REINFORCED SOIL RETAINING WALLS

**Abstract:** This paper presents a design methodology in accordance with Eurocode 7 and EBGEO's recommendations when analysing the internal stability of geosynthetic-reinforced soil retaining walls. Every step was thoroughly presented, considering the example as very helpful in designing such retaining constructions by engineers. The calculation were carried out with the use of classical method and GEO5 software. It was shown that the application of EBGEO calculation methodology and GEO5 programme methodology lead to similar levels of the retaining wall's safety. GEO5 programme can be successfully used for designing the geosynthetic-reinforced retaining walls.

# ANALIZA NUMERYCZNA WPLYWU WYMIARÓW I SPOSOBU MOCOWANIA BELEK POPRZECZNYCH NA WYŁĘŻENIE DŹWIGARÓW GŁÓWNYCH MOSTÓW NISKOWODNYCH

Artur DUCHACZEK\*

Wydział Zarządzania, Wyższa Szkoła Oficerska Wojsk Lądowych im. generała Tadeusza Kościuszki,  
ul. Czajkowskiego 109, 51-150 Wrocław

**Streszczenie:** Wojskowe mosty niskowodne są obiektami inżynierskimi przeznaczonymi do krótkotrwałego użytkowania. Tego typu rozwiązania konstrukcyjne pojawiają się również w cywilnych obiektach mostowych. W literaturze przedmiotu nie podano jednak wytycznych do ich projektowania w przypadku wykorzystania jako stężeń poprzecznych pojedynczych ceowników i dwuteowników stalowych (tak zwanych belek poprzecznych). W niniejszej pracy przeanalizowano wpływ zarówno zmiany sztywności przyjętych w obliczeniach numerycznych połączeń montażowych, jak i sztywności samych belek poprzecznych na maksymalne wartości naprężeń w dźwigarach głównych wojskowych mostów niskowodnych. Na podstawie przeprowadzonych obliczeń stwierdzono, że w przypadku dźwigarów głównych wykonanych z dwuteowników stalowych o wysokości 400 mm, przy założeniu, że ich rozstaw nie przekracza odległości 0,80 m, stosowanie belek poprzecznych z kształtowników stalowych o wysokości zbliżonej do wartości połowy wysokości dźwigara głównego jest zupełnie wystarczające.

**Słowa kluczowe:** metoda elementów skończonych, mosty niskowodne, konstrukcje stalowe.

## 1. Wprowadzenie

Mosty niskowodne to obiekty inżynierskie przeznaczone z założenia do krótkotrwałego użytkowania. Uniemożliwiają one prowadzenia żeglugi oraz spływu kry lodowej (Mosty wojskowe, 1994). W literaturze anglojęzycznej mosty te określane są między innymi jako „military nonstandard fixed bridges” (Ray i Seda-Sanabria, 2002) lub „low-water bridge” (McDonald i Anderson-Wilk, 2003).

W tego typu konstrukcjach złącza śrubowe stosuje się przed wszystkim do łączenia pojedynczych dźwigarów głównych wykonanych z dwuteowników stalowych o wysokości powyżej 0,40 m, przy założeniu, że ich rozstaw nie przekracza odległości 0,85 m (Mosty wojskowe, 1994). Elementy stężeń poprzecznych, zwanych potocznie rozpórkami, wykonuje się z kątowników stalowych o szerokości półek nie mniejszej niż 1/25 ich długości. Stężenia poprzeczne wykonuje się jako kratownice płaskie składające się z dwóch pasów (górnego i dolnego) oraz zastrzałów. Stężenia skrajne rozmieszcza się w odległości około 0,70 m od końca dźwigarów, a stężenia pośrednie w odległościach nie mniejszych niż 15 szerokości półki dźwigara. Mocowanie stężeń poprzecznych do dźwigarów głównych możliwe jest dzięki przyspawaniu do środników tych

dźwigarów odcinków kątowników stalowych o szerokości półki poziomej nie mniejszej niż 100 mm, przyjmując jednocześnie, że długość odcinków kątowników górnych wynosi 300 mm, a dolnych 150 mm. Stężenia montuje się do dźwigarów głównych z zastosowaniem śrub o średnicy minimum 16 mm (Mosty wojskowe, 1994).

Liczbę stężeń poprzecznych przy konstruowaniu przęsła mostów niskowodnych określa się ze wzorów empirycznych, które uzależniają ich liczbę od długości przęsła oraz rodzaju zastosowanego typu kształtownika (Mosty wojskowe, 1994):

$$n_p = \frac{l_t - 1,0 \text{ m}}{b} + 1 \quad (1)$$

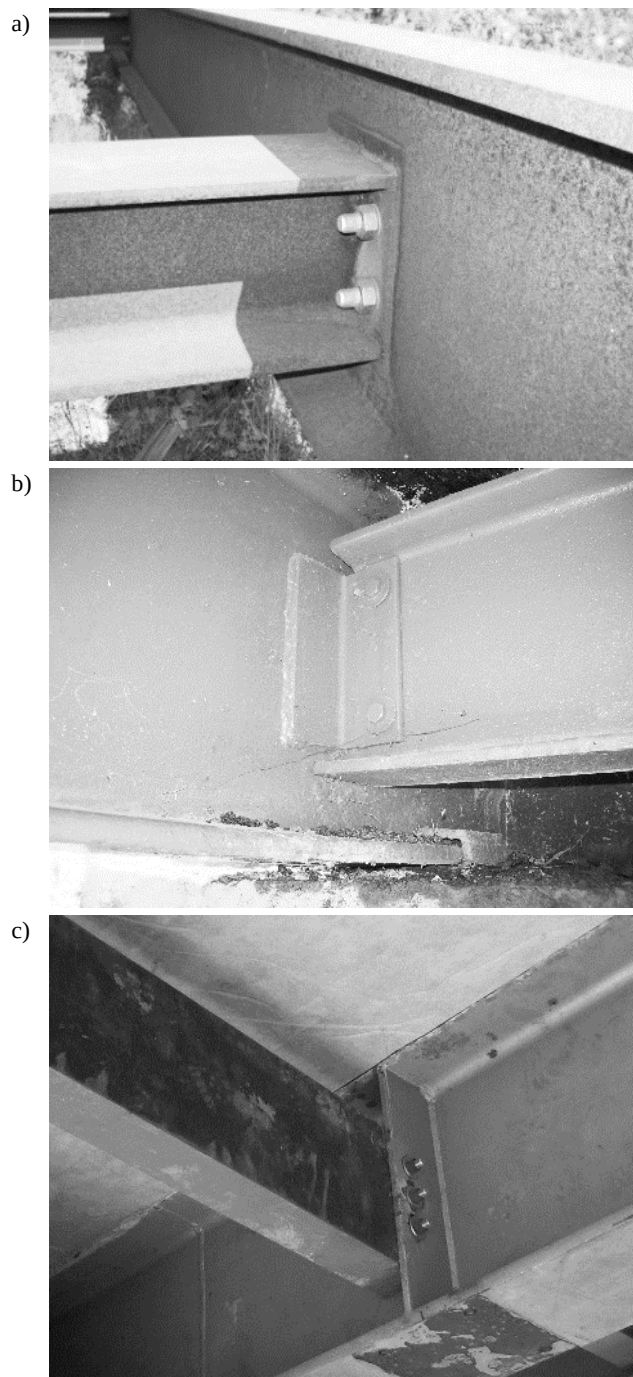
$$b \leq 15s \quad (2)$$

gdzie:  $n_p$  oznacza liczbę stężeń poprzecznych,  $l_t$  to rozpiętość teoretyczną przęsła w m,  $b$  to rozstaw stężeń poprzecznych w m, natomiast  $s$  to szerokość pasa kształtownika w m.

W podręczniku tym nie podano natomiast wytycznych dotyczących zastosowania połączeń śrubowych w przypadku wykorzystania jako stężeń poprzecznych pojedynczych ceowników i dwuteowników stalowych (tak zwanych belek poprzecznych). Jest to o tyle istotne, że tego typu rozwiązania stosowane są w rozwiązaniach

\* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: aduchaczek@poczta.wp.pl

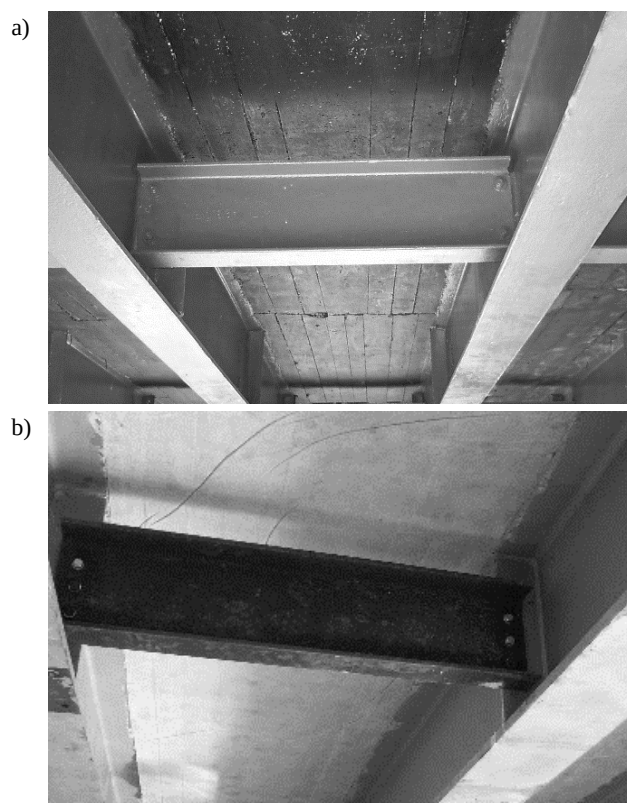
konstrukcyjnych rzeczywistych obiektów mostowych (Kamyk i Duchaczek, 1998; Hołowaty, 2003; Ryżyński i in., 1984). Na rysunku 1 zaprezentowano trzy sposoby połączenia belek poprzecznych z dźwigarami głównymi za pomocą śrub.



Rys. 1. Połączenia śrubowe belek poprzecznych z dźwigarami głównymi w przypadku zastosowania: a) blachy czołowej przyspawanej do belki poprzecznej (Mańko i in., 2001), b) kątowników przyspawanych do dźwigarów głównych, c) belek poprzecznych montowanych do żeber usztywniających środkowego dźwigara głównego

Zaprezentowane na rysunku 1a połączenie śrubowe jest połączeniem sztywnym. Zastosowana w tym połączeniu blacha czołowa oraz cztery śruby średnicy około 20 mm w połączeniu z wykorzystanym jako belka

poprzeczna dwuteownikiem stalowym typu HEB nadaje połączeniu dużą sztywność (Mańko i in., 2001; Kamyk i in., 2003). Połączenia śrubowe zaprezentowane na rysunku 1b i c, w porównaniu do wcześniej omówionego połączenia, nie są na pewno połączeniami tak sztywnymi. Biorąc pod uwagę, że omawiane belki poprzeczne nie mają bezpośredniego kontaktu ze środkiem dźwigara głównego (rys. 2) można przyjąć, że w obliczeniach numerycznych tego typu połączenie nie powinno być traktowane jak idealnie sztywne, a jako tak zwane połączenie podatne. Problematyka podatności tego typu węzłów, a w szczególności w ramach o konstrukcji słupowo-ryglowej i prętowo-ciężnowej, była poruszana już w wielu pracach (Bródka i Kozłowski, 1996; Bródka i in., 2004; Giżejowski i in., 2009). Aktualnie dzięki szybkiemu rozwojowi metod obliczeniowych i zastosowaniu oprogramowania komputerowego analiza konstrukcji z węzłami podatnymi jest możliwa poprzez zastosowanie współczynników opisujących stopień zwolnienia tych połączeń (Instrukcja, 2009).



Rys. 2. Widok rusztu stalowego wykonanego z zastosowaniem połączeń śrubowych w przypadku: a) kątowników przyspawanych do dźwigarów głównych, b) beleki poprzecznej montowanej do żeber usztywniających środkowego dźwigara

Analizując belki poprzeczne zaprezentowane na rysunku 2 można mieć również wątpliwości, czy zastosowane dość wiotkie (mało sztywne) w stosunku do dźwigarów głównych belki poprzeczne są w stanie w zadowalający sposób rozłożyć obciążenie na wszystkie dźwigary znajdujące się w przęśle (Duchaczek, 2015). Oczywiście w przypadku zaprezentowanym na rysunku 2 zadanie to spoczywa przede wszystkim na betonowej

płyce pomostu grubości około 30 cm. Nasuwa się jednak pytanie, jak sztywne powinny być stalowe belki poprzeczne w przypadku zastosowania w tego typu ruszcie pokładu drewnianego, który jest rozwiązaniem najbardziej uniwersalnym, w przypadku zastosowań stricte militarnych. Na rysunku 3 zaprezentowano przykład takiego właśnie mostu, ale tylko z pojedynczym pokładem poprzecznym, co jest rozwiązaniem mało praktycznym w przypadku przemieszczania się po nim ciężkiego obciążenia gąsienicowego.



Rys. 3. Widok przęsła mostu niskowodnego z pojedynczym drewnianym pokładem poprzecznym (Żurawik, 2015): a) z boku, b) od przodu

Z tego też względu w niniejszej pracy przeanalizowano wpływ zarówno zmiany sztywności przyjętych w obliczeniach numerycznych połączeń montażowych, jak i sztywności samych belek poprzecznych na rozkład naprężeń w dźwigarach głównych wojskowych mostów niskowodnych.

## 2. Konstrukcja mostu niskowodnego przyjęta do analiz numerycznych i jej obciążenie

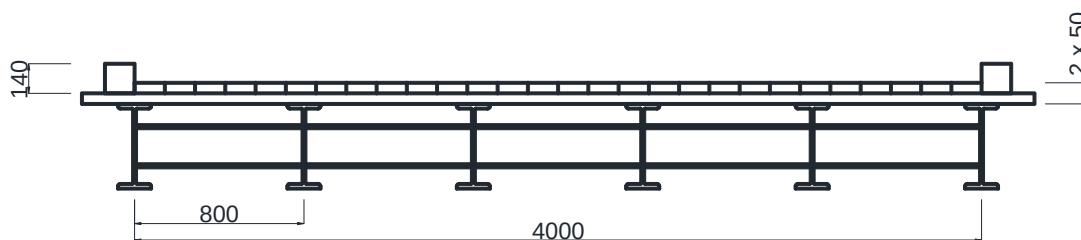
Duchaczek (2015) dokonał analizy podstawowych parametrów określających gabaryty czołgów będących na wyposażeniu wojska polskiego. Z analizy tych danych wynika, że masa bojowa omawianych pojazdów mieści się między 36,50-59,50 tony. Analizując następnie masę pojazdów normowych zaprezentowanych w STANAG-u

2021 (Stanag, 2006) uznano, że pojazdy będące na wyposażeniu polskich sił zbrojnych mają zbliżone gabaryty do pojazdów klasy MLC40-MLC70. Jako obciążenie obliczeniowe przyjęto zatem obciążenie gąsienicowe klasy MLC70. Pojazdy tej klasy charakteryzują się masą całkowitą 63,50 tony, szerokością pojazdu (na wysokości gąsienic) 3,51 m, szerokością gąsienic 0,79 m i długością przylegania gąsienicy równą 4,57 m (Stanag, 2006).

Przeprawa pojazdów zarówno kołowych, jak i gąsienicowych po obiektach mostowych uregulowana jest również zapisami STANAG-u 2021, w którym to dokumencie określono minimalną wymaganą szerokość jezdni, po której mają się przeprawiać pojazdy odpowiednich klas. Uwzględniając fakt, że w warunkach wojennych, jak i sytuacjach kryzysowych mosty niskowodne lepiej wykonywać jako przejścia jednokierunkowe uznano, że najczęściej wykonywanym obiektem mostowym będą mosty jednokierunkowe o szerokości 4,00 m (Duchaczek, 2015).

Uwzględniając powyższe w niniejszej pracy do dalszych analiz przyjęto przęsło składające się z sześciu dźwigarów głównych wykonanych z dwuteowników stalowych INP 400 o długości 14 m i szerokości jezdni równej 4,00 m. Belki poprzeczne wykonano z trzech rodzajów popularnych kształtowników stalowych, a mianowicie ceowników oraz dwuteowników normalnych i szerokostopowych. Kształtowniki te charakteryzowały się wysokością profilu poprzecznego wynoszącą 180, 200 i 220 mm, to znaczy ich wysokość oscylowała wokół połowy wysokości przyjętych dźwigarów głównych.

Pokład drewniany składał się z dwóch warstw desek o grubości 5 cm ułożonych prostopadłe do siebie. Utworzony w ten sposób pokład poprzeczny i pokład ochronny połączono za pomocą gwoździ, tworząc przez to jednolitą drewnianą płytę (rys. 4). W warunkach wojennych standardowo w mostach niskowodnych montowany będzie pokład drewnianych, mocowanych przy użyciu drewnianych krawężników i śrub krawężnikowych do skrajnych dźwigarów głównych. Można zatem uznać, że pokład ten nie współpracuje w sposób bezpośredni (brak bezpośredniego mocowania) z wszystkimi dźwigarami głównymi, a uczestniczy tylko w rozdzieleniu i przekazaniu obciążenia (pojazdu gąsienicowego klasy MLC70) na wszystkie dźwigary główne.



Rys. 4. Przekrój poprzeczny analizowanego przęsła mostu niskowodnego (wymiar w mm)



### 3. Modelowanie i obliczenia

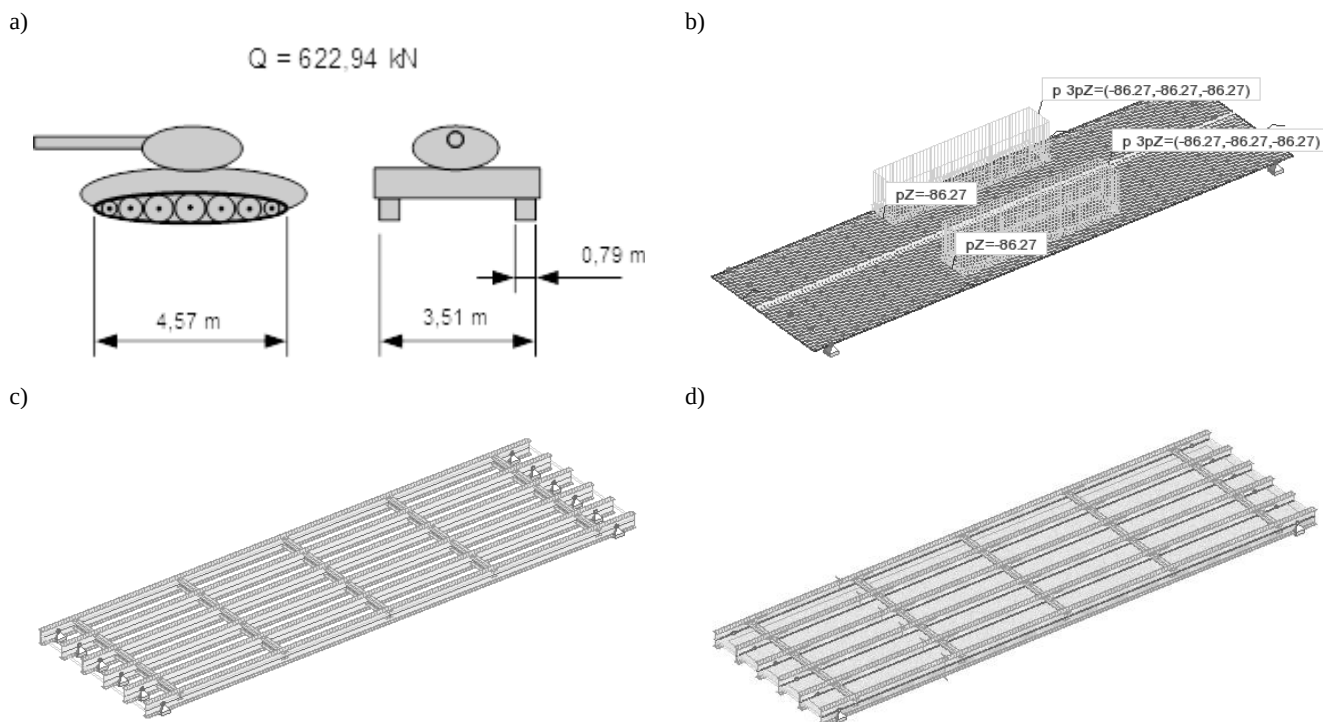
Obliczenia numeryczne wykonano w programie Autodesk Robot Structural Analysis Professional. Przęsło mostu niskowodnego zostało zamodelowane jako konstrukcja „prętowo-powłokowa” (Instrukcja, 2009). Przy czym, stalowa konstrukcja nośna została zamodelowana jako ruszt przy wykorzystaniu 2-węzłowych prętowych elementów skończonych. Zarówno dźwigary główne, jak i belki poprzeczne zamodelowano jako kształtowniki stalowe (Duchaczek, 2015). Do obliczeń numerycznych przyjęto, że wszystkie kształtowniki zostały wykonane ze stali gatunku S355 (moduł Younga  $E = 210$  GPa, moduł Kirchhoffa  $G = 81$  GPa, ciężar właściwy  $\gamma = 77,01$  kN/m<sup>3</sup>).

Pokład został zamodelowany jako jeden „panel” o grubości 10 cm (Instrukcja, 2009). W procesie dyskretyzacji pokładu wykorzystano metodę siatkowania Coons z zastosowaniem czworokątnych 4-węzłowych elementów powierzchniowych o rozmiarze 10 cm, przez co konstrukcja pokładu zawierała w zależności od rodzaju obciążenia od 5701 do 5834 węzłów (rys. 5). Płytę pomostu zamodelowano z drewna klasy C14 (moduł Younga  $E = 7000$  MPa, moduł Kirchhoffa  $G = 3500$  MPa, ciężar właściwy  $\gamma = 2,84$  kN/m<sup>3</sup>). W obliczeniach numerycznych model materiału płyty drewnianej przyjęto jako materiał jednorodny, pomimo że pomost składał z dwóch warstw elementów drewnianych usytuowanych ortogonalnie, połączonych jednak ze sobą przy użyciu znacznej liczby gwoździ. Przyjęcie do obliczeń materiału jednorodnego powodowało zwiększenie sztywności analizowanego pokładu przy zginaniu zarówno

w kierunku podłużnym, jak i poprzecznym. W praktyce inżynierskiej bardzo rzadko jednak wykonywane są konstrukcje mostów niskowodnych o minimalnych dopuszczalnych wysokościach pokładu zarówno porzecznego, jak i ochronnego. Płyty pokładu drewnianego wykonywane są zatem zazwyczaj o znacznie większych wysokościach niż 10 cm, stąd przyjęte „dodatkowe usztywnienie” płyty pokładu drewnianego o wysokości tylko 10 cm nie powinno mieć decydującego wpływu na ogólne wnioski wyciągnięte z uzyskanych wyników obliczeń numerycznych.

W obliczeniach numerycznych wykorzystano pojazd gąsienicowy klasy MLC70 modelując go jako obciążenie symetryczne (G1) i niesymetryczne (G2), przy uwzględnieniu niewielkiego w tym przypadku mimośrodu wynikającego z różnicy szerokości jezdni i pojazdu. Na rysunku 5 przedstawiono jeden z wybranych modeli obliczeniowych przęsła mostu niskowodnego wykorzystywanych w analizach numerycznych. W obliczeniach nie uwzględniono obciążeń środowiskowych, takich jak wiatr i śnieg.

W obliczeniach numerycznych wykorzystano opcję tak zwanego „obciążenia ruchomego”, w której określano parametry pojazdu oraz drogę jego przemieszczania się po analizowanej konstrukcji, oznaczoną na rysunku 5b jaśniejszą linią prostą przebiegającą wzdłuż pokładu drewnianego. Do konstrukcji prętowych typu ruszt można przykładać obciążenia pojazdem gąsienicowym zdefiniowanym jako obciążenie ciągłe liniowe (Instrukcja, 2009).



Rys. 5. Modele obliczeniowe: a) Schemat obciążenia gąsienicowego klasy MLC70 (Stanag, 2006), b) widok modelu obliczeniowego przęsła mostu niskowodnego przy obciążeniu gąsienicowym niesymetrycznym G2, c) ruszt wykonanego z kształtowników stalowych, d) lokalizacji pokładu drewnianego w przyjętym modelu obliczeniowym w stosunku do kształtowników stalowych

W przypadku analizy konstrukcji mieszanych typu prętowo-powłokowych pojazdy gąsienicowe można modelować również za pomocą obciążenia powierzchniowego. Obciążenie to przykładać jest do panelu jako obciążenie konturowe. Jednak jak podano w instrukcji obsługi programu, korzystając z tego typu obciążenia należy zwracać szczególną uwagę na to, w którym miejscu zostanie przyłożone obciążenie (Instrukcja, 2009). Wynika to z faktu, że obciążenie to jest generowane na każdym panelu, który znajduje się w obrębie rzutu konturu obciążenia. Zatem w przypadku większej liczby paneli, aby obciążenie było przyłożone tylko na wybrane panele, należy wykorzystać opcje selekcji w definicji przypadku obciążenia ruchomego (Instrukcja, 2009). W analizowanym przypadku nie było to jednak konieczne ponieważ w modelu obliczeniowym wykorzystywany był tylko jeden panel, którym zamodelowano cały pokład drewniany.

W przypadku obliczeniowym analizowanym w niniejszej pracy (model prętowo-powłokowy) obciążenie przekazywane było na pokład drewniany, a stąd dopiero na dźwigary stalowe. Aby natomiast obciążenie pojazdem gąsienicowym było przykładać bezpośrednio na pręty, należałoby do modelowania pojazdu wykorzystywać siły skupione, i taki przykład modelowania pojazdów został zaprezentowany już we wcześniejszej pracy autora (Duchaczek, 2015).

Korzystając z opcji „obciążenia ruchomego” można uzyskać dodatkowe przypadki tego obciążenia oznaczone symbolami „+” i „-”, które określają wartości dla obwiedni odpowiednio górnej i dolnej. W niniejszych analizach uwzględniano tylko wartości maksymalnych naprężeń normalnych w dźwigarach głównych odczytywane z obwiedni górnej („+”) (Instrukcja, 2009).

#### 4. Wpływ sztywności belek poprzecznych na wartość maksymalnych naprężeń normalnych w dźwigarach głównych

W pierwszym etapie badań przeanalizowano wpływ sztywności belek poprzecznych na rozkład naprężeń

normalnych w dźwigarach głównych mostów niskowodnych. Na tym etapie badań do analiz numerycznych przyjęto belki poprzeczne wykonane z trzech rodzajów popularnych kształtowników stalowych. W tabeli 1 przedstawiono zestawienie parametrów wytrzymałościowych analizowanych kształtowników stalowych wykorzystanych do modelowania belek poprzecznych według PN-91/H-93407 *Stal. Dłuteowniki walcowane na gorąco*.

Parametrem wpływającym w największym stopniu na nośność dźwigarów stalowych są ich wskaźniki wytrzymałości na zginanie  $W_x$  i  $W_y$ . Uwzględniając natomiast położenie dźwigarów w ruszcie należy stwierdzić, że szczególne znaczenie ma wskaźnik wytrzymałości na zginanie  $W_x$ . Uwzględniając dane zaprezentowane w tabeli 1 można stwierdzić, że wzrost wysokości kształtowników w każdej z trzech grup o 20 mm powoduje przyrost wartości wskaźników wytrzymałości na zginanie  $W_x$  na poziomie 30%. Maksymalna różnica wartości wskaźników na zginanie  $W_x$  występuje dla kształtowników C180 i HEB220. W analizowanym przypadku kształtownik szerokostopowy ma niemalże pięciokrotnie większą nośność niż ceownik normalny.

Przyjmując, że „sztywność pręta” określa się iloczynem jego momentu bezwładności  $I_x$  i modułu Younga  $E$ , można również stwierdzić, że belki poprzeczne wykonane z kształtowników HEB220 mają niemal sześciokrotnie większą sztywność niż belki poprzeczne wykonane z kształtowników C180.

W tabelach 2, 3 i 4 zaprezentowano wyniki obliczeń numerycznych dla wybranych modeli obliczeniowych, prezentując w nich wartości naprężeń zarówno dla dźwigarów głównych, jak i pokładu drewnianego. W tabeli 2 zaprezentowano wartości naprężeń pochodzące tylko od ciężaru własnego konstrukcji, w tabeli 3 od obciążenia symetrycznego G1 (pojazd gąsienicowy MLC70 zlokalizowany na środku przekroju poprzecznego przęsła), natomiast w tabeli 4 od obciążenia niesymetrycznego G2 (pojazd gąsienicowy MLC70 zlokalizowany przy krawężniku).

Tab. 1. Zastawienie parametrów wytrzymałościowych kształtowników stalowych przyjętych do obliczeń numerycznych według PN-91/H-93407

| Kształtownik               |        | Pole przekroju A<br>[cm²] | Ciężar <i>g</i><br>[kg/m] | Moment bezwładności<br>[cm⁴] |                       | Wskaźnik przekroju<br>na zginanie<br>[cm³] |                       |
|----------------------------|--------|---------------------------|---------------------------|------------------------------|-----------------------|--------------------------------------------|-----------------------|
|                            |        |                           |                           | <i>I</i> <sub>x</sub>        | <i>I</i> <sub>y</sub> | <i>W</i> <sub>x</sub>                      | <i>W</i> <sub>y</sub> |
| Ceowniki normalne          | C180   | 28,00                     | 22,00                     | 1350,00                      | 114,00                | 150,00                                     | 22,40                 |
|                            | C200   | 32,20                     | 25,30                     | 1910,00                      | 148,00                | 191,00                                     | 27,00                 |
|                            | C220   | 37,40                     | 29,40                     | 2690,00                      | 197,00                | 245,00                                     | 33,60                 |
| Dwuteowniki normalne       | IPN180 | 27,90                     | 21,90                     | 1450,00                      | 81,30                 | 161,00                                     | 19,80                 |
|                            | IPN200 | 33,50                     | 26,30                     | 2140,00                      | 117,00                | 214,00                                     | 26,00                 |
|                            | IPN220 | 39,60                     | 31,10                     | 3060,00                      | 162,00                | 278,00                                     | 33,10                 |
| Dwuteowniki szerokostopowe | HEB180 | 65,30                     | 51,20                     | 3830,00                      | 1360,00               | 426,00                                     | 151,00                |
|                            | HEB200 | 78,10                     | 61,30                     | 5700,00                      | 2000,00               | 570,00                                     | 200,00                |
|                            | HEB220 | 91,00                     | 71,50                     | 8090,00                      | 2840,00               | 736,00                                     | 258,00                |



Tab. 2. Wartość naprężeń w wybranych elementach konstrukcyjnych przęsła mostu niskowodnego pochodzących od ciężaru własnego konstrukcji

| Nazwa kształtownika | Maksymalne naprężenia normalne w dźwigarze [MPa] |                        | Naprężenia zredukowane w płycie [MPa] |
|---------------------|--------------------------------------------------|------------------------|---------------------------------------|
|                     | najmniej obciążonym                              | najbardziej obciążonym |                                       |
| C 180               | 16,28                                            | 16,52                  | 0,14                                  |
| C 200               | 16,42                                            | 16,60                  | 0,14                                  |
| C 220               | 16,58                                            | 16,71                  | 0,14                                  |
| INP 180             | 16,28                                            | 16,52                  | 0,14                                  |
| INP 200             | 16,46                                            | 16,63                  | 0,14                                  |
| INP 220             | 16,64                                            | 16,76                  | 0,14                                  |
| HEB 180             | 17,10                                            | 17,40                  | 0,15                                  |
| HEB 200             | 17,66                                            | 17,70                  | 0,15                                  |
| HEB 220             | 17,94                                            | 18,01                  | 0,15                                  |

Tab. 3. Wartość naprężeń w wybranych elementach konstrukcyjnych przęsła mostu niskowodnego pochodzących od obciążenia symetrycznego G<sub>1</sub>

| Nazwa kształtownika | Maksymalne naprężenia normalne w dźwigarze [MPa] |                        | Naprężenia zredukowane w płycie [MPa] |
|---------------------|--------------------------------------------------|------------------------|---------------------------------------|
|                     | najmniej obciążonym                              | najbardziej obciążonym |                                       |
| C 180               | 187,64                                           | 195,66                 | 3,14                                  |
| C 200               | 189,89                                           | 195,95                 | 2,78                                  |
| C 220               | 191,99                                           | 196,20                 | 3,03                                  |
| INP 180             | 188,11                                           | 195,72                 | 3,07                                  |
| INP 200             | 190,61                                           | 196,61                 | 2,97                                  |
| INP 220             | 189,15                                           | 196,27                 | 3,11                                  |
| HEB 180             | 192,94                                           | 196,38                 | 3,24                                  |
| HEB 200             | 192,70                                           | 196,51                 | 3,43                                  |
| HEB 220             | 192,54                                           | 197,11                 | 3,57                                  |

Tab. 4. Wartość naprężeń w wybranych elementach konstrukcyjnych przęsła mostu niskowodnego pochodzących od obciążenie niesymetrycznego G<sub>2</sub>

| Nazwa kształtownika | Maksymalne naprężenia normalne w dźwigarze [MPa] |                        | Naprężenia zredukowane w płycie [MPa] |
|---------------------|--------------------------------------------------|------------------------|---------------------------------------|
|                     | najmniej obciążonym                              | najbardziej obciążonym |                                       |
| C 180               | 150,39                                           | 241,70                 | 4,66                                  |
| C 200               | 151,16                                           | 240,83                 | 3,83                                  |
| C 220               | 151,90                                           | 239,93                 | 3,84                                  |
| INP 180             | 150,55                                           | 241,52                 | 4,66                                  |
| INP 200             | 151,41                                           | 240,53                 | 4,68                                  |
| INP 220             | 152,17                                           | 239,58                 | 4,68                                  |
| HEB 180             | 152,64                                           | 238,96                 | 4,69                                  |
| HEB 200             | 153,37                                           | 237,91                 | 4,69                                  |
| HEB 220             | 153,90                                           | 237,03                 | 4,68                                  |

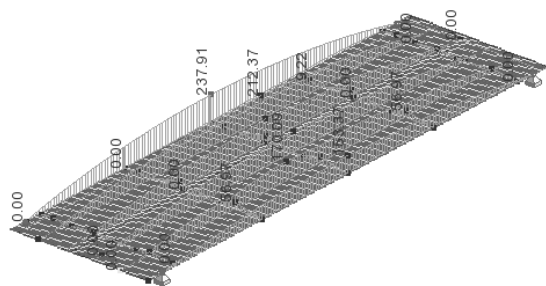
W przypadku dźwigarów głównych w tabelach 2-4 podawano wartości maksymalnych naprężeń normalnych w dźwigarze najbardziej i najmniej wyężonym (rys. 6). Natomiast w przypadku pokładu drewnianego podawano tylko wartości naprężeń zredukowanych według hipotezy Hubera-Misesa (Instrukcja, 2009):

$$\sigma_{zred} = \sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2}{2} + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)} \quad (3)$$

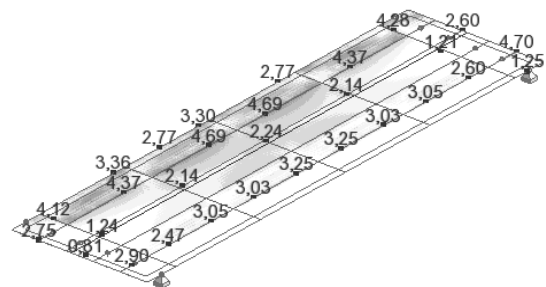
które w przypadku elementów powłokowych przyjmują postać (Instrukcja, 2009):

$$\sigma_{zred} = \sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + \sigma_x^2 + \sigma_y^2}{2} + 3\tau_{xy}^2} \quad (4)$$

a)



b)



Rys. 6. Graficzna interpretacja wyników analizy numerycznej w formie: a) wykresów maksymalnych naprężeń normalnych w MPa na prętach dla elementów rusztu stalowego, b) mapy naprężeń zredukowanych w MPa dla pokładu drewnianego, pochodzących od obciążenie niesymetrycznego G<sub>2</sub> dla modelu obliczeniowego z belkami poprzecznymi wykonanymi z dwuteowników szerokostopowych HEB200

W niniejszej pracy nie przedstawiono zestawienia wyników analizy wartości naprężeń normalnych w belkach poprzecznych w zależności od rodzaju kształtownika z jakiego zostały wykonane. We wszystkich przypadkach obliczeniowych wartości naprężeń normalnych w belkach poprzecznych były jednak mniejsze od naprężeń normalnych w dźwigarach głównych. Zgodnie z oczekiwaniami wartość tych naprężeń była odwrotnie proporcjonalna do wartości wskaźnika przekroju na zginanie  $W_x$  dla danej belki (Duchaczek, 2015).

Z analizy wyników zaprezentowanych w tabelach 2, 3 i 4 wynika, że w przypadku analizowanej konstrukcji mostu niskowodnego „sztywność” belek poprzecznych miała znikomy wpływ na rozkład naprężeń normalnych

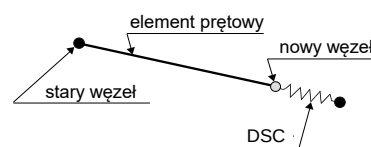
w dźwigarach głównych. Można zatem przyjąć, że przyjęty do obliczeń 10 cm pokład drewniany w odpowiedni sposób rozdzielał obciążenie na sąsiadujące w niewielkiej odległości dźwigary główne.

Przyjmowanie do obliczeń mniejszych grubości pokładu drewnianego nie powinno być realizowane, ze względu na fakt, że pokład drewniany jest zawsze określany ze względu na wartości obciążenia kołowego, a nie gąsienicowego. Minimalna wysokość pokładu poprzecznego powinna wynosić 5 cm, natomiast pokładu ochronnego 4-5 cm, co w sumie daje 9-10 cm (Mosty wojskowe, 1994).

## 5. Wpływ zmiany sztywności połączeń montażowych na rozkład naprężeń normalnych w dźwigarach głównych

W drugim etapie badań przeanalizowano wpływ sztywności połączeń montażowych na rozkład naprężeń normalnych w dźwigarach głównych. Na tym etapie badań w analizach numerycznych wykorzystano tylko belki poprzeczne zamodelowane z ceowników normalnych o wysokości 180 mm.

W programie Autodesk Robot Structural Analysis Professional zaimplementowany został algorytm DSC umożliwiający obliczanie konstrukcji ze zwolnieniami (Instrukcja, 2009). Zastosowanie elementu DSC umożliwia definicję tak zwanych zwolnień sprężystych w elementach prętowych (rys. 7). Dla pręta, dla którego został zdefiniowany typ analizy z tego typu zwolnieniami wykonywane są dodatkowo trzy operacje. Po pierwsze podczas przygotowywania konstrukcji generowany jest nowy węzeł. Następnie nowo powstały węzeł zastępuje w rozpatrywanym elemencie prętowym węzeł stary, który pozostaje przeniesiony do innego elementu konstrukcyjnego. Końcowa operacja polega na wprowadzeniu między starym i nowym węzłem elementu DSC. Dokładne informacje dotyczące właściwości elementu DSC znajdują się w plikach pomocy programu (Instrukcja, 2009).



Rys. 7. Element DSC wykorzystywany w programie Autodesk Robot Structural Analysis Professional (Instrukcja, 2009)

Prowadząc obliczenia skorzystano z opcji częściowego współczynnika sztywności dostępnej na zakładce „Zwolnień” z menu „Geometria” (Instrukcja, 2009). Wartości współczynników redukujących sztywność można przyjmować z zakresu od 0,00 dla pełnego zwolnienia do 1,00 dla całkowitego braku zwolnienia. Zatem wartość sztywności elementu mnożona jest przez przyjętą wartości częściowego współczynnika sztywności na odpowiednim końcu pręta.

W tabelach 5, 6 i 7 zaprezentowano wyniki obliczeń numerycznych przęsła mostu niskowodnego (rys. 4 b-d) pod obciążeniem gąsienicowym klasy MLC70 (rys. 4a) z uwzględnieniem różnych modeli połączeń elementów stalowych. W analizach numerycznych uwzględniono sześć rodzajów połączeń, to znaczy połączenie sztywne, zwolnienie całkowite (to jest połączenie przegubowe) oraz 20, 40, 60 i 80 procentowe zwolnienie z wykorzystaniem współczynników redukujących sztywność dostępnych w programie firmy Autodesk (Instrukcja, 2009).

W tabelach tych zaprezentowano wartości naprężeń w wybranych elementach konstrukcyjnych przęsła mostu niskowodnego pochodzących od ciężaru własnego

konstrukcji (tabela 5), od obciążenia pojazdem gąsienicowym MLC70 zlokalizowanym na środku przęsła (tabela 6) oraz od obciążenia pojazdem gąsienicowym MLC70 zlokalizowanym przy krawężniku (tabela 7).

Z analizy wyników zaprezentowanych w tabelach 5, 6 i 7 wynika, że w przypadku analizowanej konstrukcji mostu niskowodnego sposób połączenia belek poprzecznych z dźwigarami miał również nieznaczny wpływ na rozkład naprężeń normalnych w dźwigarach głównych. Można zatem przyjąć, że podobnie jak we wcześniejszych obliczeniach przyjęty do obliczeń 10 cm pokład drewniany w odpowiedni sposób rozdzielał obciążenie na sąsiadujące dźwigary główne.

Tab. 5. Wartość naprężeń w wybranych elementach konstrukcyjnych przęsła mostu niskowodnego pochodzących od ciężaru własnego konstrukcji dla rozpórek wykonanych z kształtownika C180

| Rodzaj połączenia    | Maksymalne naprężenia normalne w dźwigarze [MPa] |                        | Naprężenia zredukowane w płycie [MPa] |
|----------------------|--------------------------------------------------|------------------------|---------------------------------------|
|                      | najmniej obciążonym                              | najbardziej obciążonym |                                       |
| Zwolnienie całkowite | 16,16                                            | 16,65                  | 0,20                                  |
| 80% zwolnienia       | 16,20                                            | 16,61                  | 0,15                                  |
| 60% zwolnienia       | 16,23                                            | 16,58                  | 0,15                                  |
| 40% zwolnienia       | 16,25                                            | 16,55                  | 0,14                                  |
| 20% zwolnienia       | 16,27                                            | 16,54                  | 0,14                                  |
| Połączenie sztywne   | 16,28                                            | 16,52                  | 0,14                                  |

Tab. 6. Wartość naprężeń w wybranych elementach konstrukcyjnych przęsła mostu niskowodnego pochodzących od obciążenia symetrycznego G<sub>1</sub> dla rozpórek wykonanych z kształtownika C180

| Rodzaj połączenia    | Maksymalne naprężenia normalne w dźwigarze [MPa] |                        | Naprężenia zredukowane w płycie [MPa] |
|----------------------|--------------------------------------------------|------------------------|---------------------------------------|
|                      | najmniej obciążonym                              | najbardziej obciążonym |                                       |
| Zwolnienie całkowite | 176,82                                           | 198,83                 | 15,89                                 |
| 80% zwolnienia       | 179,88                                           | 195,94                 | 11,42                                 |
| 60% zwolnienia       | 182,43                                           | 195,20                 | 8,31                                  |
| 40% zwolnienia       | 184,58                                           | 195,19                 | 6,03                                  |
| 20% zwolnienia       | 186,27                                           | 195,44                 | 4,30                                  |
| Połączenie sztywne   | 187,64                                           | 195,66                 | 3,14                                  |

Tab. 7. Wartość naprężeń w wybranych elementach konstrukcyjnych przęsła mostu niskowodnego pochodzących od obciążenia niesymetrycznego G<sub>2</sub> dla rozpórek wykonanych z kształtownika C180

| Rodzaj połączenia    | Maksymalne naprężenia normalne w dźwigarze [MPa] |                        | Naprężenia zredukowane w płycie [MPa] |
|----------------------|--------------------------------------------------|------------------------|---------------------------------------|
|                      | najmniej obciążonym                              | najbardziej obciążonym |                                       |
| Zwolnienie całkowite | 147,26                                           | 244,92                 | 22,45                                 |
| 80% zwolnienia       | 148,21                                           | 243,66                 | 15,82                                 |
| 60% zwolnienia       | 148,94                                           | 242,89                 | 11,37                                 |
| 40% zwolnienia       | 149,52                                           | 242,37                 | 8,09                                  |
| 20% zwolnienia       | 149,99                                           | 241,99                 | 5,62                                  |
| Połączenie sztywne   | 150,39                                           | 241,70                 | 4,66                                  |

Należy jednak stwierdzić, że przeprowadzone analizy wykazały bardzo duży wpływ sposobu modelowania połączeń w ruszcie stalowym na rozkład naprężeń w zamodelowanej płycie drewnianej. W przypadku przęsła, w którym występują połączenia przegubowe (całkowite zwolnienie), naprężenia zredukowane przekraczały blisko pięciokrotnie wartość naprężeń w porównaniu z rusztem ze sztywnymi połączeniami.

## 6. Podsumowanie

W przypadku analizowanej konstrukcji mostu zarówno sztywność belek poprzecznych (przy ustalonej ich wysokości), jak i sposób ich połączenia z dźwigarami miała nieznaczny wpływ na rozkład naprężeń normalnych w dźwigarach głównych. Można zatem stwierdzić, że w przypadku dźwigarów głównych wykonanych z dwuteowników stalowych o wysokości 400 mm, przy założeniu, że ich rozstaw nie przekracza odległości 0,80 m, stosowanie belek poprzecznych z kształtowników stalowych o wysokości zbliżonej do wartości połowy wysokości dźwigara głównego jest zupełnie wystarczające.

Na wyniki obliczeń numerycznych niewątpliwie wpływ miał przyjęty model obliczeniowy konstrukcji nośnej rusztu. W prezentowanym modelu obliczeniowym drewniana płyta pomostu znajdowała się w osi obojętnej kształtowników stalowych tworzących ruszt. Należy sądzić, że zaistniała sytuacja powodowała wystąpienie pewnych niezgodności w porównaniu z wartościami naprężeń występującymi w rzeczywistej konstrukcji nośnej mostu niskowodnego. Istniejące wyniki badań laboratoryjnych (Duchaczek i Mańko, 2009 i 2010) i poligonowych (Mańko i in., 2001) potwierdzają, że w belce zginanej wartość naprężeń normalnych w dolnych włóknach rozciąganych nie są idealnie równe wartości naprężeń normalnych w górnych włóknach ściskanych. Przy założeniu chociażby minimalnej współpracy pokładu drewnianego z dźwigarami stalowymi pokład leżący na dźwigarach głównych wpływa na zmianę wskaźnika przekroju na zginanie całego przekroju przęsła mostu niskowodnego powodując w dolnych włóknach rozciąganych dźwigarów głównych naprężenia większe niż we włóknach górnych ściskanych.

Wydaje się zatem, że przyjęty prętowo-powłokowy model obliczeniowy przęsła mostu niskowodnego nie oddawał w idealny sposób charakteru pracy rzeczywistej konstrukcji. Model ten jest na pewno wystarczający w przypadku określania ogólnej nośności dźwigarów głównych w mostach niskowodnych pod obciążeniem ruchomym. Prętowy model rusztu stalowego uniemożliwia jednak dokładną analizę rozkładu naprężeń normalnych zarówno w dźwigarach, jak i w belkach poprzecznych analizowanego przęsła, co w przypadku obliczeń zmęczeniowych dotyczących rozwoju pęknięć rozchodzących się od otworów montażowych jest niezbędne (Duchaczek i Mańko, 2009 i 2010). Dlatego też, celem kolejnej pracy autora będzie przeprowadzanie obliczeń dla modelu obliczeniowego wykonanego tylko

z powłokowych oraz objętościowych elementów skończonych.

## Literatura

- Bródka J., Kozłowski A. (1996). Sztywność i nośność węzłów podatnych. *Oficina Wydawnicza Politechniki Białostockiej*.
- Bródka J., Barszcz A., Giżejowski M., Kozłowski A. (2004). Sztywność i nośność stalowych ram przechyłowych o węzłach podatnych. *Oficina Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej*, Rzeszów.
- Duchaczek A., Mańko Z. (2009). Badania zmęczeniowe dźwigarów stalowych stosowanych w niskowodnych mostach wojskowych. *Archiwum Inżynierii Lądowej Politechniki Poznańskiej*, 5/2009, 83-98.
- Duchaczek A., Mańko Z. (2010). Badania zmęczeniowe stalowego dźwigara mostu wojskowego mającego szczelinę. *Archiwum Inżynierii Lądowej Politechniki Poznańskiej*, 8/2010, 99-113.
- Duchaczek A. (2015). Wpływ liczby poprzecznic na rozkład naprężeń w przęsłach mostów niskowodnych. *Budownictwo i Architektura*, 14(2), 27-35.
- Giżejowski M., Barszcz A., Ślęczka L. (2009). Ogólne zasady projektowania ram o węzłach podatnych według PN-EN 1993-1-1 i PN-EN 1993-1-8. *Inżynieria i Budownictwo*, R. 65, Nr 11, 626-635.
- Hołowaty J. (2003). Analiza statyczna przęseł mostów objazdowych. W: *materiały konferencyjne Konferencji Naukowo-Technicznej Inżynieria Wojskowa „Współdziałanie z układem pozamilitarnym w sytuacjach kryzysowych”*, Wrocław, 165-170.
- Instrukcja (2009). Autodesk Robot Structural Analysis 2010. Podręcznik Użytkownika. Autodesk Inc.
- Kamyk Z., Duchaczek A. (1998). Wspomaganie projektowania niskowodnych mostów drogowych z materiałów miejscowych. W: *materiały konferencyjne X Konferencji Naukowo-Technicznej „Inżynieria-Obronność-Gospodarka”*, Żegiestów, 205-214.
- Kamyk Z., Zielonka M., Hałys P. (2003). Koncepcja zwiększenia efektywności budowy mostu tymczasowego przez batalion ratownictwa inżynieryjnego. Zeszyty Naukowe Poglądy i Doświadczenia, Wyższa Szkoła Oficerska Wojsk Lądowych im. gen. T. Kościuszki we Wrocławiu. Wydanie specjalne, Materiały na Konferencję Naukowo-Techniczną „Inżynieria Wojskowa – Współdziałanie z Układem Pozamilitarnym w Sytuacjach Kryzysowych”, Wrocław, 24–25 kwietnia 2003, 194-203.
- Mańko Z., Kamyk Z., Zielonka M., Sadowski W. (2001). Racjonalizacja wykorzystania materiałów miejscowych do budowy mostów niskowodnych. Etap III. Badania poligonowe. *Praca Naukowo-Badawcza WIW/439, Wyższa Szkoła Oficerska im. T. Kościuszki*, Wrocław.
- McDonald T., Anderson-Wilk M. (2003). Low Water Stream Crossings in Iowa. A Selection and Design Guide. Iowa State University, Ames.
- Mosty wojskowe. Podręcznik (1994). Ministerstwo Obrony Narodowej. Szefostwo Wojsk Inżynieryjnych, Sygnatura Inż. 563/92, Warszawa, 1994.
- Ray J. C., Seda-Sanabria Y. (2002). Technical Commentary on FM3-34.343, "Military Nonstandard Fixed Bridging". *Engineer Research and Development Center Vicksburg ms Geotechnical and Structures LAB*.
- Ryżyński A., Wołowicki W., Skarzewski J., Karlikowski J. (1984). Mosty stalowe. PWN, Warszawa.

Stanag (2006). STANAG 2021. Military Load Classification of Bridges. Edition no. 6. 7 September 2006.

Żurawik R. (2015). Niepublikowane materiały dydaktyczne do zajęć, udostępnione w dniu 12.06.2015 r.

**ANALYSIS OF INFLUENCE OF CROSS-BEAM SIZES  
AND METHODS FOR THEIR MOUNTING  
ON MAXIMUM VALUE OF STRESSES IN MAIN  
GIRDERS OF LOW-WATER BRIDGES**

**Abstract:** The military low-water bridges are engineering objects designed for short term use. This type of construction solutions also appear in civil engineering. However, in the professional literature there are not any guidelines how to design crossbeam made of the steel beams. In this paper the impact of the crossbeams rigidity and their connections on the stress distribution in the major girders of military low-water bridges was analysed. Based on conducted calculations, it was found that in the case main girders made of steel I-beams (height 400 mm), provided that their spacing did not exceed a distance of 0.80 m, the application of the cross-beams made of steel sections with a height similar to the half the height of the main girder was sufficient.

# WPLYW BŁĘDÓW TERMOMODERNIZACYJNYCH BUDYNKÓW UŻYTECZNOŚCI PUBLICZNEJ NA POZIOM JAKOŚCI POWIETRZA WEWNĘTRZNEGO

Ryszard Marian JANKA\*

Wydział Przyrodniczo-Techniczny, Uniwersytet Opolski, ul. R. Dmowskiego 7/9, 45-365 Opole

**Streszczenie:** Remonty obiektów użyteczności publicznej, a szczególnie budynków zabytkowych, powinny zapewniać, nie tylko poprawę ich stanu technicznego i obniżenie energochłonności, ale także stwarzać warunki do występowania w nich odpowiedniego poziomu jakości powietrza wewnętrznego. W artykule przedstawiono wyniki badań wpływu zakresu modernizacji obiektów, obciążenia osobowego, czasu przebywania osób w pomieszczeniach oraz kubatury sal i rodzaju stosowanego systemu wentylacji naturalnej i mechanicznej na przebieg, a także szybkość zmian stężenia ditlenku węgla w powietrzu wewnętrznym. Badania te przeprowadzono w ośmiu pomieszczeniach zarówno administracyjnych, jak i audytoryjnych o różnej wielkości i przeznaczeniu w dwóch wyremontowanych XIX budynkach użyteczności publicznej. Zagadnienie to powiązano z badaniami zmian wilgotności i temperatury powietrza. Wykazano, że przy dużym obciążeniu osobowym sal już po około 40-50 minutach, maksymalnie 1,5 godziny w powietrzu wewnętrznym występuje stężenie ditlenku węgla ponad dwu i trzy krotnie wyższe od poziomu progu higienicznego CO<sub>2</sub>.

**Słowa kluczowe:** jakość powietrza wewnętrznego, stężenie ditlenku węgla, wentylacja, szybkość zmian stężenia CO<sub>2</sub>.

## 1. Wprowadzenie

### 1.1. Mikroklimat a wentylacja pomieszczeń

Zdrowie człowieka determinowane jest przez czynniki biologiczne, chemiczne, fizyczne, psychiczne i społeczne środowiska, stąd też należy eliminować z środowiska te czynniki i zagrożenia, które mogą oddziaływać negatywnie na jego stan zdrowia. Zdrowie według Światowej Organizacji Zdrowia (WHO) jest stanem pełnego dobrostanu fizycznego, psychicznego i społecznego (WHO, 2000; ASHRAE, 2001). Duży wpływ na stan zdrowia ludzi ma więc środowisko, w którym ludzie przebywają lub spędzają bardzo dużo czasu. Zapewnienie odpowiedniej jakości powietrza w domach, biurach i innych zamkniętych pomieszczeniach staje się poważnym problemem zdrowotnym, szczególnie w krajach rozwiniętych, gdzie ludzie często spędzają ponad 80-90% czasu. Na poziom odczucia komfortu klimatycznego w budynku mają wpływ zarówno czynniki związane z fizjologią, odżywianiem, psychiką człowieka, czasem pobytu w danym pomieszczeniu, jak i związane z pomieszczeniem, to jest jego wyposażeniem, jakością i rodzajami użytych materiałów oraz zastosowanymi systemami wentylacyjnymi. Miarą czystości powietrza jest stopień jego zanieczyszczenia pyłami, gazami i parami, zanieczyszczeniami biologicznymi i mikrobiologicznymi

(grzybami, bakteriami, wirusami) oraz substancjami promieniotwórczymi.

Dążenie do obniżenia energochłonności nowo budowanych, a w szczególności już istniejących i eksploatowanych budynków, w tym budynków zabytkowych, a tym samym obniżenia emisji między innymi ditlenku węgla (CO<sub>2</sub>) do atmosfery, powoduje często pogorszenie jakości występującego w nich powietrza wewnętrznego. Wynika to w głównej mierze z bezmyślnego hermetyzowania budynków wybudowanych w poprzednich dziesięcioleciach, a szczególnie budowli zabytkowych podczas prac określanych jako remontowe (konserwatorskie), a nie termomodernizacyjne, co pozwala dotychczas na omijanie wymogów wynikających z norm budowlanych (PN-EN 13779:2008; PN-EN 15251:2012), nie zawsze uwzględniających najnowsze wyniki badań w zakresie oddziaływania jakości powietrza wewnętrznego na stan zdrowia ludzi. Dotyczy to w szczególności braku zapewnienia odpowiedniej jakości powietrza wewnętrznego dostosowanego do wymogów higienicznych (zdrowotnych) przebywających w nich osób.

Podstawowym błędem popełnianym przy tego typu pracach remontowych najczęściej zabytkowych budowli, jest nieodpowiednia „kosmetyczna” modernizacja istniejących w nich systemów wentylacji naturalnych,

\* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: rmjanka@gmail.com

najczęściej grawitacyjnych lub infiltracyjnych, nie zapewniających odpowiedniej jakości powietrza wewnętrznego. W przypadku, gdy wentylacja pomieszczeń odbywa się poprzez infiltrację, to wymienia się najczęściej istniejące okna lub drzwi na stolarkę z tworzywa PCV z szybami zespolonymi wyposażonymi w nawiewniki. Z kolei w części pomieszczeń, w których stosowana jest wentylacja grawitacyjna zastępuje się ją najczęściej wentylacją mechaniczną (nawiewno-wywiewną) czasami w połączeniu z wymiennikami ciepła (rekuperatorami). W obiektach zabytkowych użyteczności publicznej (na przykład w sądach) dodatkowo w korytarzach budynków wstawiane są przegrody – drzwi przeciwpożarowe bez zapewnienia dopływu odpowiedniej ilości świeżego powietrza zewnętrznego do pomieszczeń do nich przylegających. Tak przeprowadzone remonty – modernizacje budynków doprowadzają do ograniczenia w nich niezbędnej wymiany powietrza, a często powodują zakłócenie w jego obiegu. Tworzą się wówczas zamknięte, wydzielone obszary będące swoistymi „komorami gazowymi” o nieodpowiedniej jakości powietrza wewnętrznego.

### 1.2. Wpływ ditlenku węgla na funkcjonowanie organizmu ludzkiego

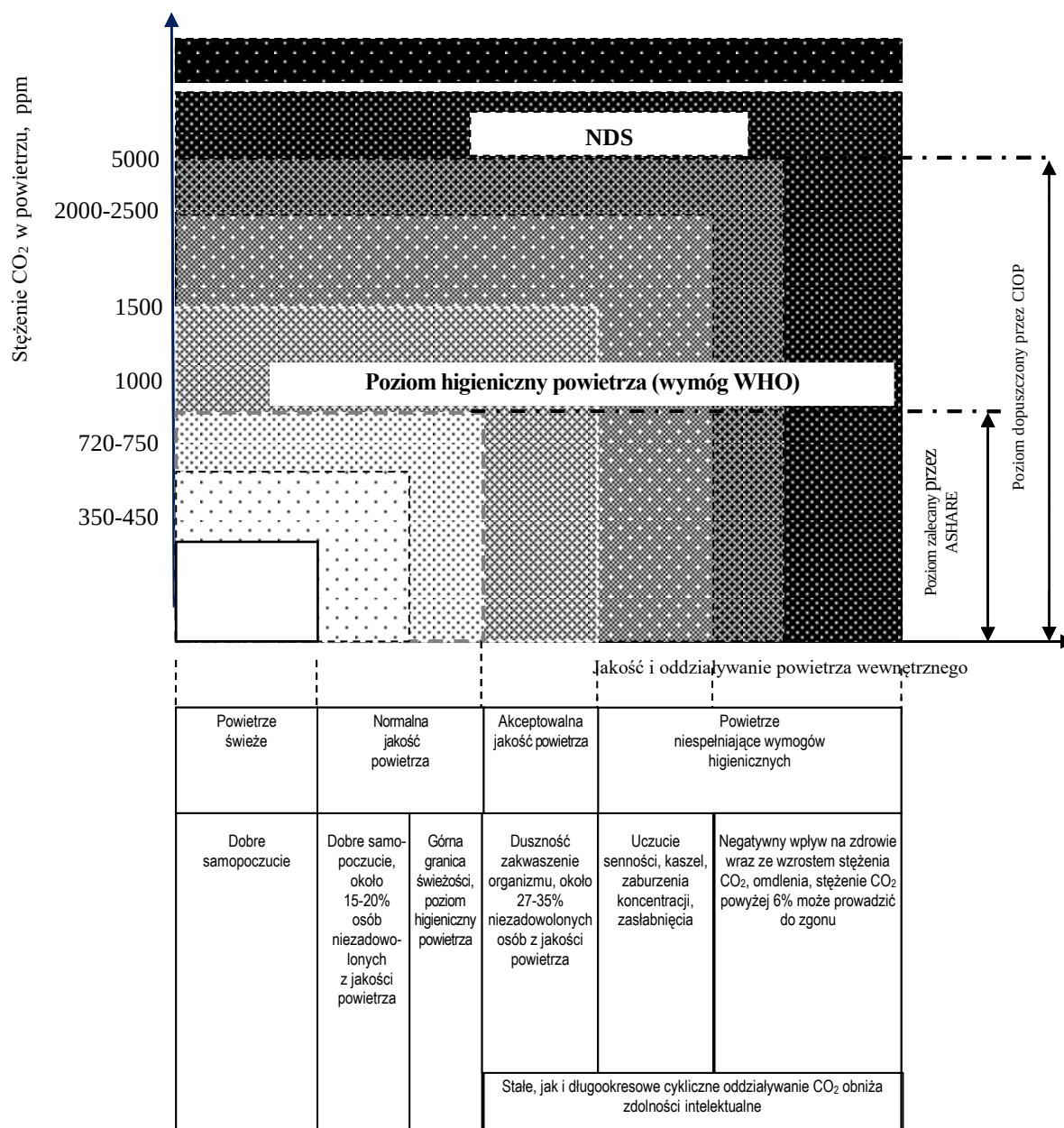
Skutkiem ograniczenia ilości powietrza zewnętrznego doprowadzanego do pomieszczeń budynków, przy jednoczesnym występowaniu wewnątrz czynników szkodliwych i uciążliwych, spowoduje między innymi powstawanie zjawiska tak zwanego „syndromu chorego budynku” (*Sick Building Syndrome* – SBS), objawiającego się u ich użytkowników szeregiem niedyspozycji zdrowotnych oraz chorób. Jest on także przyczyną wystąpienia między innymi astmy, chorób nowotworowych, wieloczynnikowej nadwrażliwości chemicznej, w tym alergii, czy tak zwanego zespołu przewlekłego zmęczenia – CFS (Jankowska i Pośniak, 2009; Nantka, 2011).

Jedną z głównych przyczyn występowania u ludzi wymienionych powyżej dolegliwości są między innymi oprócz wspomnianych już zanieczyszczeń powietrza i czynników także niewłaściwe parametry powietrza (temperatura, wilgotność i prędkość) oraz stężenie ditlenku węgla (Greszka i in., 2002; Obwieszczenie MGPIPS, 2003; Lockwood i in., 2009). Dorosły człowiek podczas nieaktywnego odpoczynku (pozycji siedzącej bez pracy) i lekkiej pracy, na przykład biurowej, wydziela CO<sub>2</sub> średnio w ciągu godziny odpowiednio około 12-15 l/h oraz 18-25 l/h. Stężenie CO<sub>2</sub> w powietrzu wydychanym przez człowieka wynosi 4-5% (Robertson, 2006; Jankowska i Pośniak, 2009; Lockwood i in., 2009; Nantka, 2011). Wynikający stąd wzrost stężenia CO<sub>2</sub> w powietrzu zamkniętego pomieszczenia względnie w lokalu niewentylowanym lub wentylowanym w niedostatecznym stopniu powoduje bardzo szybkie, kilkukrotne przekroczenie jego zawartości w powietrzu zewnętrznym osiągając poziom rzędu 2500-3000 ppm i więcej (Nantka, 2011; Toftum i in., 2015; Zhang i in., 2016).

W powietrzu zewnętrznym na obszarach wiejskich i niezamieszkałych stężenie tego gazu wynosi około 350-400 ppm, a na obszarach miast i stref przemysłowych może osiągać poziom około 450 ppm, a nawet 500 ppm w zależności od lokalizacji punktów pomiaru (Greszta i in., 2002; Jankowska i Pośniak, 2009; Nantka, 2011). Taki poziom stężenia CO<sub>2</sub> w powietrzu nie jest szkodliwy dla ludzi (rys. 1), a co więcej jego obecność w atmosferze jest niezwykle ważna dla właściwego funkcjonowania organizmów żywych. Zbyt wysoki poziom ditlenku węgla we wdychanym przez człowieka powietrzu powoduje w zależności od jego stężenia, między innymi, bóle głowy, zaburzenie jego koncentracji, pojawienie się senności, osłabia się słuch, zwiększa się szybkość oddychania, powstają zaburzenia w równowadze kwasowo-zasadowej krwi, to jest obniżenie pH krwi, co powoduje występowanie tak zwanego stresu metabolicznego (Robertson, 2006). Wpływa to z kolei na szybkość pracy serca, występują zasłabnięcia i omdlenia (rys. 1). Przyczynia się do uszkodzenia komórek i tkanek (nerek i wątroby). Nieodpowiednia jakość powietrza wewnętrznego niekorzystnie wpływa, nie tylko na samopoczucie i stan zdrowia ludzi przebywających w tych pomieszczeniach, ale także na ich niższą sprawność fizyczną, a więc i wydajność pracy.

Wysokie stężenie ditlenku węgla w powietrzu (już powyżej 1000 ppm), przy stałym, jak i długotrwałym cyklicznym oddziaływaniu, przyczynia się także do obniżenia sprawności umysłowej ludzi (zdolności intelektualnych) oraz koncentracji umysłowej. Długotrwałe cykliczne przybywanie w takim środowisku powoduje ponadto obniżenie zdolności człowieka do przyswajania sobie nowych treści oraz uczenia się, a także obniża jego zdolności do wykorzystywania dostępnych informacji (Robertson, 2006; Fisk i in., 2013; Wargocki i Wyon, 2013; Janka, 2014; Toftum i in., 2015; Zhang i in., 2016). W takich warunkach spadek inteligencji mierzony wskaźnikiem IQ może już występować po przekroczeniu stężenia 1500 ppm a nawet 1000 ppm CO<sub>2</sub> (Robertson, 2006; Lockwood i in., 2009; Hersoug i in., 2012; Fisk i in., 2013; Toftum i in., 2015). Przy oddychaniu powietrzem zawierającym ditlenek węgla na poziomie 2500 ppm obniża się także poziomu strategicznego planowania oraz inicjatyw człowieka (Fisk i in., 2013). Przy długotrwałym i wysokim poziomie tego gazu we wdychanym powietrzu następuje jego oddziaływanie na pracę oreksyny, to jest hormonu regulującego procesy metaboliczne organizmu ludzkiego, przyczyniając się prawdopodobnie do zwiększenia apetytu oraz wzrost otyłości ludzi (Rice, 2004; Hersoug, 2016).



Rys.1. Zalecane poziomy stężenia CO<sub>2</sub> w powietrzu wewnętrznym oraz ich wpływ na organizm i funkcjonowanie ludzi

### 1.3. Jakość powietrza wewnętrznego

Poziom stężenia CO<sub>2</sub> w powietrzu pomieszczeniu, w którym przebywają ludzie nie powinien przekraczać tak zwanego wskaźnika Pettenkoffera, to jest 1000 ppm (WHO, 2000; Robertson, 2006; PN-EN13779:2008; Kaiser i Wolski, 2011; Nantka, 2011). Ten poziom stężenia ditlenku węgla zapewnia uczucie komfortu i świeżości powietrza wewnętrznego (rys. 1). Jeżeli jego stężenie przekracza wartości 1000-1500 ppm to wzrasta odsetek ludzi niezadowolonych z jakości powietrza wewnętrznego (Kaiser i Wolski, 2011; Nantka, 2011; Fisk i in., 2013). Także według norm i zaleceń europejskich (standardów UE CR EU 1752), amerykańskich (ASHARE 62-2001) oraz sformułowanych przez Światową Organizację Zdrowia (WHO), a także określonych przez Szwecję, Japonię czy Kanadę dopuszczalny poziom

ditlenku węgla występującego w powietrzu wewnętrznym nie powinien przekraczać wartości 1000-1500 ppm (0,1-0,15%) stanowiącego wymóg poziomu higienicznego (rys. 1).

W Polsce nie określa się dopuszczalnych stężeń ditlenku węgla w powietrzu zawartym w pomieszczeniach przeznaczonych do stałego pobytu ludzi, to jest zarówno budynkach użyteczności publicznej, jak i mieszkalnych. Istnieją tylko rozporządzenia dotyczące dopuszczalnych stężeń i natężeń czynników szkodliwych w środowisku pracy – w zakładach przemysłowych – określające najwyższe dopuszczalne stężenie (NDS) i najwyższe dopuszczalne stężenie chwilowe – NDSch (Zarządzenie MZiOS, 1996; Rozporządzenie MPiPS, 2002 (ze zmianami z 2005) i 2010). Wartości tych wielkości wynoszą odpowiednio 9000 mg/m<sup>3</sup> (to jest około 5000 ppm przy oddziaływaniu do około 8 godzin

dziennie) oraz 27 000 mg/m<sup>3</sup> (przy oddziaływaniu nie dłużej niż 15 minut). Zła jakość powietrza wewnętrznego w obiektach budowlanych spowodowana jest między innymi zbyt małą ilością powietrza zewnętrznego doprowadzanego do pomieszczenia i przypadającego na jedną osobę. Wynikało to z obowiązującej jeszcze niedawno normy na przykład PN-B-03430:1983 *Wentylacja w budynkach mieszkalnych, zamieszkania zbiorowego i użyteczności publicznej. Wymagania oraz rozporządzeń ministerialnych i zaleceń określających dostarczanie, na przykład 20 m<sup>3</sup>/(h × osoba) powietrza do pomieszczeń, w których zakazane jest palenie tytoniu oraz 30 m<sup>3</sup>/(h × osoba) do pomieszczeń klimatyzowanych oraz wentylowanych o nie otwieranych oknach. Zalecana jeszcze niedawno ilość powietrza wentylowanego, to jest 20 m<sup>3</sup>/(h × osobę) biorąc pod uwagę objętość wydzielanego średnio CO<sub>2</sub> (20 l/h) przez jedną osobę w ciągu godziny przy wykonywaniu na przykład lekkiej pracy biurowej nie zapewniała odpowiedniej jakości powietrza wewnętrznego. Stąd też wprowadzono w Polsce normy PN-EN 13779:2008 *Wentylacja budynków niemieszkalnych. Wymagania dotyczące właściwości instalacji wentylacji i klimatyzacji* i PN-EN-15251:2012 *Parametry wejściowe środowiska wewnętrznego dotyczące projektowania i oceny charakterystyki**

*energetycznej budynków, obejmujące jakość powietrza wewnętrznego, środowisko cieplne, oświetlenie i akustykę* – dostosowane do zaleceń określonych w UE – określające odpowiednio jakości powietrza wewnętrznego i strumienie powietrza zewnętrznego przypadającego na jedną osobę w pomieszczeniach przeznaczonych na pobyt ludzi (tab. 1) oraz wprowadzające klasyfikację i opis środowiska wewnętrznego (tab. 2).

Pomimo wprowadzenie tych nowych wymogów (tab. 1) w działalności praktycznej z różnych względów są one często ignorowane, szczególnie przy modernizacji starych oraz zabytkowych obiektów użyteczności publicznej. Zaklasyfikowanie środowiska wewnętrznego w danym budynku do odpowiedniej kategorii, od I do IV (tab. 2), między innymi przy przeprowadzaniu ich termomodernizacji, wymaga spełnienia nie tylko odpowiednich wymogów dotyczących wentylacji i poziomu uzyskiwanego stężenia zanieczyszczeń w pomieszczeniach, ale i wymogów klimatycznych, termicznych, oświetleniowych oraz akustycznych. Z tego też względu istotne jest określenie wpływu najczęściej popełnianych błędów przy modernizacji tego typu budynków użyteczności publicznej na uzyskiwaną w nich jakość powietrza wewnętrznego oraz ilość dostarczanego powietrza wentylowanego.

Tab. 1. Klasyfikacja jakości powietrza wewnętrznego oraz zalecany strumień powietrza zewnętrznego przypadającego na jedną osobę w pomieszczeniach przeznaczonych na pobyt ludzi według PN-EN 13779:2008

| Kategoria | Opis jakości powietrza       | Wartość standardowa przyrostu stężenia CO <sub>2</sub> w powietrzu wewnętrznym powyżej poziomu w powietrzu zewnętrznym | Wartość standardowa strumienia objętości powietrza zewnętrznego przypadającego na jedną osobę niepalącą |
|-----------|------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------|
|           |                              | ppm                                                                                                                    | m <sup>3</sup> /h × osoba                                                                               |
| IDA 1     | Wysoka jakość powietrza      | 350                                                                                                                    | 72                                                                                                      |
| IDA 2     | Średnia jakość powietrza     | 500                                                                                                                    | 45                                                                                                      |
| IDA3      | Umiarkowana jakość powietrza | 800                                                                                                                    | 29                                                                                                      |
| IDA4      | Niska jakość powietrza       | 1200                                                                                                                   | 18                                                                                                      |

Tab. 2. Klasyfikacja warunków środowiska wewnętrznego według PN-EN-15251:2012

| Kategoria | Charakterystyka                                                                                                                      |
|-----------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| I         | Warunki na wysokim poziomie – kategoria zalecana dla przestrzeni, w których przebywają osoby bardzo wrażliwe na warunki środowiska   |
| II        | Poziom normalny – kategoria zalecana dla budynków nowo wznoszonych lub remontowanych                                                 |
| III       | Warunki na średnim, jeszcze akceptowalnym poziomie oczekiwań – kategoria może być przyjmowana dla istniejących budynków              |
| IV        | Warunki nie spełniające kategorii od I do III, mogą być akceptowane, gdy będą występować w ciągu roku w ograniczonych okresach czasu |

## 2. Opis badanych budynków i pomieszczeń

Badania wpływu stosowanego często w praktyce zakresu prac remontowych, w tym częściowej termomodernizacji budynków użyteczności publicznej – sądów oraz urzędów – wykonanych w technologii ceglanej na poziom zmian jakości ich powietrza wewnętrznego zostały przeprowadzone w dwóch zabytkowych, pięciokondygnacyjnych obiektach wolno stojących, wybudowanych w połowie XIX wieku. Budynki te osłonięte niewielką ilością drzew i krzewów są położone w odległości około 30-35 m od ruchliwej ulicy. Znajdują się w nich pomieszczenia administracyjne i sale audytoryjno-szkoleniowe oraz sale rozpraw sądowych. Budynki posiadają ściany zewnętrzne o grubości rzędu 55 cm. Grubość ścian wewnętrznych przedziałowych jest rzędu 25-45 cm. Proces termomodernizacji w tych obiektach obejmował przede wszystkim poprawę izolacyjności termicznej ścian zewnętrznych, zastąpienie starej drewnianych stolarki okiennej szybami zespolonymi, wyposażenie drzwi zarówno zewnętrznych, jak i wewnętrznych budynków w system uszczelek, częściową poprawę systemów wentylacyjnych w wybranych częściach obiektów oraz dostosowanie budynków do wymogów przeciwpożarowych.

Poprawę izolacyjności termicznej ścian zewnętrznych uzyskano poprzez wyłożenie ścian od wewnątrz izolacją styropianową pokrytą płytami kartonowymi. Korytarze budynków sądów zostały podzielony na oddzielne strefy pożarowe rozdzielone metalowymi, szczelnymi drzwiami przeciwpożarowymi. Pomieszczenia w badanych budynkach nie posiadały przed jak i po modernizacji jednolitego systemu wentylacji. Ponieważ są to budynki zabytkowe, stąd też około 50% pomieszczeń wyposażonych było i jest nadal w grawitacyjne systemy wentylacyjne, wykorzystujące do tego celu stare przewody kominowe o przekroju 14×22 cm. Część pomieszczeń zaopatrzona została w instalację wentylacyjną nawiewno-wywiewną oraz nawiewno-wywiewną z odzyskiem ciepła. W budynkach znajdują się także pomieszczenia administracyjne nie posiadające żadnej z wymienionych powyżej instalacji wentylacyjnych poza wentylacją naturalną. Proces wymiany powietrza w tych ostatnich pomieszczeniach odbywa się nieszczelnościami, poprzez infiltracje i eksfiltrację, uchylanie okien oraz drzwi. Badane pomieszczenia miały powierzchnię 24, 36, 40 i 45 m<sup>2</sup> oraz wysokość od 2,6 m do 3,5 m. Każde z pomieszczeń miało od jednego do dwóch okien o powierzchni odpowiednio 1,2 m<sup>2</sup> i 2,4 m<sup>2</sup> wyposażonych jak już wspomniano w szyby zespolone. Część pomieszczeń, w których stosowana była wentylacja grawitacyjna zaopatrzona była w nawiewniki okienne, przez które napływało powietrze w ilości od około 4 do 20 m<sup>3</sup>/h (w skrajnym przypadku 30 m<sup>3</sup>/h) przy podciśnieniu 10 Pa. Podczas przeprowadzania pomiarów prędkość wiatru wynosiła od 3 do 5 m/s. Strumień objętości powietrza przenikającego do pomieszczeń przez nieszczelności okien przy występujących prędkościach wiatru dla pojedynczego okna wynosił od 1,3 do 4,4 m<sup>3</sup>/h oraz podwójnego

od 1,9 m<sup>3</sup>/h do 6,4 m<sup>3</sup>/h. System wentylacji mechanicznej nawiewno-wywiewnej zapewniał wymianę powietrza na poziomie 36 m<sup>3</sup>/h. We wszystkich objętych badaniami pomieszczeniach krotności wymian powietrza, w których stosowane były naturalne systemy wentylacji były niższe od wartości 0,5 h<sup>-1</sup>, przy czym w pomieszczeniach w których wymiana powietrza odbywała się na zasadzie infiltracji wynosiła poniżej 0,3 h<sup>-1</sup>.

## 3. Metoda badań i aparatura badawcza

Ocenę zmian jakości powietrza wewnętrznego w budynkach poddanych termomodernizacji przeprowadzono na podstawie analizy wpływu obciążenia osobowego i stosowanych systemów wymiany powietrza w badanych pomieszczeniach w funkcji stężenia ditlenku węgla, wilgotności i temperatury powietrza. Badania przeprowadzono poza tak zwanym sezonem grzewczym, a mianowicie w sierpniu oraz wrześniu, w ośmiu pomieszczeniach o różnej powierzchni i kubaturze w godzinach pracy urzędów, to jest od 7,30 do 15,00. Pomiary przeprowadzono w pomieszczeniach o identycznych oraz różnych obciążeniach osobowych, w których stosowane były trzy odmienne systemy wentylacji, a mianowicie wentylacji grawitacyjnej, infiltracji wspomaganej okresowo chwilowym otwieraniem drzwi i okien oraz mechanicznej nawiewno-wywiewnej.

Punkty pomiaru stężenia ditlenku węgla, wilgotności i temperatury usytuowane były w środkowej części każdego z pomieszczeń na wysokości głów pracujących urzędników, to jest około 25-30 cm powyżej blatu biurka (1,10-1,15 m od powierzchni podłogi). W badanych pomieszczeniach administracyjnych znajdowało się od jednego do czterech stanowisk pracy o pełnej oraz częściowej obsadzie osobowej. Z kolei w pomieszczeniach audytoryjnych podczas badań przebywało od 6 do 26 osób. Wyniki pomiarów badanych parametrów powietrza wewnętrznego były rejestrowane elektronicznie, a następnie ich wartości uśredniano dla 1-4 minutowych przedziałów czasowych w zależności od rodzaju i przeznaczenia pomieszczeń oraz ich obciążenia osobowego. Badania te przeprowadzono w różnych dniach tygodni biorąc pod uwagę tryb pracy urzędów i szkolenia urzędników. Dodatkowo dla celów porównawczych przeprowadzano także pomiary parametrów powietrza zewnętrznego przed budynkami, to jest stężenie ditlenku węgla, wilgotności względnej oraz temperatury i ciśnienie powietrza, na wysokości 1,5 m zgodnie z rozporządzeniem Ministra Środowiska w sprawie oceny poziomów substancji w powietrzu (Dz. U. 2012, poz. 1052). Zmierzono także prędkości wiatru przed budynkiem. Wszystkie pomiary CO<sub>2</sub>, wilgotności i temperatury powietrza prowadzono miernikiem High Performance Carbon Dioxide Meter – Aisko AZ 77535 umożliwiającym jednoczesny pomiar CO<sub>2</sub>, temperatury i wilgotności względnej powietrza. Aparat ten posiada podstawowy zakres pomiarowy CO<sub>2</sub> wynoszący od 0 do 5000 ppm (rozszerzonym do 9999 ppm)

o rozdzielczości 1 ppm i dokładności pomiaru 30 ppm  $\pm 5\%$ , temperatury o zakresie od  $-20$  do  $+60^{\circ}\text{C}$ , dokładności pomiaru  $0,6^{\circ}\text{C}$  i rozdzielczości  $0,1^{\circ}\text{C}$  oraz wilgotności względnej powietrza od 0 do 99,9% i dokładności pomiaru  $\pm 3\%$ . Pomiar prędkości przepływającego powietrza zewnętrznego przeprowadzano termooanemometrem wyposażoną w sondę skrzydełkową Kimo LV 110 o rozdzielczości  $0,01\text{ m/s}$  i dokładności pomiaru  $\pm 3\%$  w zakresie prędkości od  $0,25$  do  $3\text{ m/s}$  oraz dokładności  $\pm 1\%$  przy przepływach powietrza z prędkością od  $3,1$  do  $35\text{ m/s}$ .

#### 4. Wyniki i analiza wyników badań

Przeprowadzone badania wykazały, że w pomieszczeniach obiektów zabytkowych w niedostatecznym stopniu wentylowanych, w których przebywają ludzie, bardzo szybko zmienia się zawartość ditlenku węgla w powietrzu wewnętrznym. W czasie kilkudziesięciu minut przekraczany jest poziom wymogu higienicznego, to jest  $1000\text{ ppm}$  (rys. 2-7). Jednocześnie, wraz ze wzrostem stężenia  $\text{CO}_2$ , ulega podwyższeniu temperatura powietrza oraz następuje kumulacja poziomu wilgoci. Na wykresach (rys. 2-7) oprócz przebiegu zmian mierzonych wielkości (stężenia  $\text{CO}_2$ , temperatury i wilgotności powietrza) zaznaczono także kategorie jakości powietrza wewnętrznego  $\text{IDA}_i$  (tab. 1) wynikające z oceny przyrostu stężenia ditlenku węgla ( $\Delta S_{\text{CO}_2}$ ) w pomieszczeniu ponad jego poziom w powietrzu zewnętrznym zgodnie z PN-EN 13779:2008

$$S_{i\text{CO}_2} = S_{z\text{CO}_2} + \Delta S_{i\text{CO}_2} \quad (1)$$

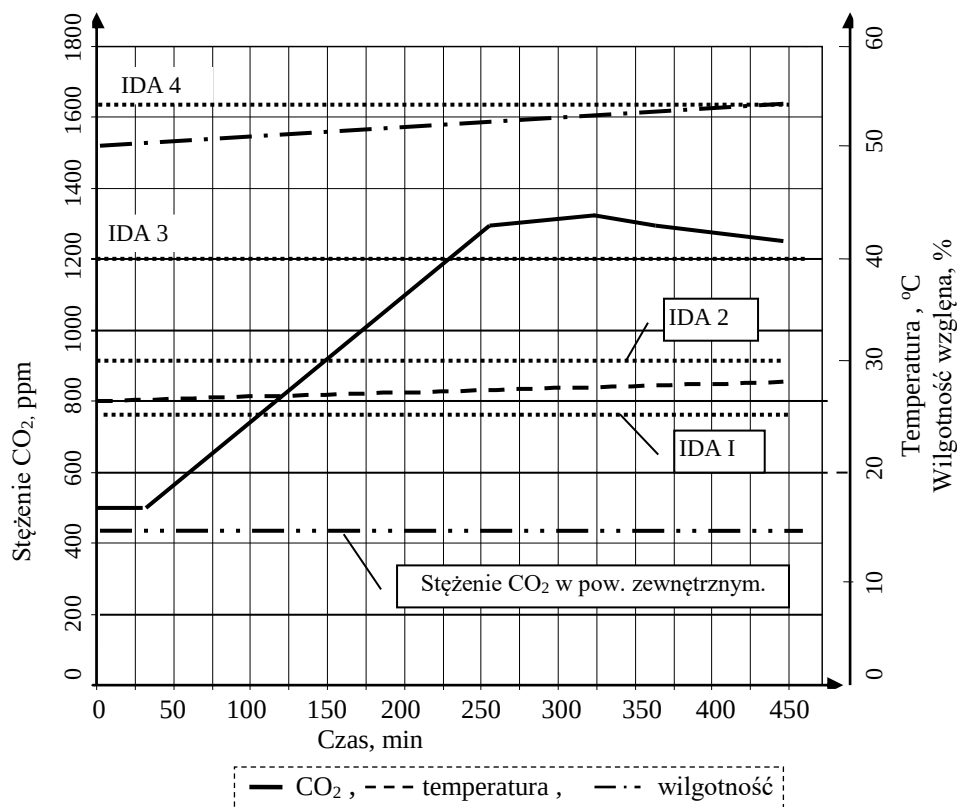
gdzie:  $S_{i\text{CO}_2}$  jest maksymalnym poziomem stężenia  $\text{CO}_2$  w powietrzu wewnętrznym odpowiadający  $i$ -tej kategorii jakości powietrza  $\text{IDA}_i$  w ppm,  $\Delta S_{i\text{CO}_2}$  jest standardowym  $i$ -ty przyrostem stężenia  $\text{CO}_2$  w pomieszczeniu ponad jego poziom w powietrzu zewnętrznym w ppm, a  $S_{z\text{CO}_2}$  jest stężeniem  $\text{CO}_2$  w powietrzu zewnętrznym w ppm.

Średnia stężenie ditlenku węgla w powietrzu zewnętrznym przed budynkami wynosiło w sierpniu i wrześniu, odpowiednio  $420$  i  $440\text{ ppm}$ . Podczas przeprowadzania pomiarów temperatura powietrza zewnętrznego wynosiła odpowiednio  $33^{\circ}\text{C}$  i  $24^{\circ}\text{C}$ , a wilgotność względna powietrza  $44$  i  $49\%$ .

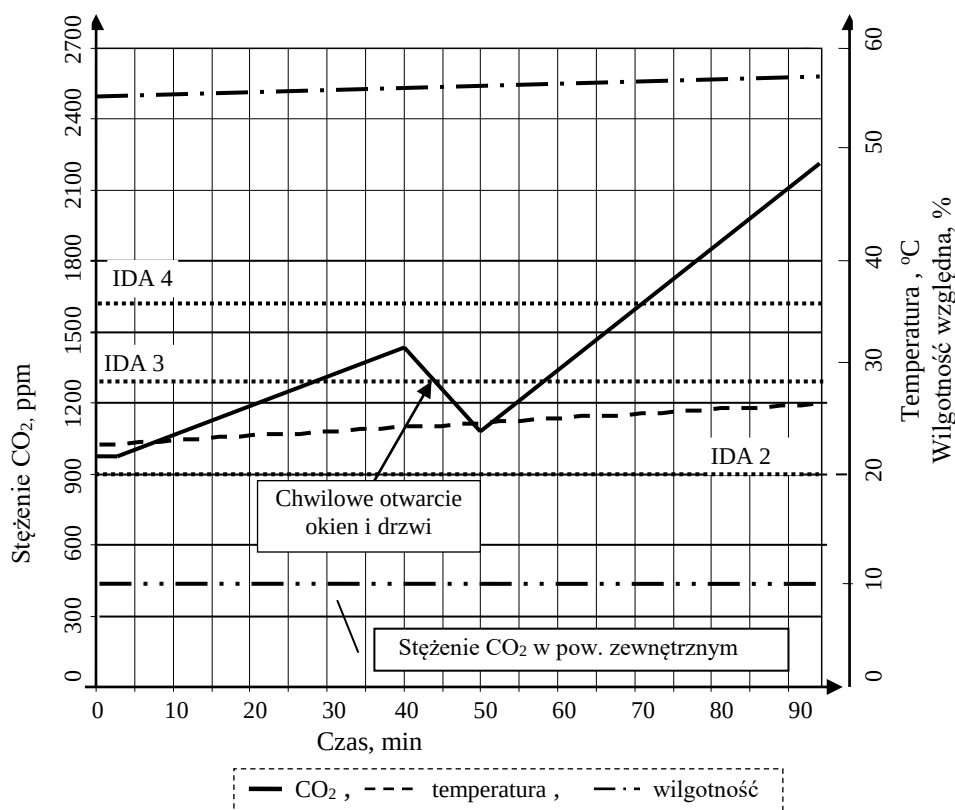
Przy tym samym obciążeniu czasowym i osobowym oraz wielkości pomieszczeń w tego typu obiektach użyteczności publicznej, decydujący wpływ na poziom stężenia ditlenku węgla w powietrzu wewnętrznym ma brak modyfikacji systemów wymiany powietrza, a mianowicie infiltracyjnych i grawitacyjnych (rys. 2-7). Podczas pracy umysłowej 3 osób w pomieszczeniach o powierzchni  $36\text{ m}^2$  (kubaturze  $126\text{ m}^3$ ), w których wymiana powietrza odbywa się poprzez infiltrację poziom progu higienicznego stężenia  $\text{CO}_2$  w powietrzu, to jest  $1000\text{ ppm}$  (wskaźnik Pettenkoffera) zostaje przekroczony już po 3 godzinach (rys. 2). Przez większość czasu ich pracy powietrze w pomieszczeniu jest umiarkowanej i niskiej jakości (kategorii  $\text{IDA}$  3 i 4). Wysoka jakość powietrza (kategorii  $\text{IDA}$  1) występuje tylko przez okres

około 2 godzin. Wzrost obciążenia osobowego takiej sali podczas na przykład szkolenia czy prowadzenia rozprawy sądowej do poziomu 14 osób (rys. 3) względnie 16 osób (rys. 4) w nieznacznie większym pomieszczeniu, bo o powierzchni  $40\text{ m}^2$  i kubaturze  $140\text{ m}^3$  powoduje, że już po około 40-50 minutach wartość wskaźnika Pettenkoffera zostaje przekroczona ponad dwukrotnie osiągając poziom  $2400\text{ ppm}$  (rys. 4). Zjawisko to potęguje się, gdy pomieszczenie przed jego użytkowaniem nie jest przewietrzane (rys. 3). Tak szybki wzrost stężenia  $\text{CO}_2$  w powietrzu w badanych pomieszczeniach spowodowany jest faktem, iż podczas procesu termomodernizacji tego typu budynków główny akcent położony został, tylko na ich ociepleniu, uszczelnieniu okien i drzwi oraz wstawieniu drzwi przeciwpożarowych przy jednoczesnym ograniczeniu zakresu modernizacji systemów wentylacyjnych. Wstawienie niezbędnych na korytarzach przegród – drzwi przeciwpożarowych przy jednoczesnym braku zastosowania odpowiedniego systemu wentylacji mechanicznej nawiewno-wywiewnej oraz należytej w ciągu dnia dbałości o poziom jakości powietrza wewnętrznego w tych pomieszczeniach powoduje, że w danym segmencie budynku wydzielonym drzwiami przeciwpożarowymi wytwarza się „komora gazowa”, w której przebywający ludzie już po krótkim okresie czasu, to jest około 30 minutach, oddychają powietrzem zaliczanym do najniższej kategorii  $\text{IDA}$  4. Powietrze to jest bardzo złej jakości, której kategorii nie uwzględniono już nawet w PN-EN 13779:2008.

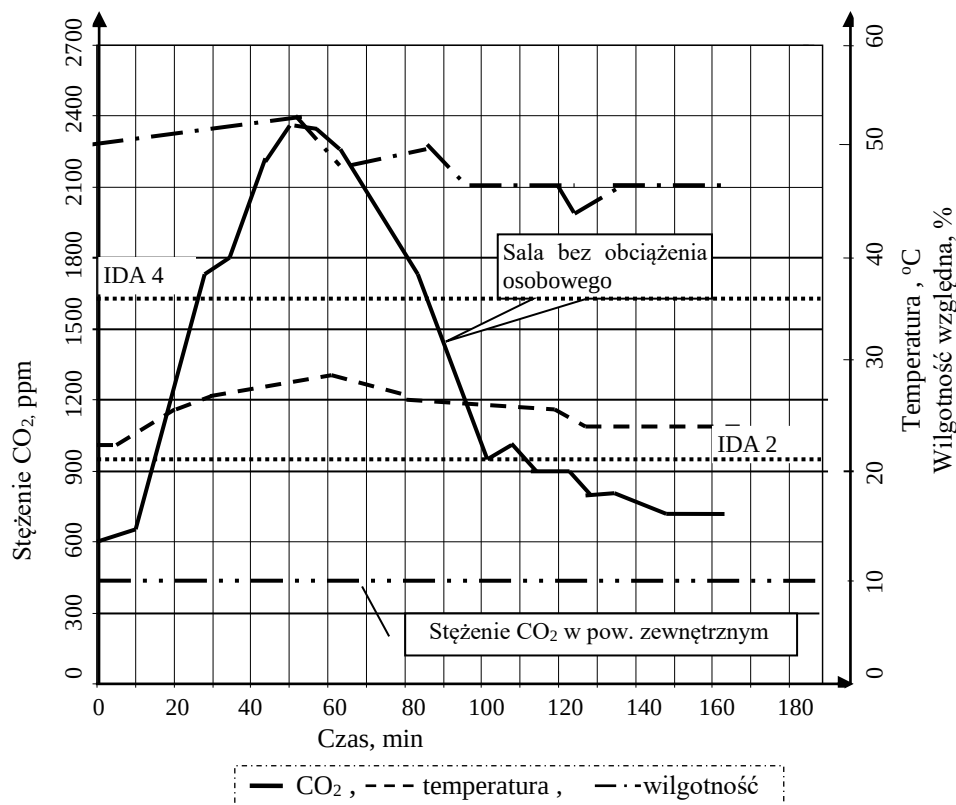
Także niska jakość powietrza wewnętrznego występuje także w pomieszczeniach, w których stosowane są systemy wentylacji grawitacyjnej. Nawet w bardzo dużych – audytoryjnych pomieszczeniach (sądowych) występuje szybki wzrost stężenia  $\text{CO}_2$  w powietrzu (rys. 5 i 6). Odbywająca się za pośrednictwem dwóch kratki wentylacyjnych o wymiarach  $14 \times 22\text{ cm}$  grawitacyjna wymiana powietrza w dużym pomieszczeniu audytoryjnym bo o powierzchni  $45\text{ m}^2$  (kubaturze  $157\text{ m}^3$ ) przy znacznym jej obciążeniu osobowym, to jest 26 osób (rys. 5) powoduje, że poziom progu higienicznego  $\text{CO}_2$  w powietrzu ( $1000\text{ ppm}$ ) zostaje już przekroczony po 25-30 minutach osiągając po około 100 minutach poziom  $3200\text{ ppm}$ . Także ten system wentylacji stosowany z kolei w pomieszczeniu administracyjnym o stosunkowo dużej powierzchni bo  $24\text{ m}^2$  (kubaturze  $62\text{ m}^3$ ) oraz przy stałym 4 osobowym obciążeniu (incydentalnie 6 osób przez okres około 1 godziny) wykonujących stałą pracę umysłową, także nie zapewnia odpowiedniej jakości powietrza przez cały okres ich urzędowania (rys. 6). Już po około 1 godzinie stężenie  $\text{CO}_2$  w powietrzu przekracza poziom higieniczny ( $1000\text{ ppm}$ ), a po dwóch godzinach w pomieszczeniu znajduje się powietrze, które zaklasyfikować należy do najniższej kategorii  $\text{IDA}$  4. W piątej godzinie pracy 4 osobowego zespołu urzędników w pomieszczeniu o powierzchni



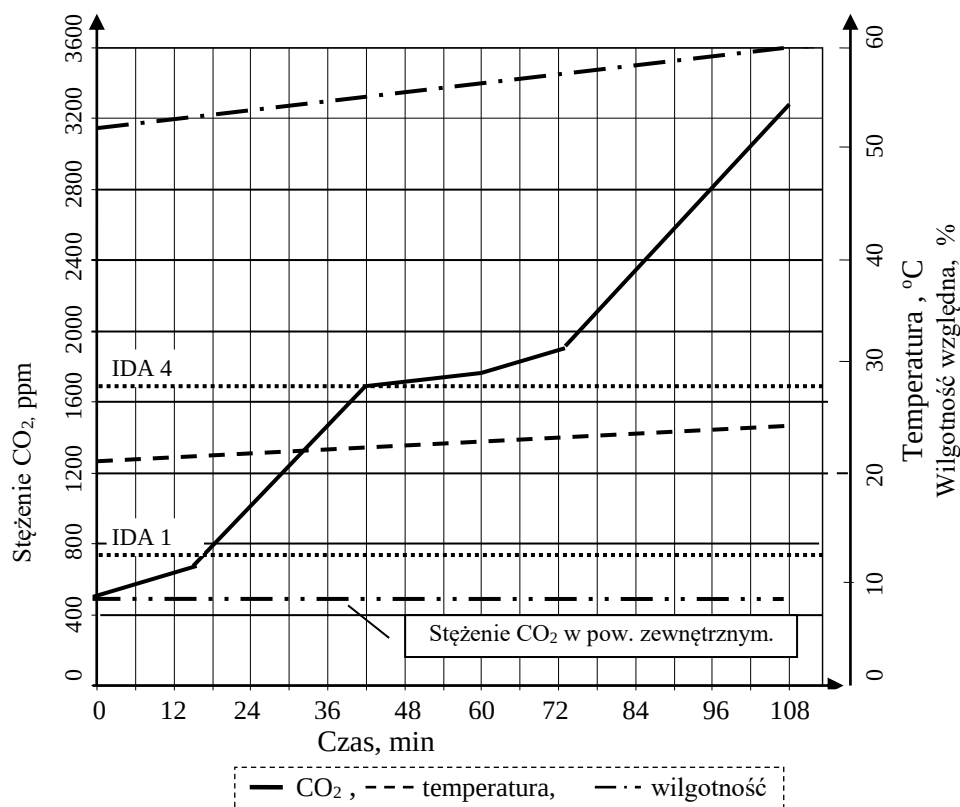
Rys. 2. Przebieg zmian stężenia CO<sub>2</sub> oraz temperatury i wilgotności powietrza wewnętrznego podczas pracy 3 osób w sali o powierzchni 36 m<sup>2</sup> (kubaturze 126 m<sup>3</sup>), w której wymiana powietrza odbywa się poprzez infiltrację (zamknięte okna i drzwi)



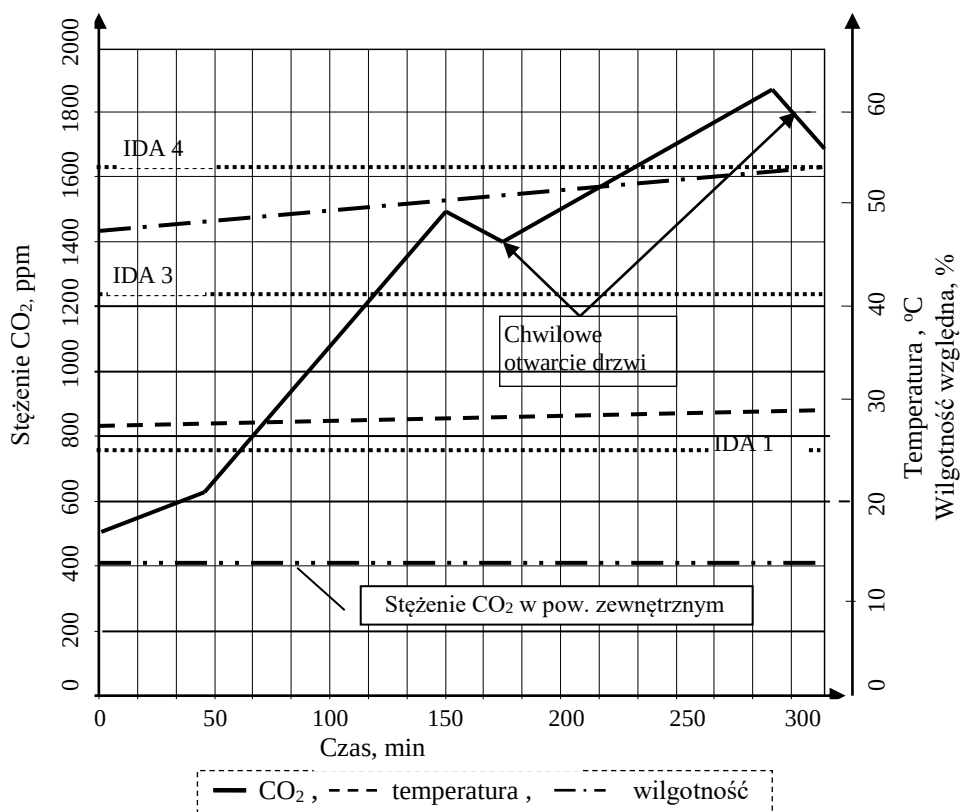
Rys. 3. Przebieg zmian stężenia CO<sub>2</sub> oraz temperatury i wilgotności powietrza wewnętrznego podczas obecności 14 osób w sali o powierzchni 36 m<sup>2</sup> (kubaturze 126 m<sup>3</sup>), w której wymiana powietrza odbywa się poprzez infiltrację (zamknięte okna i drzwi)



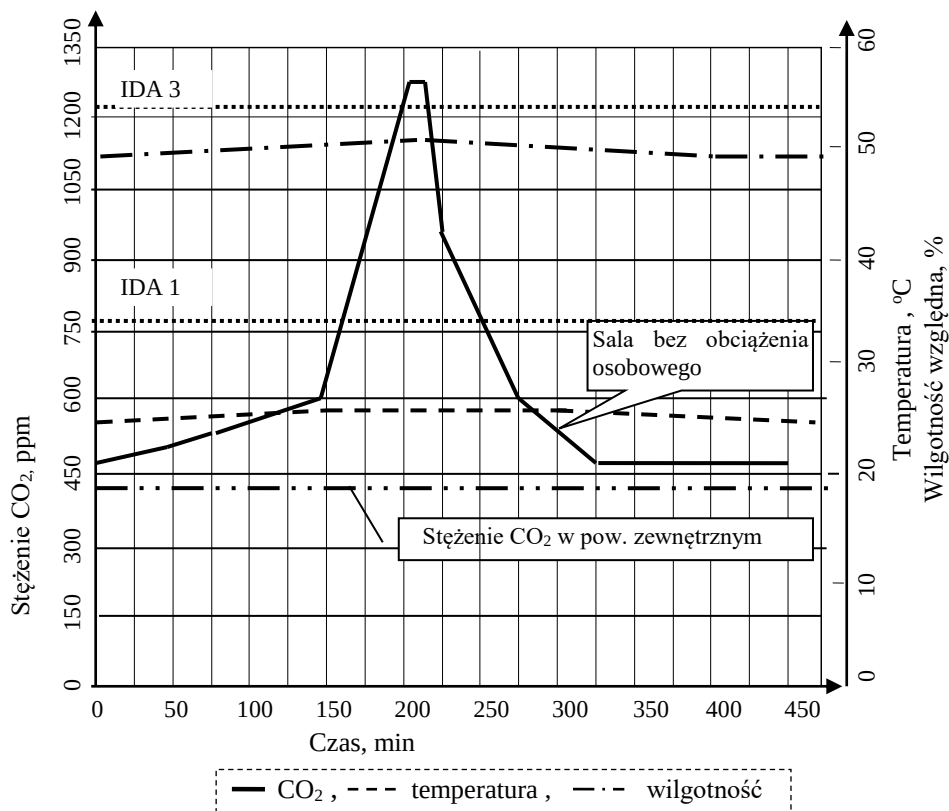
Rys. 4. Przebieg zmian stężenia CO<sub>2</sub> oraz temperatury i wilgotności powietrza wewnętrznego podczas zajęć szkoleniowych 16 osób w sali o powierzchni 40 m<sup>2</sup> (kubaturze 140 m<sup>3</sup>) i otwartych oknach (wentylacja poprzez infiltrację)



Rys. 5. Przebieg zmian stężenia CO<sub>2</sub> oraz temperatury i wilgotności powietrza wewnętrznego przy obecności 26 osób w sali o powierzchni 45 m<sup>2</sup> (kubaturze 157 m<sup>3</sup>) przy zamkniętych oknach i wyposażonej w system wentylacji grawitacyjnej



Rys. 6. Wpływ pracy 4 i incydentalnie 6 osób na przebieg zmian stężenia CO<sub>2</sub> oraz temperatury i wilgotności względnej powietrza wewnętrznego w sali o powierzchni 24 m<sup>2</sup> (kubaturze 62 m<sup>3</sup>) i zamkniętym oknie wyposażonej w system wentylacji grawitacyjnej



Rys. 7. Przebieg zmian stężenia CO<sub>2</sub> oraz temperatury i wilgotności powietrza wewnętrznego podczas pracy 6 osób, a następnie w pustej sali o powierzchni 24 m<sup>2</sup> (kubaturze 62 m<sup>3</sup>) wyposażonej w system wentylacji mechanicznej nawiewno-wywiewnej

24 m<sup>2</sup> wyposażonym w system wentylacji grawitacyjnej stężenie CO<sub>2</sub> osiąga poziom prawie dwukrotnie większy od wskaźnika Pettenkoffera, bo rzędu około 1900 ppm. Na szybkie pogorszenie jakości powietrza w badanych salach wpływa ponadto ich usytuowanie. Przylegają one bowiem do korytarza zamkniętego drzwiami przeciwpożarowymi, w którym także występuje niskiej jakości powietrze.

Wysoka jakość powietrza zapewniona jest natomiast w pomieszczeniu o tej samej wielkości, co w powyżej analizowanym przypadku, to jest 24 m<sup>2</sup> (rys. 6) i zbliżonym obciążeniu osobowym (3 osób), gdy wyposażone jest ono w system wentylacji mechanicznej nawiewno-wywiewnej o wydajności 36 m<sup>3</sup>/h (rys. 7). Poziom stężenia ditlenku węgla w powietrzu w tak wentylowanym pomieszczeniu osiąga poziom 600 ppm dopiero po ponad 2 godzinach. Tak więc w tej sytuacji, w pomieszczeniu występuje powietrze wysokiej jakości – kategorii IDA 1 (tab. 1). Dwukrotny, chwilowy wzrost stężenie tego gazu w powietrzu do poziom około 1270 ppm wywołany jest okresowym dwukrotnym wzrostem obciążenia osobowego sali, to jest z 3 do 6 osób. W zaprojektowanych (i wykonanych) systemach wentylacji mechanicznej w badanych budynkach (między innymi także dla wyżej wymienionego pomieszczenia) nie uwzględniono sytuacji, że może występować okresowe zwiększanie obciążenia osobowego sal, a tym samym konieczność podwyższenia strumienia objętości wentylowanego powietrza. W przypadku obiektów użyteczności publicznej takie rozwiązanie konstrukcyjne winno być obowiązkowo wprowadzane w projektowanych lub modernizowanych systemach wentylacyjnych. Tego typu wymóg powinien być bezwzględnie egzekwowany przy projektowaniu systemów wentylacji dla wszystkich pomieszczeń w obiektach użyteczności publicznej, w których przyjmowani są petenci, a więc wszędzie tam, gdzie występuje znaczna zmiana w czasie obciążenia osobowego sal.

We wszystkich badanych pomieszczeniach i stosowanych systemach wentylacji występował niewielki w porównaniu do poziomu zmian stężenia CO<sub>2</sub> wzrost temperatury powietrza. W zależności od obciążenia czasowego i osobowego oraz stosowanego systemu wentylacji sali wynosił on rzędu 2-3°C maksymalnie 4°C. Znacznie większe zmiany w porównaniu z temperaturą występowały w wilgotności powietrza. Wzrost poziom wilgotności względnej powietrza wynosił od 3% do 8%.

## 5. Podsumowanie

Przeprowadzane remonty zabytkowych obiektów użyteczności publicznej oprócz podstawowego celu jaki jest poprawa ich stanu technicznego i obniżenie energochłonności, muszą także obejmować polepszenie istniejących dotychczas warunków sanitarno-higienicznych, a przede wszystkim podwyższenie jakości powietrza wewnętrznego. W obiektach użyteczności publicznej, a szczególnie budynkach sądowych, zarówno w pomieszczeniach administracyjnych, jak

i audytoryjnych oraz stosowanych w nich systemach wentylacji naturalnej (grawitacyjnej i infiltracyjnej) i dużym ciążeniu osobowym sal bardzo szybko przekraczany jest poziom progu higienicznego CO<sub>2</sub> w powietrzu, to jest 1000 ppm. W salach audytoryjnych o dużym obciążeniu osobowym już po czasie około 40-50 min, maksymalnie 1,5 godziny, występuje stężenie ditlenku węgla na poziomie rzędu 2400, a nawet 3200 ppm, a więc ponad dwu i trzy krotnie wyższe od poziom progu higienicznego CO<sub>2</sub> w powietrzu. Jakość powietrza wewnętrznego bardzo szybko ulegała pogorszeniu szczególnie w pomieszczeniach o wentylacji naturalnej, osiągając w bardzo krótkim okresie czasu najniższą kategorię. Proces ten pogłębia się gdy pomieszczenia te mają bezpośrednie połączenie z korytarzami, w których wstawione są przegrody przeciwpożarowe, ograniczające wymianę powietrza.

Systemy wentylacji w obiektach użyteczności publicznej powinny być tak zaprojektowane, by umożliwiały utrzymywanie odpowiedniej jakości powietrza wewnętrznego wraz ze wzrostem obciążenia osobowego pomieszczeń. Niska jakości powietrza wewnętrznego występującego w tych pomieszczeniach może wywierać negatywny wpływ na poziom jakości i wydajności pracy urzędników, pogorszenie ich kondycji intelektualnej oraz stan zdrowia i bezpieczeństwo przebywających tam ludzi (zarówno pracowników, jak i petentów). Uwzględniając powyższe w Polsce należy jak najszybciej określić dopuszczalny, higieniczny poziom stężenie ditlenku węgla w powietrzu w obiektach użyteczności publicznej, biorąc także pod uwagę obiekty zabytkowe i mieszkalne. Przy jego opracowywaniu należy wziąć pod uwagę normy i zalecenia obowiązujące w różnych krajach europejskich, Stanach Zjednoczonych oraz Międzynarodowej Organizacji Zdrowia (WHO).

## Literatura

- ASHRAE Standard 62-2001 (2001). Ventilation for acceptable indoor air quality. American society of heating, refrigerating and air conditioning engineers. Atlanta, USA.
- Fisk W.J., Satish U., Mendell M.J., Hotchi T., Sullivan D. (2013). Is CO<sub>2</sub> an indoor pollutant? Higher levels of CO<sub>2</sub> may diminish decision making performance. *Lawrence Berkeley National Laboratory*, Paper LBNL- 6148E.
- Greszta J., Gruszka A., Kowalkowska M. (2002). Wpływ emisji na ekosystem. *Wyd. Naukowe „Śląsk”*, Katowice.
- Hersoug L.G., Sjödin A., Astrup A. (2012). A proposed potential role for increasing atmospheric CO<sub>2</sub> as a promoter of weight gain and obesity. *Nutrition and Diabetes*, No 2, e31.
- Janka R.M. (2014). Zanieczyszczenia pyłowe i gazowe. Podstawy obliczania i sterowania poziomem emisji. *WNT*, Warszawa.
- Kaiser K., Wolski A. (2011). Hałas i zanieczyszczenia w wentylacji pomieszczeń. *Wyd. IPP MASTA*.
- Lockwood A.H., Welker-Hood K., Rauch M., Gottlieb B. (2009). Coal's assault on human health. A report from physicians for social responsibility. *Physicians for social responsibility*, Washington, USA.
- Nantka M.B. (2011). Wentylacja z elementami klimatyzacji. *Wyd. PŚI*, Gliwice.



- Obwieszczenie Ministra Gospodarki, Pracy i Polityki Społecznej (2003) w sprawie ogłoszenia jednolitego tekstu rozporządzenia Ministra Pracy i Polityki Socjalnej w sprawie ogólnych przepisów bezpieczeństwa i higieny pracy. Dz. U. nr 169, poz. 1650.
- Jankowska E., Pośniak M. (red.) (2009). Zespół chorego budynku – ocena parametrów środowiska. *CIOPIB*, Warszawa.
- PN-83/B-03430/Az3 (2000). Wentylacja w budynkach mieszkalnych, zamieszkania zbiorowego i użyteczności publicznej. Wymagania.
- PN-EN 13779 (2008). Wentylacja budynków niemieszkalnych. Wymagania dotyczące właściwości instalacji wentylacji i klimatyzacji.
- PN-EN 15251 (2012). Parametry wejściowe środowiska wewnętrznego dotyczące projektowania i oceny charakterystyki energetycznej budynków, obejmujące jakość powietrza wewnętrznego, środowisko cieplne, oświetlenie i akustykę.
- Rice S.A. (2004). Human health risk assessment of CO<sub>2</sub>: Survivors of acute high-level exposure and populations sensitive to prolonged low-level exposure. In: *Third Annual Conference on Carbon Sequestration*. Alexandria, Virginia, USA. <http://www.netl.doe.gov/publications/proceedings/04/carbon-seq/169.pdf>
- Robertson D.S. (2006). Health effects of increase in concentration of carbon dioxide in the atmosphere. *Current Science*, Vol. 90, No 12, 1607-1609.
- Rozporządzenie Ministra Pracy i Polityki Społecznej (2002) w sprawie najwyższych dopuszczalnych stężeń i natężeń czynników szkodliwych dla zdrowia w środowisku pracy. Dz. U. Nr 217, poz. 1833 ze zm. 2005 r., Dz. U. Nr 212, poz. 1769.
- Rozporządzenie Ministra Pracy i Polityki Społecznej (2010) zmieniające rozporządzenie w sprawie najwyższych dopuszczalnych stężeń i natężeń czynników szkodliwych dla zdrowia w środowisku pracy. Dz. U. Nr 141, poz. 950.
- Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 13 września 2012 r. w sprawie dokonywania oceny poziomów substancji w powietrzu. Dz. U. 2012, poz. 1032.
- Toftum J., Kjeldsen B.U., Wargocki P., Menå H. R., Hansen E.M.N., Clausen G. (2015). Association between classroom ventilation mode and learning outcome in Danish schools. *Building and Environment*, Vol. 92, 494-503.
- Wargocki P., Wyon D.P. (2013). Providing better thermal and air quality conditions in school classrooms would be cost-effective. *Building and Environment*, Vol. 59, 581-589.
- WHO Guideline Document (2000). Evaluation and use of epidemiological evidence for environmental health risk assessment. *World Health Organization Regional Office for Europe*, Copenhagen.
- Zarządzenie Ministra Zdrowia i Opieki Społecznej (1996) w sprawie dopuszczalnych stężeń i natężeń czynników szkodliwych dla zdrowia, wydzielanych przez materiały budowlane, urządzenia i elementy wyposażenia w pomieszczeniach przeznaczonych na pobyt ludzi. *Mon. Pol.* nr 19, poz. 231.
- Zhang X., Wargocki P., Lian Z., Thyregod C. (2016). Effects of exposure to carbon dioxide and bioeffluents on perceived air quality. Self-assessed acute health symptoms and cognitive performance. *Indoor Air*, E-pub ahead of print, doi:10.1111/ina.12284.

#### IMPACT OF THERMOMODERNISATION ERRORS OF PUBLIC BUILDINGS ON THE LEVEL OF INDOOR AIR QUALITY

**Abstract:** Renovation of public buildings, especially historic buildings, should ensure not only improve their condition and reduce the energy consumption, but also the appropriate level of indoor air quality. Inserting in the hallways of public buildings fire partitions without at the same time ensuring an adequate level of air exchange affects the deterioration of indoor air quality at these facilities. They arise areas where there is inadequate quality of indoor air. Air that they breathe, both employees of the institution taking up very often important decisions and the clients of these offices. The article presents a study on the impact of the scope of the modernization of selected public facilities, passenger load, the residence time of the meeting room and the volume and the type of ventilation system on the course and speed of changes in the concentration of carbon dioxide in the indoor air. These studies were conducted in eight areas both administrative and auditoriums of different sizes and purposes in two renovated nineteenth century public buildings. These buildings are the seats of the courts. This issue is related to research changes in humidity and air temperature. It has been shown that under high load passenger rooms after about 40-50 minutes up to 1.5 hours in the indoor air concentration of carbon dioxide is over two and three times higher than the threshold level of the sanitary CO<sub>2</sub>.

Pracę wykonano na Uniwersytecie Opolskim w ramach realizacji badań statutowych pt. Analiza jakości powietrza na obszarach silnie zurbanizowanych.  
Składam serdeczne podziękowanie pani inż. Marii Berlik za znaczny wkład pracy przy przeprowadzeniu badań.

## CZY JEST TO PRAWDZIWA OPTYMALIZACJA PARAMETRÓW STOLARKI OKIENNEJ?

Walery JEZIEFSKI, Joanna BOROWSKA\*

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45A, 15-351 Białystok

**Streszczenie:** Każdy budynek mieszkalny posiada okna, jednakże są one jego najsłabszymi elementami pod względem izolacyjności cieplnej. Stale dąży się do tego, by bilans ciepła dla stolarki budowlanej był porównywalny do tego dla ścian, przy jednoczesnym spełnieniu niezbędnych wymagań. W pracy scharakteryzowano opisane dotychczas w artykułach specjalistycznych próby zoptymalizowania parametrów stolarki okiennej. Dokonano ich analizy oraz oceny czy w rzeczywistości są przykładem optymalizacji. Podane zostały również parametry, które jednoznacznie określają właściwości termoizolacyjne okien.

*Słowa kluczowe:* optymalizacja, stolarka okienna, parametry cieplne.

### 1. Wprowadzenie

Producenci stolarki, czy to okiennej czy drzwiowej, stale dążą do tego, by osiągnąć jak najkorzystniejsze parametry energetyczne oraz izolacyjne swoich wyrobów przy jednoczesnym wykorzystaniu dostępnych surowców, maszyn i receptur.

Budując nowy dom czy wymieniając okna w budynkach mieszkalnych już istniejących, inwestorzy biorą pod uwagę kilka aspektów. Nowa, lepsza stolarka powinna być funkcjonalna, a także dostosowana do potrzeb zarówno estetycznych, jak i energetycznych odbiorcy. Przede wszystkim zwraca się uwagę na parametry techniczne okien jako kompleksowej przegrody. Muszą one spełniać nie tylko aktualne wymagania normowe, ale przede wszystkim wymagania użytkowników, którzy chcą jak najbardziej zaoszczędzić na ogrzewaniu budynku.

W artykule przedstawione zostaną stanowiska różnych autorów odnośnie optymalizacji parametrów stolarki okiennej w aspekcie energetycznym, a także próba określenia, czy to co autorzy nazywają optymalizacją jest nią w rzeczywistości.

### 2. Próby optymalizacji parametrów cieplnych stolarki okiennej

Na przestrzeni ostatnich lat w czasopiśmie naukowych o profilu technicznym opublikowano kilka artykułów, które zdaniem ich autorów dotyczyły optymalizacji stolarki okiennej zarówno pod względem powierzchni, jak

i w aspekcie energetycznym. Jednak warto skupić się nad tym czy faktycznie autorzy opisywali optymalizację parametrów okien, czy tylko użyli takiej nazwy nie zawsze mając do tego słuszne podstawy. Według Słownika Języka Polskiego (PWN, 2015), optymalizacja to „poszukiwanie za pomocą metod matematycznych najlepszego, ze względu na wybrane kryterium, rozwiązania danego zagadnienia gospodarczego, przy uwzględnieniu określonych ograniczeń”.

Pierwszą publikacją, którą warto przeanalizować, jest „Optymalizacja parametrów energetycznych okien” (Duda, 2011). Autor stwierdza, że przy wyborze okien trzeba kierować się aspektem ekonomicznym. Zaproponowana przez niego optymalizacja opiera się na bilansie energetycznym wykonanym dla każdej elewacji budynku odrębnie, a zmiennymi parametrami są: współczynnik przenikania ciepła  $U$  oraz współczynnik transmitancji  $g$ , a także parametry klimatyczne. Według autora optymalne okno to takie, dla którego suma kosztów okna oraz eksploatacji (czyli ilości energii, która przenika przez okno przemnożona przez cenę energii) podzielona na czas kredytowania będzie najniższa. Dodatkowo autor uwzględnia wpływ rolet zewnętrznych na wyniki start ciepła przez okno dla średniego sezonu grzewczego. Wyniki w tym aspekcie są o tyle zaskakujące, że nawet w przypadku okien nowoczesnych o niskim współczynniku przenikania ciepła przy wykorzystaniu rolet można zaoszczędzić ponad 10% ciepła, które ucieka przez okno. Zaproponowana przez autora optymalizacja parametrów cieplnych okien słusznie posiada taką nazwę, gdyż zostały uwzględnione współczynniki wpływające na izolacyjność termiczną okna (niezbędne ograniczenia)

\* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: joannaborowska91@gmail.com

oraz dokonano skomplikowanych obliczeń matematycznych do rozwiązania problemu względem określonego kryterium, jakim w tym przypadku były względy ekonomiczne. Jedyne, z czym można by polemizować to fakt, czy optymalizowane były, tak jak nadmieniono w temacie artykułu, parametry energetyczne okna czy też optymalizacji poddane zostały koszty okna. Odnosząc się do tego jak autor podsumowuje swój wywód: „/.../ Okno, dla którego suma ta (bilans ekonomiczny – przyp. J. Borowska) będzie najmniejsza, jest optymalne”, wątpliwości mogą mieć solidne podstawy.

Następną publikacją, na którą trzeba zwrócić uwagę jest „Optymalizacja energetyczna okien nowych i wymienianych” (Matusiak, 2011a, b, 2012) wydana w trzech częściach. Podstawowym parametrem energetycznym charakteryzującym stolarkę okienną, na który zwrócono uwagę (Matusiak, 2011a), jest współczynnik przenikania ciepła  $U_w$  dla okna. Wyraża się on wzorem:

$$U_w = \frac{A_g \cdot U_g + A_f \cdot U_f + l_g \cdot \psi_g}{A_g + A_f} \quad (1)$$

gdzie:  $U_w$  jest średnim współczynnikiem przenikania ciepła okna w  $W/(m^2K)$ ,  $U_f$  jest współczynnikiem przenikania ciepła ramy w  $W/(m^2K)$ ,  $U_g$  jest średnim współczynnikiem przenikania ciepła szyby w  $W/(m^2K)$ ,  $\psi_g$  jest liniowym współczynnikiem przenikania ciepła mostka cieplnego na styku szyby z ramą okna w  $W/(mK)$ , przyjętym według normy PN-EN ISO 14683:2008 *Mostki cieplne w budynkach. Liniowy współczynnik przenikania ciepła. Metody uproszczone i wartości orientacyjne*,  $A_f$  jest polem powierzchni ramy o współczynniku  $U_f$  w  $m^2$ ,  $A_g$  jest polem powierzchni szyby w  $m^2$ ,  $l_g$  jest długością liniowego mostka cieplnego na styku szyby z ramą w m.

Optymalizacja w tej części publikacji dotyczy jedynie szacunkowej kalkulacji współczynnika  $U_w$  dla kilku wybranych okien i porównania ich cen. Autor podsumowując pisze: „/.../ z przedstawionych powyżej okien, najlepiej jest zoptymalizowane okno na parterze /.../”. W tym przypadku określenie „optymalizacja” jest użyte niewłaściwie, gdyż nie można zoptymalizować okna, a jedynie parametry je charakteryzujące.

Część druga publikacji „Optymalizacja energetyczna okien nowych i wymienianych” (Matusiak, 2011b) odnosi się do sprawdzenia opłacalności wykorzystania wcześniej opisanych okien, które składają się z trzech zasadniczych części: szyby, ramy oraz ramki. Otrzymane wyniki odniesione zostały do obliczeń dla okna referencyjnego. Zaś za podstawę optymalizacji został przyjęty prosty czas zwrotu poniesionych nakładów finansowych (SPBT). Tutaj, podobnie jak w pierwszym omawianym artykule, skupiono się na analizie ekonomicznej i optymalizacji poddane zostały koszty okien, a nie tak jak zaznaczono w temacie publikacji – optymalizacja miała nosić miano energetycznej.

Część trzecia publikacji „Optymalizacja energetyczna okien nowych i wymienianych” (Matusiak, 2012) nosi tytuł „Bilans energetyczny okien w sezonie grzewczym”. Tutaj zasadniczy wpływ na wyniki obliczeń miały strefy

klimatyczne w Polsce oraz natężenie promieniowania słonecznego dla poszczególnych lokalizacji.

Poniżej przedstawiony został wzór do obliczania zysków energii od promieniowania słonecznego:

$$Q_{sol,H} = \sum_i C_i \cdot A_i \cdot I_i \cdot F_{sh} \cdot F_{sh,gl} \cdot g_{gl} \quad (2)$$

gdzie:  $C_i$  jest udziałem pola powierzchni płaszczyzny szklonej do całkowitego pola powierzchni okna, jest zależny od wielkości i konstrukcji okna, a jego wartość średnia wynosi 0,7,  $A_i$  jest polem powierzchni okna lub drzwi balkonowych w świetle otworu w przegrodzie w  $m^2$ ,  $I_i$  jest wartością energii promieniowania słonecznego w rozpatrywanym miesiącu na płaszczyznę, w której usytuowane jest okno o powierzchni  $A_i$  według danych dotyczących najbliższego punktu pomiarów promieniowania słonecznego w  $kWh/(m^2 \cdot m-c)$ ,  $F_{sh}$  jest czynnikiem redukcyjnym ze względu na zacinienie od przegród zewnętrznych,  $F_{sh,gl}$  jest czynnikiem redukcyjnym ze względu na zacinienie dla ruchomych urządzeń zacinających,  $g_{gl}$  jest całkowitą przepuszczalnością energii promieniowania słonecznego dla przezroczystej części okna, drzwi balkonowych lub powierzchni oszklonej.

Jedynie w tej części publikacji (Matusiak, 2012) autor dokonał optymalizację energetyczną okien. Wynikiem jego obliczeń była suma dwóch składników, mianowicie: zysków ciepła od nasłonecznienia i strat ciepła dla okien przez przenikanie. Dokonując optymalizacji poddawał zmianie parametry energetyczne, takie jak współczynnik przenikania ciepła dla poszczególnych elementów okna czy współczynnik transmitancji. Jednakże nie wszystkie niezbędne parametry zostały poddane analizie i nie wszystkie składniki zostały uwzględnione w bilansie cieplnym, by tę próbę móc w pełni zakwalifikować jako optymalizację energetyczną stolarki okiennej.

Następnym omawianym artykułem jest publikacja „Optymalizacja wymiany okien z uwzględnieniem efektu solarnego” (Święcicki, 2014). Autor już w pierwszych słowach powołuje się na procedurę optymalizacyjną jaka jest zamieszczona w Rozporządzeniu Ministra Infrastruktury z 17 marca 2009 roku w sprawie *szczegółowego zakresu i form audytu energetycznego oraz części audytu remontowego, wzorów kart audytu, a także algorytmu oceny opłacalności przedsięwzięcia termomodernizacyjnego* (Dz.U. 2009, poz. 347). Jak sama nazwa tegoż dokumentu mówi, są w nim zawarte procedury odnośnie sprawdzenia czy dane działania dadzą efekt korzystny pod względem ekonomicznym. Zaproponowana w owym rozporządzeniu metoda dotyczy wyboru optymalnego rozwiązania termomodernizacyjnego czego skutkiem jest wprowadzanie do budynku ulepszeń, takich jak wymiana stolarki na nową, docieplanie ścian czy innych przegród. Dokument ten nie określa w jaki sposób dokonać optymalizacji parametrów energetycznych czy powierzchni stolarki okiennej. Autor przedstawia dwa stanowiska bilansu energetycznego przeszklenia – wykorzystywanego w aktualnej procedurze

optymalizacyjnej oraz poddanego modyfikacji. Oba odnoszą się do uzyskania określonych efektów ekonomicznych, jednakże wariant zmodyfikowany dodatkowo uwzględnia zyski ciepła od promieniowania słonecznego. Podany przez autora przykład optymalizacji dotyczy wyliczenia prostego czasu zwrotu nakładów finansowych SPBT (podobnie jak w publikacjach przytoczonych wcześniej) i nie uwzględnia ograniczeń jakimi są parametry energetyczne stolarki okiennej. Mimo, że efekt solarny został wzięty pod uwagę, to żadne ze znaczących wskaźników zapewniających ochronę ciepłą okien nie zostały poddane analizie. Jest to zatem kolejny przykład optymalizacji ekonomicznej wymiany okien.

Kolejną publikacją, jakiej nie można pominąć, jest „Określenie optymalnego udziału okien w budynku mieszkalnym” (Zajac i Pomorski, 2015). Głównym założeniem pracy było wyliczenie energochłonności budynku mieszkalnego dla zmiennych udziałów stolarki okiennej w przegrodach zewnętrznych. Dodatkowo, podjęta została próba optymalizacji powierzchni okien dla sezonu grzewczego przy uwzględnieniu różnych orientacji względem stron świata. Nie skupiono się w tym przypadku na zmiennych parametrach cieplnych stolarki okiennej. Jedyne co ulegało zmianie to była powierzchnia okien oraz procent udziału części przezroczystej w całości okna. Artykuł można zakwalifikować jako taki, który w rzeczywistości opisuje proces optymalizacyjny, aczkolwiek owa optymalizacja dotyczy jednego parametru technicznego jakim jest powierzchnia otworu okiennego w ścianie zewnętrznej budynku mieszkalnego.

Ostatnią analizowaną publikacją jest „Określenie optymalnego udziału powierzchni przegrody przezroczystej w całkowitej powierzchni przegrody budowlanej” (Pomorski i Pietrowicz, 2010). Celem artykułu było, podobnie jak w publikacji (Zajac i Pomorski, 2015), zoptymalizowanie powierzchni okien w budynku mieszkalnym. W tym artykule zostały wzięte pod uwagę jednak niemal wszystkie parametry energetyczne dla przegród przezroczystych. Obliczeń dokonano dla zmiennych wartości: współczynnika przenikania ciepła dla okien oraz współczynnika przenikania ciepła dla ściany. Autorzy wyrazili potrzebę wykonania dalszych obliczeń uzależnionych od parametrów termicznych okien oraz usytuowania względem stron świata.

Mimo podjęcia wielu prób optymalizacji parametrów stolarki okiennej, do tej pory chyba nikomu nie udało się tego dokonać w stu procentach. We wszystkich wymienionych w pracy publikacjach starano się osiągnąć konkretne wyniki, wszyscy autorzy je otrzymali, ale żaden z nich nie wziął pod uwagę wszystkich zmiennych. Części artykułów nadano nieodpowiednie nazwy, powołując się na wykonywanie optymalizacji, której nie przeprowadzono, czy też odwołując się do optymalizacji energetycznej, kiedy w rzeczywistości wyliczano prosty czas zwrotu nakładów finansowych.

Można z całą pewnością stwierdzić, że pełna optymalizacja parametrów energetycznych okien byłaby

dokonana wówczas, gdyby wzięto pod uwagę wszystkie niezbędne zmienne. Wśród nich byłyby parametry, takie jak: współczynnik transmitancji, udział powierzchni szklonej w całej powierzchni okna, współczynniki przenikania ciepła dla ramy i szyby okna oraz powierzchnia okna. Jednak wszystkie te parametry powinny występować i ulegać zmianie wspólnie. Dodatkowo trzeba zwrócić uwagę również na usytuowanie okna względem stron świata, a także na mostki termiczne występujące na styku ściana – rama oraz rama – szklenie. Otrzymane wyniki powinny dotyczyć wyłącznie bilansu cieplnego, tylko w takim przypadku można mówić o optymalizacji parametrów stolarki okiennej pod względem energetycznym.

### 3. Podsumowanie

W celu poprawnego zoptymalizowania parametrów cieplnych okien, należy wykonać wszystkie obliczenia prawidłowo i nie pominąć żadnej zmiennej.

Dokonując optymalizacji parametrów okien należy wziąć pod uwagę wszystkie niezbędne parametry stolarki okiennej, a także usytuowanie budynku względem stron świata i jego lokalizację. Należy także pamiętać, by odpowiednio opracować model matematyczny i wykonując obliczenia opierać się na obowiązujących przepisach.

### Literatura

- Duda L. (2011). Optymalizacja parametrów energetycznych okien. *Profiokno*, 2/2011, 10-11.
- Matusiak W. (2011a). Optymalizacja energetyczna okien nowych i wymienianych. Część 1. *Twój Filar*, 2/2011, 10-11.
- Matusiak W. (2011b). Optymalizacja energetyczna okien nowych i wymienianych. Część 2. Szyby, profile, ramki dystansowe. *Twój Filar*, 4/2011, 12-14.
- Matusiak W. (2012). Optymalizacja energetyczna okien nowych i wymienianych. Część 3. Bilans energetyczny okien w sezonie grzewczym. *Twój Filar*, 1/2012, 15-18.
- Pomorski M., Pietrowicz S. (2010). Określanie optymalnego udziału powierzchni przegrody przezroczystej w całkowitej powierzchni przegrody budowlanej. *Polska Energetyka Słoneczna*, 2-4/2010, 12-16.
- Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z 17 marca 2009 roku w sprawie szczegółowego zakresu i form audytu energetycznego oraz części audytu remontowego, wzorów kart audytu, a także algorytmu oceny opłacalności przedsięwzięcia termomodernizacyjnego (Dz.U. 2009, Nr 43 poz. 347).
- Słownik Języka Polskiego (2015). Wyd. PWN, 2015.
- Święcicki A. (2014). Optymalizacja wymiany okien z uwzględnieniem efektu solarnego. *Materiały Budowlane*, 12/2014, 55-57
- Zajac B., Pomorski M. (2015). Określanie optymalnego udziału okien w budynku mieszkalnym. *Zeszyty naukowe Politechniki Rzeszowskiej*, lipiec-wrzesień 2015, 269-276.

## **IS THAT A REAL OPTIMALISATION OF WINDOW PARAMETERS?**

**Abstract:** Every residential building has windows, however they are the weakest elements in terms of thermal insulation. It is constantly strived to ensure that the heat balance for the woodwork was comparable to that of the walls, while meeting the necessary requirements. In the paper, attempts to optimize the parameters of window woodwork, described previously in specialist articles, were characterised, as well as the analysis and evaluations of whether, in reality they are an example of the optimisation. There were also given indicators, which clearly control the parameters of the windows.

## OCENA ZAWARTOŚCI METALI CIĘŻKICH W PRODUKTACH FERMENTACJI METANOWEJ BIOGAZOWNI ROLNICZEJ „RYBOŁY”

Magdalena JOKA\*, Ewa SZATYŁOWICZ, Piotr OFMAN

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45A, 15-351 Białystok

**Streszczenie:** Celem pracy było określenie zawartości form ogólnych metali ciężkich (inhibitorów procesu fermentacji metanowej) w produktach i półproduktach fermentacji metanowej z biogazowni rolniczej w miejscowości Ryboły. Przeprowadzone badania obejmują analizę wsadu biogazowni pod kątem form ogólnych metali (Ca, Mg, Cd, Cu, Pb, Zn). Badano materiał pobrany z pierwszego (fermentacja wstępna) i drugiego zbiornika fermentacyjnego oraz ze zbiornika pozostałości pofermentacyjnej. Uzyskano wysokie stężenia form ogólnych Ca i Mg w komorach fermentacyjnych i w pulpie pofermentacyjnej, co spowodowane było użyciem silnie alkalicznej wycierki ziemniaczanej jako substratu biozgazowania. Ponadto zaobserwowano, że wzrost zawartości form ogólnych analizowanych pierwiastków powodowany jest zmniejszeniem zawartości suchej masy organicznej, zużytej na produkcję biogazu rolniczego.

**Słowa kluczowe:** biogazownia rolnicza, metale ciężkie, spektrometria absorpcji atomowej.

### 1. Wprowadzenie

Fermentacja metanowa zachodzi przy udziale mikroorganizmów anaerobowych, które rozkładając substancje organiczne wytwarzają biogaz, czyli mieszaninę dwóch głównych składników niepalnego dwutlenku węgla i wysokokalorycznego metanu. Może ona przebiegać zarówno w ekosystemach naturalnych, jak i sztucznie stworzonych przez człowieka, na przykład w biogazowniach rolniczych, ale jedynie w środowisku całkowicie pozbawionym tlenu, promieniowania słonecznego i w odpowiednim zakresie temperatury. Wyróżnia się tu trzy zakresy temperaturowe prowadzenia procesów biozgazowania – w biogazowni Ryboły realizowana jest fermentacja mezofilowa 38-43°C. W celu osiągnięcia jak najwyższej efektywności energetycznej w biogazowniach rolniczych optymalizuje się proces na jak największy uzysk metanu w gazie. Cały proces fermentacji metanowej można umownie podzielić na cztery fazy: hydrolizę, kwasogenezę, octanogenezę oraz metanogenezę. Każda z nich wymaga specyficznych warunków środowiskowych i udziału odpowiednich grup mikroorganizmów (Curkowski i in., 2009; Czerwińska i Kalinowska, 2014).

Najpopularniejszymi i równocześnie podstawowymi substratami do produkcji biogazu są odpady pochodzące z hodowli bydła, trzody chlewnej lub drobiu. Natomiast substratami uzupełniającymi są masy roślinne lub odpady z zakładów przetwórstwa spożywczego (Talarowska i in., 2011). Najczęściej materiałem roślinnym jest kukurydza,

żyto, pszenżyto, rośliny bobowate. W celu zapewnienia ciągłości procesu fermentacji metanowej rośliny te są konserwowane, przechowywane oraz dawkowane w postaci kiszonek. Biogazownie rolnicze wykorzystują także odpady pochodzące z gorzelnii, browarów czy mleczarni. Skład surowców do produkcji biogazu ma znaczący wpływ na przebieg procesu fermentacji, a co za tym idzie wpływa na wydajność, skład i jakość produktów gazowych oraz pozostałości pofermentacyjnej (Rutkowski, 2011). Łączenie różnych typów substratów, celem dostarczenia niezbędnych składników do rozwoju mikroorganizmów uczestniczących w poszczególnych etapach fermentacji metanowej, umożliwia otrzymanie wyższych wydajności biogazu. Pozostałością po procesach zachodzących w biogazowni jest tak zwany poferment (pulpa pofermentacyjna). Poferment znajduje zastosowanie do bezpośredniego nawożenia gleby lub jako wysokojakościowy materiał do przygotowania różnego rodzaju kompostów (Pilarski i in., 2010).

Jednym z głównych inhibitorów procesu fermentacji metanowej może być obecność metali we wsadzie komór fermentacyjnych, głównie metali ciężkich (Fabbri i Mignani, 2007). Może być to w dużym stopniu ograniczone poprzez stosowanie segregacji u źródła lub wybór materiałów o niskiej zawartości metali ciężkich. Nie wszystkie metale mają negatywny wpływ na proces fermentacji. Niektóre, na przykład rozpuszczalne formy Na, Mg, Ca, Fe i pierwiastki śladowe, takie jak: Cu, Ni czy Co, są potrzebne do wzrostu mikroorganizmów przeprowadzających proces fermentacji (Jędrzak, 2007).

\* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: m.joka@pb.edu.pl

Oznaczanie zawartości metali ciężkich jest istotne, zwłaszcza gdy rośliny stanowiące materiał uzupełniający do produkcji biogazu pochodzą z terenów zanieczyszczonych. Wówczas w pulpie pofermentacyjnej poddawanej procesowi kompostowania możliwy jest względny wzrost stężenia tych metali (Jerzykiewicz, 2004). Wiedza o zawartości metali w odpadach, na przykład w pofermentacie, jest także niezbędna przy planowaniu wykorzystania ich jako materiału organicznego do nawożenia pól uprawnych (Talarowska i in., 2011).

Celem badań było określenie ilościowe zawartości wybranych metali w badanych produktach i półproduktach procesu fermentacji metanowej z biogazowni rolniczej Ryboły. Określenie zawartości metali w poszczególnych komorach fermentacyjnych jest dość ważnym czynnikiem, ponieważ daje podstawę do doskonalenia procesu z użyciem wybranych substratów lub mieszanin.

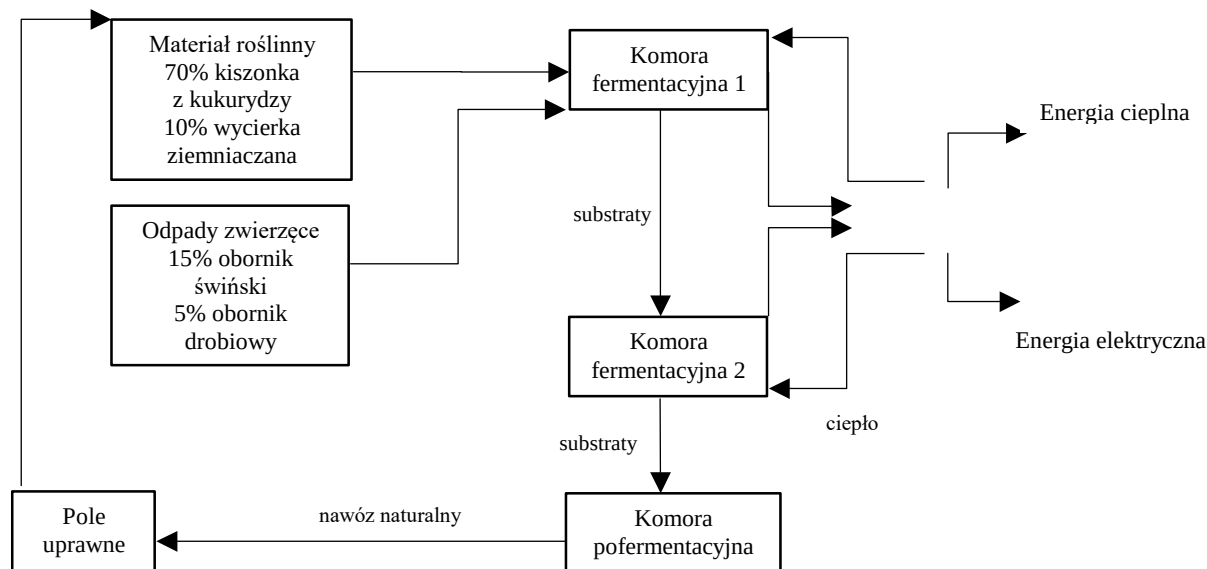
## 2. Materiały i metody

Badania zostały prowadzone na próbkach materiałów z dwóch komór fermentacyjnych (próbka 1 i 2) oraz komory pofermentacyjnej (próbka 3) z biogazowni rolniczej mieszczącej się w miejscowości Ryboły, woj. podlaskie. Produkowany biogaz spalany jest w dwóch silnikach kogeneracyjnych o łącznej mocy 1 MW. Energia elektryczna sprzedawana jest do lokalnej sieci energetycznej, a energia cieplna wykorzystywana na potrzeby własne biogazowni. Na rysunku 1 przedstawiono schemat technologiczny biogazowni.

Inwestycja została zrealizowana w latach 2012-2014. W skład kompleksu biogazowni wchodzi zbiornik

zasypowy do przyjmowania substratu wraz z układem przepompowującym materiał do dwóch komór fermentacyjnych i komory pofermentacyjnej, układ spalania i odsiarczania powstałego biogazu. Wymiary komór fermentacyjnych i inne parametry biogazowni zamieszczone zostały w tabeli 1. Wszystkie trzy zbiorniki pełnią jednocześnie rolę magazynu biogazu (przestrzeń nad substratem oraz pod kopułami wykonanymi z elastycznego materiału jest wypełniona biogazem). Instalacja biogazowni jest ponadto zaopatrzona w pochodnię awaryjną, która spala nadmiar biogazu, zestaw filtrów węglowych do odsiarczania biogazu, trafostację do przekazywania i pomiaru energii elektrycznej do PGE oraz agregat prądowłoczy, który zasila całą instalację w przypadku przerw w dostawie prądu (<http://biogazowniakropkoproku.pl/pierwsza-na-podlasie>).

W badanych próbkach oznaczane zostały formy ogólne wybranych metali metodą spektrometrii absorpcji atomowej techniką płomieniową. Analizę wykonano za pomocą spektrometru AAS Varian AA-100. Przed pomiarami na absorpcyjnym spektrometrze atomowym, próbki pobrane z komór fermentacyjnych i z pulpy pofermentacyjnej wysuszono wstępnie w 105°C i zmielono, następnie spalono w piecu mufowym w temperaturze 550°C, a popiół został poddany procesowi mineralizacji. Do mineralizacji użyto wody królewskiej, to jest mieszaniny stężonego kwasu solnego i azotowego w stosunku objętościowym 3:1. Po mineralizacji ilościowo próbkę przelano (przez sącze) do kolby o objętości 50 ml i uzupełniono wodą destylowaną. Tak przygotowane roztwory poddano analizie pod kątem zawartości metali (Ca, Mg, Cd, Cu, Pb, Zn).



Rys. 1. Schemat technologiczny biogazowni w Rybołach

Tab. 1. Parametry pracy biogazowni rolniczej w Rybołach (Źródło: Opracowane własne)

|                                                      |                                                                                                     |
|------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Moc biogazowni                                       | 1,052 MW                                                                                            |
| Zbiornik fermentacyjny                               | 2 szt. o wymiarach: średnica – 30 m, wysokość – 6 m                                                 |
| Zbiornik pofermentacyjny                             | 1 szt. o wymiarach: średnica – 32 m, wysokość – 8 m                                                 |
| Kogenerator                                          | 2 szt. o mocy:<br>400 MW i 600 MW                                                                   |
| Substrat                                             | 70% kiszonka z kukurydzy<br>10% wycierka ziemniaczana<br>15% obornik świński<br>5% obornik drobiowy |
| Temperatura procesu                                  | 38-43°C                                                                                             |
| Ilość przepompowywanego substratu między zbiornikami | 30-35 m <sup>3</sup>                                                                                |
| Dzienny wsad                                         | 42-44 t                                                                                             |
| Wydajność produkcji energii                          | 1,6-1,8 t kiszonki kukurydzianej/1 MWh                                                              |
| Zużycie biogazu do produkcji energii                 | 480 m <sup>3</sup> /1 MWh                                                                           |
| Dzienna produkcja biogazu                            | 11000-11600 m <sup>3</sup>                                                                          |
| Dzienna produkcja energii elektrycznej               | 23-24 MWh                                                                                           |

### 3. Wyniki badań

W tabeli 2 przedstawiono wyniki wykonanych oznaczeń zawartości form ogólnych wybranych metali. Zawartości pierwiastków podano w przeliczeniu na kg suchej masy badanego materiału organicznego. Zawartość Ca i Mg jest 100 lub 1000 razy większa w porównaniu do zawartości Cd, Cu, Pb czy nawet Zn. Makroelementy, takie jak wapń i magnez, w badanych próbach pełnią funkcję regulatorów odczynu, utrzymując pH substratów i produktów na poziomie bliskim obojętnemu. Ponadto, wapń stabilizuje aktywność wielu enzymów, między innymi ATPazy, fosfolipazy, amylazy (Starck, 2007; Talarowska i in., 2011).

Na rysunku 2 zobrazowano zmiany zawartości metali wraz z przejściem substratów do kolejnych etapów fermentacji metanowej. Wzrastająca zawartość form ogólnych pierwiastków: Ca, Mg, Cd, Cu, Pb, Zn powodowana jest zmniejszeniem stężenia suchej masy organicznej, która w trakcie trwania procesu zostaje sukcesywnie zużywana na produkcję biogazu.

Według niemieckich badaczy (Kaltschmitt i Hartmann, 2001) stężenia Ca od około 2800 mg/kg i stężenia

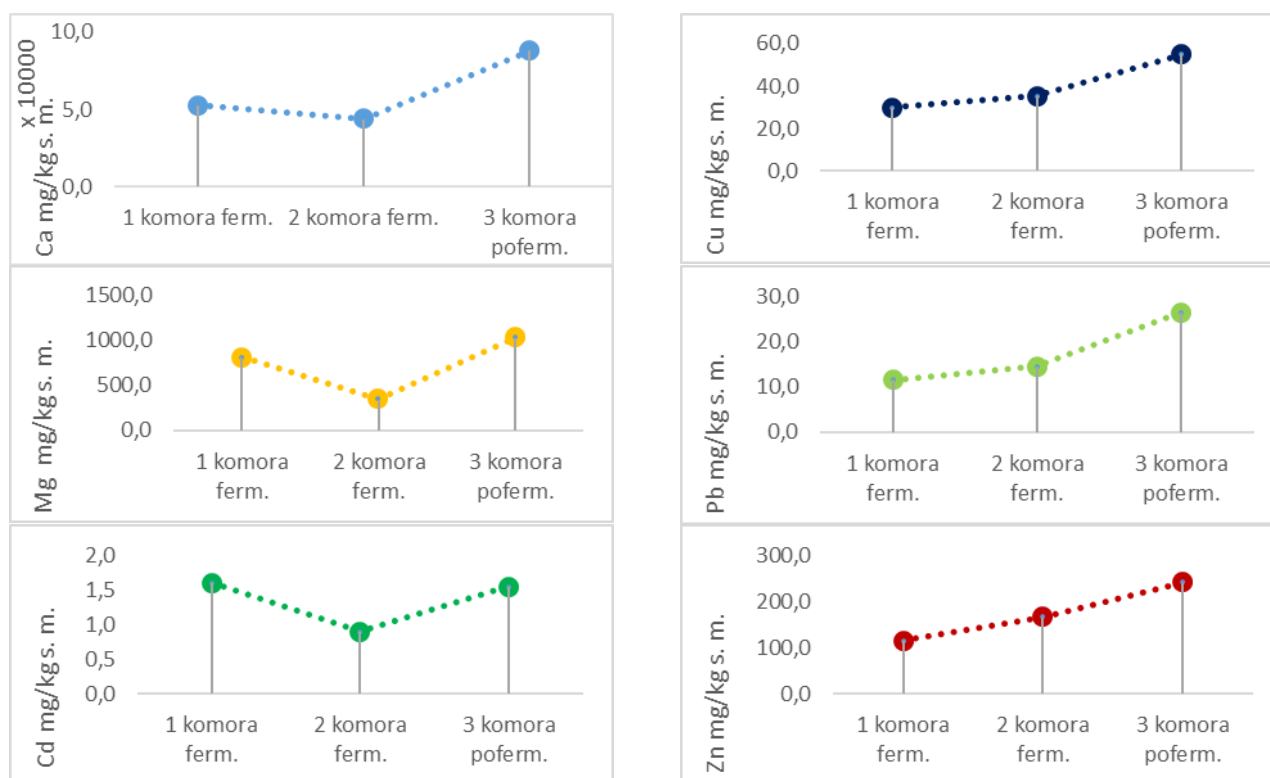
Mg od około 2400 mg/kg mogą istotnie hamować proces fermentacji metanowej. Zbyt duża zawartość Ca i Mg we wszystkich zbiornikach biogazowni spowodowana jest wysokim udziałem silnie alkalizującej wycierki ziemniaczanej w całym składzie substratu dostarczanego do pierwszej komory fermentacyjnej. Może to powodować zmniejszenie efektywności produkcji biogazu. W celu podwyższenia wydajności procesu należałoby zmniejszyć udział wycierki na rzecz gnojowicy bydlęcej lub gnojowicy trzody chlewnej.

Analizując skład masy pofermentacyjnej pod względem zawartości Cd, Pb, Cu, Zn w porównaniu do składu masy pofermentacyjnej produkowanej w szwedzkich biogazowniach z gnojowicy świńskiej i bydlęcej, gdzie stężeniach tych pierwiastków wynosiły: 0,3 Cd mg/kg s.m., 4,1 Pb mg/kg s.m., 113,0 Cu mg/kg s.m., 375 Zn mg/kg s.m., można stwierdzić, że jedynie zawartość Zn była niższa (Szymańska, 2011). Powodem tego jest inny rodzaj substratów stosowanych do procesu fermentacji metanowej. Podwyższona zawartość ołowiu może być spowodowana użytą kiszonką kukurydzianą, która pochodziła z zanieczyszczonych terenów, znajdujących się w pobliżu drogi szybkiego ruchu.

Tab. 2. Zawartość form ogólnych wybranych metali w produktach i półproduktach fermentacji metanowej

|                                 | Ca          | Mg     | Cd  | Cu   | Pb   | Zn    |
|---------------------------------|-------------|--------|-----|------|------|-------|
|                                 | mg/kg s. m. |        |     |      |      |       |
| Wsad z I komory fermentacyjnej  | 52819,0     | 815,8  | 1,6 | 30,1 | 11,5 | 115,5 |
| Wsad z II komory fermentacyjnej | 43771,3     | 343,5  | 0,9 | 35,3 | 14,5 | 165,3 |
| Wsad z komory pofermentacyjnej  | 87857,5     | 1030,3 | 1,6 | 55,0 | 26,5 | 240,3 |





Rys. 2. Zawartość form ogólnych wybranych metali w próbkach

#### 4. Dyskusja

Wykorzystanie odpadów, w tym produktów roślinnych pochodzących z rolnictwa, przyczyniło się do rozwoju małych biogazowni rolniczych generujących moc od 0,5 MW do 1 MW. Rozwój tego typu instalacji pociąga za sobą konieczność wykonywania badań, które pozwolą na optymalizację procesu biozgasowania i poprawę ich funkcjonowania. Charakterystyka parametrów, przy których proces fermentacji metanowej jest najkorzystniejszy, w kontekście pozyskiwania metanu, ma przede wszystkim ogromne znaczenie ekonomiczne. Zwiększenie zawartości  $\text{CH}_4$  w produkowanym gazie zwiększa ilość energii uzyskanej z zadawanych substratów. Zapewnienie odpowiednich warunków środowiskowych mikroorganizmom jest istotne, by proces ten przebiegał bez zakłóceń i przekłada się na możliwie maksymalny rozkład biomasy do produktów gazowych. Część mikroorganizmów biorących udział w fermentacji metanowej jest wrażliwa na niektóre substancje chemiczne, które są dostarczane z surowcami i stają się produktami i półproduktami całego procesu. Substancjami niekorzystnie wpływającymi na proces fermentacji są metale ciężkie, jak na przykład: Cu, Ni, Cr w ilościach powyżej  $100 \text{ g/m}^3$ . Na, Ca czy Mg stają się toksyczne w ilości powyżej  $240 \text{ g/m}^3$ . Negatywny wpływ mają też detergenty i pestycydy zawarte w masie dostarczonej do komory fermentacyjnej (Lewandowski, 2006; Jędrzak, 2007; Curowski i in., 2009). W związku z tym, istotną staje się stała kontrola makro i mikroelementów w substratach stosowanych w procesie fermentacji metanowej, jak i w produktach i półproduktach procesu.

#### 5. Wnioski

- Wysokie stężenie form ogólnych Ca i Mg zaobserwowane w całym cyklu fermentacyjnym jest powodem zastosowania zbyt dużej ilości wycierki ziemniaczanej (bogatej w/w pierwiastki) we wsadzie biogazowni.
- Wzrastająca zawartość form ogólnych pierwiastków: Ca, Mg, Cd, Cu, Pb, Zn powodowana jest zmniejszeniem stężenia suchej masy organicznej (na produkcję biogazu). Stężenie metali ciężkich we wsadzie biogazowni zbliżone jest do typowego dla instalacji o podobnych warunkach karmienia.
- Stwierdzone zawartości poszczególnych analizowanych metali, oprócz stężenia Mg, w tym metali będących inhibitorami procesu fermentacji metanowej, nie powinny wykazywać negatywnego wpływu na proces fermentacji.

#### Literatura

- Curkowski A., Mroczkowski P., Oniszk-Poplawska A., Wiśniewski G. (2009). Biogaz - Produkcja i Wykorzystanie. Mazowiecka Agencja Energetyczna, Warszawa.
- Czerwińska E., Kalinowska K. (2014). Warunki prowadzenia procesu fermentacji metanowej w biogazowni. *Inżynieria Rolnicza Ogrodnicza Leśna*, 2/2014, 12-14.
- Fabbri R., Mignani N. (2007). Electrical Power Obtained from Burning Landfill Gas Into a Gas Turbine Generator: Experience After One Year of Operation. *TUMA Turbomach*.
- Jerzykiewicz M. (2004). Analityczne metody badań dojrzałości kompostów. W: „Metody badań substancji humusowych

**ASSESSMENT OF HEAVY METAL CONTENT  
IN PRODUCTS OF METHANE FERMENTATION  
OF AGRICULTURAL BIOGAS PLANT "RYBOŁY"**

**Abstract:** The aim of the study was to determine the content of the general forms of heavy metals (inhibitors of methane fermentation process) in the products and intermediates products of methane fermentation of agricultural biogas plant placed in Ryboły village. The research includes the analysis of the presence in biogas plant feed general forms of metals (Ca, Mg, Cd, Cu, Pb, Zn). Material was taken from the first (pre-fermentation) and second fermentation tank and from the vessel digestate. Received high levels of general forms of calcium and magnesium in the tested materials can be caused by using too much poultry manure feed. Furthermore, it was observed that the increase in the content of the general form of the analyzed elements is caused by a reduction in the concentration of the organic dry, used for the production of biogas.

- ekosystemów wodnych i lądowych". D. Gołębiowska (red.), Wydawnictwo AR w Szczecinie, 35-45.
- Jędrzak A. (2007). Biologiczne Przetwarzanie Odpadów. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa.
- Kaltschmitt M., Hartmann, H. (2001). Energie aus Biomasse – Grundlagen, Techniken und Verfahren. Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, New York.
- Lewandowski W.M. (2006). Proekologiczne Odnawialne Źródła Energii. WNT, Warszawa.
- Pilarski K., Dach J., Mioduszevska N. (2010). Comparison of efficiency of methane production from liquid muck and dung with refined glycerin addition. *Journal of Research and Applications in Agricultural Engineering*, Vol. 55, No. 2, 78-81.
- Rutkowski K. (2011). Analiza wydajności oraz składu biogazu w biogazowni o mocy 1MW. *Inżynieria Rolnicza*, Vol. 6, No 132, 173-178.
- Starck Z. (2007). Gospodarka Mineralna Roślin. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa.
- Szymańska M. (2011). Praktyczne aspekty wykorzystania substancji pofermentacyjnej jako nawozu naturalnego, Kielce.
- Talarowska A., Niemiałkowska-Butrym I., Sokołowska Z, Boguta P. (2011). Zawartość węgla i kationów metali w wybranych odpadach organicznych pod kątem wykorzystania ich do produkcji biogazu. *Acta Agrophysica*, Vol.18, No. 1, 161-172.

# ZGODNOŚĆ POMIARÓW AUTOMATYCZNYCH STACJI METEOROLOGICZNYCH ULOKOWANYCH NA DACHACH BUDYNKÓW Z POMIARAMI ZE STACJI IMGW-PIB

Sławomir ROJ-ROJEWSKI<sup>a\*</sup>, Olgierd ALEKSANDROWICZ<sup>b</sup>

<sup>a</sup> Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45 A, 15-351 Białystok

<sup>b</sup> Wydział Biologiczno-Chemiczny, Instytut Biologii, Uniwersytet w Białymstoku, ul. Ciołkowskiego 1J, 15-245 Białystok

**Streszczenie:** W pracy porównano dane z dwóch stacji zamontowanych na dachach budynków Politechniki Białostockiej i Uniwersytetu w Białymstoku oraz jednej stacji IMGW-PIB w Białymstoku położonych w pobliżu siebie. W obliczeniach statystycznych wzięto pod uwagę 18 pełnych miesięcy (16 dla kierunku wiatru) w okresie od października 2011 do maja 2014 roku. Pomiary wykonywane przez automatyczne stacje meteorologiczne montowane na dachach budynków często różnią się w stosunku do pomiarów służby meteorologicznej w przypadku danych krótkookresowych, takich jak dane dobowe. Najbardziej są tu widoczne różnice w metodach pomiarów, co szczególnie dotyczy wilgotności względnej powietrza oraz kierunku wiatru. Niektóre ze stacji pogodowych mogą dostarczać dane dobowe dotyczące temperatury powietrza i opadów atmosferycznych porównywalne z pomiarami profesjonalnymi. Różnice między pomiarami zacierają się przy porównywaniu danych miesięcznych. Temperatura powietrza, prędkość wiatru i opady atmosferyczne dla dłuższych okresów nie różnią się w sposób istotny statystycznie w stosunku do pomiarów sieci meteorologicznej, więc mogą być wykorzystywane do podobnych celów. Wyraźne różnice stwierdzono jedynie w przypadku wilgotności względnej i kierunku wiatru.

*Słowa kluczowe:* automatyczna stacja meteorologiczna, pomiary meteorologiczne, porównanie pomiarów.

## 1. Wprowadzenie

W ostatnich latach obserwuje się wzrost popularności automatycznych stacji meteorologicznych zarówno amatorskich, jak i profesjonalnych. Systematycznie rośnie liczba prywatnych stacji pogodowych, które udostępniają dane online przez Internet (Bell i in., 2013). Automatyzacja pomiarów w coraz większym stopniu obejmuje także stacje sieci meteorologicznej, w naszym kraju prowadzone przez Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej – Państwowy Instytut Badawczy, co wyraźnie wpływa na poprawę dokładności i wiarygodności uzyskiwanych danych, stwarzając jednocześnie pewne problemy metodologiczne (Szwejkowski, 1999; Łabędzki i in., 2001; Łomotowski i Rojek, 2001; Lorenc, 2006; Mete, 2008; Kajewska-Szkudlarek i Rojek, 2013). Oprócz tego wiele instytucji, takich jak szkoły czy urzędy, posiada własne stacje pogodowe. Urządzenia takie, często ze względów bezpieczeństwa oraz braku odpowiedniej przestrzeni, montowane są na dachach budynków tych instytucji. Powszechnie uważa się, że wyniki obserwacji meteorologicznych tego typu stacji istotnie różnią się od wyników uzyskiwanych w sieci IMGW-PIB z powodu nieodpowiadającej normom metodzie pomiaru, częstszych

awarii, niekiedy też niższej jakości stosowanych urządzeń pomiarowych. Z tego względu dane te, przez niektóre instytucje podawane na bieżąco w Internecie (na przykład przez Uniwersytet w Białymstoku Wydział Biologiczno-Chemiczny <http://meteo.uwb.edu.pl>, Politechnika Warszawska Wydział Fizyki <http://www.if.pw.edu.pl/~meteo>, Uniwersytet Mikołaja Kopernika w Toruniu Wydział Nauk o Ziemi <http://www.home.umk.pl/~vaisala>, Uniwersytet Opolski Instytut Fizyki <http://www.fizyka.uni.opole.pl/~astro/meteo>), są traktowane jako pogładowe, charakteryzujące bardziej lokalne warunki meteorologiczne. Nieznana jest jednak kwestia rzeczywistych różnic między tymi pomiarami – czy różnice te ujawniają się tylko w pomiarach chwilowych, czy także w dobowych, miesięcznych i dłuższych okresach czasu. Brakuje w literaturze przedmiotu opracowań, które dokładniej analizowałyby te kwestie.

W pracy postawiono za cel określenie stopnia wiarygodności wyników pomiarów uzyskanych z automatycznych stacji meteorologicznych ułożonych na dachach wysokich budynków w odniesieniu do wyników stacji IMGW-PIB.

\* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: s.roj@pb.edu.pl

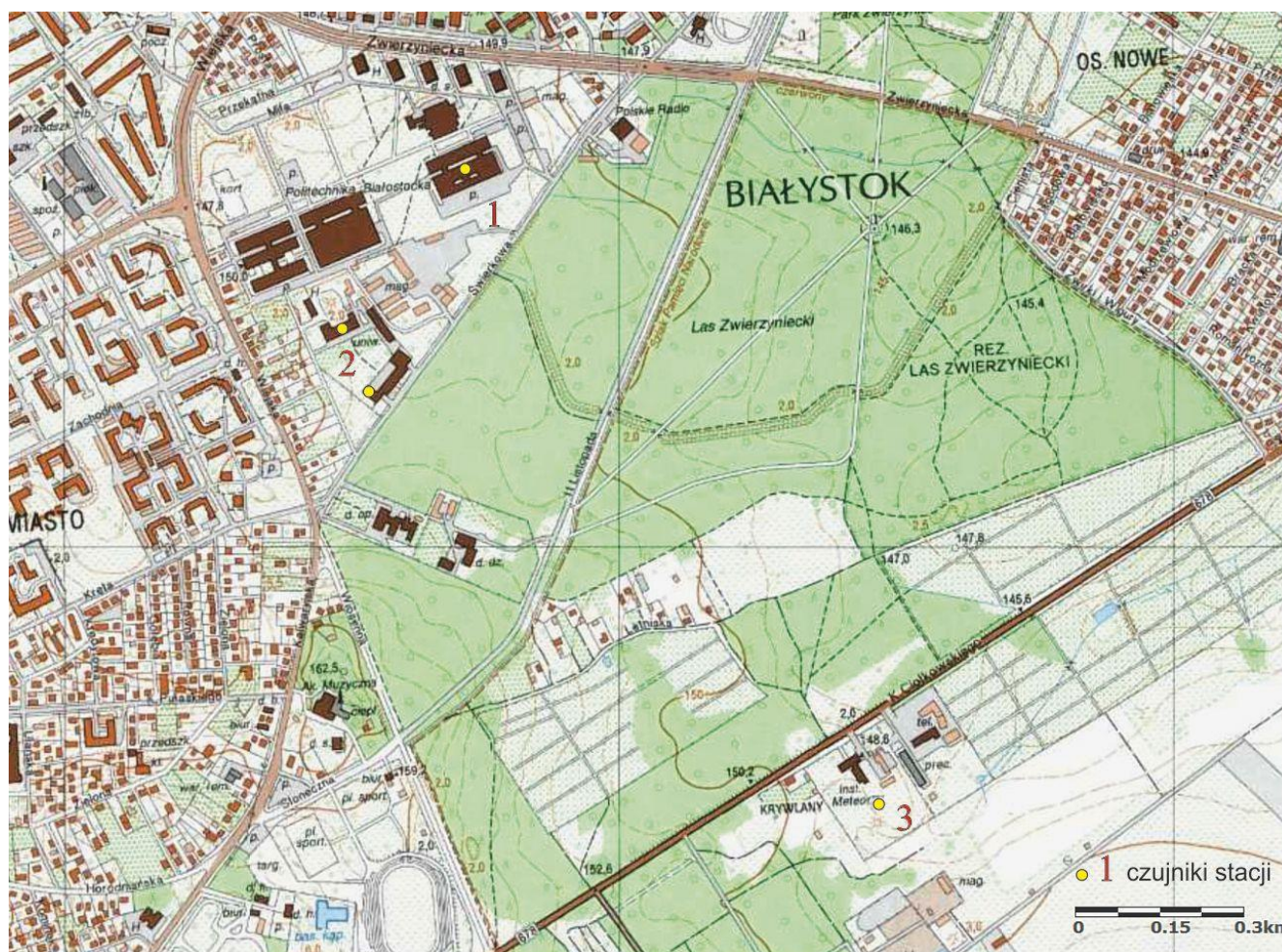


## 2. Materiał i metody badań

Porównano dane z dwóch stacji zamontowanych na dachach (stacja agrometeorologiczna WatchDog 2900ET na Wydziale Budownictwa i Inżynierii Środowiska Politechniki Białostockiej oraz stacja Oregon WMR 928N w Instytucie Biologii Wydziału Biologiczno-Chemicznego Uniwersytetu w Białymstoku) oraz jednej stacji w ogródku meteorologicznym IMGW-PIB (Stacja Hydrologiczno-Meteorologiczna w Białymstoku, Dane uzyskane z IMGW-PIB Warszawa) ułożonych w nieznaczącej odległości od siebie (od 0,36 do 1,4 km) w Białymstoku (rys. 1).

Stacja PB jest zamontowana w jednym miejscu na wysokości 10 m nad poziomem terenu, na dachu budynku uczelni. Czujniki stacji UwB były bardziej rozproszone, a część z nich (deszczomierz i wiatromierz) także została ułożona na dachu. Przyrządy pomiarowe przymocowano na różnych wysokościach: pomiar temperatury i wilgotności względnej – na 4 m nad poziomem terenu, deszczomierz na 15 m, a wiatromierz, który znajdował się na innym budynku uczelni oddalonym o 120 m, na wysokości 12 m. Wszystkie trzy analizowane stacje działają automatycznie, dane przesyłają bezprzewodowo i należą do urządzeń profesjonalnych o wysokiej dokładności pomiarów.

W pracy pod uwagę wzięto pięć podstawowych parametrów meteorologicznych najczęściej wykorzystywanych w analizach warunków pogodowych: temperaturę powietrza, wilgotność względną, wielkość opadu, prędkość wiatru i kierunek wiatru. Ze względu na przerwy w zasilaniu i awarie rejestracji dane ze stacji uczelnianych nie mają charakteru ciągłego, tak jak dane z IMGW-PIB Białystok. Dlatego w analizie porównawczej nie uwzględniono obliczeń dla całych lat, a jedynie okresy dobowe i miesięczne. Nie było możliwe także przeprowadzenie analizy zmienności sezonowej danych. Analizy ujmują tylko te miesiące, dla których miała miejsce nieprzerwana i pozbawiona zakłóceń rejestracja pomiarów we wszystkich trzech stacjach. Dlatego wzięto pod uwagę jedynie 18 pełnych miesięcy w okresie od października 2011 do maja 2014 roku, co było podyktowane częstymi przerwami w pracy głównie na stacji UwB. Obliczenia wykonywano na danych dobowych (suma opadów na stacji IMGWB – 534 pomiary), godzinowych (stacja PB, pozostałe parametry na stacji IMGWB – 21 627 pomiarów na każdej z nich) lub 5-minutowych (stacja UwB – 154 657 pomiarów). Udział procentowy 8 głównych kierunków wiatru określono dla 16 miesięcy wspólnych dla wszystkich trzech stacji.

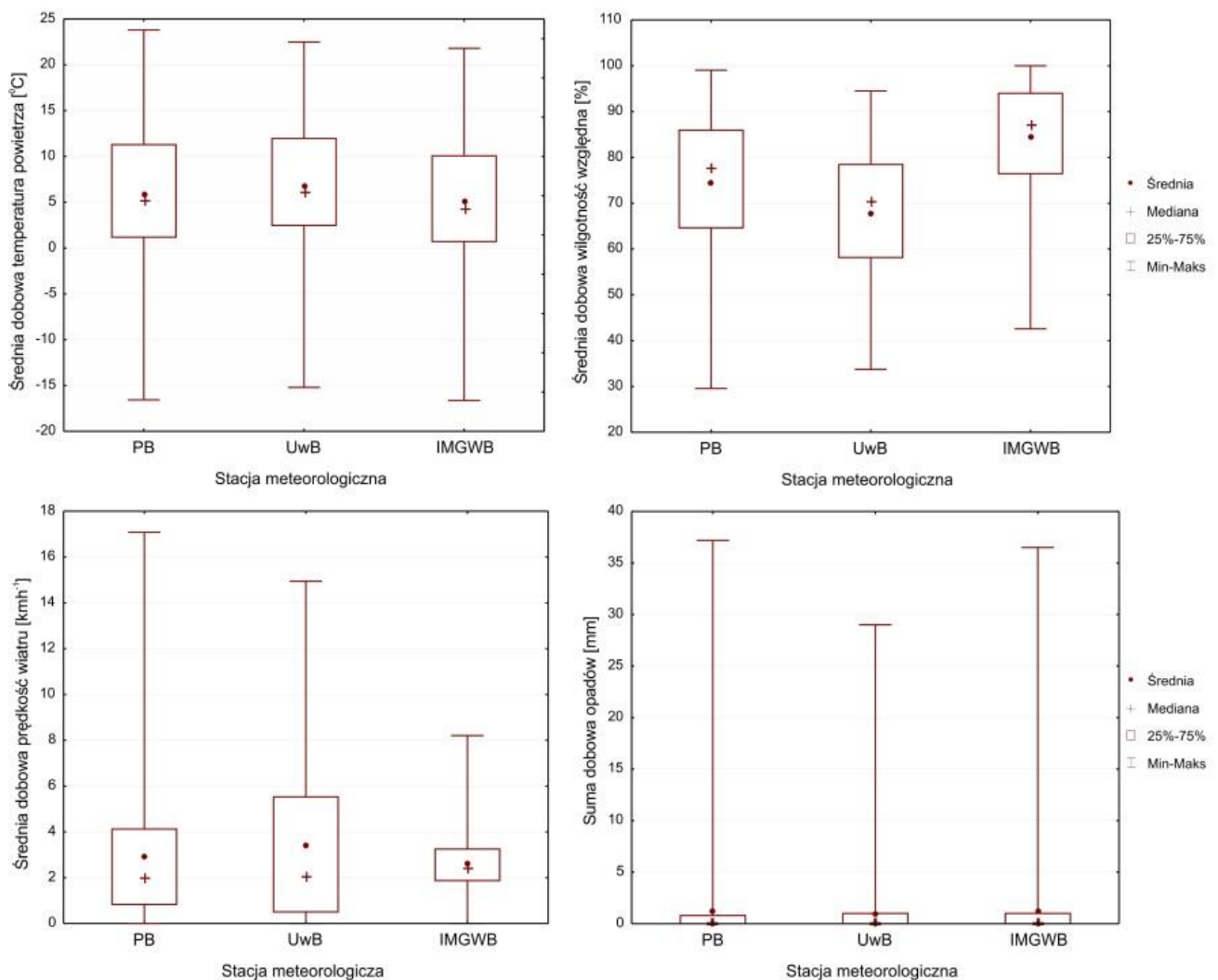


Rys. 1. Lokalizacja stacji meteorologicznych: 1 – Politechnika Białostocka, 2 – Uniwersytet w Białymstoku, 3 – Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej w Białymstoku (na podstawie mapy <http://mapy.geoportal.gov.pl>)

Analizy statystyczne wykonano przy użyciu programu komputerowego Statistica v.12. Do badania normalności rozkładu zmiennych oraz normalności reszt w regresji liniowej zastosowano test Shapiro-Wilka. Prawie wszystkie badane zmienne nie posiadały rozkładu normalnego ( $p = 0,05$ ), dlatego do porównania istotnych różnic między nimi zastosowano test nieparametryczny Kruskala-Wallisa. Rozkładem normalnym charakteryzowały się jedynie średnie miesięczne temperatury powietrza, z tego powodu porównano je testem parametrycznym jednoczynnikowa ANOVA. Dodatkowo obliczono współczynniki korelacji rang Spearmana  $r_s$  oraz opracowano modele regresji liniowej ( $p = 0,05$ ). Różne wiatru porównano jedynie graficznie.

### 3. Wyniki i dyskusja

Podstawowe statystyki i wykresy ramkowe danych dobowych, obliczonych dla trzech analizowanych stacji, wskazują przeważnie na znaczne różnice między nimi (rys. 2). Szczególnie są one widoczne w przypadku wilgotności względnej (średnia dla stacji PB – 74,47%, UwB – 67,86%, IMGWB – 84,36%). Na istotne statystycznie różnice między wszystkimi stacjami jednoznacznie wskazują wyniki testu Kruskala-Wallisa (tab. 1). Zarejestrowane wartości wilgotności powietrza różniły się w dużym stopniu, lecz jednocześnie były bardzo silnie ze sobą skorelowane ( $r_s = 0,9260-0,9646$ , tab. 2), czyli cechowały się identycznym trendem. Na różnice miały głównie wpływ odmienne wysokości zamontowania czujników (PB – 10 m, UwB – 4 m, IMGWB – 1 m), jak również odmienny charakter podłoża i najbliższego otoczenia przyrządów. Wilgotność względna była wyraźnie wyższa w przypadku stacji IMGWB.



Rys. 2. Wykresy ramkowe danych dobowych: PB – Politechnika Białostocka, UwB – Uniwersytet w Białymstoku, IMGWB – Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej w Białymstoku

Tab. 1. Wartości prawdopodobieństwa dla porównań wielokrotnych w teście Kruskala-Wallisa analizowanych parametrów (test NIR i ANOVA w przypadku średniej miesięcznej temperatury powietrza)

| Parametr              | Stacja | Dane dobowe   |               |               | Dane miesięczne |               |               |
|-----------------------|--------|---------------|---------------|---------------|-----------------|---------------|---------------|
|                       |        | PB            | UwB           | KW            | PB              | UwB           | KW/A          |
| Temperatura powietrza | PB     |               |               |               |                 |               |               |
|                       | UwB    | 0,1280        |               | <b>0,0004</b> | 0,7225          |               | 0,7343        |
|                       | IMGWB  | 0,1522        | <b>0,0002</b> |               | 0,6689          | 0,4348        |               |
| Wilgotność względna   | PB     |               |               |               |                 |               |               |
|                       | UwB    | <b>0,0000</b> |               | <b>0,0000</b> | 0,2005          |               | <b>0,0001</b> |
|                       | IMGWB  | <b>0,0000</b> | <b>0,0000</b> |               | <b>0,0340</b>   | <b>0,0000</b> |               |
| Prędkość wiatru       | PB     |               |               |               |                 |               |               |
|                       | UwB    | 0,9494        |               | <b>0,0007</b> | 1,0000          |               | 0,8496        |
|                       | IMGWB  | <b>0,0006</b> | <b>0,0275</b> |               | 1,0000          | 1,0000        |               |
| Opady atmosferyczne   | PB     |               |               |               |                 |               |               |
|                       | UwB    | <b>0,0004</b> |               | <b>0,0000</b> | 0,9274          |               | 0,2140        |
|                       | IMGWB  | 1,0000        | <b>0,0001</b> |               | 1,0000          | 0,2414        |               |

Objaśnienia: PB – Politechnika Białostocka, UwB – Uniwersytet w Białymstoku, IMGWB – Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej w Białymstoku, KW – test Kruskala-Wallisa, A – test ANOVA, pogrubiono wartości  $p < 0,05$ .

Tab. 2. Współczynniki korelacji rang Spearmana analizowanych parametrów

| Parametr              | Stacja | Dane dobowe   |               | Dane miesięczne |               |
|-----------------------|--------|---------------|---------------|-----------------|---------------|
|                       |        | PB            | UwB           | PB              | UwB           |
| Temperatura powietrza | PB     | 1,0000        |               | 1,0000          |               |
|                       | UwB    | <b>0,9929</b> | 1,0000        | <b>0,9979</b>   | 1,0000        |
|                       | IMGWB  | <b>0,9936</b> | <b>0,9924</b> | <b>0,9979</b>   | <b>0,9959</b> |
| Wilgotność względna   | PB     | 1,0000        |               | 1,0000          |               |
|                       | UwB    | <b>0,9451</b> | 1,0000        | <b>0,9897</b>   | 1,0000        |
|                       | IMGWB  | <b>0,9646</b> | <b>0,9260</b> | <b>0,9794</b>   | <b>0,9669</b> |
| Prędkość wiatru       | PB     | 1,0000        |               | 1,0000          |               |
|                       | UwB    | <b>0,5803</b> | 1,0000        | 0,3000          | 1,0000        |
|                       | IMGWB  | <b>0,8212</b> | <b>0,5906</b> | <b>0,8018</b>   | -0,0382       |
| Opady atmosferyczne   | PB     | 1,0000        |               | 1,0000          |               |
|                       | UwB    | <b>0,6870</b> | 1,0000        | <b>0,7035</b>   | 1,0000        |
|                       | IMGWB  | <b>0,5978</b> | <b>0,4889</b> | <b>0,9262</b>   | <b>0,6088</b> |

Objaśnienia: PB – Politechnika Białostocka, UwB – Uniwersytet w Białymstoku, IMGWB – Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej w Białymstoku, pogrubiono wartości  $p < 0,05$ .

Duże różnice zauważono także w przypadku dobowych wartości prędkości wiatru (średnia dla stacji PB – 2,90 km/h, UwB – 3,41 km/h, IMGWB – 2,62 km/h), a szczególnie dotyczyło to wartości maksymalnych (PB – 17,08 km/h, UwB – 14,94 km/h, IMGWB – 8,21 km/h). Stacja IMGWB, ze względu na lokalizację na otwartym terenie, rejestrowała mniejsze prędkości wiatru, co wynikało z braku zawirowań i efektu tunelowego, jaki tworzy się na obszarach o zagęszczonej zabudowie (Kozuchowski i in., 2013). Różnice potwierdził test Kruskala-Wallisa, choć korelacje były

dosyć wysokie ( $r_s = 0,5803-0,8212$ ).

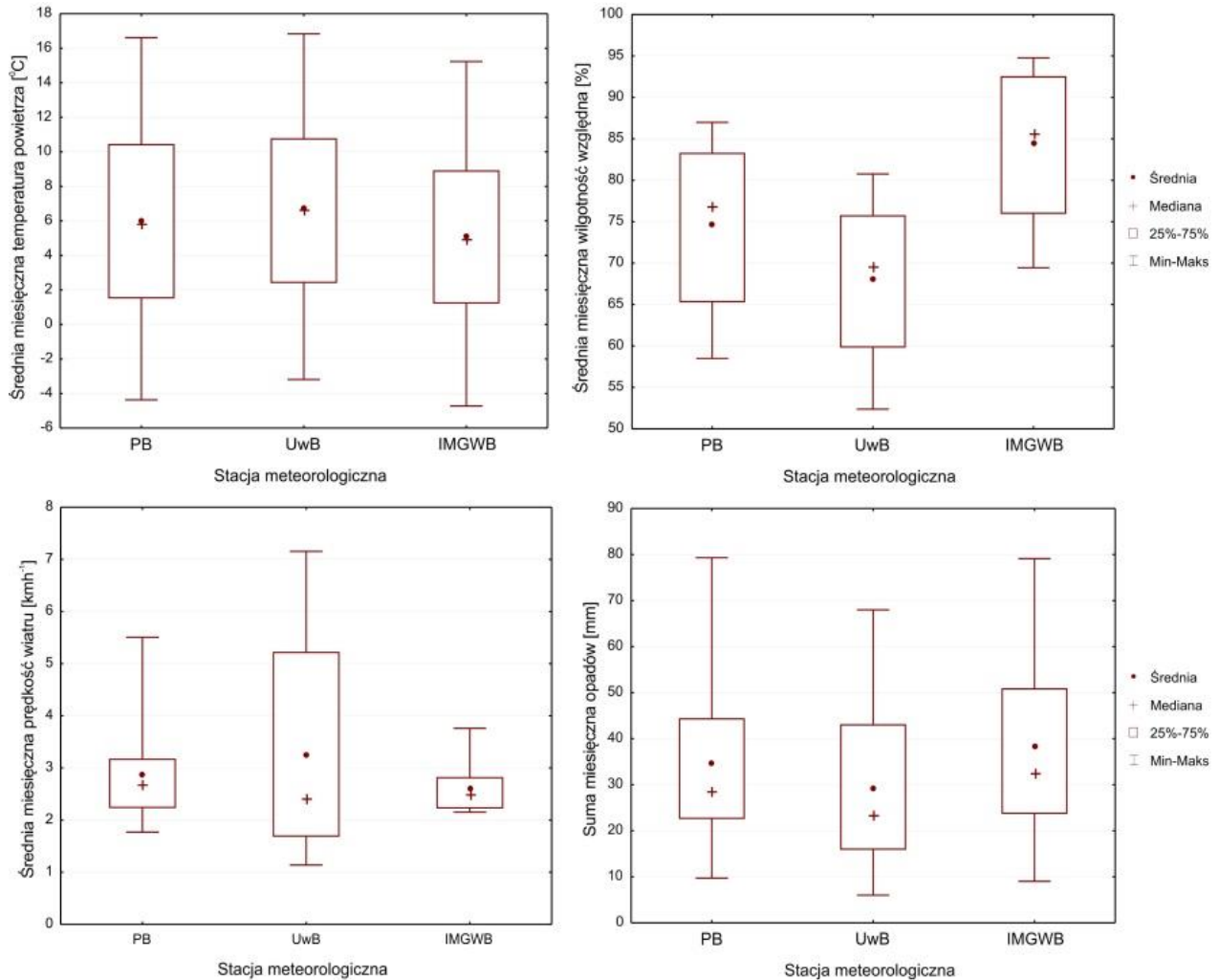
Mniejsze różnice widoczne były w sumach dobowych opadów atmosferycznych (średnia dla stacji PB – 1,16 mm, UwB – 0,99 mm, IMGWB – 1,27 mm). Test porównań wielokrotnych nie wykazał istotnych statystycznie różnic tylko między wskazaniem deszczomierza na stacji PB oraz IMGWB, pomimo tego, że znajdowały się na zupełnie innych wysokościach nad poziomem terenu (PB – 10 m, IMGWB – 1 m). Korelacje między opadami na badanych stacjach należały do średnich ( $r_s = 0,4889-0,6870$ ).



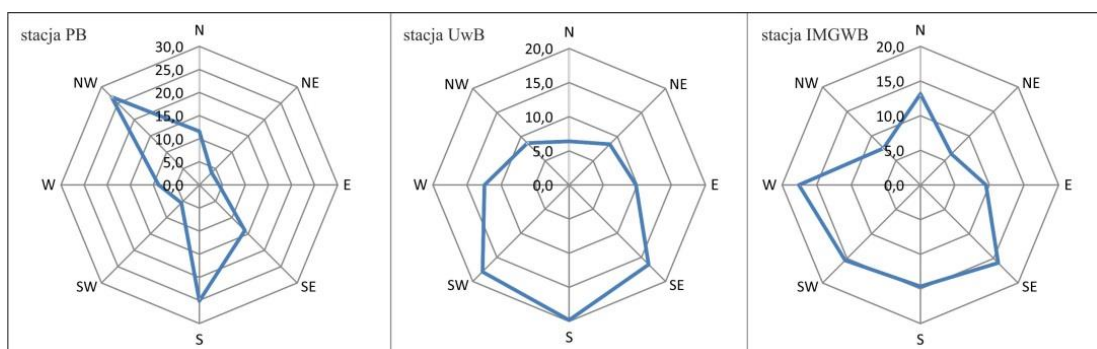
Przy porównaniu danych miesięcznych uzyskano odmienne rezultaty w stosunku do danych dobowych (rys. 3). Jedynie wilgotność względna nadal wykazywała duże różnice w zależności od lokalizacji stacji (średnia dla stacji PB – 76,80%, UwB – 69,56%, IMGWB – 85,65%), co ponownie potwierdziły wyniki testu Kruskala-Wallisa. W przypadku tych analiz nie wykazano istotnych statystycznie różnic w zakresie temperatury powietrza, prędkości wiatru i opadów atmosferycznych. W większości przypadków korelacje między wynikami

na różnych stacjach były zbliżone do korelacji dla danych dobowych.

Analizy wielolecia wskazują na dominację na terenie Białegostoku wiatrów zachodnich (Górniak, 2000). Potwierdza to wykonana róża wiatrów dla stacji IMGWB (udział wiatrów zachodnich 17,6%), pomimo tego, że nie sporządzono jej w cyklu rocznym (rys. 4). Dodatkowo zaznacza się znaczny udział wiatrów południowych (14,6%) i północnych (13,2%).



Rys. 3. Wykresy ramkowe danych miesięcznych: PB – Politechnika Białostocka, UwB – Uniwersytet w Białymstoku, IMGWB – Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej w Białymstoku

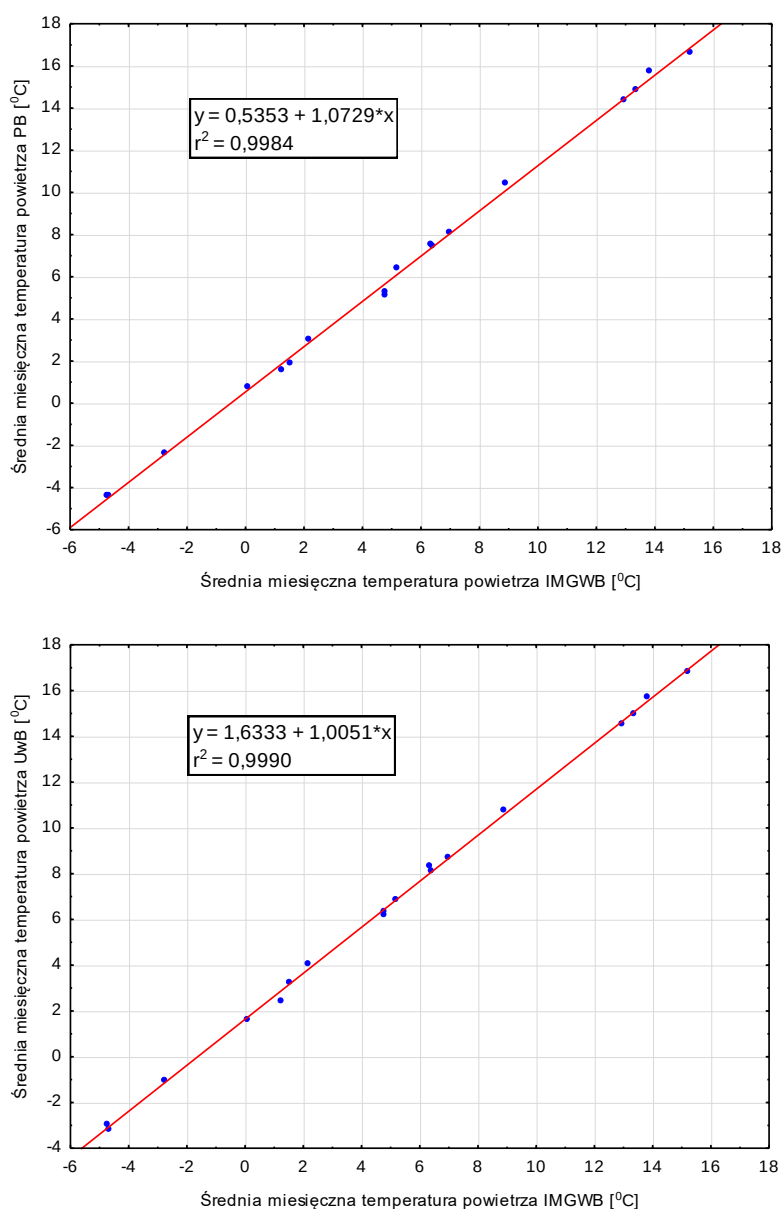


Rys. 4. Róże wiatru dla stacji meteorologicznych: PB – Politechnika Białostocka, UwB – Uniwersytet w Białymstoku, IMGWB – Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej w Białymstoku

Różne wiatru na badanych stacjach automatycznych znacznie różnią się w stosunku do pomiarów kierunków wiatru wykonanych przez IMGW. W parametrze tym najbardziej uwidaczniają się różnice w umiejscowieniu porównywanych stacji. Można zauważyć wyraźne zmiany kierunku wiatru wynikające z lokalizacji urządzeń pomiarowych na dachach budynków oraz odbić i zawirowań spowodowanych pobliskimi przeszkodami w postaci innych budynków, bądź lasu. Nawet różnice wiatru dwóch stacji ułożonych w niewielkiej odległości od siebie na dachach bardzo się różnią. W przypadku stacji PB zdecydowanie dominują wiatry północno-zachodnie (26,9%) i południowe (25,1%), zaś wiatry zachodnie mają niewielki udział (8,8%). Tworzy się tu wyraźny sztuczny tunel wskazujący na duże zaburzenie naturalnych kierunków wiatru. W przypadku stacji UwB

efekt ten nie występuje. Przeważają tu wiatry południowe (19,8%), zaś północne mają najniższy udział (6,4%). Dość znaczny jest udział wiatrów zachodnich (12,4%) i południowo-zachodnich (18,0%).

Analiza regresji liniowej pozwoliła na wyznaczenie jedynie czterech istotnych statystycznie modeli, przy czym wszystkie dotyczyły tylko danych miesięcznych, a jako zmienne niezależne zostały przyjęte pomiary na stacji IMGWB (rys. 5). Prawie idealne dopasowanie modelu liniowego miało miejsce w przypadku temperatury powietrza (stacja PB  $r^2 = 0,9984$ , stacja UwB  $r^2 = 0,9990$ ). Większe błędy dopasowania uzyskano przy regresji dla prędkości wiatru (stacja PB  $r^2 = 0,8680$ ) i sumy opadów atmosferycznych (stacja UwB  $r^2 = 0,5697$ ).



Rys. 5. Modele regresji liniowej dla miesięcznej temperatury powietrza: PB – Politechnika Białostocka, UwB – Uniwersytet w Białymstoku, IMGWB – Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej w Białymstoku



#### 4. Wnioski

1. Wyniki pomiarów wykonywanych przez profesjonalne automatyczne stacje meteorologiczne montowane na dachach budynków często różnią się w stosunku do pomiarów służby meteorologicznej w przypadku danych krótkookresowych, takich jak dane dobowe. Najbardziej są tu widoczne różnice w metodologii, co szczególnie dotyczy wilgotności względnej powietrza oraz kierunku wiatru.
2. Niektóre ze stacji pogodowych mogą dostarczać danych dobowych dotyczących temperatury powietrza i opadów atmosferycznych porównywalnych z pomiarami służby meteorologicznej.
3. Różnice między pomiarami krótkookresowymi zacierają się przy porównywaniu danych miesięcznych. Szczególnie temperatura powietrza, w mniejszym stopniu także prędkość wiatru i opady atmosferyczne, dla dłuższych okresów czasu nie różnią się w sposób istotny statystycznie w stosunku do pomiarów sieci meteorologicznej, więc mogą być wykorzystywane do podobnych celów. Wyraźne różnice stwierdzono jedynie w przypadku wilgotności względnej i kierunku wiatru.

#### Literatura

- Bell S., Cornford D., Bastin L. (2013). The state of automated amateur weather observations. *Weather*, Vol. 68, Issue 2, 36-41.
- Dane uzyskane z IMGW-PIB. Warszawa.
- Górniak A. (2000). Klimat województwa podlaskiego. *Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej*. Oddział w Białymstoku, Białystok.
- Kajewska-Szkudlarek, J., Rojek, M. (2013). Porównanie średniej dobowej temperatury i wilgotności powietrza mierzonych i obliczanych metodami standardową i automatyczną. *Woda-Środowisko-Obszary Wiejskie*, 13, 1(41), 59-73.
- Kożuchowski K., Wibig J., Degirmendzić J. (2013). *Meteorologia i klimatologia*. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa.
- Lorenc H. (2006). Ocena jakości danych meteorologicznych po wprowadzeniu automatycznych przyrządów rejestrujących na sieci IMGW. *Annales UMCS*, Vol. 61, Nr 30, Sect. B, 256-266.
- Łabędzki, L., Roguski W., Kasperska W. (2001). Ocena pomiarów meteorologicznych prowadzonych stacją automatyczną. *Przegląd Naukowy Wydziału Inżynierii i Kształtowania Środowiska SGGW*, Nr 21, 195-201.
- Łomotoski, J., Rojek, M. (red.). (2001). Wybrane zagadnienia z zakresu pomiarów i metod opracowania danych automatycznych stacji meteorologicznych. Monografie. Wydawnictwa AR Wrocław, 25, Nr 428, 87.
- Mete M. (2008). Implementation of Automatic Weather Observing Systems (AWOS) in the mountainous areas. W: *WMO Technical Conference on Instruments and Methods of Observations*, St. Petersburg, Russian Federation, 27-29 November 2008.
- Szwejkowski Z. (1999). Porównanie wyników pomiarów dokonywanych za pomocą klasycznej i automatycznej stacji meteorologicznej. *Folia Universitatis Agriculture Stetinensis*, 201, Agricultura 89, 199-202.

#### COMPATIBILITY OF MEASUREMENTS OF AUTOMATIC WEATHER STATIONS LOCATED ON THE ROOFS OF BUILDINGS AND MEASUREMENTS OF THE IMGW-PIB STATION

**Abstract:** In the study data from two stations mounted on roofs of buildings at the Białystok University of Technology and the University of Białystok, and one station IMGW-PIB located in a slight distance from each other, were compared. Statistical analyses concerned 18 full months (16 for wind direction) from October 2011 until May 2014. Measurements carried out by automatic weather stations mounted on the roofs of buildings often differ in relation to the measurement of meteorological service for short-term, such as daily. Differences in measurement methodology are the most visible for that period, particularly regarding the relative humidity and wind direction. Some weather stations can provide daily air temperature and precipitation comparable to professional ones. The differences between the measurements are blurred when comparing monthly data. Air temperature, wind speed and precipitation for longer periods do not differ in a statistically significant way in relation to the measurement meteorological network, so they can be used for similar purposes. Significant differences were observed only in case of relative humidity and wind direction.

Badania zostały zrealizowane w ramach pracy numer S/WBiŚ/1/14 i sfinansowane ze środków na naukę MNiSW.

# RADIOCARBON $^{14}\text{C}$ METHOD AS USEFUL TOOL FOR FLUE GAS MONITORING APPLICATION: REVIEW

Michał STACHÓW\*

Faculty of Chemistry, University of Opole, Oleska 48, 45-052 Opole, Poland

**Abstract:** Cosmic-ray research which started just after the second world war in 1947, encouraged widespread use of radioactive particles in many areas of science and technology, starting from astronomy, chemistry, archaeology, biology, botany, medicine and lately ending with environmental studies. Method based on measurements of the radioactive elements remains in various samples (solid, liquid and gaseous) can be very useful tool for ecological and environmental analytical measurements. The  $^{14}\text{C}$  liquid scintillating counting method was used for simplified determination of the biomass content in flue gas from combustion processes or in the finished bio-product. Review of the latest results and progress in this research area shows the growth of interest from industrial sector in normalised method for biomass content determination.

*Key words:* flue gas, monitoring,  $^{14}\text{C}$ , radiocarbon.

## 1. Introduction

Determination of natural abundance of various radioactive nuclides was starting point for further space exploration in 1947 (Anderson et al., 1947; Grosse & Libby, 1947). In the next year Calvin (1948) used radioisotope labelling as a method for determination of the reaction path. From this point widespread use of “radio-chemistry” has begun in many fields of science and technology, starting from radio-astronomy, chemistry, archaeology, biochemistry, entomology, botanic, medicine and ending with ecology as well as environmental analytics studies.

One of the most popular radio-isotopes is  $^{14}\text{C}$  carbon. It has been used for various purposes for over sixty years. For example, not only age determination (Libby et al., 1949) but also differentiation biogenic and fossil carbon content in atmosphere were performed from late 50's (Clayton et al., 1955; Currie et al., 1994), as well as food processing and analysis (Simon et al., 1968).

Industrial revolution of the nineteenth and twentieth century provided significant progress in the field of human influence on the climate change globally, particular the greenhouse gases (UE, 2007; Bogner et al., 2008). Instant growth of goods and energy consumption is correlated to the operation of fossil fuels. Most of them are utilised in various combustion processes which leads to significant  $\text{CO}_2$  production. This particular  $\text{CO}_2$  gain is not included in natural environmental cycle of carbon element. Of course, greenhouse gases are responsible for global warming effect that provided suitable conditions for life expansion. However, global as well

as local ecosystems have their own capacity for those gases and pollutants concentrations. That is why they should be in particular interest for future generations.

In last three decades a lot of non-profit activist and political organizations were founded to put emphasis on the controlling of the global pollutant concentrations. Those actions resulted in emission restrictions in several countries for each sector of the economy. It has been one of the most important topics in legislative discussion in European Union since early 2000's (EU, 2003; Ryan et al., 2006). New eco-legislation initiatives challenges science and industry in many fields.

Fossil fuels (coal, gas, oil) which are millions of years old do not contain measurable quantities of  $^{14}\text{C}$  radio-isotope which has 5730 years of half-life time. In contrary samples of natural resources from living organisms and those not older than two hundred years can be measured with radio-carbon method. Biomass used for combustion process is one of preferred renewable resources and does not implicate the balance of the carbon natural eco-cycle (Bogner et al., 2008).

## 2. Interest of $^{14}\text{C}$ isotope in science

Scientists have used  $^{14}\text{C}$  isotope since the late 40's (Anderson et al., 1947; Grosse & Libby, 1947; Calvin, 1948) for many purposes. In Figure 1A the increase of interest of research activity including radio-carbon concentration measurements in last twelve years is shown. This significant rise can be explained due to the general

\* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: [michal.stachow@gmail.com](mailto:michal.stachow@gmail.com)

scientific progress, constant hardware development and finding new niches of science interested in radio-carbon measurements. Furthermore, each year approximately 500 scientific papers are “produced” on radio-carbon topic.

Biogenic carbon concentration in various samples is one of the niches for  $^{14}\text{C}$  concentration measurements (Rethemeyer et al., 2005) (Fig. 1B). Biogenic  $\text{CO}_2$  from combustion processes is also in particular interest of science because of biomass combustion in power plants (Fig. 1B). However, there have been very few papers on biogenic  $\text{CO}_2$  concentration in flue gas from real scale production and combustion plants so far.

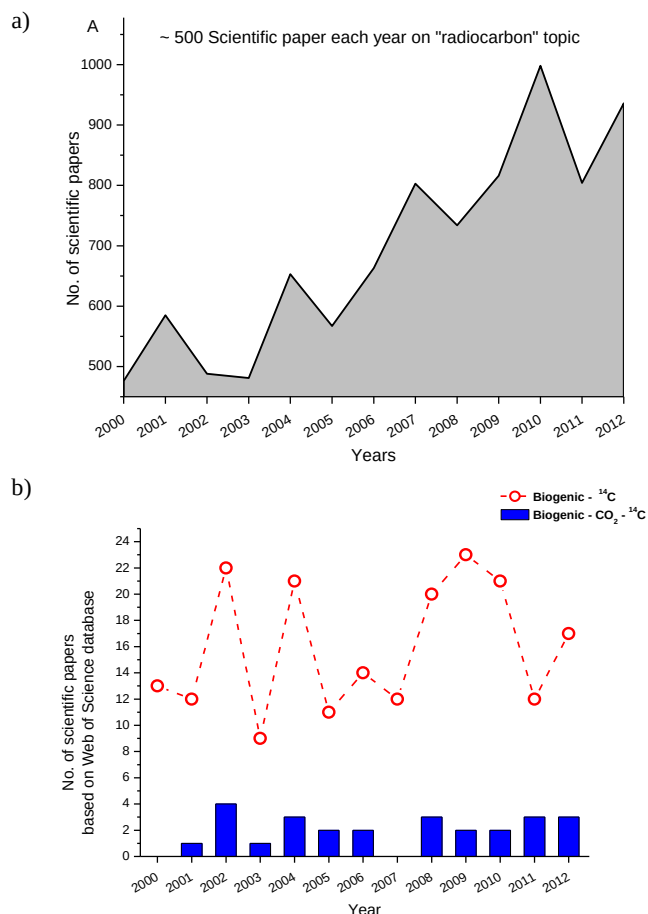


Figure 1. A month of radio-carbon in 2000-2012: a) general, b) biogenic radio-carbon. All statistical data taken from Web of Science database.

In Table 1 ten most interested in radio-carbon technique for biogenic  $\text{CO}_2$  measurements scientific fields are shown. In the first place we observe particular interest of environmental sciences (Gramling et al., 2003; Rethemeyer et al., 2005; Reddy et al., 2008; Camilli et al., 2010; Joye et al., 2011; Aeppli et al., 2012), in contrary research connected to the geology as well those including bio-products (Tachibana et al., 2010). Presented results should not be interpreted in terms of absolute values but in terms of trends in scientific field.

Table 1. Interest for biogenic  $\text{CO}_2$   $^{14}\text{C}$  research in different areas of science. All statistical data taken from Web of Science database.

| No. | Research area                        | (%)<br>of total<br>scientific<br>papers |
|-----|--------------------------------------|-----------------------------------------|
| 1   | Environmental studies, ecology       | 43.2                                    |
| 2   | Geology                              | 27.0                                    |
| 3   | Meteorology                          | 21.6                                    |
| 4   | Engineering                          | 13.5                                    |
| 5   | Geophysics, geochemistry             | 13.5                                    |
| 6   | Agriculture                          | 8.11                                    |
| 7   | Marine biology                       | 8.11                                    |
| 8   | Biotechnology – applic. Microbiology | 5.41                                    |
| 9   | Energy resources                     | 5.41                                    |
| 10  | Instrumental techniques              | 5.41                                    |

Analysis clearly shows that radio-carbon method for determination of  $^{14}\text{C}$  concentration is mostly popular in age determination. Biogenic carbon in environmental samples are one of the niche which is slowly developing.

### 3. Methodology of $^{14}\text{C}$ measurements

The method of radio-carbon content determination is based on principle that all biogenic environmental samples are younger than 200 years and contain enough  $^{14}\text{C}$  isotope for precise measurements. It was originally developed over twenty five years ago by Beta Analytic Inc., a well experienced in radio-isotopic area American company. Nowadays, ASTM standard prepared by them is often used (ASTM D6866-08, 2008). It is based on determination of the ratio between  $^{14}\text{C}$  and  $^{13}\text{C}$  isotopes (Narayan, 2006) and after that sample is crosschecked with reference sample of oxalic acid. After the measurements biogenic carbon content is calculated from equations presented below:

$$^{14}\text{As} = ^{14}\text{C} / ^{13}\text{C}_{\text{sample}} \quad (1)$$

$$^{14}\text{Ar} = ^{14}\text{C} / ^{13}\text{C}_{\text{reference}} \quad (2)$$

$$\Delta^{14}\text{C} = [(^{14}\text{As} - ^{14}\text{Ar}) / ^{14}\text{Ar}] \times 1000 (\%) \quad (3)$$

$$\text{pMC} = \Delta^{14}\text{C} / 10 + 100 (\%) \quad (4)$$

where:  $\Delta^{14}\text{C}$  – difference of quantitative relation between sample and reference, pMC – (percentage Modern Carbon) – content of biogenic carbon obtained from reference oxalic acid enriched with radio-carbon isotope and measured sample. For fossil samples pMC = 0%, and for biogenic carbon from photosynthesis pMC = 108-110%.

Nowadays radio-carbon analysis is performed under various analytical approaches (CEN/TR15591, 2007), however the most popular and gaining one is liquid scintillation counting (LSC). It is based on nuclear

radiation detection resulting in decomposition of the unstable isotope  $^{14}\text{C}$  to determine its concentration. Another widely used technique, that can measure the concentration of  $^{14}\text{C}$  is the accelerator mass spectrometry (AMS) (Calcagnile et al., 2011). It is mass spectrometry using a high potential electrostatic field. The analysis is based on the direct counting of  $^{14}\text{C}$  atoms, which are converted into a beam of ions detected by the detector. This method allows the direct  $^{14}\text{C}$  concentration measurements.

#### 4. Biogenic carbon in industrial flue gas studies

Quantitative determination of biogenic (from biomass)  $\text{CO}_2$  emission level from the combustion process using  $^{14}\text{C}$  method is well known and it has been successfully used in recent years (Fellner et al., 2007; Mohn et al., 2008; Reinhardt et al., 2008; Staber et al., 2008;). However industrial application of this method carries many question and related legal consequences that require a proper standardisation of this technique. The first attempt to this was preparation of the U.S.A. standard in 2008 (ASTM D6866-08, 2008). Different conditions and proper validation of the method with crosschecking obtained results was performed lately by Palstra and Meijer (Palstra & Meijer, 2010) in Dutch combustion installation. They used LSC and AMS method for  $^{14}\text{C}$  determination as well as biogenic  $\text{CO}_2$  level.

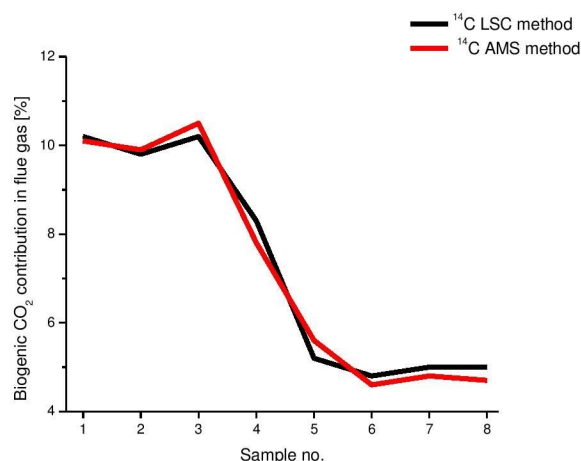


Figure 2. Comparison of LSC and AMS methods for biogenic  $\text{CO}_2$  determination from flue gas sample obtained from combustion chimney (Palstra & Meijer, 2010).

In Figure 2 a comparison of the percentage of biogenic  $\text{CO}_2$  fraction in power plant flue gas obtained with two  $^{14}\text{C}$  methods (LSC and AMS) was presented. The obtained AMS and LSC results are matching.

Another example of using the  $^{14}\text{C}$  method for determination of the biogenic  $\text{CO}_2$  from the flue gas was carried out from three plants located in the northern part of Italy (Calcagnile et al., 2011). The calculated  $\text{fbio}_{\text{gas}}$  were  $107.17 \pm 0.84$  pMC. For selected samples, the measured concentration of  $^{14}\text{C}$  fully confirms the biogenic origin of adsorbed gas.

#### 5. Biomass consumption in Europe

According to the EU policy for the European energy sector each country is committed to a gradual reduction in  $\text{CO}_2$  emission (EU, 2003), replacing outdated technologies and increasing the share of renewable energy sources (Johansson et al., 1993; Swisher & Wilson, 1993; Thrane et al., 2010). The main goal for EU is to achieve by 2020 level of 20%, both for emission reduction as well as for the share of so called "green technologies" (Commission, 2010).

Figure 3 shows the increase of renewable energy share in total energy consumption for EU countries based on annual basis from 1990 to 2009. Planned 12% of share in 2012, which has not been completed so far and furthermore 20% for 2020, seems to be difficult to achieve due to the hard economical conditions in Europe (Commission, 2010).

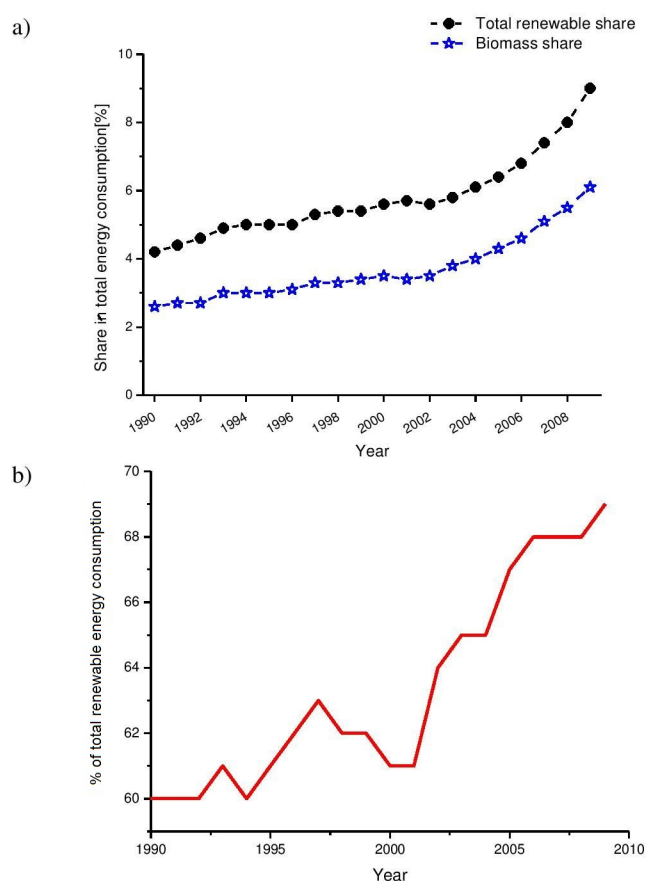


Figure 3. Renewable resources general and only biomass energy share in total energy consumption (A) and share of biomass in all renewable resources market (B). All data taken for EU (Agency 2013).

Intense scientific investigation on application of biomass in various industrial applications took place in recent years (Fujino et al., 1999; Bridgwater, 2003; Siemons et al., 2004; Aranda Usón et al., 2013). From the EU statistics the increasing share of biomass market for energy production can be observed (Fig. 3) (Agency, 2013). It is worth mentioning that the annual differences are small, although the growth rate of the “green technologies” involvement (Agency, 2013) in the energy market accelerated in the last 10 years. Despite world economic crisis, forecasts for industrial application of biomass on the market are optimistic (Hall & House, 1995; Berndes, 2003; Hoogwijk, 2003; van Dam et al., 2007; Panoutsou et al., 2009; Commission, 2010). Latest estimated results for biomass market to 2030 shows the annual several percent growth (Bentsen & Felby, 2012).

One of the major application of biomass is the industrial combustion in power plants (Calcagnile et al., 2011). It is obvious that its preferable position in “green-tech” portfolio is due to its easy application and cyclic as well as fairly quick regeneration of the resources. Today biomass use in total renewable resource technologies currently in use is up to 70% in year 2010 (Fig. 3B). Nowadays biomass can be applied even in cement industry for combustion (Aranda Usón et al., 2013; Skytte et al., 2006). Due to the limitations of CO<sub>2</sub> emissions and growing application of biomass as fuel it is important to evaluate the share of renewable CO<sub>2</sub> in total emission.

## 6. Summary

The <sup>14</sup>C radio-carbon method (as the content of biogenic carbon during the combustion of alternative fuels) is a very useful tool to study environmental samples, biocompatible products as well as the content of biogenic carbon during the combustion of biomass. Growing political and legislative pressure in countries like China, Australia, USA and Japan, are forcing those to initiate similar to EU control and trading systems of CO<sub>2</sub> emissions. This will effect with full analytical control of pollution levels. Radio-carbon method provides unique opportunity for quantitative evaluation of biogenic and fossil CO<sub>2</sub> concentration in flue gas.

## References

- Aeppli C., Carmichael C.A., Nelson R.K., Lemkau K.L., Graham W.M., Redmond M.C., Valentine D.L., Reddy C. M. (2012). Oil weathering after the deepwater horizon disaster led to the formation of oxygenated residues. *Environmental Science & Technology*, Vol. 46, Is. 16, 8799-8807.
- Agency E.E. (2013). Renewable energy in gross inland energy consumption (CSI 030/ENER 029) - Assessment. Brussel, BE.
- Anderson E.C., Libby W.F., Weinhouse S., Reid A.F., Kirshenbaum A.D., Grosse A.V. (1947). Natural radiocarbon from cosmic radiation. *Physical Review*, Vol. 72, No. 10, 931-936.
- Aranda Usón A., López-Sabirón A.M., Ferreira G., Llera Sastresa E. (2013). Uses of alternative fuels and raw materials in the cement industry as sustainable waste management options. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, Vol. 23, 242-260.
- ASTM D6866-08 (2008) Standard Test Methods for Determining the Biobased Content of Solid, Liquid, and Gaseous Samples Using Radiocarbon Analysis.
- Bentsen N., Felby C. (2012). Biomass for energy in the European Union - a review of bioenergy resource assessments. *Biotechnology for Biofuels*, Vol. 5, No. 1, 25.
- Berndes G. (2003). The contribution of biomass in the future global energy supply: a review of 17 studies. *Biomass Bioenergy*, Vol. 25, 1-28.
- Bogner J., Pipatti R., Hashimoto S., Diaz C., Mareckova K., Diaz L., Kjeldsen P., Monni S., Faaij A., Gao Q., Zhang T., Ahmed M.A., Sutarnihardja R.T., Gregory R. (2008). Mitigation of global greenhouse gas emissions from waste: conclusions and strategies from the Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC) Fourth Assessment Report. Working Group III (Mitigation). *Waste management & research: the journal of the International Solid Wastes and Public Cleansing Association*, ISWA, Vol. 26, No. 1, 11-32.
- Bridgwater A. (2003). Renewable fuels and chemicals by thermal processing of biomass. *Chemical Engineering Journal*, Vol. 91, 87-102.
- Calcagnile L., Quarta G., D'Elia M., Ciceri G., Martinotti V. (2011). Radiocarbon AMS determination of the biogenic component in CO<sub>2</sub> emitted from waste incineration. *Nuclear Instruments and Methods in Physics Research Section B: Beam Interactions with Materials and Atoms*, Vol. 269, No. 24, 3158-3162.
- Calvin M. (1948). Investigation of reaction mechanisms and photosynthesis with radiocarbon. *Nucleonics*, Vol. 2, No. 3, 40-51.
- Camilli R., Reddy C.M., Yoerger D.R., Van Mooy B.A.S., Jakuba M.V., Kinsey J.C., McIntyre C.P., Sylva S.P., Maloney J.V. (2010). Tracking hydrocarbon plume transport and biodegradation at Deepwater Horizon. *Science*, Vol. 330, No. 6001, 201-204.
- CEN/TR15591 (2007) Solid recovered fuels – Determination of the biomass content based on the <sup>14</sup>C method - CEN/TR, Brussel, p. 15591.
- Clayton G.D., Arnold J.R., Patty F.A. (1955). Determination of sources of particulate atmospheric carbon. *Science*, Vol. 122, Is. 3173, 751-753.
- Commission E. (2010). A strategy for competitive, sustainable and secure energy. *European Commission*, Brussels.
- Currie L.A., Klouda G. A., Klinedinst D.B., Sheffield A.E., Jull A.J.T., Donahue D.J., Connolly M.V. (1994). Determination of sources of particulate atmospheric carbon. *Nuclear Inst. and Methods in Physics Research*, B, Vol. 92, Is. 1-4, 404-409.
- EU, C. (2003). Directive 2003/87/EC of the European Parliament and of the Council of 13 October 2003 on establishing a scheme for greenhouse gas emission allowance trading within the Community and amending Council Directive 96/61/EC. *Official Journal of the European Union*, L275, 32-46.
- Fellner J., Cencic O., Rechberger H. (2007). New method to determine the ratio of electricity production from fossil and biogenic sources in waste-to-energy plants. *Environmental Science and Technology*, Vol. 41, Is. 7, 2579-2586.
- Fujino J., Yamaji K., Yamamoto H. (1999). Biomass-Balance Table for evaluating bioenergy resources. *Applied Energy*, Vol. 63, 75-89.

- Gramling C.M., McCorkle D.C., Mulligan A.E., Woods T.L. (2003). A carbon isotope method to quantify groundwater discharge at the land-sea interface. *Limnology and Oceanography*, Vol. 48, Is. 3, 957-970.
- Grosse A.V., Libby W.F. (1947) Cosmic radiocarbon and natural radioactivity of living matter. *Science*, Vol. 106, No. 2743, 88-89.
- Hall D., House J. (1995). Biomass energy in Western Europe to 2050. *Land Use Policy*, Vol. 12, 37-48.
- Hoogwijk M. (2003). Exploration of the ranges of the global potential of biomass for energy. *Biomass and Bioenergy*, Vol. 25, 119-133.
- Johansson T., Kelly H., Reddy A., Williams R. (1993). Renewable fuels and electricity for a growing world economy. Chapter 1, In: T.B. Johansson, H. Kelly, A.K.N. Reddy and R. Williams (eds.), *Renewable Energy-Sources for Fuels and Electricity*, Island Press, Washington, 1-72.
- Joye S.B., MacDonald I.R., Leifer I., Asper V. (2011). Magnitude and oxidation potential of hydrocarbon gases released from the BP oil well blowout. *Nature Geoscience*, Vol. 4, No. 3, 160-164.
- Libby W.F., Anderson E.C., Arnold J.R. (1949). Age determination by radiocarbon content - world-wide assay of natural radiocarbon. *Science*, Vol. 109, No. 2827, 227-228.
- Mohn J., Szidat S., Fellner J., Rechberger H., Quartier R., Buchmann B., Emmenegger L. (2008). Determination of biogenic and fossil CO<sub>2</sub> emitted by waste incineration based on <sup>14</sup>C and mass balances. *Bioresource Technology*, Vol. 99, No. 14, 6471-6479.
- Narayan R. (2006). Biobased and Biodegradable Polymer Materials: Rationale, Drivers, and Technology Exemplars. *Degradable Polymers and Materials. American Chemical Society*.
- Palstra S.W.L., Meijer H.A.J. (2010). Carbon-14 based determination of the biogenic fraction of industrial CO<sub>2</sub> emissions – Application and validation. *Bioresource Technology*, Vol. 101, No. 10, 3702-3710.
- Panoutsou C., Eleftheriadis J., Nikolaou A. (2009). Biomass supply in EU27 from 2010 to 2030. *Energy Policy*, Vol. 37, 5675-5686.
- Reddy C.M., DeMello J.A., Carmichael C.A., Peacock E.E., Xu L., Arey J.S. (2008). Determination of biodiesel blending percentages using natural abundance radiocarbon analysis: Testing the accuracy of retail biodiesel blends. *Environmental Science and Technology*, Vol. 42, No. 7, 2476-2482.
- Reinhardt T., Richers U., Suchomel Horst H. (2008). Hazardous waste incineration in context with carbon dioxide. *Waste Management and Research*, Vol. 26, No. 1, 88-95.
- Rethemeyer J., Kramer C., Gleixner G., John B., Yamashita T., Flessa H., Andersen N., Nadeau M.-J., Grootes P.M. (2005). Transformation of organic matter in agricultural soils: radiocarbon concentration versus soil depth. *Geoderma*, Vol. 128, No. 1-2, 94-105.
- Ryan L., Convery F., Ferreira S. (2006). Stimulating the use of biofuels in the European Union: Implications for climate change policy. *Energy Policy*, Vol. 34, No. 17, 3184-3194.
- Siemons R., Vis M., van den Berg D., McChesney I., Whiteley M., Nikolaou N. (2004). Bio-energy's Role in the EU Energy Market: A View of Developments until 2020. Report to the European Commission.
- Simon H., Rauschenbach P., Frey A. (1968). Unterscheidung von Gärungsalkohol und Essig von synthetischem Material durch den <sup>14</sup>C-Gehalt. *Zeitschrift für Lebensmitteluntersuchung und-Forschung A.*, Vol. 136, 279-284.
- Skytte K., Meibom P., Henriksen T. (2006). Electricity from biomass in the European union-With or without biomass import. *Biomass Bioenergy*, Vol. 30, 385-392.
- Staber W., Flamme S., Fellner J. (2008). Methods for determining the biomass content of waste. *Waste Management and Research*, Vol. 26(1), 78-87.
- Swisher J., Wilson D. (1993). Renewable energy potentials. *Energy*, Vol. 18, 437 - 459.
- Tachibana Y., Masuda T., Funabashi M., Kunioka M. (2010). Chemical synthesis of Fully Biomass-Based Poly (butylene succinate) from Inedible-Biomass-Based Furfural and Evaluation of Its Biomass Carbon Ratio. *Biomacromolecules*, Vol. 11(10), 2760-2765.
- Thran D., Seidenberger T., Zeddies J., Offermann R. (2010). Global biomass potentials - Resources, drivers and scenario results. *Energy for Sustainable Development*, Vol. 14, 200-205.
- UE, C. (2007) COMMISSION DECISION of 18 July 2007 establishing guidelines for the monitoring and reporting of greenhouse gas emissions pursuant to Directive 2003/87/EC of the European Parliament and of the Council. *Official Journal of the European Union*, L229, 1-85.
- van Dam J., Faaij A., Lewandowski I., Fischer G. (2007) Biomass production potentials in Central and Eastern Europe under different scenarios. *Biomass Bioenergy*, Vol. 31, 345-366.



# STATECZNOŚĆ ZEWNĘTRZNA ŚCIANY OPOROWEJ ZBROJONEJ GEOSYNTETYKIEM

Zenon SZYPCIO\*, Katarzyna DOŁŻYK-SZYPCIO

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45A, 15-351 Białystok

**Streszczenie:** W pracy przedstawiono zagadnienie stateczności zewnętrznej ścian oporowych z gruntu zbrojonego. Zwrócono szczególną uwagę na zagadnienie parć gruntu na ścianę oporową z gruntu zbrojonego, homogenizację podłoża warstwowego oraz wpływ zmian poziomu wód gruntowych na stateczność ściany. Analizę stateczności zewnętrznej przykładowej ściany z gruntu zbrojonego wykonano zgodnie z Eurokodem 7 metodą klasyczną i wykorzystując program komputerowy GEO5. Wyznaczona nośność podłoża zależy od metody homogenizacji i znacząco spada przy wzroście poziomu zwierciadła wód gruntowych.

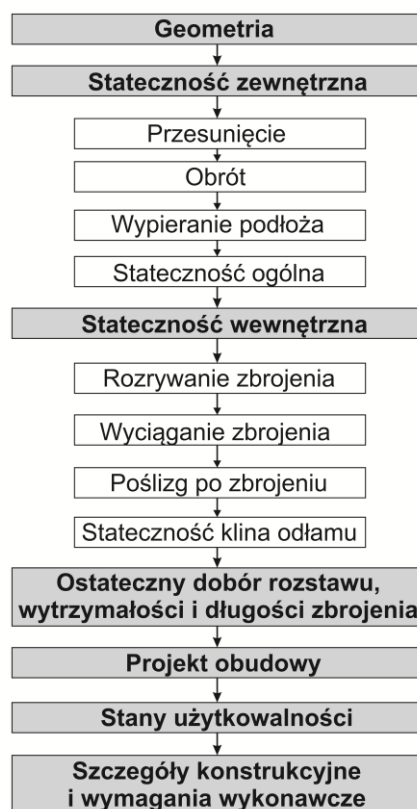
**Słowa kluczowe:** ściany oporowe, grunt zbrojony, stateczność zewnętrzna.

## 1. Wprowadzenie

Ściany oporowe z gruntu zbrojonego są często stosowaną alternatywą klasycznych rozwiązań. W przypadku wysokich ścian oporowych jest to zwykle najbardziej ekonomiczne rozwiązanie. Generalnie stosowane jest nierozciągliwe, metalowe lub rozciągliwe, geosyntetyczne zbrojenie. Przy stosowaniu zbrojenia nierozciągliwego występują bardzo małe odkształcenia gruntu i klasyczne obliczenia parcia gruntu muszą być zweryfikowane (BS 8006-1, 2010). Zbrojenie geosyntetyczne pozwala na deformacje gruntu umożliwiające stosowanie klasycznych teorii Coulomba do analizy stanów zniszczenia konstrukcji z gruntu zbrojonego (Wysokiński i Kotlicki, 2008; EBGeo, 2011; Clayton i in., 2013).

Podstawowe kroki przy projektowaniu ścian oporowych z gruntu zbrojonego przedstawiono na rysunku 1.

W pierwszej kolejności, dla założonej geometrii ściany oporowej z gruntu zbrojonego, sprawdza się jej stateczność zewnętrzną. Analizując stateczność zewnętrzną traktuje się ścianę jako nieodkształcalny blok i sprawdza się czy ściana nie ulegnie przesunięciu, obrotowi, wypieraniu gruntu podłoża spod podstawy oraz sprawdza się czy zapewniona jest stateczność zbocza dla powierzchni poślizgu nieprzecinających bloku zbrojonego gruntu.



Rys. 1. Podstawowe kroki przy projektowaniu ścian oporowych z gruntu zbrojonego geosyntetykiem

\* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: z.szypcio@pb.edu.pl



Warunki stateczności powinny być sprawdzone zgodnie z Eurokodem 7 (Szypcio i Dołżyk, 2006; PN-EN 1997-1, 2008). Jeżeli wszystkie warunki stateczności zewnętrznej będą spełnione można przystąpić do następnych kroków projektowania.

Przy projektowaniu ścian oporowych z gruntu zbrojonego stosowane są różne metody opisane w normach, zaleceniach i publikacjach naukowych (Wysokiński i Kotlicki, 2008; BS 8006-1, 2010; Clayton i in., 2013; GEO5, 2016). W pracy przedstawiono przykład analizy stateczności zewnętrznej metodą klasyczną zgodnie z Eurokodem 7 (PN-EN 1997-1:2008), zaleceniami EBGeo (EBGeo, 2011) oraz przedstawiono obliczenia sprawdzające wykonane za pomocą programu komputerowego GEO5 (2016). Zwrócono szczególną uwagę na zagadnienia związane z obliczaniem parć gruntu nasypowego na blok gruntu zbrojonego, homogenizację warstwowego podłoża i wpływu zmian poziomu zwierciadła wody gruntowej na nośność podłoża. Zagadnienia te nie są zbyt szeroko analizowane w literaturze naukowej.

## 2. Geometria i warunki gruntowo-wodne

Geometrię, analizowanej ściany oporowej z gruntu zbrojonego geosyntetykiem pokazano na rysunku 2.

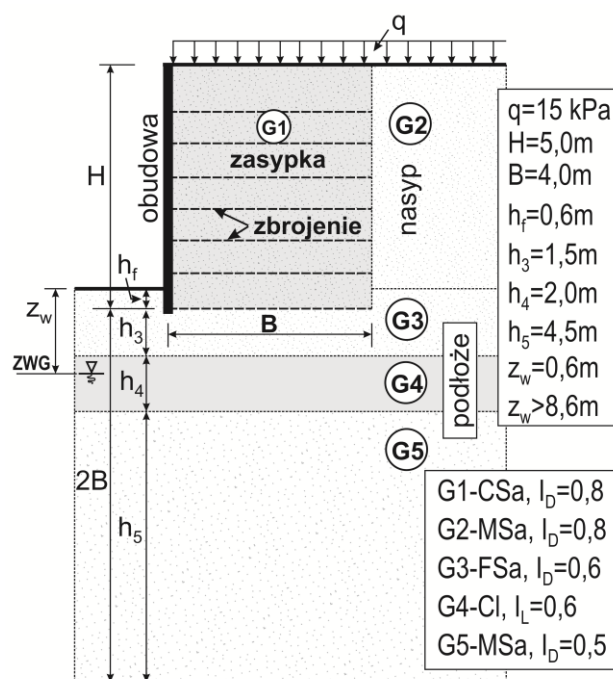
Zwykle jako  $H$  oznacza się wysokość, zaś  $B$  jest szerokością bloku gruntu zbrojonego (Wysokiński i Kotlicki, 2008; EBGeo, 2011). Zaleca się aby  $B \geq 0,7 H$  (Wysokiński i Kotlicki, 2008; EBGeo, 2011; Clayton i in., 2013;). Zagłębienie bloku gruntu zbrojonego ( $h_f$ ) wynika z warunku nośności (wypierania gruntu spod fundamentu), głębokości przemarzania, niebezpieczeństwa odkopania, rozmycia i innych warunków, które mogą wystąpić w czasie eksploatacji budowli (BS 8006-1, 2010). W Polsce przyjmuje się, że minimalne zagłębienie fundamentów nie może być mniejsze niż 0,5 m dla gruntów niewysadzinowych podłoża. Dla gruntów wysadzinowych ekonomicznym rozwiązaniem jest wymiana gruntu wysadzinowego na niewysadzinowy pod blokiem gruntu zbrojonego w strefie przemarzania.

Najczęściej ściany oporowe z gruntu zbrojonego mają znaczną wysokość, zatem również dużą szerokość, i tym samym, aktywna miąższość warstwy podłoża wynosząca

2B (Bowles, 1996; Szypcio i Dołżyk, 2006) jest również duża. Zatem prawie zawsze przy projektowaniu ścian oporowych z gruntu zbrojonego mamy do czynienia z podłożem uwarstwionym.

Rozstaw warstw zbrojenia geosyntetycznego jest zależny od wytrzymałości zastosowanego geosyntetyku, warunków połączenia geosyntetyku z obudową i warunków zagęszczenia materiału zasypowego. Jako grunt zasypowy zwykle stosuje się materiał dobrze przepuszczający wodę, dobrze zagęszczający się, zapewniający dobry kontakt z geosyntetykiem, nie powodujący zniszczenia geosyntetyku w czasie budowy i korozji w czasie wieloletniej eksploatacji budowli (Wysokiński i Kotlicki, 2008; BS 8006-1, 2010).

W analizowanym przykładzie zakłada się obciążenie taborem samochodowym o intensywności  $q = 15,0$  kPa. Podstawowe charakterystyczne parametry gruntów podłoża, zasyпки i nasypu przedstawiono w tabeli 1.



Rys. 2. Geometria i warunki gruntowo-wodne

Tab. 1. Charakterystyczne wartości parametrów gruntów

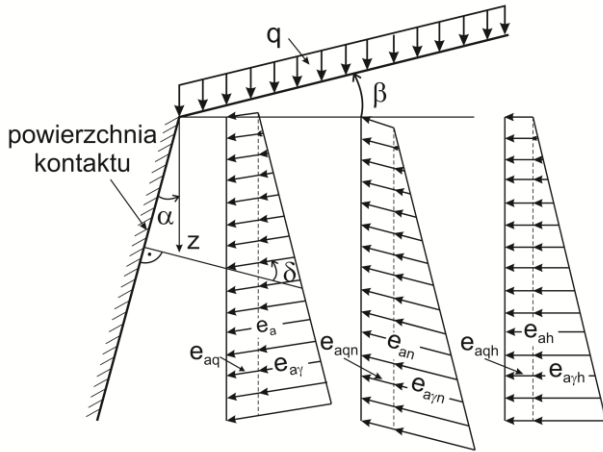
| Opis    | Grunt               |        | Ciężar objętościowy<br>$\gamma, k / \gamma_{sat}$<br>[kN/m <sup>3</sup> ] | Kąt tarcia wewnętrznego<br>$\varphi, k$<br>[°] | Efektywna spójność<br>$c, k$<br>[kPa] |
|---------|---------------------|--------|---------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------|---------------------------------------|
|         | Rodzaj              | Symbol |                                                                           |                                                |                                       |
| Zasyпка | Piasek gruby (CSa)  | G1     | 18,0 / 20,8                                                               | 35                                             | 0                                     |
| Nasyp   | Piasek średni (MSa) | G2     | 18,2 / 20,4                                                               | 32                                             | 0                                     |
|         | Piasek drobny (FSa) | G3     | 17,5 / 19,9                                                               | 31                                             | 0                                     |
| Podłoże | Gлина (Cl)          | G4     | 19,5 / 19,8                                                               | 11                                             | 19                                    |
|         | Piasek średni (MSa) | G5     | 18,5 / 20,0                                                               | 32                                             | 0                                     |

Korpus ściany oporowej z gruntu zbrojonego z reguły jest posadowiony na warstwie fundamentowej o  $k > 10^{-5}$  m/s i module odkształcenia pierwotnego oznaczonym płytą VSS nie mniejszym niż 20-45 MPa, w zależności od sztywności konstrukcji osłonowej (Wysokiński i Kotlicki, 2008). W analizowanym przypadku nie ma potrzeby wykonywania warstwy fundamentowej i pierwsza warstwa geosyntetyku jest układana bezpośrednio na wyrównanym podłożu.

### 3. Parcie gruntu na blok gruntu zbrojonego

Podstawowym oddziaływaniem na ścianę oporową z gruntu zbrojonego geosyntetykiem jest parcie gruntu. Ze względu na możliwość odkształceń i małych przemieszczeń bloku gruntu zbrojonego geosyntetykiem generowane jest parcie czynne na płaszczyźnie kontaktu bloku i gruntu nasypowego (Wysokiński i Kotlicki, 2008; BS 8006-1, 2010; EBGeo, 2011).

Schematycznie geometrię i wykresy składowych parć jednostkowych pokazano na rysunku 3.



Rys. 3. Wykresy jednostkowych parć całkowitych oraz składowych normalnych i poziomych

Jednostkowe parcie całkowite gruntu niespoistego na płaszczyznę odchyloną od pionu o kąt  $\alpha$ , dla naziomu nachylonego pod kątem  $\beta$  do poziomu, obciążonego stałym obciążeniem pionowym o intensywności  $q$  liczonej na jednostkę rzutu naziomu na płaszczyznę poziomą, może być określone ze wzoru Coulomba:

– od ciężaru własnego:

$$e_{a\gamma} = \gamma z K_a \quad (1)$$

– od obciążenia naziomu:

$$e_{aq} = q K_a \quad (2)$$

gdzie współczynnik całkowitego parcia czynnego:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \frac{1}{\cos(\alpha - \delta)} \quad (3)$$

Dodatknie wartości kątów  $\alpha$  i  $\beta$  mierzone są w kierunku przeciwnym do ruchu wskazówek zegara.

Składowe poziome parć jednostkowych wyrażają równania:

$$e_{a\gamma h} = e_{a\gamma} \cos(\alpha - \delta) = \gamma z K_{ah} \quad (4)$$

$$e_{aqh} = e_{aq} \cos(\alpha - \delta) = q K_{ah} \quad (5)$$

zaś składowe pionowe:

$$e_{a\gamma v} = e_{a\gamma} \sin(\alpha - \delta) = \gamma z K_{av} \quad (6)$$

$$e_{aqv} = e_{aq} \sin(\alpha - \delta) = q K_{av} \quad (7)$$

gdzie:

$$K_{ah} = K_a \cos(\alpha - \delta) \quad (8)$$

$$K_{av} = K_a \sin(\alpha - \delta) = K_{ah} \tan(\alpha - \delta) \quad (9)$$

Zgodnie z Eurokodem 7 (PN-EN1997-1, 2008) składowe normalne jednostkowego parcia czynnego mają postać:

$$e_{a\gamma n} = \gamma z K_n \quad (10)$$

$$e_{aqn} = q K_n \quad (11)$$

gdzie:

$$q = q^* \cos^2 \beta \quad (12)$$

$q^*$  jest wartością obciążenia prostopadłą do naziomu liczoną na jednostkę powierzchni naziomu (PN-EN 1997-1, 2008).

$$K_n = \frac{1 + \sin \varphi \sin(2m_w + \varphi)}{1 - \sin \varphi \sin(2m_t + \varphi)} \exp(2\nu \tan \varphi) \quad (13)$$

Kąty  $m_t$ ,  $m_w$  i  $\nu$  dla gruntu niespoistego wyrażają równania:

$$\cos(2m_t + \varphi) = 0 \quad (14)$$

$$\cos(2m_w + \varphi + \delta) = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi} \quad (15)$$

$$\nu = m_t + \beta - m_w - \alpha; [\text{radiany}] \quad (16)$$

Składowe poziome parć jednostkowych:

$$e_{a\gamma h} = e_{a\gamma n} \cos \alpha = \gamma z K_n \cos \alpha = \gamma z K_{ah}^* \quad (17)$$

$$e_{aqh} = e_{aqn} \cos \alpha = q K_n \cos \alpha = q K_{ah}^* \quad (18)$$

zaś składowe pionowe:

$$e_{a\gamma v} = e_{a\gamma n} \sin \alpha = \gamma z K_n \sin \alpha = \gamma z K_{av}^* \quad (19)$$

$$e_{aqv} = e_{aqn} \sin \alpha = q K_n \sin \alpha = q K_{av}^* \quad (20)$$

gdzie:

$$K_{ah}^* = K_n \cos \alpha \quad (21)$$

$$K_{av}^* = K_n \sin \alpha = K_{ah}^* \tan \delta \quad (22)$$

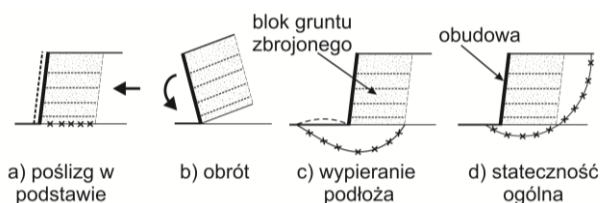
Konieczne jest niezależne obliczanie składowych parć od ciężaru gruntu (obciążenia stałego) i obciążenia naziomu (obciążenia zmiennego) ze względu na różne wartości współczynników obciążenia dla obciążeń stałych i zmiennych (PN-EN 1997-1, 2008; PN-EN 1997-1/Ap1, 2010) przy obliczaniu wartości obliczeniowych parć.

W obliczeniach najbardziej wygodne jest wykorzystanie składowych poziomych i pionowych parć (EBGEO, 2011). Przy obliczeniach parć czynnych korzystając z klasycznego wzoru Coulomba i wzoru podanego w Eurokodzie 7 otrzymuje się prawie identyczne wartości parć (PN-EN 1997-1, 2008). Znaczące różnice otrzymuje się przy obliczeniach oporu gruntu (PN-EN 1997-1, 2008), zatem  $K_{ah} \approx K_{ah}^*$  i  $K_{av} \approx K_{av}^*$ .

Kąt  $\delta$  jest kątem tarcia gruntu o konstrukcję (gruntu o płaszczyznę kontaktu z blokiem gruntu zbrojonego). Zgodnie z zaleceniami EBGEO (2011) i podręcznika programu GEO5 (2016) można go przyjmować jako wartości kąta tarcia gruntu nasypowego ( $\delta = 2/3 \varphi_2$ ). Zgodnie z normą PN-83/B-03010 *Ściany oporowe. Obliczenia statyczne i projektowanie* przy występowaniu obciążeń dynamicznych można przyjmować  $\delta = 0$ . Brak składowej pionowej dla ściany pionowej i poziomego naziomu ( $\delta = 0$ ) zalecają Bond i Harris (2008) oraz norma BS 8006-1:2010. Zdaniem autorów artykułu przyjęcie  $\delta = 0$  prowadzi do dodatkowego, nieracjonalnego przyrostu zapasu bezpieczeństwa.

#### 4. Warunki utraty stateczności zewnętrznej

Schematy utraty stateczności zewnętrznej ściany oporowej z gruntu zbrojonego pokazano na rysunku 4.

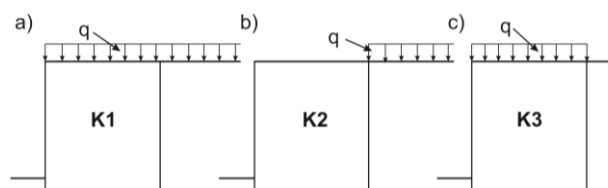


Rys. 4. Schematy utraty stateczności zewnętrznej

Przy analizie stateczności zewnętrznej rozważa się:

- poślizg bloku gruntu zbrojonego po podłożu lub powierzchni poślizgu w niższych warstwach gruntu pod podstawą,
- obrót względem krawędzi zewnętrznej,
- wypieranie gruntu podłoża spod podstawy bloku,
- stateczność ogólną.

Przy analizie stateczności zewnętrznej rozważane są różne kombinacje i sytuacje obliczeniowe pokazane na rysunku 5.



Rys. 5. Kombinacje obciążeń: a) kombinacja K1, b) kombinacja K2, c) kombinacja K3

Kombinacja K1 dotyczy obciążenia naziomu znajdującego się nad blokiem gruntu zbrojonego i nasypu, kombinacja K2 obciążenia naziomu tylko nad nasypem, a kombinacja K3 obciążenia naziomu tylko nad blokiem gruntu zbrojonego.

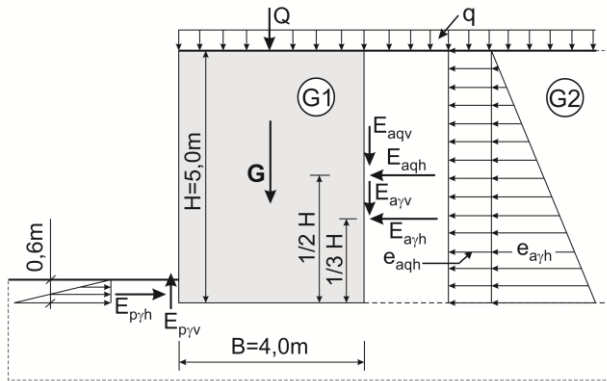
Przy analizie stateczności zewnętrznej rozważane są różne stany: GEO (podejście obliczeniowe 2 i 3) oraz EQU (Bond and Harris, 2008; PN-EN 1997-1/Ap1, 2010). Wartości współczynników częściowych oddziaływań, materiałów i oporów zgodnie z Eurokodem 7 (PN-EN 1997-1, 2008; PN-EN 1997-1/Ap1, 2010) podano w tabeli 2.

Tab. 2. Współczynniki częściowe według Eurokodu 7

| Współczynniki częściowe |                                    |              | Symbol           | Obrót (*) | Wypieranie i poślizg | Stateczność ogólna |
|-------------------------|------------------------------------|--------------|------------------|-----------|----------------------|--------------------|
| Opis                    |                                    |              |                  |           |                      |                    |
| Oddziaływania           | stałe                              | niekorzystne | $\gamma_G$       | 1,1       | 1,35                 | 1,0                |
|                         |                                    | korzystne    |                  | 0,9       | 1,0                  | 1,0                |
|                         | zmiennie                           | niekorzystne | $\gamma_Q$       | 1,35      | 1,5                  | 1,3                |
|                         |                                    | korzystne    |                  | 0         | 0                    | 0                  |
| Materiały               | Kąt tarcia ( $\tan \varphi$ )      |              | $\gamma_\varphi$ | 1,25      | 1,0                  | 1,25               |
|                         | Efektywna kohezja ( $c'$ )         |              | $\gamma_{c'}$    | 1,25      | 1,0                  | 1,25               |
|                         | Wytrzymałość bez odpływu ( $c_u$ ) |              | $\gamma_{cu}$    | 1,4       | 1,0                  | -                  |
|                         | Ciężar objętościowy ( $\gamma$ )   |              | $\gamma_\gamma$  | 1,0       | 1,0                  | 1,0                |
| Opory                   | Nośność podłoża                    |              | $\gamma_{Rv}$    | -         | 1,4                  | -                  |
|                         | Poślizg                            |              | $\gamma_{Rh}$    | -         | 1,1                  | -                  |
|                         | Opór gruntu                        |              | $\gamma_{Re}$    | -         | -                    | 1,0                |

Objaśnienia: (\*) współczynniki podane przez Bonda i Harrisa (2008).

Geometrię i oddziaływania rozważane przy stateczności zewnętrznej ściany oporowej z gruntu zbrojonego pokazano schematycznie na rysunku 6.



Rys. 6. Schemat oddziaływań na ścianę oporową

Wartość charakterystyczna ciężaru bloku gruntu zbrojonego wynosi:

$$G_k = \gamma_1 \cdot H \cdot B = 18,0 \cdot 5,0 \cdot 4,0 = 360 \text{ kN/m} \quad (23)$$

Charakterystyczna wartość sumarycznej siły od obciążenia zmiennego nad blokiem gruntu zbrojonego:

$$Q_k = q \cdot B = 15,0 \cdot 4,0 = 60 \text{ kN/m} \quad (24)$$

Wartości charakterystyczne składowych poziomych i pionowych par są równe:

$$E_{ayh,k} = \frac{1}{2} \gamma_2 K_{ah} H^2 = 0,5 \cdot 18,5 \cdot 0,256 \cdot 5,0^2 = 59,2 \text{ kN/m} \quad (25)$$

$$E_{aqh,k} = q K_{ah} H = 15,0 \cdot 0,256 \cdot 5,0 = 19,2 \text{ kN/m} \quad (26)$$

$$E_{ayv,k} = E_{ayh,k} \cdot \tan \delta_{2,k} = 59,2 \cdot \tan(2/3 \varphi_{2,k}) = 23,1 \text{ kN/m} \quad (27)$$

$$E_{aqv,k} = E_{aqh,k} \cdot \tan \delta_{2,k} = 7,50 \text{ kN/m} \quad (28)$$

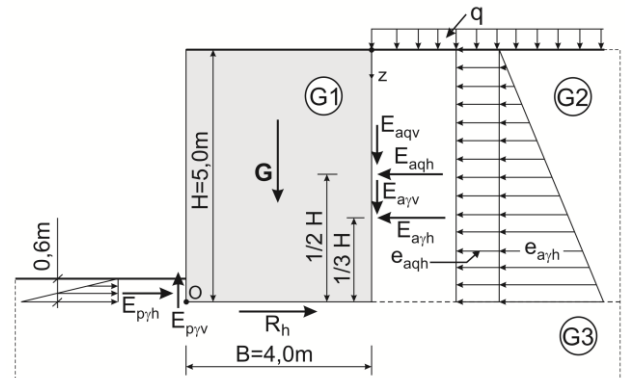
Zwykle pomija się odpór gruntu ( $E_{pyh}$  i  $E_{pyv}$ ) przy obliczeniach stateczności zewnętrznej ściany oporowej z gruntu zbrojonego. Odpowiada to sytuacji gdy ściana jest odkopana.

Wartości obliczeniowe oddziaływań stałych i zmiennych otrzymane z przemnożenia wartości oddziaływań charakterystycznych przez odpowiednie współczynniki obciążenia  $\gamma_G$  i  $\gamma_Q$  w zależności od sytuacji obliczeniowej niekorzystnej i korzystnej dla stanów GEO, pokazano w tabeli 3.

Kombinacja K3 jest analizowana w obliczeniach programem GEO5. Przy tej kombinacji otrzymuje się maksymalną wartość siły pionowej i jednocześnie minimalną wartość momentu, zatem nie jest ona dalej analizowana w artykule.

## 5. Poślizg

Przy analizie warunków poślizgu rozważa się stany GEO dla najbardziej niekorzystnej kombinacji obciążeń i sytuacji obliczeniowej K2 (rys. 7). Przy kombinacji K2 występują maksymalne oddziaływania (składowe poziome parcia gruntu na ścianę) i minimalne wartości oporów na płaszczyźnie kontaktu bloku gruntu zbrojonego z podłożem.



Rys. 7. Schemat sił działających na blok ze względu na poślizg i obrót

Należy zauważyć, że składowe pionowe par są oddziaływaniami korzystnymi, zatem można by stosować inne (minimalne) współczynniki obciążenia niż do składowych poziomych. Takie postępowanie jest jednak niedopuszczalne (Bond i Harris, 2008). W tych samych obliczeniach nie można stosować różnych współczynników dla tych samych obciążeń (parcia).

Tab. 3. Wartości obliczeniowe oddziaływań stanu GEO

| Oddziaływanie |           | Kombinacje i sytuacje obliczeniowe |       |       |
|---------------|-----------|------------------------------------|-------|-------|
| Nazwa         | Jednostka | K1                                 | K2    | K3    |
| $G_d$         | kN/m      | 486,0                              | 360,0 | 486,0 |
| $Q_d$         | kN/m      | 90,0                               | 0     | 90,0  |
| $E_{ayh,d}$   | kN/m      | 79,9                               | 79,9  | 59,2  |
| $E_{aqh,d}$   | kN/m      | 28,8                               | 28,8  | 0     |
| $E_{ayv,d}$   | kN/m      | 31,2                               | 31,2  | 23,1  |
| $E_{aqv,d}$   | kN/m      | 11,3                               | 11,3  | 0     |

Zatem wartość obliczeniowa siły poziomej wynosi:

$$H_{,d} = E_{a\gamma h,d} + E_{aqh,d} = 79,9 + 28,8 = 108,7 \text{ kN/m} \quad (29)$$

Dla rozważanego w artykule przykładu pierwsza warstwa geosyntetyku układana jest bezpośrednio na podłożu (grunt G3). Kąt tarcia pomiędzy geosyntetykiem a gruntem powinien być określony doświadczalnie. Przyjmuje się jednak, że dla wielu geotkanin kąt tarcia może być określony z równania:

$$\tan \delta_{,d} = \lambda \cdot \tan \varphi_{3,k} = 0,8 \cdot \tan 31^\circ = 0,481 \quad (30)$$

Wartość oporu w płaszczyźnie kontaktu:

$$R_h = (G_{,d} + E_{a\gamma v,d} + E_{aqv,d}) \tan \delta_{,d} = (360,0 + 31,2 + 11,3) \cdot 0,481 = 193,6 \text{ kN/m} \quad (31)$$

Wartość obliczeniowa oporu:

$$R_{h,d} = R_h / \gamma_{Rh} = 193,6 / 1,1 = 176,0 \text{ kN/m} \quad (32)$$

Współczynnik wykorzystania nośności ze względu na poślizg wynosi:

$$\Delta_h = \frac{H_{,d}}{R_{h,d}} = \frac{108,7}{193,6} = 0,561 \quad (56,1\%) \quad (33)$$

Zatem warunek na poślizg jest spełniony, gdyż  $\Delta_h < 1,0$  (100%)

## 6. Obrót

Przy analizie stateczności na obrót opory nie są zależne od właściwości gruntów podłoża, zatem powinien być rozważany stan EQU, a nie GEO zgodnie z Eurokodem 7 (Bond i Harris, 2008; PN-EN 1997-1, 2008). Najbardziej niekorzystną jest kombinacja obciążeń i sytuacja obliczeniowa K2 pokazana na rysunku 7. Współczynniki częściowe przedstawiono w tabeli 2.

Parcie gruntu nasypowego traktuje się jako oddziaływanie globalnie niekorzystne, zatem wartości obliczeniowe składowych par obliczono z równań:

$$E_{a\gamma h,d} = E_{a\gamma h,k} \cdot \gamma_G = 59,2 \cdot 1,1 = 65,1 \text{ kN/m} \quad (34)$$

$$E_{aqh,d} = E_{aqh,k} \cdot \gamma_Q = 19,2 \cdot 1,35 = 25,9 \text{ kN/m} \quad (35)$$

$$E_{a\gamma v,d} = E_{a\gamma v,k} \cdot \gamma_G = 23,1 \cdot 1,1 = 25,4 \text{ kN/m} \quad (36)$$

$$E_{aqv,d} = E_{aqv,k} \cdot \gamma_Q = 7,50 \cdot 1,35 = 10,1 \text{ kN/m} \quad (37)$$

Ciężar własny bloku wraz z obciążeniem zmiennym jest oddziaływaniem korzystnym, zatem

$$G_{,d} = G_{,k} \cdot \gamma_G = 360,0 \cdot 0,9 = 324,0 \text{ kN/m} \quad (38)$$

$$Q_{,d} = Q_{,k} \cdot \gamma_Q = 0 \text{ kN/m} \quad (39)$$

Nie uwzględniając oporu gruntu od strony zewnętrznej ściany oporowej, wartość obliczeniowa

momentu obracającego wynosi:

$$\begin{aligned} M_{o,d} &= E_{a\gamma h,d} \cdot \frac{1}{3} H + E_{aqh,d} \cdot \frac{1}{2} H = \\ &= 65,1 \cdot 0,333 \cdot 5,0 + 25,9 \cdot 0,5 \cdot 5,0 = \\ &= 108,5 + 64,8 = 173,3 \text{ kNm/m} \end{aligned} \quad (40)$$

Obliczeniowa wartość momentu utrzymującego:

$$\begin{aligned} M_{u,d} &= G_{,d} \cdot \frac{1}{2} B + (E_{a\gamma v,d} + E_{aqv,d}) \cdot B = \\ &= 324,0 \cdot 0,5 \cdot 4,0 + (25,4 + 10,1) \cdot 4,0 = \\ &= 648,0 + 142,0 = 790,0 \text{ kNm/m} \end{aligned} \quad (41)$$

Współczynnik wykorzystania nośności:

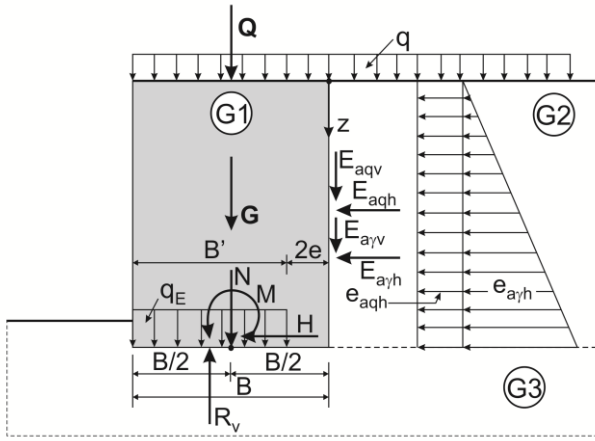
$$\Delta_o = \frac{M_{o,d}}{M_{u,d}} = \frac{173,3}{790,0} = 0,219 \quad (21,9\%) \quad (42)$$

Warunek na obrót jest spełniony. Dla ścian oporowych z gruntu zbrojonego o stałej długości zbrojenia zwykle momenty utrzymujące są kilkakrotnie większe od momentów wywracających i często warunek ten nie jest analizowany (Bond i Harris, 2008). Każdy przypadek, zdaniem autorów, powinien być jednak rozpatrywany indywidualnie.

## 7. Wypieranie podłoża

Zwykle przy analizowaniu wypierania spod podstawy analizowane są dwie kombinacje i sytuacje obliczeniowe: kombinacja z maksymalną wartością siły pionowej i kombinacja z maksymalnym mimośrodem. W przypadku analizowanego w pracy przykładu są to odpowiednio kombinacje K1 i K2. Dla analizowanych kombinacji oddziaływań rozważane będą dwie sytuacje obliczeniowe wynikające ze zmiany poziomu zwierciadła wód gruntowych (rys. 2). Sytuacja obliczeniowa przy której zwierciadło wody gruntowej znajduje się poniżej strefy aktywnej podłoża (poniżej  $z = 2B$ ) ze względu na nośność ( $z_w > 8,6$  m) zwaną sytuacją „bez wody” i sytuacja obliczeniowa, przy której zwierciadło wody gruntowej jest na poziomie posadowienia ściany oporowej z gruntu zbrojonego ( $z_w = 0,6$  m) zwaną „wysoka woda”. Schematycznie siły i geometrię ściany pokazano na rysunku 8 dla kombinacji K1.

Zgodnie z Eurokodem 7 (PN-EN 1997-1, 2008; PN-EN 1997-1/Ap1, 2010) nośność podłoża obliczono dla warunków z odpływem. Warstwa gliny o  $I_L = 0,6$  jest warstwą słabą, ale ma dobre warunki drenażu i przy powolnej budowie ściany oporowej z gruntu zbrojonego nie występują warunki bez odpływu.



Rys. 8. Schemat sił działających na blok przy wypieraniu gruntu spod podstawy

Zatem nośność podłoża można wyznaczyć z równania (Bond and Harris, 2008; PN-EN 1997-1, 2008):

$$R_v / A' = c'_{sr} N_c b_c s_c i_c + q N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma'_{sr} B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad (43)$$

gdzie dla analizowanego przykładu współczynniki:

– nośności

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'_{sr}} \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi'_{sr}}{2} \right) \quad (44)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'_{sr} \quad (45)$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi'_{sr} - \text{szorstka podstawa} \quad (46)$$

– nachylenia

$$b_c = b_q = b_\gamma = 1 - \text{pozioma podstawa} \quad (47)$$

– kształtu

$$s_c = s_q = s_\gamma = 1 \text{ dla } B'/L'=0 \quad (48)$$

– nachylenia obciążenia

$$i_c = i_q = \frac{1 - i_q}{N_c \tan \phi'_{sr}} \quad (49)$$

$$i_q = \left[ 1 - \frac{H_{,d}}{N_{,d} + A' c' \cot \phi'_{sr}} \right]^2 \quad (50)$$

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{H_{,d}}{N_{,d} + A' c' \cot \phi'_{sr}} \right]^3 \quad (51)$$

Przy obliczeniu oddziaływań na 1 mb ściany:

$$A' = B' = 1 - 2e \quad (52)$$

$$e = \frac{M_{,d}}{N_{,d}} \quad (53)$$

W literaturze przedstawione są dwie podstawowe

metody homogenizacji podłoża warstwowego. Bardzo prosta metoda opisana przez Bowlesa (1996) oraz Szypcio i Dołżyk (2006), zwana dalej homogenizacją HB, zgodnie z którą uśrednione parametry podłoża oblicza się jako średnią ważoną parametrów warstw aktywnych. Zatem dla rozważanego przypadku:

$$\gamma'_{sr} = \frac{\gamma'_3 h_3 + \gamma'_4 h_4 + \gamma'_5 h_5}{2B} \quad (54)$$

$$\tan \phi'_{sr} = \frac{\tan \phi_3 h_3 + \tan \phi_4 h_4 + \tan \phi_5 h_5}{2B} \quad (55)$$

$$c'_{sr} = \frac{c'_3 h_3 + c'_4 h_4 + c'_5 h_5}{2B} \quad (56)$$

Charakterystyczne i obliczeniowe wartości parametrów podłoża homogenizowanego przy poziomie wody gruntowej 8,0 m poniżej podstawy bloku wynosi:

$$\begin{aligned} \gamma'_{sr,k} &= \gamma'_{sr,d} = \\ &= \frac{17,5 \cdot 1,5 + 19,5 \cdot 2,0 + 18,5 \cdot 4,5}{8,0} = 18,6 \text{ kN/m}^3 \end{aligned} \quad (57)$$

$$\begin{aligned} \tan \phi'_{sr} &= \frac{\tan 31^\circ \cdot 1,5 + \tan 11^\circ \cdot 2,0 + \tan 32^\circ \cdot 4,5}{8,0} = \\ &= 0,513 \end{aligned} \quad (58)$$

$$\phi'_{sr,k} = \phi'_{sr,d} = 27,15^\circ \quad (59)$$

$$c'_{sr,k} = c'_{sr,d} = \frac{0 \cdot 1,5 + 19 \cdot 2,0 + 0 \cdot 4,5}{8,0} = 4,75 \text{ kPa} \quad (60)$$

Przy wzroście poziomu zwierciadła wody gruntowej do poziomu podstawy bloku z gruntu zbrojonego zakłada się, że zmiana poziomu wody gruntowej nie zmieni parametrów wytrzymałościowych gruntów podłoża, a jedynie będzie wywoływała siłę wyporu zmniejszając znacząco ciężary objętościowe. Uwzględniając wypór wody ciężary objętościowe gruntów poszczególnych warstw są równe:

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (61)$$

Zatem:

$$\gamma'_3 = 19,9 - 10,0 = 9,9 \text{ kN/m}^3 \quad (62a)$$

$$\gamma'_4 = 19,8 - 10,0 = 9,8 \text{ kN/m}^3 \quad (62b)$$

$$\gamma'_5 = 20,0 - 10,0 = 10,0 \text{ kN/m}^3 \quad (62c)$$

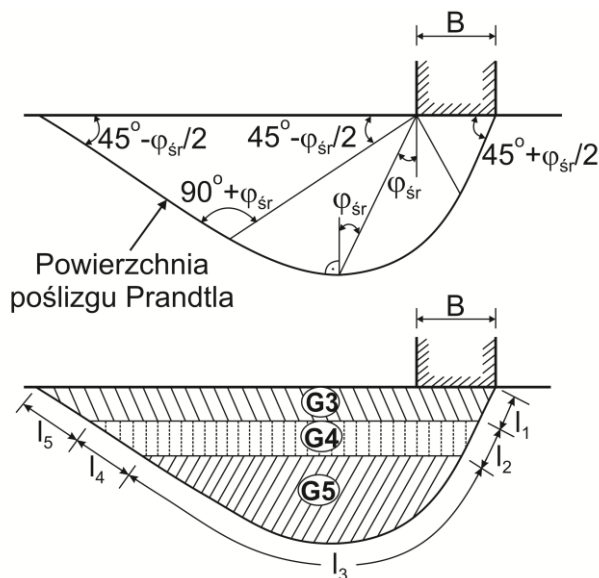
Wartość średnia ciężaru objętościowego gruntu homogenizowanego jest równa:

$$\begin{aligned} \gamma'_{sr,k} &= \gamma'_{sr,d} = \\ &= \frac{9,9 \cdot 1,5 + 9,8 \cdot 2,0 + 10,0 \cdot 4,5}{8,0} = 9,93 \text{ kN/m}^3 \end{aligned} \quad (63)$$

Inną metodę homogenizacji podłoża warstwowego przedstawiono w podręczniku użytkownika programu



komputerowego GEO5, zwaną dalej metodą homogenizacji HG. Tę metodę homogenizacji podłoża przedstawiono na rysunku 9.



Rys. 9. Schemat homogenizacji podłoża warstwowego metoda HG

Zgodnie z powyższą propozycją:

$$\varphi_{sr} = \frac{\varphi_3(l_1 + l_5) + \varphi_4(l_2 + l_4) + \varphi_5 l_3}{\sum_{i=1}^5 l_i} \quad (64)$$

$$c'_{sr} = \frac{c'_3(l_1 + l_5) + c'_4(l_2 + l_4) + c'_5 l_3}{\sum_{i=1}^5 l_i} \quad (65)$$

$$\gamma_{sr} = \frac{\gamma_3 \cdot A_1 + \gamma_4 \cdot A_2 + \gamma_5 \cdot A_3}{\sum_{i=1}^3 A_i} \quad (66)$$

gdzie  $l_i$  są to długości linii poślizgu w poszczególnych warstwach, zaś  $A_i$  pola zawarte wewnątrz linii poślizgu

poszczególnych warstw (rys. 9).

Wartości  $l_i$  i  $A_i$  są funkcją średniej wartości kąta tarcia wewnętrznego ( $\varphi_{sr}$ ), zatem mogą być znalezione metodą iteracyjną. Bez użycia programu komputerowego ta procedura homogenizacji podłoża jest bardzo trudna do zastosowania.

W tabeli 4 pokazano uśrednione wartości parametrów podłoża homogenizowanego metodą HB i HG, w przypadku braku wody w strefie aktywnej oraz dla pełnego zatopienia strefy aktywnej.

Zatem korzystanie z różnych procedur homogenizacji ma wpływ na wyznaczana nośność podłoża.

Sprawdzenie warunku na wypieranie metodą klasyczną przy wykorzystaniu wzorów podanych w Eurokodzie 7 (PN-EN 1997-1, 2008; PN-EN 1997-1/Ap1, 2010), dwóch metod homogenizacji podłoża warstwowego i dwóch poziomów zwierciadła wód gruntowych przedstawiono w tabeli 5.

Udział zagłębienia ściany oporowej ( $h_f = 0,6$  m) dla analizowanego przypadku stanowi ponad 25% całkowitej nośności podłoża. Inżynierowie często w obliczeniach pomijają wpływ zagłębienia, komentując to możliwością czasowego odkopania ściany podczas jej wieloletniej eksploatacji. Ze względu na duży zasięg klina wyporu takie postępowanie uznać należy jako nieracjonalne.

Z analizy wynika, że homogenizacja warstwowego podłoża metodą HG prowadzi od kilku- do kilkunasto procentowego wzrostu poziomu bezpieczeństwa budowli.

Wzrost poziomu zwierciadła wody gruntowej znacznie obniża nośność podłoża, szczególnie dla podłoży zbudowanych z gruntów niespoistych w warunkach stałego wzrostu ciśnienia hydrostatycznego. W gruntach spoistych może występować naporowe ZWG. Przypadek taki wymaga indywidualnej analizy.

Wykonane obliczenia (niepokazane w pracy) dowodzą, że ściana oporowa o  $B = 3,5 \text{ m}$  ( $B = 0,7H$ ) nie spełnia wymaganego w Eurokodzie 7 (PN-EN 1997-1, 2008) warunku na wypieranie przy wysokim poziomie wody gruntowej.

Tab. 4. Uśrednione parametry zhomogenizowanego podłoża

| Woda<br>w strefie<br>aktywnej | Procedura obliczeń   |              |           |                      |              |           |
|-------------------------------|----------------------|--------------|-----------|----------------------|--------------|-----------|
|                               | HB                   |              |           | HG                   |              |           |
|                               | $\gamma'_{sr}$       | $\phi'_{sr}$ | $c'_{sr}$ | $\gamma'_{sr}$       | $\phi'_{sr}$ | $c'_{sr}$ |
|                               | [kN/m <sup>3</sup> ] | [°]          | [kPa]     | [kN/m <sup>3</sup> ] | [°]          | [kPa]     |
| Brak wody                     | 18,62                | 27,15        | 4,75      | 18,50                | 24,90        | 6,21      |
| Wysoka woda                   | 9,93                 | 27,15        | 4,75      | 9,82                 | 24,90        | 6,21      |



Tab. 5. Wyniki sprawdzenia warunku na wypieranie

| Wielkość               | Jednostka         | Kombinacja K1 |       |             |       | Kombinacja K2 |       |             |       |
|------------------------|-------------------|---------------|-------|-------------|-------|---------------|-------|-------------|-------|
|                        |                   | Brak wody     |       | Wysoka woda |       | Brak wody     |       | Wysoka woda |       |
|                        |                   | HB            | HG    | HB          | HG    | HB            | HG    | HB          | HG    |
| $N_{d,d}$              | kN/m              |               | 618,5 |             |       |               | 402,5 |             |       |
| $H_{d,d}$              | kN/m              |               | 108,7 |             |       |               | 108,7 |             |       |
| $M_{d,d}$              | kNm/m             |               | 120,3 |             |       |               | 120,3 |             |       |
| $e$                    | m                 |               | 0,195 |             |       |               | 0,299 |             |       |
| $B'$                   | m                 |               | 3,61  |             |       |               | 3,40  |             |       |
| $q$                    | kPa               |               | 10,5  |             |       |               | 10,5  |             |       |
| $\varphi_{sr}$         | °                 | 27,15         | 18,50 | 27,15       | 18,50 | 27,15         | 18,50 | 27,15       | 18,50 |
| $c'_{sr}$              | kPa               | 4,75          | 6,21  | 4,75        | 6,21  | 4,75          | 6,21  | 4,75        | 6,21  |
| $\gamma'_{sr}$         | kN/m <sup>3</sup> | 18,63         | 18,50 | 9,93        | 9,81  | 18,63         | 18,50 | 9,93        | 9,81  |
| $N_q$                  | -                 | 13,42         | 10,55 | 13,42       | 10,55 | 13,42         | 10,55 | 13,42       | 10,55 |
| $N_c$                  | -                 | 24,22         | 20,57 | 24,22       | 20,57 | 24,22         | 20,57 | 24,22       | 20,57 |
| $N_\gamma$             | -                 | 12,74         | 8,87  | 12,74       | 8,87  | 12,74         | 8,87  | 12,74       | 8,87  |
| $b_c = b_q = b_\gamma$ | -                 |               | 1,0   |             |       |               | 1,0   |             |       |
| $s_c = s_q = s_\gamma$ | -                 |               | 1,0   |             |       |               | 1,0   |             |       |
| $i_c$                  | -                 | 0,669         |       | 0,669       |       | 0,527         | 0,528 | 0,527       | 0,528 |
| $i_q$                  | -                 | 0,694         |       | 0,694       |       | 0,562         | 0,588 | 0,562       | 0,588 |
| $i_\gamma$             | -                 | 0,578         |       | 0,578       |       | 0,422         | 0,451 | 0,422       | 0,451 |
| $R_V$                  | kN/m              | 1543,8        |       | 1107,2      |       | 1158,7        | 878,3 | 884,7       | 677,3 |
| $\gamma_{RV}$          | -                 | 1,4           | 1,4   | 1,4         | 1,4   | 1,4           | 1,4   | 1,4         | 1,4   |
| $R_{V,d}$              | kN/m              | 1102,7        |       | 790,8       |       | 827,6         | 627,3 | 631,9       | 483,8 |
| $\Delta_V$             | %                 | 56,0          |       | 78,2        |       | 48,6          | 64,2  | 63,6        | 83,2  |

## 8. Stateczność ogólna

Przy analizie stateczności ogólnej poszukuje się najbardziej niebezpiecznej powierzchni poślizgu nieprzecinającej bloku gruntu zbrojonego.

Warunek stateczności ogólnej ma postać:

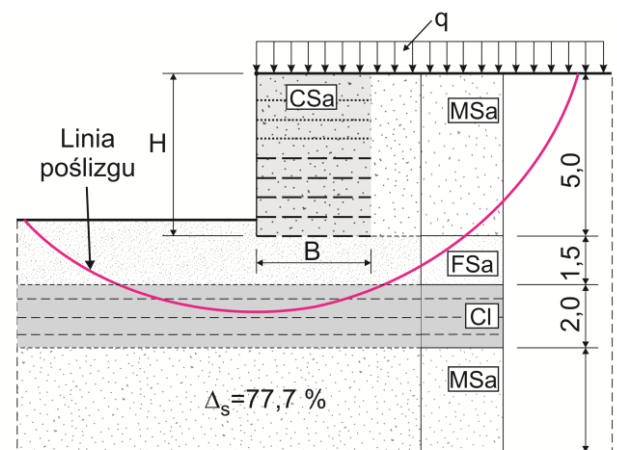
$$M_{o,d} \leq M_{u,d} \quad (67)$$

gdzie  $M_{o,d}$  jest obliczeniową wartością momentu obracającego, zaś  $M_{u,d}$  obliczeniową wartością momentu utrzymującego. Wartości  $M_{o,d}$  i  $M_{u,d}$  obliczać należy zgodnie z Eurokodem 7 (PN-EN 1997-1, 2008) dla trzeciego podejścia obliczeniowego.

Współczynnik wykorzystania nośności ma postać:

$$\Delta_s = \frac{M_{o,d}}{M_{u,d}} \cdot 100\% \quad (68)$$

Dla przykładu rozpatrywanego w pracy analizę stateczności ogólnej wykonano przy użyciu programu GEO5. Obliczenia przeprowadzono metodą Bishopa z automatyczną optymalizacją wyboru najbardziej niebezpiecznego położenia powierzchni poślizgu. Wynik analizy wykonanej zgodnie z Eurokodem 7 pokazano na rysunku 10.



Rys. 10. Stateczność ogólna ściany oporowej z gruntu zbrojonego

Najbardziej niekorzystna powierzchnia poślizgu w znacznym stopniu przebiega w słabej warstwie gliny. Współczynnik wykorzystania wynosi  $\Delta_s = 77,7\%$ , zatem stateczność ogólna ściany jest zapewniona.

## 9. Podsumowanie i wnioski

Przy analizie ścian oporowych z gruntu zbrojonego geosyntetykiem prawie zawsze występuje podłoże warstwowe. Homogenizacja podłoża warstwowego prostą metodą opisaną przez Bowlesa (1996) prowadzi do nieco mniejszego poziomu bezpieczeństwa niż homogenizacja opisana w instrukcji programu GEO5.

Wzrost poziomu zwierciadła wody gruntowej zawsze obniża jego nośność. Obniżenie jest szczególnie duże dla podłoży zbudowanych z gruntów niespoistych.

Wartości współczynników wykorzystania nośności otrzymane prezentowaną w pracy metodą klasyczną są w przybliżeniu równe wartościom otrzymanym z obliczeń programem komputerowym GEO5.

Prosty w użyciu program komputerowy GEO5 może być z powodzeniem wykorzystywany do analizy stateczności zewnętrznej ścian oporowych z gruntu zbrojonego.

## Literatura

- Bond A., Harris A. (2008). Decoding Eurocode 7. *Taylor & Francis Group*, London and New York.
- Bowles J. E. (1996). Foundations Analysis and Design. *McGraw-Hill Publishing Company*, New York.
- BS 8006-1:2010. Code of practice for strengthened/reinforced soils and Rother fills. BSI Standards Publication.
- Clayton Ch. R. I., Woods R. I., Bond A. J., Milititsky J. (2013). Earth pressure and Earth-Retaining Structure. *Taylor & Francis Group*, Florida, USA.
- EBGEO (2011). Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures using Geosynthetic Reinforcements. *Wiley Company, Ernest & Sohn*, Germany.
- GEO5 (2016). Podręcznik Użytkownika, Edycja 2016. *Fine civil engineering software*.
- PN-EN 1997-1. (2008). Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne. PKN, Warszawa.
- PN-EN 1997-1: 2008/Ap.1 (czerwiec 2010). Poprawka do Polskiej Normy. Dot. PN-EN 1997-1: 2008. PKN, Warszawa.
- Szypcio Z., Dołżyk K. (2006). The bearing capacity of layered subsoil. *Studia Geotechnica et Mechanica*, Vol. XXVIII, No. 1, 45-60.
- Wysokiński L., Kotlicki W. (2008). Projektowanie konstrukcji oporowych stromych skarp i nasypów z gruntu zbrojonego geosyntetykami. *ITB, Instrukcje, Wytyczne, Poradniki*, Nr 429/2008, Warszawa.

## EXTERNAL STABILITY OF GEOSYNTHETIC -REINFORCED SOIL RETAINING WALLS

**Abstract:** This paper presents the problems of external stability of reinforced soil retaining walls. Special attention was paid to earth pressure on the reinforced soil retaining wall, homogenization of the subsoil and the influence of changes in the groundwater level on the wall's stability. The external stability analysis of an exemplary wall from reinforced soil was carried out in accordance with Eurocode 7 using the classical method incorporating elements of GEO5 software. Bearing capacity of subsoil depends on the homogenization method and significantly drops at the increasing level of groundwater table

## Abstracts

### Vol. 7 No. 4

**Katarzyna DOŁŻYK-SZYPCIO**

*Internal stability of geosynthetic -reinforced soil retaining walls*

This paper presents a design methodology in accordance with Eurocode 7 and EBGEO's recommendations when analysing the internal stability of geosynthetic-reinforced soil retaining walls. Every step was thoroughly presented, considering the example as very helpful in designing such retaining constructions by engineers. The calculation were carried out with the use of classical method and GEO5 software. It was shown that the application of EBGEO calculation methodology and GEO5 programme methodology lead to similar levels of the retaining wall's safety. GEO5 programme can be successfully used for designing the geosynthetic-reinforced retaining walls..

**Artur DUCHACZEK**

*Analysis of influence of cross-beam sizes and methods for their mounting on maximum value of stresses in main girders of low-water bridges*

The military low-water bridges are engineering objects designed for short term use. This type of construction solutions also appear in civil engineering. However, in the professional literature there are not any guidelines how to design crossbeam made of the steel beams. In this paper the impact of the crossbeams rigidity and their connections on the stress distribution in the major girders of military low-water bridges was analysed. Based on conducted calculations, it was found that in the case main girders made of steel I-beams (height 400 mm), provided that their spacing did not exceed a distance of 0.80 m, the application of the cross-beams made of steel sections with a height similar to the half the height of the main girder was sufficient.

**Ryszard Marian JANKA**

*Impact of thermomodernisation errors of public buildings on the level of indoor air quality*

Renovation of public buildings, especially historic buildings, should ensure not only improve their condition and reduce the energy consumption, but also the appropriate level of indoor air quality. Inserting in the hallways of public buildings fire partitions without at the same time ensuring an adequate level of air exchange affects the deterioration of indoor air quality at these facilities. They arise areas where there is inadequate quality of indoor air. Air that they breathe, both employees of the institution taking up very often important decisions and the clients of these offices. The article presents a study on the impact of the scope of the modernization of selected public facilities, passenger load, the residence time of the meeting room and the volume and the type of ventilation system on the course and speed of changes in the concentration of carbon dioxide in the indoor air. These studies were conducted in eight areas both administrative and auditoriums of different sizes and purposes in two renovated nineteenth century public buildings. These buildings are the seats of the courts. This issue is related to research changes in humidity and air temperature. It has been shown that under high load passenger rooms after about 40-50 minutes up to 1.5 hours in the indoor air concentration of carbon dioxide is over two and three times higher than the threshold level of the sanitary CO<sub>2</sub>.

**Walery JEZERSKI, Joanna BOROWSKA**

*Is that a real optimalisation of window parameters?*

Every residential building has windows, however they are the weakest elements in terms of thermal insulation. It is constantly strived to ensure that the heat balance for the woodwork was comparable to that of the walls, while meeting the necessary requirements. In the paper, attempts to optimize the parameters of window woodwork, described previously in specialist articles, were characterised, as well as the analysis and evaluations of whether, in reality they are an example of the optimalisation. There were also given indicators, which clearly control the parameters of the windows.

**Magdalena JOKA, Ewa SZATYŁOWICZ, Piotr OFMAN***Assessment of heavy metal content in products of methane fermentation of agricultural biogas plant "Ryboły"*

The aim of the study was to determine the content of the general forms of heavy metals (inhibitors of methane fermentation process) in the products and intermediates products of methane fermentation of agricultural biogas plant placed in Ryboły village. The research includes the analysis of the presence in biogas plant feed general forms of metals (Ca, Mg, Cd, Cu, Pb, Zn). Material was taken from the first (pre-fermentation) and second fermentation tank and from the vessel digestate. Received high levels of general forms of calcium and magnesium in the tested materials can be caused by using too much poultry manure feed. Furthermore, it was observed that the increase in the content of the general form of the analyzed elements is caused by a reduction in the concentration of the organic dry, used for the production of biogas.

**Sławomir ROJ-ROJEWSKI, Olgierd ALEKSANDROWICZ***Compatibility of measurements of automatic weather stations located on the roofs of buildings and measurements of the IMGW-PIB station*

In the study data from two stations mounted on roofs of buildings at the Białystok University of Technology and the University of Białystok, and one station IMGW-PIB located in a slight distance from each other, were compared. Statistical analyses concerned 18 full months (16 for wind direction) from October 2011 until May 2014. Measurements carried out by automatic weather stations mounted on the roofs of buildings often differ in relation to the measurement of meteorological service for short-term, such as daily. Differences in measurement methodology are the most visible for that period, particularly regarding the relative humidity and wind direction. Some weather stations can provide daily air temperature and precipitation comparable to professional ones. The differences between the measurements are blurred when comparing monthly data. Air temperature, wind speed and precipitation for longer periods do not differ in a statistically significant way in relation to the measurement meteorological network, so they can be used for similar purposes. Significant differences were observed only in case of relative humidity and wind direction.

**Daniel PRZYWARA, Adam RAK***Radiocarbon  $^{14}\text{C}$  method as useful tool for flue gas monitoring application: review*

Cosmic-ray research which started just after the second world war in 1947, encouraged widespread use of radioactive particles in many areas of science and technology, starting from astronomy, chemistry, archaeology, biology, botany, medicine and lately ending with environmental studies. Method based on measurements of the radioactive elements remains in various samples (solid, liquid and gaseous) can be very useful tool for ecological and environmental analytical measurements. The  $^{14}\text{C}$  liquid scintillating counting method was used for simplified determination of the biomass content in flue gas from combustion processes or in the finished bio-product. Review of the latest results and progress in this research area shows the growth of interest from industrial sector in normalised method for biomass content determination.

**Zenon SZYPCIO, Katarzyna DOŁŻYK-SZYPCIO***External stability of geosynthetic -reinforced soil retaining walls*

This paper presents the problems of external stability of reinforced soil retaining walls. Special attention was paid to earth pressure on the reinforced soil retaining wall, homogenization of the subsoil and the influence of changes in the groundwater level on the wall's stability. The external stability analysis of an exemplary wall from reinforced soil was carried out in accordance with Eurocode 7 using the classical method incorporating elements of GEO5 software. Bearing capacity of subsoil depends on the homogenization method and significantly drops at the increasing level of groundwater table.