

Spis treści

Piotr BRZOZOWSKI

Możliwości wykorzystania popiołów lotnych ze spalania w kotłach fluidalnych do betonów układanych pod wodą

Examination of fly ash from fluidized bed boilers in underwater concrete 5

Iwona CHMIELEWSKA

Stateczność kątowno-płytkowej ściany oporowej według Eurokodu 7

Stability of t-shaped retaining wall according to Eurocode 7 13

Robert CZUBASZEK

Roślinność wydmy śródotrtofowych położonych na obszarze Kotliny Biebrzańskiej i doliny Narwi

Flora of the inpetland dunes located in the Biebrza River Valley and the Narew River Valley 21

Robert CZUBASZEK, Karolina BARTOSZUK

Zawartość wybranych metali ciężkich w glebach w zależności od ich odległości od ulicy i sposobu użytkowania terenu

Content of selected heavy metals in soils in accordance with its distance from the street and land use 27

Wojciech GOSK

Zastosowanie nieliniowego modelu gruntu do identyfikacji modułu sztywności podłoża gruntowego obciążonego udarowo

Nonlinear soil model application for identification of the stiffness modulus of the subsoil under impact load 35

Julita KARWOWSKA, Andrzej ŁAPKO

Przydatność stosowania nowoczesnych kompozytów fibrobetonowych w konstrukcjach budowlanych

The usefulness of modern fiber – reinforced concrete in bulding structures 41

Marta KOSIOR-KAZBERUK

Nowe dodatki mineralne do betonu

New mineral additions for concrete 47

Jarosław MALESZA

Wpływ parametrów materiałowych na pracę węzła ramy żelbetowej

Influence of material parameters on static work of reinforced concrete frame joint 57

Jarosław MALESZA

Wpływ zmian sztywności i odkształcalności węzłów na redystrybucję sił wewnętrznych w wielokondygnacyjnej konstrukcji ramowej

Influence of stiffness changes and joint deformability on redistribution of internal forces in multistorey framed structures 65

Marzena MATEJCZYK, Monika SUCHOWIERSKA

Charakterystyka zjawiska *quorum sensing* i jego znaczenie w aspekcie formowania i funkcjonowania biofilmu w inżynierii środowiska, budownictwie, medycynie oraz gospodarstwie domowym

Characteristics of the phenomenon of quorum sensing and its meaning in terms of formation and functioning of biofilm in environmental engineering, civil engineering, medicine and household 71

Jerzy OBOLEWICZ

Problemy kształtowania systemu bezpieczeństwa i ochrony zdrowia w budownictwie
The problems of formation of safety system and health protection on the building industry..... 77

Piotr RYNKOWSKI, Tomasz Janusz TELESZEWSKI

Modelowanie pola temperatury mostków cieplnych przy wykorzystaniu metody elementów brzegowych
Modelling of temperature field in cold bridge by means of boundary element method..... 85


Mariola WASIL

Ściśliwość nasyconego popiołu lotnego
Compressibility of saturated fly ash..... 91

Anna ŻAKOWICZ, Michał BASZEŃ

Wpływ zmian cech materiałowych i geometrii konstrukcji drewnianych na rozkład sił wewnętrznych
*The influence of changes in material characteristics and wooden structure geometry
on distribution of internal forces*..... 97

Publikacja/
Produkcja filmu dofinansowana przez
**Wojewódzki Fundusz Ochrony Środowiska
i Gospodarki Wodnej w Białymstoku**



Wojewódzki Fundusz
Ochrony Środowiska
i Gospodarki Wodnej
w Białymstoku

www.wfosigw.bialystok.pl

MOŻLIWOŚCI WYKORZYSTANIA POPIOŁÓW LOTNYCH ZE SPALANIA W KOTŁACH FLUIDALNYCH DO BETONÓW UKŁADANYCH POD WODĄ

Piotr BRZOZOWSKI*

Wydział Budownictwa i Architektury, Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie, al. Piastów 50, 70-311 Szczecin

Streszczenie: W pracy zaprezentowano wyniki badań laboratoryjnych właściwości mechanicznych betonów podwodnych, w których część cementu zastąpiono dodatkiem popiołów lotnych uzyskanych ze spalania węgla w kotłach fluidalnych. Omówiono zależności między wytrzymałością na rozciąganie i na ściskanie badanych betonów oraz współczynnikiem efektywności badanych popiołów fluidalnych.

Słowa kluczowe: betony podwodne, popioły lotne z kotłów fluidalnych, zagospodarowanie odpadów.

1. Wprowadzenie

Popioły lotne jako uboczne produkty spalania (UPS) węgla są ważnym i cennym surowcem dla przemysłu materiałów budowlanych, zwłaszcza dla producentów cementu i betonu. Znalazło to swoje odzwierciedlenie w obowiązujących normach, które precyzyjnie określają wymagania dla popiołu lotnego stosowanego jako dodatek do cementu (PN-EN 197-1:2002) lub betonu (PN-EN 450-1:2009). Właściwości fizyko-chemiczne popiołów lotnych, a tym samym możliwości ich wykorzystania w betonach cementowych zależą od wielu czynników, takich jak: typ spalnego surowca, rodzaj instalacji, w tym warunki spalania i prędkość schładzania czy technologia odsiarczania gazów. Oprócz typowych popiołów lotnych powstałych ze spalania pyłu z węgla kamiennego lub brunatnego w tzw. kotłach konwencjonalnych, powstają nowe rodzaje popiołów, które są mieszaniną produktów równoczesnego spalania węgla i procesu odsiarczania gazów (popioły połączone z produktami suchych metod odsiarczania spalin i popioły z kotłów fluidalnych). Popioły lotne z kotłów fluidalnych są mieszaniną produktów z odpopielania spalin i pozostałości sorbentu, co sprawia, że często zawierają wysokie ilości SO_3 , CaO oraz mają wysokie straty prażenia (Bulewicz, 2010; Pacewska i in., 2008; Pacewska i in., 2010). Popioły z palenisk fluidalnych nie spełniają obowiązujących norm w zakresie dodatków mineralnych do cementu i betonu (Giergiczny, 2007; Jagosz i in., 2008). Z tego powodu UPS z kotłów fluidalnych są często traktowane jako odpad nieprzydatny do wykorzystania w tradycyjnych technologiach produkcji

cementów. Zgodnie z wymogami normy PN-EN 197-1 popioły fluidalne mogą być stosowane w ilości do 5% jako dodatek mineralny drugorzędny w produkcji cementu (Giergiczny i Giergiczny, 2010; Kabała i in., 2006) a jako dodatek do betonu popioły fluidalne stosowane są obecnie na podstawie aprobat technicznych. Z uwagi na rygorystyczne wymogi w zakresie emisji CO_2 , SO_2 i tlenków azotu wprowadzone przez Unię Europejską w ramach prac modernizacyjnych w polskich elektrowniach i elektrociepłowniach zakłada się coraz więcej instalacji spalania z kołami fluidalnymi (Piotrowski i Uliasz-Bocheńczyk, 2008), a tym samym spada ilość produkowanych przez polską energetykę konwencjonalnych popiołów lotnych. Zainteresowanie pozyskaniem popiołu fluidalnego do produkcji materiałów budowlanych, w tym jego wykorzystanie w kompozytach cementowych gwałtownie wzrosło. Kompleksowe badania nad przydatnością krajowych popiołów fluidalnych jako dodatku mineralnego do betonów cementowych prowadzone są w kilku ośrodkach naukowych w Polsce.

Prowadzone w Katedrze Konstrukcji Żelbetowych i Technologii Betonu, Wydziału Budownictwa i Architektury ZUT w Szczecinie badania nad możliwościami wykorzystania popiołów lotnych z kotłów fluidalnych jako dodatku mineralnego do betonów podwodnych dały interesujące wyniki, rokujące możliwości ich przyszłego wykorzystania w betonach konstrukcyjnych przy wykonywaniu fundamentów budowli śródładowych oraz elementów konstrukcji budowli podziemnych, betonowanych w środowisku wody gruntowej lub rzecznej.

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: pbrzozowski@zut.edu.pl

Nazwa beton podwodny (ang. *underwater concrete* – UWC) określa betony cementowe o specyficznych właściwościach mieszanki, układane w deskowaniu lub na istniejącej konstrukcji za pomocą pomp lub innych urządzeń bezpośrednio przez warstwę wody (stojącej bądź płynącej).

Badania prowadzono w dwóch kierunkach. Pierwszy to uzyskanie takiej konsystencji mieszanki betonowej modyfikowanej popiołem fluidalnym, by zapewnić wymaganą konsystencję do betonowania podwodnego, drugi kierunek obejmował badania podstawowych cech fizyko-mechanicznych stwardniałych betonów podwodnych z dodatkiem popiołów fluidalnych i ich rozwój w czasie. Pierwsze wyniki badań dotyczące głównie aspektów właściwości reologicznych mieszanek do betonów podwodnych modyfikowanych popiołami fluidalnymi opublikowano w pracy (Horszczaruk i Rudnicki, 2010).

Przedmiotem badań przedstawionych w artykule było określenie wpływu dodatku popiołu z paleniska fluidalnego na kształtowanie się podstawowych właściwości fizyko-mechanicznych betonów podwodnych i ich rozwój w czasie. Podjęto również próbę wyznaczenia współczynnika efektywności k dla zastosowanych w badaniach popiołów lotnych fluidalnych.

2. Program i zakres badań

Na podstawie dotychczas przeprowadzonych badań opisanych w pracy (Horszczaruk i Rudnicki, 2010) ograniczono górny zakres zawartości procentowej popiołów fluidalnych do poziomu 30% masy cementu zawartego w betonie referencyjnym. Główne zagrożenie trwałości betonu wynikające z wprowadzenia popiołu fluidalnego do betonu cementowego związane jest z zawartością w jego składzie siarczanu wapnia w postaci anhydrytu. Norma PN-EN 197-1 reguluje zawartość SO_3 w cemencie do poziomu maksymalnie 4% w zależności od klasy wytrzymałości cementu. Popioły fluidalne powstające w jednej instalacji cechuje duża zmienność zawartości SO_3 . Dlatego w przypadku ich zastosowania do betonów cementowych wymagane jest każdorazowo potwierdzenie składu chemicznego. Zawartość SO_3 w popiołach lotnych z palenisk fluidalnych może wahać się od 3 do nawet 20% (Bulewicz, 2010), w zależności od rodzaju instalacji i spalanego węgla. Również uzyskanie końcowej wytrzymałości na ściskanie po 28, 56 czy 90 dniach dla betonów podwodnych z zawartością 40%

i 50% popiołów fluidalnych na poziomie powyżej 80% wytrzymałości betonu niemodyfikowanego (referencyjnego) jest niemożliwe. W przypadku tak wysokiej zawartości popiołów fluidalnych w mieszankach obserwuje się znaczny spadek urabialności tych mieszanek w czasie. Jak wynika z badań (Horszczaruk i Rudnicki, 2010) mieszanki do betonów podwodnych z zawartością popiołów fluidalnych powyżej 30%, nawet przy zastosowaniu maksymalnej ilości superplastyfikatora, po godzinie od momentu zarobienia wykazywały znaczny spadek urabialności, który zgodnie z wymogami normy DIN 1045-2 uniemożliwiał ich zastosowanie do betonów podwodnych.

Mieszanki betonowe zaprojektowano tak, aby spełniały wymagania stawiane dla betonów zwykłych podwodnych przedstawione w pracy (Horszczaruk i Łukowski, 2009), tj. dla konsystencji oznaczanej metodą opadu stożka, opad stożka bezpośrednio po zarobieniu wynosił powyżej 180 mm, a po 60 min. od zarobienia wynosił co najmniej 125 mm, a rozptył mieszanki po zarobieniu wynosił co najmniej 400 mm. Wszystkie mieszanki wykonano z cementu portlandzkiego CEM I 42,5R, piasku rzeczno-0/2 mm i kruszywa naturalnego żwirowego o maksymalnej średnicy ziaren 16 mm. Jako dodatek mineralny zastosowano popioły lotne z palenisk fluidalnych z Elektrowni Żerań w ilości 20% i 30% w stosunku do masy cementu mieszanki wzorcowej (M0). Wszystkie mieszanki charakteryzowały się stałą wartością wskaźnika $w/s = 0,4$. Skład chemiczny zastosowanych popiołów fluidalnych przedstawiono w tabelicy 1. We wszystkich mieszankach zastosowano domieszkę do betonów podwodnych w ilości 4 kg/m^3 betonu ($7,5 \text{ g/kg}$ cementu). Domieszkę upłynniającą dozowano tak, aby uzyskać mieszanki betonowe o wymaganej konsystencji i urabialności w czasie. Skład mieszanek betonowych przedstawiono w tabelicy 2.

Badania mieszanek, przeprowadzone według obowiązujących norm i zaleceń (Horszczaruk i Łukowski, 2009), obejmowały następujące ich właściwości:

- konsystencję oznaczoną metodą opadu stożka po zakończeniu mieszania i po 60 minutach od
- zakończenia mieszania;
- czas przepływu mieszanek przez lejek V-funnel;
- ocena przepływu mieszanek przez zbrojenie metodą pierścienia J-ring;
- zawartość powietrza.

Wyniki badań właściwości mieszanek betonowych zamieszczono w tabelicy 2.

Tab. 1. Skład chemiczny popiołu fluidalnego

Straty prażenia	Zawartość składnika [% mas.]									
	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	Na ₂ O	K ₂ O	SO ₃	TiO ₂	P ₂ O ₅
10,31	39,06	21,01	5,55	10,74	1,87	0,54	1,98	6,83	0,80	0,64

Tab. 2. Skład mieszanek betonowych i wyniki badań

Składniki mieszanki [kg/m ³]								
Mieszanka	cement	popioły fluidalne		woda	piasek 0/2 mm	zwir 2/16 mm	super- plastyfikator	domieszka AWA
		kg/m ³	% m. cem.					
M0	530	—	0	212	593	1028	5,4	4,0
M20	424	106	20	212	593	1028	8,2	4,0
M30	371	159	30	212	593	1028	11	4,0

Wyniki badań mieszanek								
Mieszanka	Konsystencja				V-funnel	J-ring	Zawartość powietrza [% obj.]	
	opad [mm]		rozpływ [mm]					
	t = 0 min.	t = 60 min	t = 0 min.	t = 60 min	czas [s]	Rozpływ [mm]		B _J [mm]
M0	230	145	450	370	5,3	315	32,7	2,0
M20	235	160	445	270	3,9	347	29,0	1,3
M30	270	170	600	365	7,3	600	15,2	1,4

Badania stwardniałych betonów podwodnych obejmowały następujące ich właściwości:

- rozwój wytrzymałości na ściskanie w czasie po 7, 14, 28, 56 i 90 dniach dojrzewania w wodzie;
- rozwój wytrzymałości na ściskanie w czasie po 7, 14, 28, 56 i 90 dniach dojrzewania w powietrzu;
- rozwój wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu w czasie po 7, 14, 28, 56 i 90 dniach dojrzewania w wodzie;
- odporność na ścieranie po 28 dniach (metoda mokra – tarcza Boehme);
- gęstość pozorna po 28 dniach dojrzewania;
- nasiąkliwość wagowa po 28 dniach dojrzewania;
- głębokość penetracji wody (wodoszczelność) po 28 dniach dojrzewania.

Badanie wytrzymałości na ściskanie betonów podwodnych przeprowadzono dla próbek betonowych wykonanych i dojrzewających w dwóch różnych środowiskach: wodnym i w powietrzu. Próbkę betonową i dojrzewającą pod wodą wykonano w następujący sposób. Badanie wykonano zgodnie z procedurą podaną w pracy (Sonebi i Khayat, 2001). Na dnie pojemnika umieszczono formę stalową o wymiarach 30x50x15 cm. Pojemnik wypełniano wodą tak, aby poziom wody znajdował się co najmniej 20 cm powyżej górnego brzegu formy. Następnie podawano mieszankę betonową bezpośrednio nad zwierciadłem wody. Próbkę w kształcie płyty rozformowywano po dwóch dniach i przechowywano w wodzie do czasu badania. Bezpośrednio przed badaniem wytrzymałości płyta betonowa była cięta na kostki o boku 10 cm. Liczba kostek do badania w każdym przedziale czasowym wynosiła 6 szt. Uzyskane w wyniku badania wartości wytrzymałości na ściskanie przeliczono na wytrzymałość kostki o boku 15 cm. W analogiczny sposób przeprowadzono również badania wytrzymałości betonów podwodnych w środowisku wodnym na rozciąganie przy rozłupywaniu.

Próbki dojrzewające w powietrzu formowano po wykonaniu mieszanki w formach sześciennych o boku 15 cm, bez zagęszczania. Po dwóch dniach przechowywania w pomieszczeniu o wilgotności 95% i temperaturze $20 \pm 2^\circ\text{C}$ próbki rozformowywano i do czasu badania wytrzymałościowego przechowywano w tym pomieszczeniu.

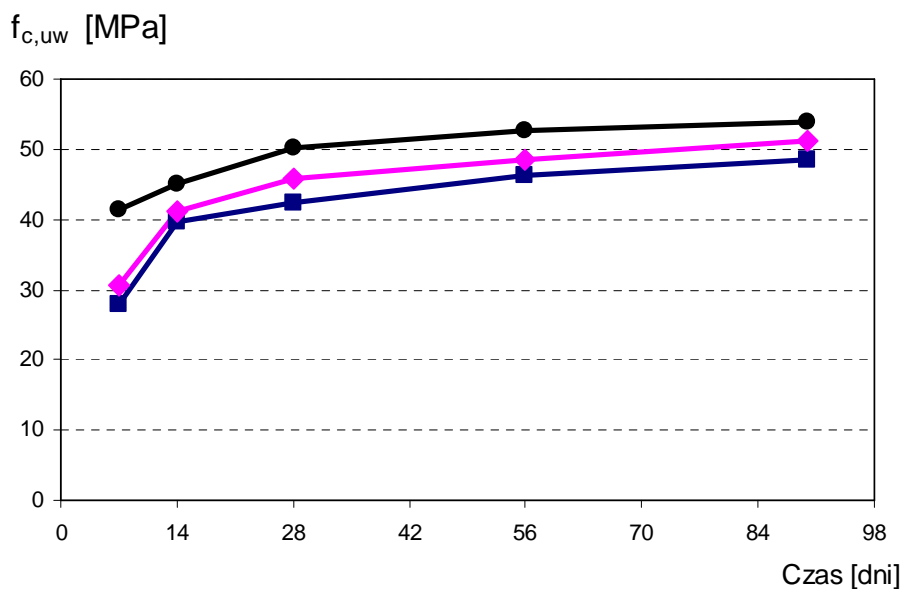
Próbki betonów do badań gęstości pozornej, nasiąkliwości i wodoszczelności formowano przez umieszczenie formy sześcienną o boku 15 cm na dnie pojemnika z wodą. Mieszankę układano w formach bez zagęszczania, przez warstwę 20 cm wody a po zaformowaniu górną powierzchnię wygładzano pacą stalową. Po dwóch dniach przechowywania w wodzie próbki rozformowywano i przechowywano w wannach w wodzie o temperaturze $20 \pm 2^\circ\text{C}$.

3. Wyniki badań i ich analiza

Wyniki badań próbek betonowych formowanych pod wodą i badanych po 28 dniach dojrzewania w wodzie przedstawiono w tablicy 3. Analizując rozwój wytrzymałości na ściskanie (rys. 1) i rozciąganie przy rozłupywaniu (rys. 2) badanych betonów stwierdzono, że niezależnie od wieku badanych betonów, betony z dodatkiem popiołów fluidalnych (M20 i M30) uzyskały każdorazowo niższe wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie niż beton referencyjny (M0). Porównując wyniki badań wytrzymałości na ściskanie uzyskane dla wszystkich badanych betonów podwodnych, w przypadku betonowania ciał próbnych w postaci płyty z wynikami badań dla kostek normowych o boku 15 cm betonowanymi przez warstwę wody (Horszczaruk i Rudnicki, 2010) stwierdzono wzrost wytrzymałości próbek pobranych z płyty po przeliczeniu na wytrzymałość kostkową o boku 15 cm w granicach 20% a nawet 30% w przypadku znacznej zawartości popiołów fluidalnych w betonie. W trakcie badań

Tab. 3. Wyniki badań stwardniałych betonów po 28 dniach dojrzewania w wodzie

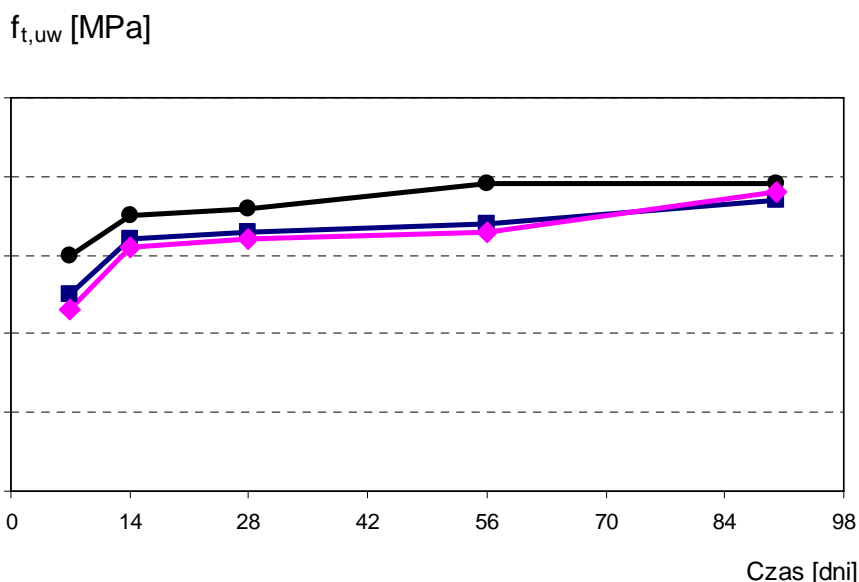
Beton	gęstość [kg/dm ³]	wytrzymałość [MPa]		ścieralność [mm]	nasiąkliwość [% masy]	głębokość penetracji wody [mm]
		na ściskanie $f_{c,uw}$	na rozciąganie $f_{t,uw}$			
M0	2354	50,2	3,6	4,7	1,6	27
M20	2359	42,4	3,3	4,8	1,3	22
M30	2367	45,8	3,2	4,3	0,9	19



Zawartość popiołów fluidalnych

● 0% ■ 20% ◆ 30%

Rys. 1. Rozwój wytrzymałości na ściskanie próbek formowanych i dojrzewających pod wodą



Zawartość popiołów fluidalnych

● 0% ■ 20% ◆ 30%

Rys. 2. Rozwój wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek betonowych formowanych i dojrzewających pod wodą

zaobserwowano, że powierzchnia próbek w kształcie kostek o boku 15 cm jest niejednorodna, pełna pustek powietrznych, co jest spowodowane znaczną lepkością mieszanek, która jest źle zagęszczona. Przy znacznej masie mieszanki i większej formie, mieszanka pod ciężarem własnym szczelniej wypełniała boki formy, co skutkuje lepszym jej zagęszczeniem, przy takich samych warunkach betonowania co przekłada się na wzrost wytrzymałości na ściskanie.

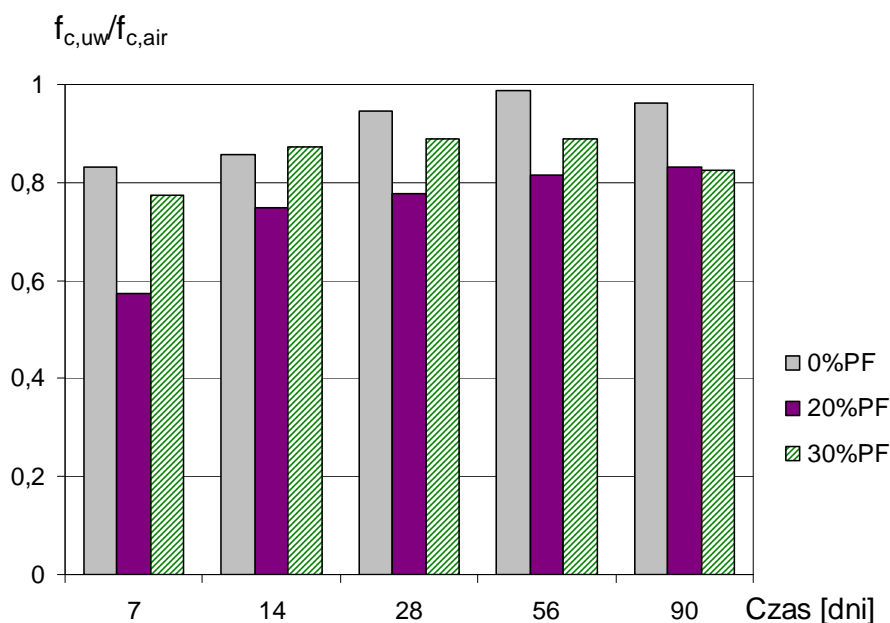
Wskaźnikiem służącym ocenie prawidłowego zaprojektowania betonów podwodnych z uwagi na wytrzymałość na ściskanie jest stosunek wytrzymałości na ściskanie próbek betonowanych i dojrzewających pod wodą w temperaturze $20 \pm 2^\circ\text{C}$ ($f_{c,uw}$) do wytrzymałości na ściskanie próbek betonowanych i dojrzewających na powietrzu (warunki laboratoryjne – temperatura

$20 \pm 2^\circ\text{C}$ i wilgotność 95% ($f_{c,air}$) powinien wynosić minimum 0,8 (Horszczaruk i Łukowski, 2009).

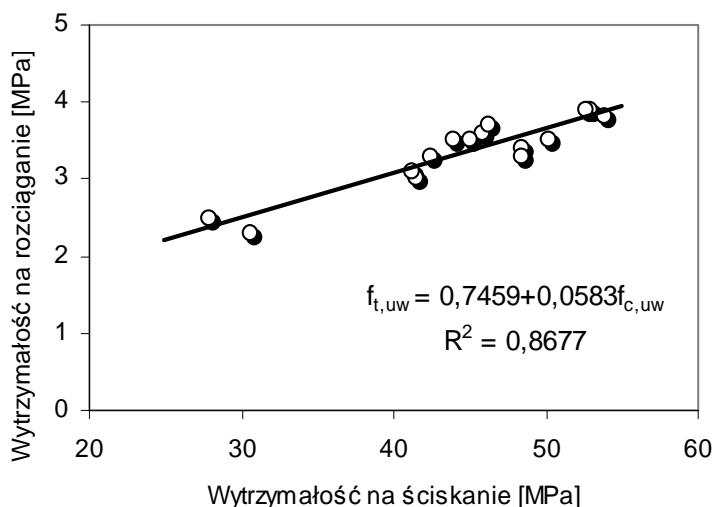
Na rysunku 3 pokazano zależność wskaźnika $f_{c,uw}/f_{c,air}$ w funkcji czasu dojrzewania. Wartość wskaźnika $f_{c,uw}/f_{c,air}$ powyżej 0,8 beton referencyjny (M0) osiągnął już po 7 dniach, beton z zawartością 30% popiołów fluidalnych (M20) po 14 dniach, a beton z 20% zawartością popiołów po 56 dniach.

Zależność między wytrzymałością na ściskanie $f_{c,uw}$ i rozciąganie $f_{t,uw}$ próbek betonowych formowanych i dojrzewających w wodzie opisać można poniższą zależnością liniową przedstawioną graficznie na rysunku 4:

$$f_{t,uw} = 0,7459 + 0,0583f_{c,uw} \quad (1)$$



Rys.3. Wartość wskaźnika $f_{c,uw}/f_{c,air}$ w funkcji czasu dojrzewania i zawartości popiołów fluidalnych (PF)



Rys. 4. Zależność między wytrzymałością na rozciąganie przy rozłupywaniu $f_{t,uw}$ i wytrzymałością na ściskanie $f_{c,uw}$ dla betonów formowanych i dojrzewających pod wodą

Z analizy wyników badań wytrzymałości nie wynika, aby czas dojrzewania i zawartość popiołu fluidalnego w spoiwie miały istotny wpływ na relacje między obydwoma rodzajami wytrzymałości.

Głębokość penetracji wody analizowanych betonów zawierała się w granicach od 19 do 27 mm i zmniejsza się wraz ze wzrostem zawartości popiołów fluidalnych w betonie. Różnice te są jednak nieznaczne, a wszystkie betony spełniają wymagania w zakresie elementów wykonanych z betonów zwykłych, dla których głębokość penetracji wody nie powinna przekraczać wartości 50 mm. Nasiąkliwość wagowa wszystkich badanych betonów również lokowała się znacznie poniżej wartości dopuszczalnych dla betonów zwykłych (nie więcej niż 5%) i malała wraz z zawartością popiołów fluidalnych w betonie (tab. 3). Wyniki badań ścieralności betonów po 28 dniach dojrzewania (badanie ścieralności na tarczy Boehmego tzw. metodą mokrą) nie dały zadowalających rezultatów. Ścieralność wszystkich grup betonów przekroczyła 4 mm, co w porównaniu z wymogami dla kostki brukowej czy płyt betonowych dwukrotnie przekracza wartości dopuszczalne. Badania należałoby powtórzyć dla betonów w wieku 56 i 90 dni z zastosowaniem metody suchej.

4. Ocena współczynnika efektywności k dla badanych popiołów fluidalnych

W celu określenia współczynnika efektywności k wykorzystano koncepcję podaną przez Atișa (2005), a wartość współczynnika k obliczono z zależności (2) dla różnych wartości czasu dojrzewania betonów t :

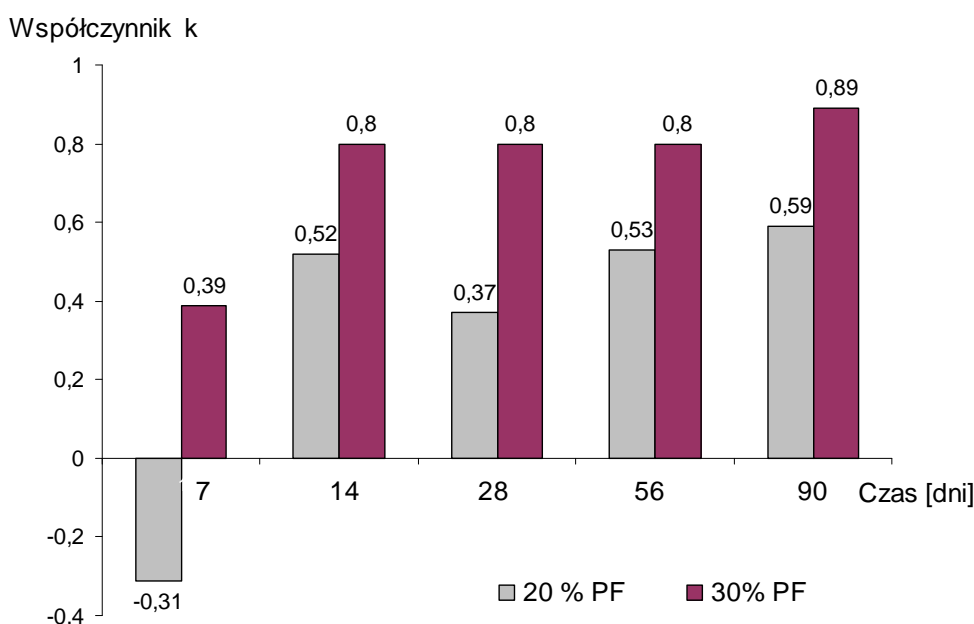
$$k_{(t)} = \frac{c}{p} \left(\frac{f_c(t)_p}{f_c(t)_c} - 1 \right) + 1 \quad (2)$$

gdzie $f_c(t)_c$ jest wytrzymałością na ściskanie betonu wykonanego z samego cementu w MPa, $f_c(t)_p$ to wytrzymałość na ściskanie betonu wykonanego z cementu i popiołów lotnych w MPa, a c i p to odpowiednio zawartości cementu i popiołu w betonie w kg/m^3 . Obliczone wartości współczynnika k przedstawiono na rysunku 5.

Analizując otrzymane wartości współczynnika k można zauważyć, że jego wartość zależy od wartości wskaźnika c/p , a także od czasu dojrzewania betonu. Z badań Atișa (2005) wynika, że stabilizacja wartości współczynnika k występuje dopiero po około 100 dniach dojrzewania betonów, kiedy stabilizuje się wartość wytrzymałości na ściskanie. Uzyskane wyniki mają orientacyjny charakter z uwagi na wąski zakres badań i stanowią tylko propozycję rozwiązania problemu. Badania należałoby kontynuować uwzględniając zmianę wskaźnika w/s oraz dłuższy czas dojrzewania betonu, przykładowo 360 dni oraz szerszy zakres udziału popiołu fluidalnego w spoiwie.

5. Podsumowanie

Projektowanie mieszanek do betonów podwodnych z dodatkiem popiołów fluidalnych powinno być prowadzone metodami doświadczalnymi. Przy ustalaniu ilości popiołów fluidalnych w mieszance należy uwzględnić ich skład chemiczny. W badaniach wytrzymałości na ściskanie, w przypadku nie zagęszczania mieszanek w czasie formowania ciał próbnych pod wodą zaleca się stosowanie ciał próbnych o znacznej objętości, które umożliwiłyby wycięcie próbek o wymiarach normowych po zakończeniu czasu dojrzewania. Poważną wadą betonów podwodnych z dodatkiem popiołów fluidalnych jest gwałtowny spadek



Rys. 5. Wartości współczynników k odpowiadające różnym czasom dojrzewania badanych betonów

urabialności mieszanek UWC w czasie. Jak wykazały badania Horszczaruk i Rudnickiego (2010), nawet przy maksymalnej ilości superplastyfikatora, po upływie godziny występują trudności w uzyskaniu wymaganej urabialności mieszanki. Przeprowadzone badania wskazują na możliwości zastosowania popiołów fluidalnych do betonów podwodnych jednakże opracowanie szczegółowych wytycznych ich stosowania wymaga przeprowadzenia wielu badań o szerokim zakresie.

Literatura

- Atiř C.D. (2005). Strength properties of high-volume fly ash roller compacted and workable concrete, and influence of curing condition. *Cement and Concrete Research*. Vol. 35, 1112-1121.
- Bulewicz E.M. (2010). Specyfika składu i właściwości popiołów z procesów fluidalnego spalania węgla. Konferencja „Popioły z Energetyki”, 21-24.10.2010 Zakopane, *Ekotech, Szczecin*, 27-35.
- Giergiczny E., Giergiczny Z. (2010). Kategoryzacja popiołów lotnych szansą na szersze stosowanie w budownictwie. Konferencja „Popioły z Energetyki”, 24-26.10.2010 Warszawa, *Ekotech, Szczecin* 2010, 163-175.
- Giergiczny Z. (2007). Dodatki do betonu w świetle wymagań normowych. *Materiały Budowlane*, 11/2007, 10-13.
- Horszczaruk E., Łukowski P. (2009). Betony podwodne – badania i dobór składu. *Inżynieria i Budownictwo*, 5/2009, 274-278.
- Horszczaruk E., Rudnicki T (2010). Możliwości wykorzystania fluidalnych popiołów lotnych jako zamiennik cementu w betonach podwodnych. Konferencja „Dni betonu. Tradycja i nowoczesność”, 11-13.10.2010 Wisła. *Polski Cement*. Kraków 2010, 197-206.
- Jagosz A., Małolepszy J., Śliwiński J., Tracz T. (2008) Wykorzystanie popiołów fluidalnych jako dodatku mineralnego do betonów. Konferencja „Dni Betonu”, 13-15.10.2008 Wisła, *Polski Cement*, Kraków 2008, 553-556.
- Kabała J., Brzozowski B., Roszczynialski W., Małolepszy J. (2006). Właściwości i zastosowanie ubocznych produktów spalania węgla w kotłach fluidalnych. Konferencja „Popioły z Energetyki”, Kraków 2006, *Ekotech, Szczecin* 2006, 121-142.
- Pacewska B., Blonkowski G., Wilińska I. (2008). Studies on the pozzolanic and hydraulic properties of fly ashes in model systems. *Journal of Thermal Analysis and Calorimetry*. Vol. 94, 469-476.
- Pacewska B., Wilińska I., Kubissa W., Nowacka M. (2010). Popiół fluidalny – zalety i zagrożenia jego zastosowania w kompozytach cementowych. Konferencja „Popioły z Energetyki”, 24-26.10.2010 Warszawa, *Ekotech, Szczecin* 2010, 235-249.
- Piotrowski Z., Uliasz-Bocheńczyk A. (2008). Możliwości gospodarczego wykorzystania odpadów z kotłów fluidalnych. *Gospodarka Surowcami Mineralnymi*. t. 24, 1-2/2008, 73-85.
- Sonebi M., Khayat K.H. (2001). Effect of mixture composition on relative strength of highly flowable underwater concrete. *ACI Materials Journal*, Vol. 98, No. 3, 233-236.

EXAMINATION OF FLY ASH FROM FLUIDIZED BED BOILERS IN UNDERWATER CONCRETE

Abstract: Laboratory test results of mechanical properties of underwater concretes were presented in the paper. In these concretes some part of cement was substituted by fluidal ashes from hard coal combustion. The relationships between the tensile and compressive strengths, and efficiency factor of fluidized bed ash were discussed.

STATECZNOŚĆ KĄTOWO-PŁYTOWEGO ŚCIANY OPOROWEJ WEDŁUG EUROKODU 7

Iwona CHMIELEWSKA*

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

Streszczenie: W pracy przedstawiono procedurę sprawdzania warunków stateczności ściany oporowej płytowo-kątowej na wypieranie, przesunięcie i obrót, zgodnie z normą PN-EN 1997-1. Warunek na wypieranie i przesunięcie jest stanem granicznym nośności GEO, zaś warunek na obrót traktowany jest jako stan EQU. Przyjmując praktykę angielską, zakładającą wirtualną powierzchnię, na którą oddziałuje zasypka, pokazano, że dla geometrii ściany oporowej płytowo-kątowej przyjmowanej tradycyjnie przez inżynierów, zapewniona jest jej stateczność, co może świadczyć o tym, że współczynniki cząstkowe zalecane w Eurokodzie 7 są dobrane prawidłowo.

Słowa kluczowe: ściana oporowa płytowo-kątowa, Eurokod 7, stateczność ściany oporowej.

1. Wprowadzenie

Ściany oporowe płytowo-kątowe należą do podstawowych konstrukcji inżynierskich. Chociaż w ostatnich latach klasyczne konstrukcje murów oporowych zastępowane są konstrukcjami z gruntu zbrojonego, to w wielu przypadkach budowa klasycznych ścian oporowych jest rozwiązaniem optymalnym.

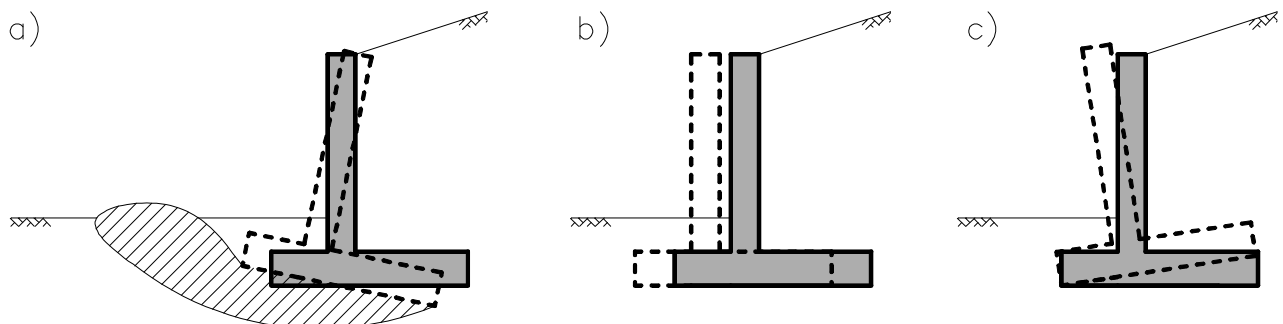
Zgodnie z PN-83/B-03010 podczas rozważania stateczności ścian oporowych sprawdza się cztery warunki:

- wypierania gruntu pod podstawą ściany;
- przesunięcia w podstawie ściany lub w niżej leżących warstwach podłoża;
- obrotu ściany oporowej względem krawędzi podstawy;
- stateczności ogólnej, tzn. sprawdzenie czy nie traci stateczności skarpa wraz z ścianą oporową.

Podstawowym zagadnieniem przy projektowaniu ścian

oporowych jest określenie wartości parć wywołanych przez grunt zasypowy na konstrukcję ściany oporowej. To siły parcia decydują o rozwiązaniach geometrycznych (wymiarach), jak również o konstrukcji poszczególnych elementów ściany oporowej.

Zgodnie z Eurokodem 7 ściany oporowe płytowo-kątowe są traktowane jako ściany masywne (*gravity wall*), w których ciężar własny, łącznie z ciężarem materiału zasypki leżącego na podstawie (płytcie), ma istotną rolę w zapewnieniu stateczności konstrukcji (Bond i Harris, 2008). Rozdział 9 PN-EN 1997-1 (2008) dotyczy zasad projektowania konstrukcji oporowych. W normie tej pokazano wiele rysunków ukazujących różne stany graniczne dla ścian oporowych płytowo-kątowych. W pracy rozpatrywane będą tylko trzy podstawowe stany graniczne nośności: utrata stateczności podłoża pod płytą, utrata stateczności na przesunięcie i utrata stateczności na obrót (rys. 1).



Rys. 1. Formy utraty stateczności: a) wypieranie gruntu, b) poślizg, c) obrót

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: chmielewska.iwona1@gmail.com

Rozpatrywane ściany nie będą budowane na zboczu, zatem warunek utraty stateczności ogólnej nie będzie sprawdzany. Nie będą też sprawdzane stany graniczne wynikające z utraty nośności elementów konstrukcji przy założeniu, że w kolejnych etapach projektowania, elementy konstrukcji będą zaprojektowane prawidłowo i takie stany graniczne nie wystąpią. Szczegółowo będą rozpatrzone tylko ściany płytowo-kątowe posadowione na podłożu piaszczystym o głęboko położonym zwierciadle wody gruntowej. Zakłada się, że poziom wód gruntowych jest na tyle niski, że nie będzie miał wpływu nie tylko na siły oddziaływań na konstrukcję ściany oporowej, ale również na nośność podłoża. W pracy pokazano, że stateczność ściany oporowej może być zachowana przy geometrii ściany zaprojektowanej zgodnie z praktyką inżynierską i PN-EN 1997-1 (2008) oraz poprawką do tej normy PN-EN 1997-1: 2008/Ap 2 (2010).

2. Geometria ściany oporowej

Ściana oporowa obciążona jest głównie parciem gruntu, pracuje jako wspornik, zatem momenty zginające rosną od góry do dołu. Zwykle więc przy projektowaniu ścian płytowo-kątowych ściana ma minimalną grubość na górze, a maksymalną w przekroju zamocowania w płycie. Minimalna grubość ściany na górze, ze względów konstrukcyjnych, wynosi 25-30 cm (Bowles, 1996), zaś maksymalna grubość ściany wynosi zwykle około $(0,08-0,1) \cdot h$, gdzie h jest wysokością ściany (rys. 2).

W miejscu połączenia ściany z płytą, grubość płyty ($h_3 = c$) jest zwykle równa grubości ściany (rys. 2). W płycie maksymalne momenty występują w miejscu połączenia ze ścianą i maleją oddalając się od niej, zatem grubość płyty zwykle maleje w przekrojach bardziej

odległych od ściany. Ponieważ w pracy rozważana będzie jedynie stateczność ściany, celem uproszczenia analizy, przyjęto równą grubość płyty i ściany (rys. 2).

Zgodnie z praktyką angielską przy obliczaniu ścian oporowych płytowo-kątowych rozważa się dwa schematy obliczeniowe. Schemat pierwszy, gdy długość odsadzki tylnej $b \geq b_{min}$ (rys. 2a), i schemat drugi, gdy $b < b_{min}$ (rys. 2b), gdzie:

$$b_{min} = (h + h^*) \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\pi}{2}\right) \quad (1)$$

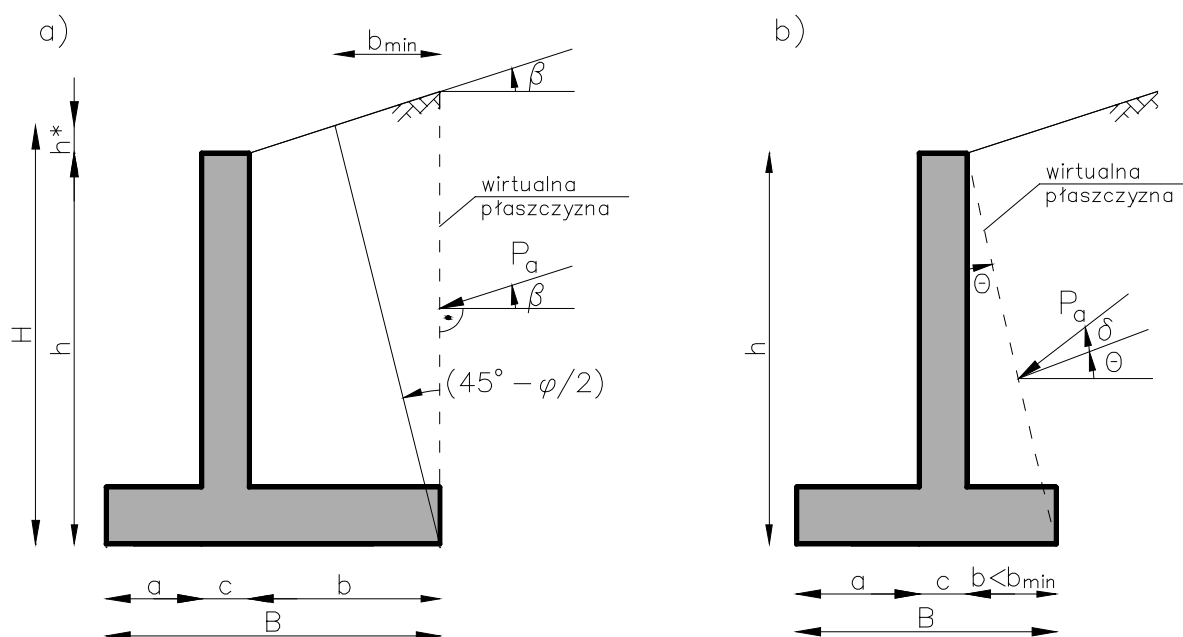
gdzie: h jest wysokością ściany oporowej, zaś h^* objaśniono na rysunku 2.

W schemacie pierwszym, przy rozważaniu stateczności ściany oporowej przyjmuje się, że parcie gruntu działa na wirtualną pionową płaszczyznę, a kierunek działania siły wypadkowej parcia P_a jest równoległy do naziomu. W schemacie drugim długość odsadzki tylnej $b < b_{min}$ i wirtualna ściana jest nachylona pod kątem θ . Na ścianie tej występuje tarcie opisane kątem δ , zatem siła parcia (P_a) jest nachylona do poziomu pod kątem $(\theta + \delta)$ (rys. 2b). Nachylenie wirtualnej ściany określone kątem θ oblicza się z równania:

$$\tan \theta = \frac{b}{H} \quad (2)$$

gdzie $H = h + h^*$.

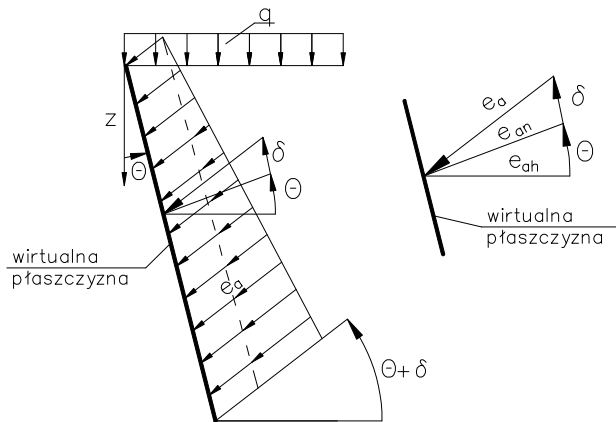
Taki sposób analizy stateczności ścian oporowych nie jest w Polsce popularny, zatem w pracy skupiono się nad jego analizą.



Rys. 2. Schemat geometrii ściany: a) schemat I, $b \geq b_{min}$, b) schemat II, $b < b_{min}$ na podstawie Bonda i Harissa (2008)

3. Parcie jednostkowe

Ponieważ schemat pierwszy jest szczególnym przypadkiem schematu drugiego ($\theta = 0$, $\delta = \beta$), zatem poniżej podano wzory jedynie dla schematu drugiego (rys. 3).



Rys. 3. Parcie jednostkowe na wirtualną płaszczyznę

Przy obliczaniu stateczności ściany oporowej zwykle przyjmuje się, że ściana może się odkształcić na tyle, że wystąpią parcia czynne.

Składowa normalna parć jednostkowych:

$$e_{an} = K_{a\gamma} \cdot \gamma \cdot z + K_{aq} \cdot q - K_{ac} \cdot c \quad (3)$$

gdzie:

$$K_{a\gamma} = K_n \cdot \cos \beta \cdot \cos(\beta - \theta) \quad (4)$$

$$K_{aq} = K_n \cdot \cos^2 \beta \quad (5)$$

$$K_{ac} = (K_n - 1) \cdot \cos \varphi \quad (6)$$

$$K_n = \frac{1 - \sin \varphi \cdot \sin(2 \cdot m_w - \varphi)}{1 + \sin \varphi \cdot \sin(2 \cdot m_t - \varphi)} \cdot e^{-2 \cdot \nu \cdot \tan \varphi} \quad (7)$$

$$\nu = m_t + \beta - m_w - \Theta \quad (8)$$

wyrażone w radianach

Wartości m_t i m_w oblicza się z równań:

$$\cos(2 \cdot m_t - \varphi + \beta) = \frac{\sin \beta}{\sin \varphi} \quad (9)$$

$$\cos(2 \cdot m_w - \varphi - \delta) = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi} \quad (10)$$

Wzory (3)-(10) są zalecane przez PN-EN 1997-1 (2008) dla $\nu > 0$. Można ich jednak używać dla niezbyt dużych ujemnych wartości ν . Wartość styczną jednostkowego parcia czynnego można określić z równania:

$$e_{as} = e_{an} \cdot \tan \delta \quad (11)$$

gdzie δ jest kątem tarcia gruntu o konstrukcję (wirtualną płaszczyznę), φ jest kątem tarcia wewnętrznego gruntu zasypki, a β jest kątem nachylenia naziomu. Bond i Harris (2008) podają, że kąt tarcia gruntu o konstrukcję oblicza się ze wzoru:

$$\delta = k \cdot \varphi_{cv} \quad (12)$$

gdzie: φ_{cv} jest kątem tarcia gruntu w stanie krytycznym, $k = 1$ dla konstrukcji betonowych wylewanych na miejscu budowy, zaś $k = 2/3$ dla konstrukcji prefabrykowanych. Na wirtualnej płaszczyźnie, możemy przyjąć, $k = 1$, zatem $\delta = \varphi_{cv}$. Z teorii stanów krytycznych dla gruntów sypkich można przyjąć, że w stanach krytycznych stopień zagęszczenia $I_D \approx 0,2$ (Bolton, 1986), zatem φ_{cv} jest wartością kąta tarcia wewnętrznego, określoną na podstawie PN-81/B-03020 dla $I_D = 0,2$.

Dla wirtualnej płaszczyzny pionowej i poziomego naziomu, $\beta = 0$ i $\delta = 0$ mamy przypadek zwany w geotechnice stanami Rankine'a.

4. Stateczność ściany oporowej

4.1. Współczynniki cząstkowe

Zgodnie z poprawką do polskiej normy (PN-EN 1997-1: 2008/Ap 2 (2010)) do obliczeń stanów granicznych GEO przy wypieraniu i poślizgu zalecane jest podejście obliczeniowe 2. W poprawce nie określono współczynników cząstkowych dla stanu granicznego EQU, a sprawdzenie stateczności na obrót powinno być traktowane jako stan EQU, gdzie właściwości wytrzymałościowe gruntu nie są istotne, a jedynie istotne są geometria ściany oporowej i obciążenia. Zatem przy obliczaniu stateczności na obrót powinny być używane współczynniki cząstkowe przewidziane do stanu EQU (PN-EN 1997-1 (2008)). Zgodnie z PN-EN 1997-1 (2008) „wartości parcia gruntu i kierunki sił wypadkowych parcia gruntu należy obliczać zgodnie z wybranym podejściem obliczeniowym oraz rozpatrywanym stanem granicznym”. Współczynniki cząstkowe przyjęte do obliczeń stanów granicznych GEO i EQU podano w tablicy 1.

Jeżeli obciążenie zmienne działa korzystnie to pomijamy je w obliczeniach (PN-EN 1990: 2004/A1 (2008)).

4.2. Stateczność na wypieranie

Wypieranie gruntu pod podstawą ściany oporowej nie nastąpi jeżeli:

$$V_d \leq R_d \quad (13)$$

gdzie: V_d jest wartością projektową (obliczeniową) siły pionowej, działającej w środku podstawy fundamentu, liczone na 1 mb ściany oporowej, zaś R_d jest wartością projektową (obliczeniową) oporów podłoża liczoną również na 1 mb ściany oporowej. Ponieważ ściana oporowa jest traktowana jako łąwa fundamentowa,

Tab. 1. Współczynniki cząstkowe stanów GEO i EQU

			Stany GEO			Stany EQU		
			A1	M1	R1	A1	M1	R1
Oddziaływania	stałe	niekorzystne (γ_G)	1,35			1,1		
		korzystne (γ_G)	1,0			0,9		
	zmienne	niekorzystne (γ_Q)	1,5			1,5		
Właściwości gruntu		$\tan \varphi'$ (γ_φ)	1,0			1,25		
		efektywna spójność c' (γ_c)	1,0			1,25		
		wytrzymałość bez odpływu (γ_{ck})	1,0			1,4		
		ciężar objętościowy (γ_γ)	1,0			1,0		
Opory gruntu dla ścian oporowych		wyparcie (γ_{Rw})				1,4		
		opór ze względu na poślizg (γ_{Rs})				1,1		
		odpór graniczny (γ_{Rb})				1,4		

wartość oporu podłoża R_d , dla podejścia obliczeniowego 2 dla którego współczynniki materiałowe są równe 1, może być obliczona ze wzoru:

$$R_d = A' \cdot \left\{ c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \right\} / \gamma_{Rw} \quad (14)$$

gdzie:

$$\gamma_{Rw} = 1,4$$

$$A' = B' \cdot L'$$

$$L' = 1m$$

$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

Współczynniki nośności oblicza się według równań:

$$N_q = e^{\pi \cdot (\tan \varphi) d} \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_k}{2} \right) \quad (15)$$

$$N_c = \frac{(N_q - 1)}{\tan \varphi_k} \quad (16)$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi_k \quad \text{dla } \delta > \frac{\varphi}{2} \quad (17)$$

Współczynniki kształtu wynoszą:

$$s_q = s_\gamma = s_c = 1$$

Współczynniki nachylenia wypadkowej oblicza się według równań:

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \varphi_k} \quad (18)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H_d}{V_d + \frac{A' \cdot c_d}{\tan \varphi_k}} \right] \quad (19)$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H_d}{V_d + \frac{A' \cdot c_d}{\tan \varphi_k}} \right]^{m+1} \quad (20)$$

gdzie współczynnik $m = 2$.

Mimośród wynosi $e_B = M_d / V_d$, gdzie M_d jest wartością projektową (obliczeniową) momentu, obliczoną w środku podstawy ściany oporowej.

Zwykle w obliczeniach stateczności ściany oporowej przyjmuje się, że ściana oporowa może być w czasie jego eksploatacji odkopana do poziomu posadowienia, zatem $q' = 0$. Takie założenie zwiększa bezpieczeństwo konstrukcji. Eurokod 7 dopuszcza maksymalny mimośród $e_B \leq B / 3$. W obliczeniach inżynierskich często oblicza się współczynnik wykorzystania nośności, który dla wypierania ma postać:

$$\Lambda_w = \frac{V_d}{R_d} \quad (21)$$

4.3. Stateczność na przesunięcie

Stateczność na przesunięcie jest zapewniona jeżeli:

$$H_d \leq R_{ds} + R_{bd} \quad (22)$$

gdzie: H_d jest wartością projektową (obliczeniową) siły poziomej działającej w podstawie płyty liczoną na 1 mb ściany oporowej, R_{ds} jest obliczeniową wartością oporu na ścinanie w poziomie posadowienia, a R_{bd} jest wartością

obliczeniową odporu gruntu (P_b), przeciwdziałającą przesunięciu (rys. 4 i 5). Ze względu na to, że ściana oporowa może być odkopana, zwykle w obliczeniach stateczności na przesunięcie przyjmuje się, że $R_{bd} = 0$.

$$R_{ds} = V_d \cdot (\tan \delta)_d \quad (23)$$

gdzie δ jest kątem tarcia gruntu o konstrukcję (dla konstrukcji wylewanych na miejscu $\delta = \varphi_{cv}$).

Warunek (22) zatem może być zapisany w postaci:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd} \quad (24)$$

gdzie:

$$\tau_{Ed} = \frac{H_d}{A'} = \frac{H_d}{B \cdot 1} \quad (25)$$

zaś

$$\tau_{Rd} = \frac{V_d \cdot (\tan \delta)_d}{B \cdot 1 \cdot \gamma_{Rs}} \quad (26)$$

gdzie $\gamma_{Rs} = 1,1$

Współczynnik wykorzystania nośności:

$$\Lambda_s = \frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd}} \quad (27)$$

4.4. Stateczność na obrót

Przy sprawdzaniu stateczności na obrót, w pracy traktowanej jako stan graniczny EQU, warunek ma postać:

$$M_{od} \leq M_{ud} \quad (28)$$

gdzie M_{od} jest wartością projektową momentu obracającego, zaś M_{ud} wartością projektową (obliczeniową) momentu utrzymującego.

Współczynnik wykorzystania nośności:

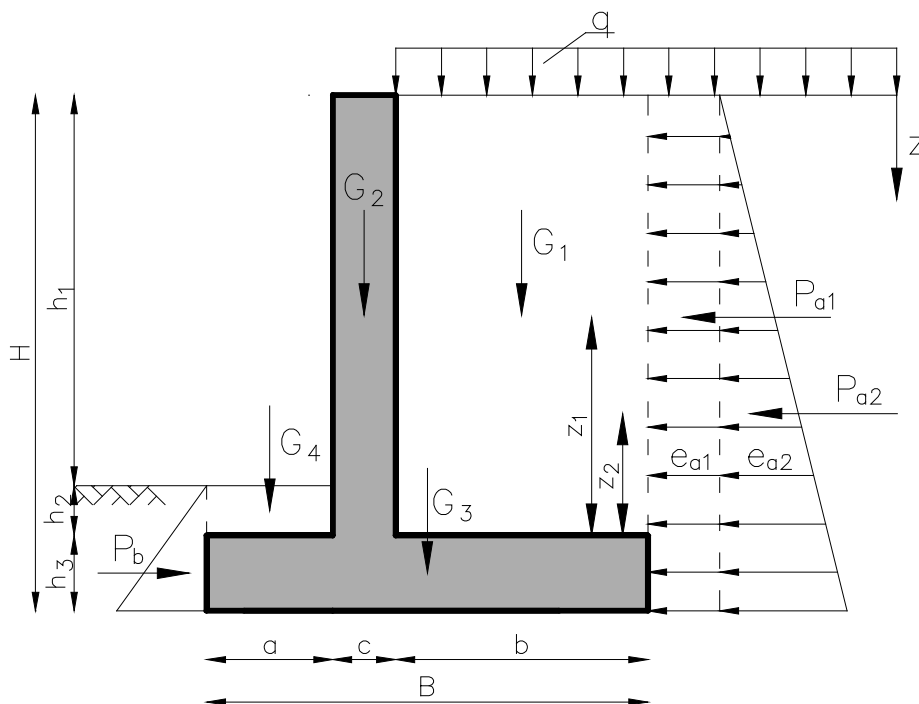
$$\Lambda_o = \frac{M_{od}}{M_{ud}} \quad (29)$$

W stanach EQU stosuje się inne niż w stanach GEO współczynniki obciążenia i materiałowe (tab. 1), zatem konieczne są niezależne obliczenia oddziaływań.

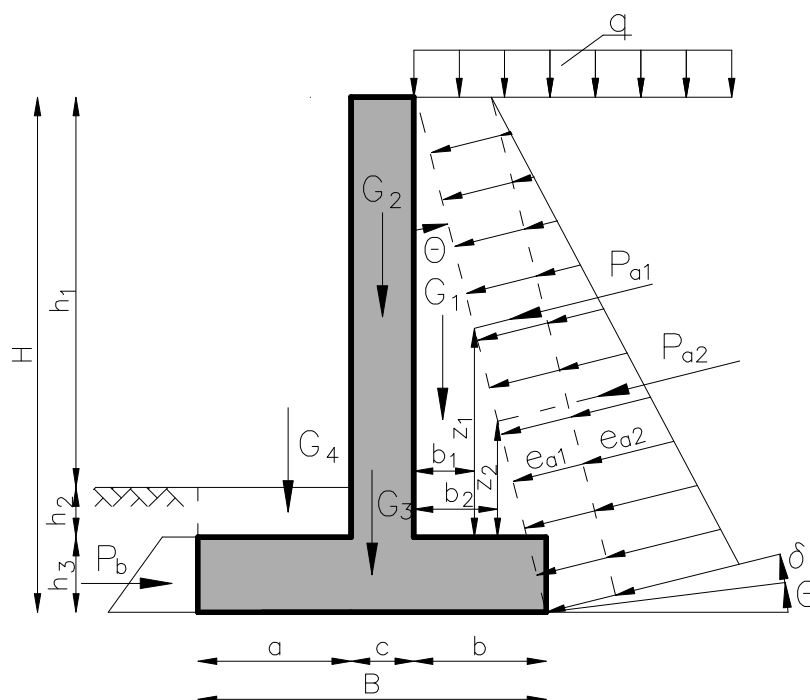
Żaden ze współczynników wykorzystania Λ_w , Λ_s i Λ_o nie może być większy od 1, a przynajmniej jeden z nich powinien być bliski jedności. Należy tak dobrać wymiary podstawy (płyty) ściany oporowej, aby zapewniona była jego stateczność.

5. Przykład

Jako przykład projektu ściany oporowej płytowo-kątowej rozpatrzono ścianę o wysokości naziomu $h_1 = 3; 4; 5$ m o naziomie poziomym obciążonym stałym obciążeniem użytkowym $q = 0; 10; 20$ kPa. Ścianę oprową zasypano piaskiem średnim o $I_D = 0,7$, zaś w podłożu do głębokości oddziaływania ściany równej minimum dwóm szerokościom płyty występują piaski średnie o $I_D = 0,7$, w których nie nawiercono wody gruntowej. Oznaczenia wartości geometrycznych i sił działających na ścianę oporową pokazano na rysunku 4, dla $b \geq b_{min}$, gdy wirtualna płaszczyzna jest pionowa, i na rysunku 5, dla $b < b_{min}$, gdzie wirtualna płaszczyzna jest nachylona.



Rys. 4. Ściana oporowa o $b \geq b_{min}$ (Schemat I)

Rys. 5. Ściana oporowa o $b < b_{min}$ (Schemat II)

Na podstawie wieloletnich doświadczeń inżynierów można przyjąć, że szerokość płyty ściany oporowej zawiera się $B = 0,4-0,7 H$ (Bowles, 1996), a szerokość odsadzki przedniej $a = 0,3 B$. Dla takich założeń policzono wartości współczynników wykorzystania nośności: A_w , A_s , A_o , które pokazano w tabelicy 2. Przy takich wymiarach geometrycznych ściany oporowej, w obliczeniach stateczności, stosuje się schemat II, ściany o nachylonej szorstkiej płaszczyźnie wirtualnej.

Analizując współczynniki wykorzystania nośności (tab. 2) można stwierdzić, że dla rozważanej ściany oporowej płytowo-kątowej o nośności decyduje wypieranie gruntu spod płyty. Jest to głównie konsekwencją przyjęcia możliwości odkopania ściany oporowej ($q' = 0$) do poziomu posadowienia, a w gruntach niespoistych istotny wpływ na nośność ma zagłębienie. Dla naziomu nieobciążonego ($q = 0$), stateczność zapewnia warunek $B \geq 0,5 \cdot H$, natomiast dla naziomu obciążonego, stateczność jest zapewniona przez warunek $B \geq 0,6 \cdot H$. W analizowanych

przypadkach, przy zapewnieniu stateczności na wypieranie, współczynnik wykorzystania nośności ze względu na poślizg $A_s < 0,64$, zaś ze względu na obrót $A_o < 0,39$.

W dalszej analizie przyjęto, że $b = b_{min}$, $a = 0,3 B$. W tym przypadku mogą być stosowane dwa schematy obliczeniowe (schemat I, schemat II). Obliczono wartości współczynników wykorzystania nośności, które pokazano w tabelicy 3.

Ponieważ $B > 0,6 \cdot H$, zatem wszystkie współczynniki są znacznie mniejsze od jedności, więc szerokość płyty jest zbyt duża. Według schematu II współczynniki przyjmują wartości mniejsze o około 30-40%, zatem schemat II jest schematem mniej bezpiecznym przy projektowaniu niż schemat I. Jest to konsekwencją przyjęcia wartości kąta tarcia $\delta = 0$ na pionowej płaszczyźnie wirtualnej. W związku z tym siła parcia wywołuje większy moment niż w schemacie I.

Tab. 2. Zestawienie współczynników wykorzystania nośności

Lp	Geometria					Obciążenie				Współczynniki wykorzystania nośności			
	h ₁ [m]	h ₂ [m]	h ₃ = c [m]	H [m]	b _{min} [m]	a [m]	b [m]	B [m]	B/H [-]	q [kPa]	Λ _w	Λ _s	Λ _o
1						0,5	0,65	1,5	0,41		2,12	0,73	0,53
2						0,6	0,85	1,8	0,49	0	0,90	0,65	0,40
3						0,7	1,15	2,2	0,60		0,42	0,56	0,28
4						0,5	0,65	1,5	0,41		4,96	0,81	0,67
5	3,0	0,3	0,35	3,65	1,94	0,6	0,85	1,8	0,49	10	1,60	0,72	0,50
6						0,7	1,15	2,2	0,60		0,65	0,61	0,35
7						0,5	0,65	1,5	0,41		9,76	0,87	0,75
8						0,6	0,85	1,8	0,49	20	2,47	0,76	0,56
9						0,7	1,15	2,2	0,60		0,89	0,64	0,39
10						0,6	0,85	1,9	0,40		2,54	0,74	0,56
11						0,7	1,25	2,4	0,51	0	0,84	0,63	0,38
12						0,85	1,55	2,85	0,60		0,43	0,55	0,28
13						0,6	0,85	1,9	0,40		5,14	0,80	0,67
14	4,0	0,3	0,45	4,75	2,52	0,7	1,25	2,4	0,51	10	1,29	0,67	0,46
15						0,85	1,55	2,85	0,60		0,61	0,59	0,34
16						0,6	0,85	1,9	0,40		9,32	0,85	0,75
17						0,7	1,25	2,4	0,51	20	1,80	0,71	0,51
18						0,85	1,55	2,85	0,60		0,79	0,62	0,37
19						0,7	1,1	2,3	0,40		2,91	0,76	0,58
20						0,9	1,5	2,9	0,50	0	0,89	0,65	0,40
21						1,05	1,95	3,5	0,60		0,43	0,56	0,29
22						0,7	1,1	2,3	0,40		5,28	0,81	0,67
23	5,0	0,3	0,5	5,8	3,08	0,9	1,5	2,9	0,50	10	1,29	0,69	0,46
24						1,05	1,95	3,5	0,60		0,57	0,59	0,33
25						0,7	1,1	2,3	0,40		8,81	0,84	0,74
26						0,9	1,5	2,9	0,50	20	1,74	0,72	0,51
27						1,05	1,95	3,5	0,60		0,71	0,61	0,36

Tab. 3. Porównanie schematów obliczeniowych

Lp	Geometria								Obciążenie q [kPa]	Współczynniki wykorzystania nośności					
	h ₁	h ₂	h ₃ = c	a	b = b _{min}	H	B	B/H		Schemat I			Schemat II		
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[-]		Λ _w	Λ _s	Λ _o	Λ _w	Λ _s	Λ _o
1									0	0,27	0,47	0,23	0,20	0,38	0,16
2	3,0	0,3	0,35	0,58	1,94	3,65	2,87	0,79	10	0,41	0,55	0,30	0,28	0,41	0,20
3									20	0,58	0,61	0,36	0,36	0,43	0,22
4									0	0,27	0,48	0,23	0,20	0,39	0,16
5	4,0	0,3	0,45	0,76	2,52	4,75	3,73	0,79	10	0,37	0,54	0,29	0,26	0,41	0,19
6									20	0,50	0,59	0,34	0,32	0,42	0,21
7									0	0,28	0,49	0,23	0,21	0,40	0,17
8	5,0	0,3	0,5	0,92	3,08	5,8	4,5	0,78	10	0,37	0,54	0,29	0,26	0,42	0,19
9									20	0,47	0,58	0,33	0,31	0,43	0,21

6. Zakończenie i wnioski

W pracy przedstawiono procedurę obliczeń stateczności ściany oporowej płytowo-kątowej, zgodnie z Eurokodem 7 i praktyką inżynierską. Stateczność ściany oporowej jest funkcją przyjętej geometrii konstrukcji ściany, geometrii i obciążenia naziomu, parametrów materiału zasypki, właściwości podłoża gruntowego oraz przyjętych do obliczeń założeń, dotyczących w szczególności zmian poziomów wód gruntowych i możliwości odkopania ściany oporowej.

Stateczność na obrót traktowano jako stan graniczny nośności EQU, stosując inne współczynniki cząstkowe niż dla stanów granicznych GEO. W niektórych krajach stateczność na obrót obliczana jest przy wartościach parć obliczonych ze stanu GEO. Jednak, zdaniem autorki, przy stosowaniu podejścia obliczeniowego 2, zalecanego w Polsce, nie jest to prawidłowe.

Przy obliczaniu stateczności ściany oporowej płytowo-kątowej, oblicza się parcie działające na płaszczyznę wirtualną, oddaloną od konstrukcji ściany, zatem oddziaływanie na ścianę oporową nie muszą być równoważne oddziaływaniom na płaszczyznę wirtualną. Należy pamiętać, że przy projektowaniu ściany oporowej ma znaczenie zagęszczenie zasypki, które nie jest istotne przy obliczeniach stateczności. Reasumując należy stwierdzić, że projektowanie ściany oporowej płytowo-kątowej nie jest łatwym zadaniem i może być wykonywane tylko przez doświadczonych projektantów.

Literatura

- Bolton M. D. (1986). The strength and dilatancy of sands. *Geotechnique*, Vol. 36, No 1, 65-78.
- Bond A. and Harris A. (2008). *Decoding Eurocode 7*. Taylor & Francis. London and New York.
- Bowles I. E. (1996). *Foundations Analysis and Design*. McGraw-Hill International Editions, New York.
- PN-EN 1997-1. Eurokod 7 (2008). Projektowanie geotechniczne. Część 1. Zasady ogólne.
- PN-EN 1997-1: 2008/Ap 2 (2010). Poprawka do polskiej normy PN-EN 1997-1:2008.
- PN-EN 1990: 2004/A1 (2008). Zmiana do polskiej normy PN-EN 1990:2004. Eurokod. Podstawy projektowania konstrukcji.
- PN-81/B-03020. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- PN-83/B-03010. Ściany oporowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.

STABILITY OF T-SHAPED RETAINING WALL ACCORDING TO EUROCODE 7

Abstract: The stability of a T-shaped retaining wall with dry backfill is analysed in this paper. The bearing and sliding are treated as GEO limit states in accordance with Eurocode 7. The rotation is treated as EQU limit state. The stability for bearing, sliding and rotation is secured, if geometry of the wall is designed based on engineering practice. The analysed T-shaped wall can be treated as a proof of rightfulness of procedures and practical factors given in Eurocode 7.

ROŚLINNOŚĆ WYDM ŚRÓDITORFOWYCH POŁOŻONYCH NA OBSZARZE KOTLINY BIEBRZAŃSKIEJ I DOLINY NARWI

Robert CZUBASZEK*

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

Streszczenie: W artykule przedstawiono wyniki analizy struktury i składu roślinności wykształconej na wybranych wydmach śródtorfowych położonych na obszarze Kotliny Biebrzańskiej i doliny Narwi. Badaniami objęto osiem wydmy, na których wykonano łącznie 42 zdjęcia fitosocjologiczne. Na podstawie analizy numerycznej wykonanych zdjęć wśród badanych zbiorowisk roślinnych wyróżniono zniekształconą postać grądu *Tilio-Carpinetum* oraz leśne zbiorowiska zastępcze z kręgu *Tilio-Carpinetum*.

Słowa kluczowe: wydmy śródtorfowe, zbiorowiska roślinne, warunki siedliskowe.

1. Wstęp

Wydmy śródtorfowe są formami terenu, które stanowią główny element urozmaicającą monotonną rzeźbę dolin rzecznych (rys. 1). Powszechnie formy te określa się mianem „grądów” lub „grądzików”.

Określenie to często prowadzić może do pewnych nieporozumień, ponieważ najczęściej pod pojęciem grądów rozumie się wielogatunkowe lasy liściaste z przewagą dębu i grabu. Oprócz tego grąd oznacza również łąkę lub pastwisko położone na terenach

niezalewanych zbudowanych z gleb mineralnych (Nowa Encyklopedia Powszechna PWN, 1998). Według Małego Leksykonu Rolniczego (1995) jest to grunt wyżej położony na stokach lub równinach ze spadem. Wydaje się, że w przypadku wydmy śródtorfowej można mówić o swoistym połączeniu wszystkich podanych znaczeń. Są to formy terenu wyniesione ponad powierzchnię torfowiska, użytkowane wcześniej jako pastwisko, porośnięte obecnie lasem liściastym. Właśnie roślinność jest głównym elementem, który odróżnia wydmy śródtorfowe od innych obszarów wydmych. Gleby



Rys. 1. Wydma śródtorfowa Łupnik

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: r.czubaszek@pb.edu.pl

na wydmach tworzą z reguły siedliska borowe, gdy tymczasem „grądy” porośnięte są luźnym drzewostanem dębowym z runem o składzie florystycznym zdecydowanie zbliżonym do zbiorowisk leśnych (grądów w sensie botanicznym).

Celem przeprowadzonych badań była szczegółowa analiza struktury i składu roślinności, która wykształciła się na wybranych wydmach śródtorowych położonych na obszarze Kotliny Biebrzańskiej i doliny Narwi.

2. Metody badań

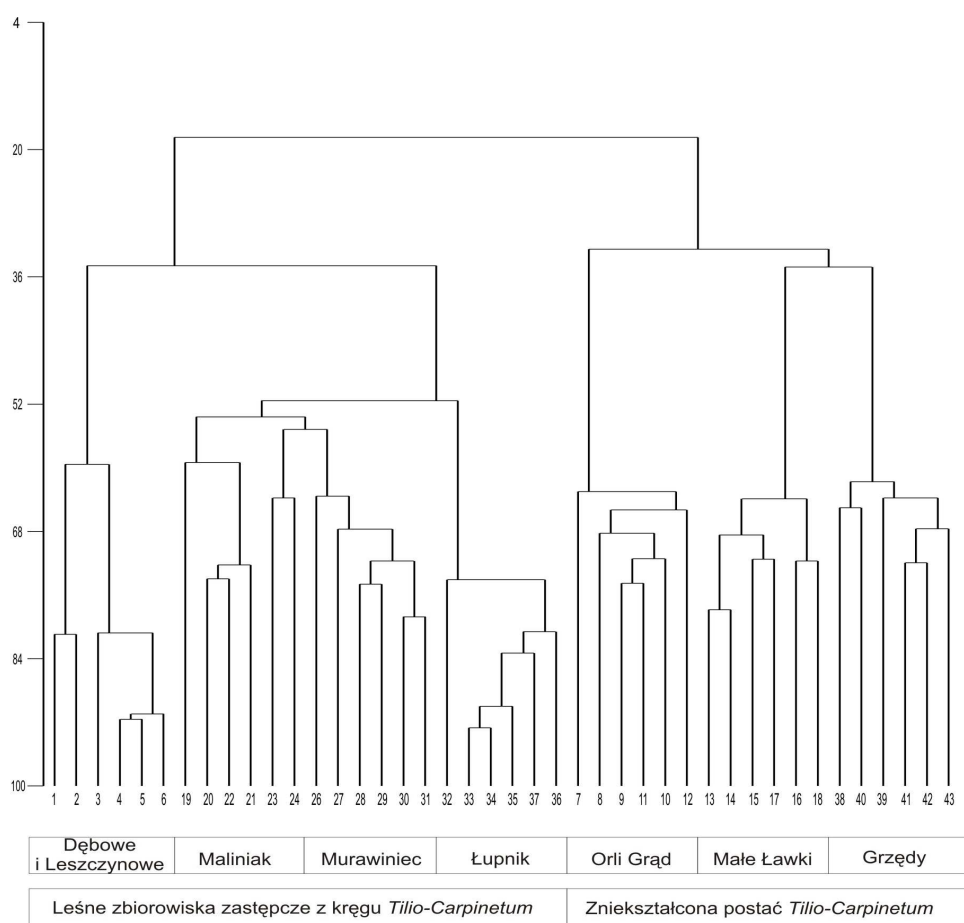
Badania prowadzono na ośmiu wydmach śródtorowych. Cztery z nich położone były na obszarze Kotliny Biebrzańskiej. Były to Grądy Dębowe, Grądy Leszczynowe, Orli Grąd oraz pole wydmy w Rezerwacie Grzędy. Cztery pozostałe wydmy położone były na obszarze doliny Narwi – Maliniak i Murawiniec w części bagiennej, natomiast Małe Ławki i Łupnik – w części zmeliorowanej. Skałami macierzystymi gleb wykształconych na wydmach śródtorowych są głównie utwory piaszczyste, z niewielką zawartością frakcji pyłu oraz części spławianych. Właściwości chemiczne gleb zostały szczegółowo omówione we wcześniejszej pracy (Czubaszek, 2006). Jeżeli chodzi o ich przynależność typologiczną, to gleby wykształcone na wydmach położonych na obszarze Kotliny Biebrzańskiej należy zaklasyfikować jako gleby rdzawe, natomiast

te wykształcone na obszarze doliny Narwi, jako gleby bielice (Czubaszek, 2008).

Analizę roślinności przeprowadzono w oparciu o wykonane zdjęcia fitosocjologiczne. Zdjęcia wykonano stosując 10-stopniową skalę Londo, którą przeliczono następnie na skalę Braun-Blanqueta. Łącznie wykonano 42 zdjęcia fitosocjologiczne, które po zestawieniu w tabeli fitosocjologicznej, pogrupowano za pomocą pakietu statystycznego MVSP (Kovach, 1999). Zbiorowiska roślinne określono na podstawie *Przewodnika do oznaczania zbiorowisk roślinnych Polski* (Matuszkiewicz, 2001).

3. Wyniki i dyskusja

Przeprowadzona za pomocą pakietu MVSP analiza statystyczna wyraźnie wykazała, że w obrębie wykształconej na badanych wydmach śródtorowych roślinności wyróżnić można dwie grupy zbiorowisk roślinnych (rys. 2). Pierwsza grupa związana była z Rezerwatem Grzędy, Orlim Grądem oraz wydmą Małe Ławki. Wykształcone na tych obiektach zbiorowisko roślinne zostało określone jako zniekształcona postać grądu *Tilio-Carpinetum*. Podstawę do tego określenia stanowił skład florystyczny. Dominują tu gatunki grądowe – eutroficzne z rzędu *Fagetalia* i mezotroficzne z klasy *Quercu-Fagetea*. Zbiorowisko to posiada w pełni wykształconą budowę piętrową. Jako jedyne spośród



Rys. 2. Wyniki klasyfikacji numerycznej zbiorowisk roślinnych porastających wydmy śródtorowe

badanych wykształciło warstwę drzew (rys. 3). Średnie pokrycie tej warstwy wynosi około 60%. Dominują w niej dąb szypułkowy (*Quercus robur*) i lipa drobnolistna (*Tilia cordata*). W znacznej domieszce występują również klon zwyczajny (*Acer platanoides*) i grab zwyczajny (*Carpinus betulus*), a mniejsze pokrycie osiągają jesion wyniosły (*Fraxinus excelsior*), czerecha zwyczajna (*Padus avium*), wiąz górski (*Ulmus glabra*), brzoza brodawkowata (*Betula pendula*) i topola osika (*Populus tremula*). W rezerwacie Grzędę w warstwie drzew pojawił się również świerk pospolity (*Picea abies*). Średnie pokrycie warstwy krzewów wynosi około 30%. W warstwie tej obok wymienionych gatunków z warstwy drzewostanu, które budują również warstwę krzewów występują dodatkowo trzmielina brodawkowata (*Euonymus verrucosus*), leszczyna pospolita (*Corylus avellana*) i jarzab pospolity (*Sorbus aucuparia*). Średnie pokrycie warstwy zielnej w opisywanym zbiorowisku wynosi około 65%. Dominują w niej głównie gatunki łąkowe. Spośród wszystkich gatunków największe pokrycie i stałość osiągają gajowiec żółty (*Galeobdolon luteum*), prosownica rozpięchła (*Milium effusum*) oraz perlówka zwisła (*Melica nutans*), uważane za gatunki wskaźnikowe siedlisk eutroficznych. Warstwa mchów w badanym zbiorowisku wykształcona jest fragmentarycznie. Stwierdzono tu występowanie jedynie trzech gatunków ze średnim pokryciem 0,15%. Pomimo bogatego składu gatunkowego, brak znacznej liczby gatunków charakterystycznych klasy *Quercus-Fagetea*, stosunkowo duży udział gatunków towarzyszących oraz obecność gatunków z innych klas wskazuje na to, że opisywane zbiorowisko reprezentuje postać zniekształconą łąki (tab. 1). Szczególnie istotny jest

udział gatunków z klas związanych z różnymi przejawami działalności człowieka. Spośród trzech obiektów, na których występuje opisywana, zniekształcona forma łąki *Tilio-Carpinetum* największym stopniem zniekształcenia odznacza się roślinność na wydmie Małe Ławki. Podstawą do takiego stwierdzenia jest znaczny udział gatunków łąkowych i pastwiskowych z klasy *Molinio-Arrhenatheretea* (przykładowo śmiełek darniowy *Deschampsia caespitosa* i kostrzewa czerwona *Festuca rubra*) oraz gatunków ruderalnych zbiorowisk kserotermicznych z klasy *Agropyreteae* (przykładowo perz właściwy *Elymus repens*).

Druga grupa zbiorowisk wyróżniona na podstawie klasyfikacji numerycznej obejmuje trzy typy leśnych zbiorowisk zastępczych zespołu *Tilio-Carpinetum* (rys. 2). Wyróżniono je na podstawie gatunków dominujących w warstwie zielnej. Gatunki te są jednocześnie bardzo dobrymi wskaźnikami sposobu użytkowania badanych obiektów.

Charakterystyczną cechą opisywanych zbiorowisk zastępczych jest brak warstwy drzew. W warstwie krzewów o średnim pokryciu około 32% dominuje dąb szypułkowy (*Quercus robur*), obok którego z większym pokryciem występuje lipa drobnolistna (*Tilia cordata*). W warstwie zielnej zdecydowanie przeważają gatunki towarzyszące, obok których znaczny udział mają gatunki łąkowe z klasy *Molinio-Arrhenatheretea* wskazujące na pastwiskowe użytkowanie badanych obiektów. Biorąc pod uwagę wartość systematyczną grupy gatunków (tab. 1) większy udział w zbiorowisku mają również gatunki z rzędu *Fagetalia*, wynika to jednak tylko ze znacznego udziału lipy w warstwie krzewów.



Rys. 3. Roślinność na wydmie Małe Ławki

Tab. 1. Wartość systematyczna grupy gatunków

Grupy zbiorowisk roślinnych	Leśne zbiorowiska zastępcze z kręgu <i>Tilio-Carpinetum</i>	Zniekształcona postać grądu <i>Tilio-Carpinetum</i>
Grupy syngenetyczne		
<i>O. Fagetalia</i>	3,04	9,75
<i>O. Quercetalia pubescenti-petraeae</i>	0,07	–
<i>Cl. Quercu-Fagetea</i>	0,92	6,98
<i>Cl. Quercu-Fagetea</i> (łącznie)	4,05	16,66
<i>Cl. Molinio-Arrhenatheretea</i>	3,64	0,48
<i>Cl. Trifolio-Geranietea sanguinei</i>	1,64	0,55
<i>Cl. Agropyretea</i>	0,17	0,05
<i>Cl. Nardo-Callunetea</i>	0,85	0,03
<i>Cl. Epilobietea angustifolii</i>	0,83	0,03
<i>Cl. Artemisietea vulgaris</i>	0,48	0,28
<i>Cl. Stellarietea mediae</i>	–	0,10
<i>Cl. Vaccinio-Piceetea</i>	0,19	0,19
<i>Cl. Rhamno-Prunetea</i>	0,004	0,06
<i>Cl. Koelerio-Corynephoretea</i>	0,20	–
<i>Cl. Scheuchzerio-caricetea nigrae</i>	0,07	–
<i>Cl. Phragmitetea</i>	0,003	–
<i>Cl. Festuco-Brometea</i>	0,01	–
Gatunki towarzyszące	8,42	4,12

Leśne zbiorowisko zastępcze *Quercus-Calamagrostis epigejos* z *Agrostis stolonifera* występuje na wydmie Łupnik. Odznacza się ono znaczną dominacją trzcinnika piaskowego (*Calamagrostis epigejos*) z klasy *Epilobietea angustifolii*, co jest efektem użytkowania rębego drzewostanu na tym obiekcie badawczym. Ponadto większy udział mietlicy rozłogowej (*Agrostis stolonifera*), gatunku łąkowego z klasy *Molinio-Arrhenatheretea*, może wskazywać na fakt oddziaływania innych form działalności człowieka to jest wypasania czy też koszenia.

Leśne zbiorowisko zastępcze *Quercus-Calamagrostis arundinacea* z *Pteridium aquilinum* występuje na grądach Maliniak i Murawiniec. W warstwie zielnej dominują tu trzcinnik leśny (*Calamagrostis arundinacea*) oraz orlica pospolita (*Pteridium aquilinum*). Izolacja badanych obiektów, wynikająca z trudnej dostępności, ograniczyła wpływy oddziaływania człowieka. Skład florystyczny zbiorowiska zastępczego *Quercus-Calamagrostis epigejos* wskazuje na zachowanie i utrwalenie jego leśnego charakteru.

Leśne zbiorowisko zastępcze *Quercus-Calamagrostis epigejos* z *Festuca ovina* występuje na stanowiskach Grądy Dębowe i Grądy Leszczynowe (rys. 4). Odznacza się ono dominacją trzcinnika piaskowego (*Calamagrostis epigejos*) oraz kostrzewy owczej (*Festuca ovina*), gatunku związanego z odsłoniętymi powierzchniami. Obok głównych dominantów, ze znacznym udziałem występują gatunki z klasy *Nardo-Callunetea* (tab. 1). Jest to grupa związana ze zbiorowiskami wrzosowisk i ubogich muraw bliźniczkowych, a jej cechą charakterystyczną jest silne bielcowanie gleby.

Jak widać z przedstawionej charakterystyki, roślinność wydm śródtorfowych wskazuje na mezotroficzny charakter siedlisk. Układ, w którym ubogie gleby porośnięte są stosunkowo dobrze rozwiniętymi zbiorowiskami roślinnymi może być efektem sprawnego obiegu składników mineralnych, które pobrane przez rośliny wracają do gleby z opadem roślinnym i mogą być ponownie wykorzystane (Prusinkiewicz i in., 1974, Prusinkiewicz i Biały, 1976). Znaczący wpływ na wzrost żyzności ubogich gleb piaszczystych może również mieć sąsiedztwo torfowisk, z których składniki mineralne mogą być przenoszone na ubogie gleby grądzików. Na taki efekt sąsiedztwa zwracali uwagę Prusinkiewicz i Michalczyk (1998).

Na obecny kształt roślinności porastającej wydmy śródtorfowe niewątpliwie wpływ miał również sposób ich użytkowania w przeszłości. Wyniki badań prowadzonych w ramach Archeologicznego Zdjęcia Polski wykazały aktywność człowieka na obszarze Kotliny Biebrzańskiej przez wszystkie epoki archeologiczne: poczynając od paleolitu, przez mezolit, neolit, epokę brązu, tzw. „wczesne żelazo”, średniowiecze do czasów nowożytnych (Pietrowski i Balcerzak, 2000). O możliwości uprawy gleb na piaszczystych wydmach śródtorfowych pisał również Czerwiński (1983). Ten sam autor wysunął przypuszczenie na temat serii ewolucyjnej lasów liściastych na wydmach w Kotlinie Biebrzańskiej (Czerwiński, 1995). Izolacja tych zbiorowisk sprawiła, że mogły one pozostać „odporne” na zmiany w szacie roślinnej, a przede wszystkim były poza bezpośrednią ingerencją człowieka. Zgodnie z modelem sukcesji zaproponowanym przez Jentscha i Beyschlagę (2003) las



Rys. 4. Roślinność na wydmie Leszczynowe

dębowo-brzozowy może być końcowym etapem rozwoju roślinności na nieużytkowanych wydmach śródlądowych. Podobny przykład podali Lawesson i Wind (2002), opisując lasy dębowe występujące na wydmach zachodniej Jutlandii. Podkreślają oni ich unikatowy charakter, związany ze specyficzną kombinacją gatunków, która odróżnia te zbiorowiska od innych lasów dębowych w Danii i krajach przyległych. O pewnej naturalności zbiorowisk wykształconych na wydmach śródtorfowych położonych na obszarze Kotliny Biebrzańskiej i doliny Narwi może również świadczyć obecność na niektórych z nich dębów o imponujących rozmiarach. Jeden z nich, na wydmi Dąbrowa, został uznany za pomnik przyrody. O występowaniu dębów wspominają także rdzenni mieszkańcy, którzy pamiętają wydobywanie dużych okazów spod pokładów torfów w czasie prac melioracyjnych.

4. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych badań można sformułować następujące wnioski:

1. Gleby na wydmach śródtorfowych, pomimo ubóstwa materiału macierzystego, stanowią siedlisko o charakterze wybitnie mezotroficznym, a w niektórych przypadkach nawet eutroficznym.
2. Porastające wydmy śródtorfowe zbiorowiska roślinne tworzą zniekształcone postacie grądu *Tilio-Carpinetum* lub stanowią zbiorowiska zastępcze zespołu *Tilio-Carpinetum*.
3. Zniekształcona postać grądu *Tilio-Carpinetum* charakteryzuje się w pełni rozwiniętą strukturą

pionową oraz przewagą gatunków grądowych. O zniekształceniu zbiorowiska świadczy duży udział gatunków towarzyszących oraz gatunków związanych z działalnością człowieka.

4. Zbiorowiska zastępcze zespołu *Tilio-Carpinetum* nie wykształciły warstwy drzew. W składzie florystycznym dominują tu gatunki towarzyszące oraz gatunki łąkowe.

Obserwowane obecnie zbiorowiska roślinne rozwinęły się prawdopodobnie po zaprzestaniu uprawy gleb wydmy. Możliwość rozwoju zbiorowisk grądowych na ubogim siedlisku może wynikać z jego wcześniejszego użytkowania, z sąsiedztwa torfowisk oraz z szybkiego tempa biologicznego obiegu składników pokarmowych.

Literatura

- Czerwiński A. (1983). Problemy ochrony przyrody na tle planów zagospodarowania basenu środkowego Biebrzy. *Zesz. Probl. Post. Nauk Rol.*, No. 255, 245-257.
- Czerwiński A. (1995). Geobotanika w ochronie środowiska lasów Podlasia i Mazur. *Wydawnictwa Politechniki Białostockiej*, Białystok.
- Czubaszek R. (2006). Gleby wydmy śródtorfowej w Kotlinie Biebrzańskiej i w dolinie Narwi. *Zesz. Nauk. Polit. Białost. Inż. Środ.*, No. 17, 41-62.
- Czubaszek R. (2008). Systematic position of the podzolic soils developed on the inpeatland dunes in the Biebrza River Valley and Narew River Valley. *Pol. J. Soil Sci.*, Vol. 41, No. 2, 175-182.
- Jentsch A., Beyschlag W. (2003). Vegetation ecology of dry acidic grasslands in the lowland area of central Europe. *Flora*, Vol. 198, 3-25.

- Kovach W.L. (1999). MVSP – A Multi-Variate Statistical Package for Windows, ver. 3.1. *Kovach Computing Services*, Pentraeth, Wales, U.K.
- Lawesson E., Wind P. (2002). Oak dune forests in Denmark and their ecology. *Forest Ecology and Management*, Vol. 164, 1-14.
- Mały Leksykon Rolniczy (1995). PWN, Warszawa.
- Matuszkiewicz W. (2001). Przewodnik do oznaczania zbiorowisk roślinnych Polski. PWN, Warszawa.
- Nowa Encyklopedia Powszechna (1998). PWN, Warszawa.
- Pietrowski A., Balcerzak J.T. (2000). Inwentaryzacja i waloryzacja zasobów archeologicznych na obszarze i w otulinie BPN. W: *Plan Ochrony BPN. Ochrona zasobów kulturowych*, t. 2, Kowalczyk A. (red.), Warszawa.
- Prusinkiewicz Z., Dziadowiec H., Jakubsek M. (1974). Zwrot do gleby pierwiastków-biogenów z opadem roślinnym w lesie liściastym i mieszanym na luźnych glebach piaskowych. *Rocz. Glebozn.*, Vol. 25, No. 3, 237-245.
- Prusinkiewicz Z., Biały K. (1976). Gleby wybranych rezerwatów leśnych województw bydgoskiego, toruńskiego i wrocławskiego. *Studia Societatis Scientiarum Torunensis, Sectio C (Geographia et Geologia)*, Vol. 8, No. 3.
- Prusinkiewicz Z., Michalczuk Cz. (1998). Gleby Białowieskiego Parku Narodowego. *Phytocoenosis*, Vol. 10.

**FLORA OF THE INPEATLAND DUNES
LOCATED IN THE BIEBRZA RIVER VALLEY
AND THE NAREW RIVER VALLEY**

Abstract: The paper presents the results of the studies conducted on eight selected inpeatland dunes located in the Biebrza River Valley and the Narew River Valley. The aim of the studies was to describe the plant communities growing on these terrestrial forms. Based on the numerical analysis of 42 records made on dunes, two types of plant communities were identified. They were classified as distorted forms of the oak-hornbeam forest *Tilio-Carpinetum* and secondary forest of the *Tilio-Carpinetum* circle. First community is characterized by fully developed vertical structure and by the majority of plant species typical for the oak-hornbeam forest. The deformation of this kind of forest is marked by the participation of plants connected with human activity. In the second recognized plant community, tree layer has not formed yet and accompanying species and the meadows species from the *Molinio-Arrhenatheretea* class dominates in the herb layer.

Badania przeprowadzono w Politechnice Białostockiej w ramach pracy statutowej S/WBiIŚ/1/11

ZAWARTOŚĆ WYBRANYCH METALI CIĘŻKICH W GLEBACH W ZALEŻNOŚCI OD ICH ODLEGŁOŚCI OD ULICY I SPOSOBU UŻYTKOWANIA TERENU

Robert CZUBASZEK*, Karolina BARTOSZUK

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

Streszczenie: W pracy przedstawiono wyniki badań dotyczące zawartości wybranych metali ciężkich (Pb, Ni, Cr, Cd i Cu) w glebach terenów położonych wzdłuż ulicy Świerkowej w Białymstoku. Celem badań było określenie zawartości metali w glebie oraz zbadanie, jak występująca tu roślinność może ograniczać rozprzestrzenianie się zanieczyszczeń komunikacyjnych. Na podstawie przeprowadzonych badań stwierdzono, że zanieczyszczenie badanych gleb wybranymi metalami ciężkimi jest niewielkie. Najwyższą zawartość spośród analizowanych metali w przypowierzchniowej warstwie gleb wykazał ołów, natomiast najniższą – miedź. Roślinność otaczająca badany teren wywiera znaczący wpływ na obniżenie zawartości metali ciężkich w glebie. Próbkę pobrane na terenie lasu charakteryzowały się mniejszymi zawartościami analizowanych metali ciężkich, niż te pobrane z terenów położonych po stronie Politechniki, gdzie pokrycie roślinnością jest niewielkie.

Słowa kluczowe: metale ciężkie, gleby miejskie, zanieczyszczenia komunikacyjne.

1. Wstęp

Infrastruktura komunikacyjna, na którą składają się drogi, mosty, wiadukty, stacje paliw, garaże, parkingi, zajmuje coraz większy obszar i może przyczynić się do znacznej degradacji krajobrazu (Merkisz i in., 2005). Na zanieczyszczenia pochodzące z transportu w równym stopniu narażone są zarówno gleby, jak i wody. Do nich bowiem wpływają zanieczyszczenia z dróg, a także z powietrza. Zanieczyszczenia zmieniają właściwości gleby pod względem chemicznym, fizycznym i biologicznym. Obniżają ich urodzajność, zakłócają przebieg vegetacji roślin, niszczą walory ekologiczne i estetyczne szaty roślinnej.

Zanieczyszczenie gleb związanych ze szlakami komunikacyjnymi jest wywołane przez organiczne związki powstające przy niepełnym spalaniu, związki organiczne i mineralne w paliwach i smarach, metale ciężkie wchodzące w skład dodatków do paliw, smarów i olejów, gazy powstające w rezultacie spalania paliw, substancje przedostające się do gleby w wyniku katastrof drogowych, sól stosowaną do likwidacji oblodzenia dróg, materiały odpadowe pozostawiane przez użytkowników dróg (Greinert i Greinert, 1999). Pyły pochodzące ze źródeł motoryzacyjnych zawierają ponadto cząstki materiałów ściernych zużywających się w wyniku

eksploatacji pojazdu (okładziny hamulców i tarcz sprzęgłowych, materiał opon i nawierzchnia jezdni). Z powodu małych wymiarów cząstki stałe utrzymują się długo w atmosferze i rozprzestrzeniają się na dużych obszarach (Chłopek, 2002).

Zawartość metali ciężkich w glebie w dużym stopniu jest związana z odległością od dróg, z natężeniem ruchu, ukształtowaniem terenu, a także sposobem jego użytkowania. Najwięcej metali ciężkich gromadzi poziom organiczny ściółki leśnej. Szerokość strefy, na którą oddziałują zanieczyszczenia komunikacyjne ogranicza się do około 150 m po obu stronach jezdni (Curzydło, 1988).

W związku z dużym zagrożeniem jakie niesie ze sobą transport, na terenach zurbanizowanych niezbędne jest podejmowanie działań mających na celu zminimalizowanie jego negatywnego wpływu. Jednym ze sposobów jest nasadzenie roślinności przydrożnej. Stanowi ona barierę ochronną, która zatrzymuje różne zanieczyszczenia przedostające się z atmosfery, mogące wpłynąć na zanieczyszczenie środowiska glebowego. Ochronę otoczenia przed spalinami pojazdów za pomocą zieleni izolacyjnej należy uwzględnić już na etapie programowania i projektowania ulic, dostosowując jej charakter do założonego natężenia ruchu. Efektywność pasm zieleni równoległych do ciągu komunikacyjnego

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: r.czubaszek@pb.edu.pl

zależą od ich składu i struktury. Najlepsze efekty daje roślinność wielowarstwowa. Efektywność izolacji zielenią wysoką wzrasta w miarę wysokości, zagęszczenia i poszerzenia układu izolacyjnego, a także usytuowania go w bliskim sąsiedztwie skraju trasy. Dobre wyniki izolacji uzyskuje się tworząc układy izolacyjne na pasie dzielącym jezdnię, a także stosując gęste żywopłoty (Czerwieniec i Lewińska, 1996).

Celem przeprowadzonych badań było określenie stopnia zanieczyszczenia metalami ciężkimi wierzchnich poziomów gleb położonych wzdłuż istniejącego ciągu komunikacyjnego oraz zbadanie w jakim stopniu występująca tam roślinność ogranicza rozprzestrzenianie się zanieczyszczeń komunikacyjnych.

2. Obiekt i metody badań

Badaniami objęto 500-metrowy odcinek ulicy Świerkowej w Białymstoku. Wybór obiektu badań związany był z występującą tu roślinnością.

Z jednej strony ulicy, na całej jej długości występuje dobrze rozwinięte zbiorowisko leśne – Las Zwierzyniecki, o wyraźnie grądowym charakterze, porastające zasobne w składniki pokarmowe gleby brunatne właściwe i płowe. Drzewostan tworzy tu głównie grab pospolity *Carpinus betulus*. W domieszce występują jeszcze dąb bezszypułkowy *Quercus petraea*, brzoza brodawkowata *Betula pendula* oraz lipa szerokolistna *Tilia platyphyllos*. Te same gatunki tworzą również warstwę krzewów, w której spotkać również można karaganę syberyjską *Caragana arborescens*, klon zwyczajny *Acer platanoides*, dereń świdwa *Cornus sanguinea*, trzmielinę pospolitą *Euonymus europaeus* oraz dąb czerwony *Quercus rubra*.

Z drugiej strony ulicy, badany odcinek graniczy z campusem Politechniki Białostockiej, gdzie okrywę roślinną tworzą zbiorowiska traw z pojedynczymi

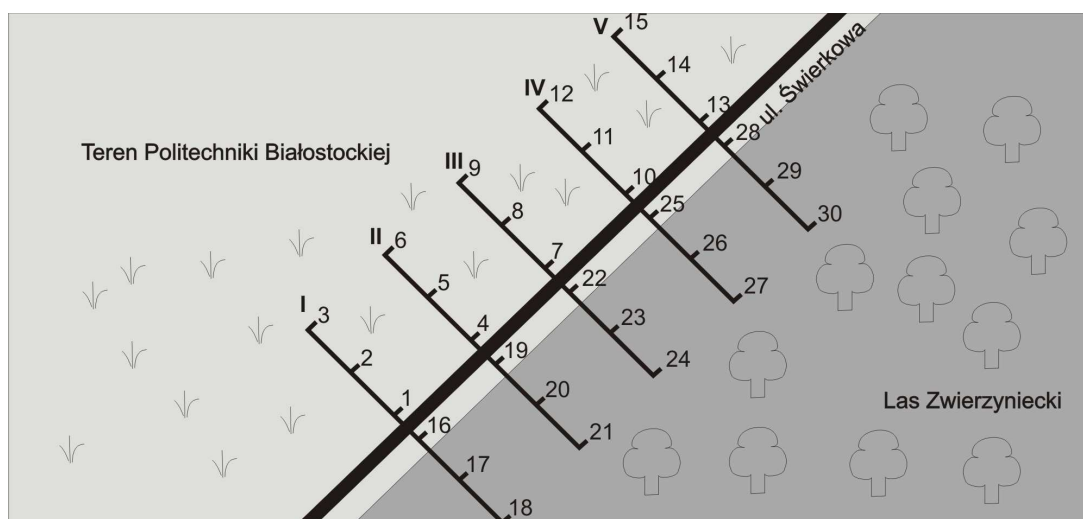
drzewami i krzewami. Roślinność ta porasta stosunkowo ubogie gleby antropogeniczne, charakteryzujące się płytkim poziomem próchnicznym. Gatunkiem najczęściej występującym po tej stronie analizowanego terenu jest klon zwyczajny, obok którego spotkać można jeszcze m.in. topolę osikę *Populus tremula*, graba pospolitego, wierzbę siwą *Salix caprea*, brzozę brodawkowatą, robinie akacjową *Robinia pseudoacacia*, wierzbę pięciopęcikową *Salix pentandra*, sosnę zwyczajną *Pinus sylvestris*, klon srebrzysty *Acer saccharinum* oraz lilaka pospolitego *Syringa vulgaris*.

Taki układ roślinności pozwalał na bezpośrednie porównanie, jak wybrane metale ciężkie, których źródłem mogły być poruszające się ulicą pojazdy, rozprzestrzeniały się po stronie odkrytej, a jak – po zalesionej.

W celu określenia zasięgu oddziaływania zanieczyszczeń komunikacyjnych, wyznaczono 5 prostokątnych do ulicy transektów, oddalonych od siebie o 100 m (rys. 1). Na każdym z przekrojów pobrano 6 próbek glebowych, po 3 z każdej strony pasa drogowego. Pierwszą próbkę pobrano z odległości około 2 m od jezdni, drugą z odległości około 8 m, natomiast trzecią z odległości około 15 m. Łącznie pobrano 30 próbek glebowych. Badaniami objęto wierzchnią, 10-cm warstwę gleby.

W pobranym materiale oznaczono:

- skład granulometryczny – metodą areometryczną Casagrande'a w modyfikacji Prószyńskiego z rozdzielaniem frakcji piasku na sitach;
- odczyn gleb – metodą potencjometryczną w wyciągu wodnym i w roztworze KCl o stężeniu $1 \text{ mol} \cdot \text{dm}^{-3}$;
- zawartość wybranych metali ciężkich (Cu, Ni, Cr, Cd, Pb) – metodą ASA, po rozтворzeniu prób w mieszaninie kwasu azotowego i nadchlorowego.



Legenda:

I ... V - numery przekrojów

1 ... 30 - miejsca poboru próbek

Rys. 1. Rozmieszczenie miejsc poboru próbek glebowych wzdłuż ulicy Świerkowej

3. Wyniki i dyskusja

3.1. Skład granulometryczny

Powierzchniowe poziomy gleb wykształconych wzdłuż badanego fragmentu ulicy zbudowane są w przeważającej

części z utworów piaszczystych (tab. 1). Tylko sporadycznie spotyka się utwory o cięższym składzie granulometrycznym – gliny lekkie, średnie lub pyły. Charakterystyczną cechą badanych gleb jest stosunkowo duża domieszka frakcji pylistych, których zawartość w połowie badanych próbek przekroczyła 25%.

Tab. 1. Skład granulometryczny

Transekt	Numer próbki	Zawartość frakcji [%]					Ogółem [%]			
		0,1-0,05	0,05-0,02	0,02-0,005	0,005-0,002	<0,002	1-0,1	0,1-0,02	<0,02	
Próbki pobierane po stronie Politechniki Białostockiej	I	1	19	11	6	1	6	57	30	13
		2	10	23	20	8	10	29	33	38
		3	5	16	16	11	20	32	21	47
	II	4	25	19	11	2	1	42	44	14
		5	9	12	11	2	4	62	21	17
		6	16	7	4	2	4	67	23	10
	III	7	16	5	6	1	3	69	21	10
		8	13	5	5	1	1	75	18	7
		9	19	34	24	7	7	9	53	38
	IV	10	17	8	5	1	1	68	25	7
		11	17	7	8	3	5	60	24	16
		12	29	20	17	6	5	27	49	28
	V	13	12	20	30	4	4	30	32	38
		14	15	11	8	1	1	64	26	10
		15	18	7	5	1	3	66	25	9
Próbki pobierane po stronie Lasu Zwierzynieckiego	I	16	15	7	4	1	1	72	22	6
		17	48	27	13	1	4	7	75	18
		18	20	34	25	5	6	10	54	36
	II	19	5	12	8	1	2	72	17	11
		20	18	8	5	1	1	67	26	7
		21	19	6	4	1	3	67	25	8
	III	22	10	22	15	15	5	33	32	35
		23	8	9	5	1	2	75	17	8
		24	9	6	4	1	1	79	15	6
	IV	25	21	12	6	1	5	55	33	12
		26	12	13	10	1	5	59	25	16
		27	16	20	20	2	4	38	36	26
	V	28	17	12	8	3	7	53	29	18
		29	8	18	17	2	5	50	26	24
		30	21	30	19	15	2	13	51	36

3.2. Odczyn

Wcześniejsze badania dotyczące stopnia zakwaszenia gleb na terenie Białegostoku wskazywały na to, że większość gleb znajdujących się w pobliżu tras komunikacyjnych, gdzie pokrycie roślinnością było niewielkie, cechuje się odczynem obojętnym oraz zasadowym; jedynie na niewielkich powierzchniach występował odczyn lekko kwaśny (Dobrogowski, 2005; Hasan Abu Jazzar, 1995; Skorbiłowicz i in., 2001). Zbliżone wyniki uzyskano również w czasie badań prowadzonych wzdłuż ulicy Świerkowej (rys. 2). Tu jednak wyraźny był wpływ roślinności na odczyn.

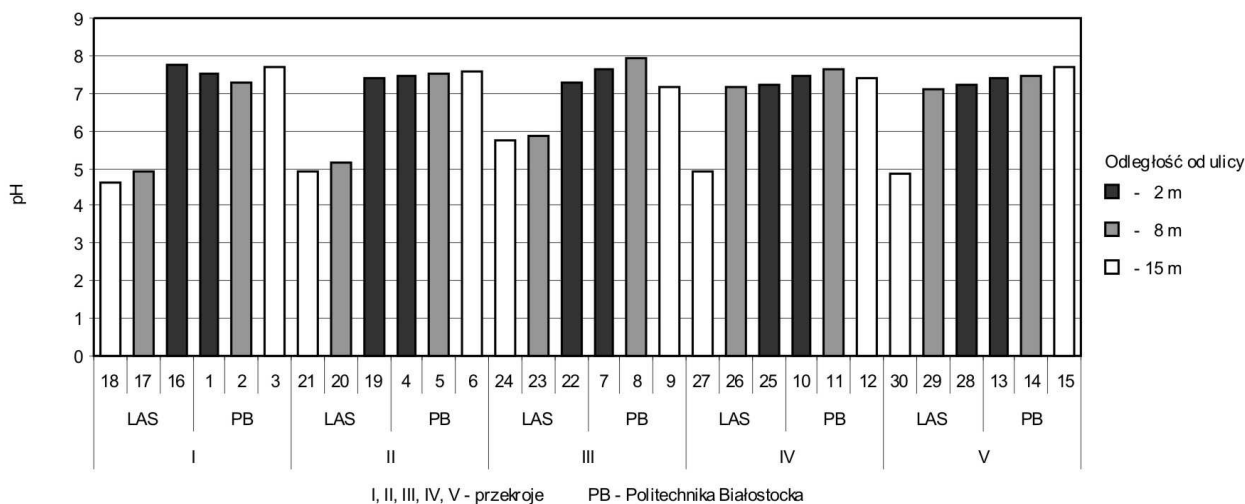
Gleby po stronie Politechniki Białostockiej charakteryzowały się pH mierzonym w wodzie w przedziale wartości 7,16-7,95, co wskazało na odczyn obojętny i lekko zasadowy. Podobne wartości (7,20-7,75) wykazały próbki pobrane bezpośrednio przy ulicy po stronie Lasu Zwierzynieckiego. W głębi lasu pH zawierało się w przedziale 4,60-5,86, co wskazało na bardzo kwaśny i kwaśny odczyn wykształconych tam gleb. Jedynie dwie próbki pobrane z odległości około 8 m od ulicy wykazywały podwyższone pH. Było to prawdopodobnie związane ze znacznie luźniejszym podszytem na transektach IV i V.

Wyraźne różnice w odczynie gleb po obu stronach badanego ciągu komunikacyjnego mogą być spowodowane różnymi czynnikami. Zakwaszenie gleb pod zbiorowiskiem leśnym jest wynikiem rozkładu docierającej do gleby materii organicznej, którego produktem są kwasy organiczne. Z drugiej strony roślinność pasa przydrożnego zatrzymuje rozprzestrzeniające się substancje, które mogłyby neutralizować powstające kwasy.

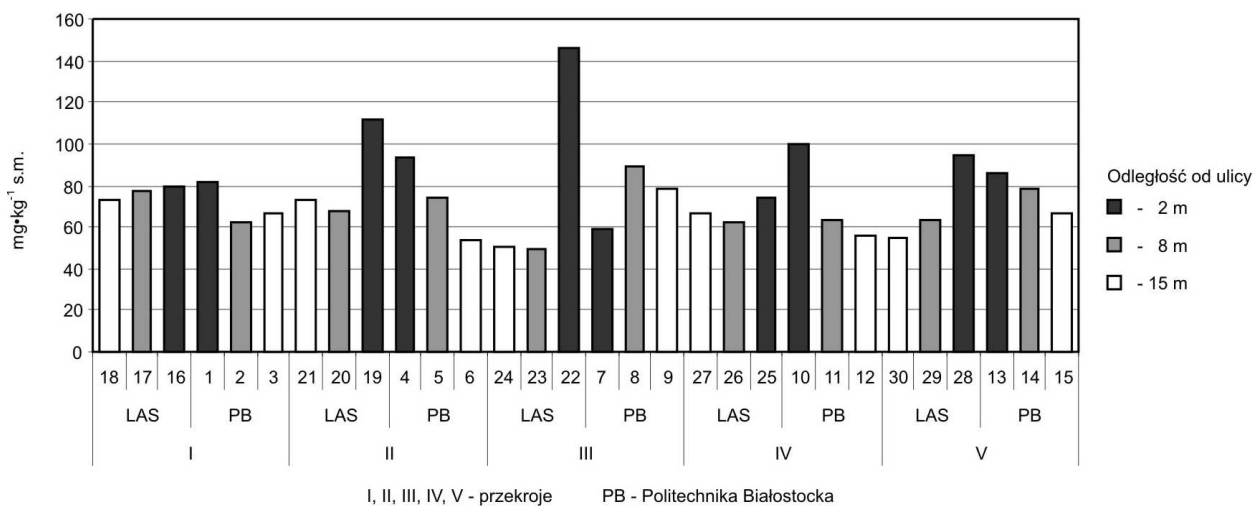
3.3. Zanieczyszczenie gleb metalami ciężkimi (Ni, Cr, Pb, Cu)

Zawartości oznaczanych metali ciężkich układały się w sposób następujący: Pb: 49,38-145,63 mg·kg⁻¹ s.m., Ni: 8,94-20,75 mg·kg⁻¹ s.m., Cr: 2,00-12,69 mg·kg⁻¹ s.m., Cd: 5,13-13,31 mg·kg⁻¹ s.m., Cu: 0 do 9,94 mg·kg⁻¹ s.m. (tab. 2). Uzyskane wartości są niskie i w żadnym przypadku nie przekroczyły dopuszczalnych dla terenów komunikacyjnych stężeń określonych w Rozporządzeniu Ministra Środowiska (2002).

Analizując rozprzestrzenianie się związków ołowiu widać, że niemal na wszystkich transektach zawartość tego metalu zmniejsza się w miarę oddalania się od drogi (rys. 3). Efekt taki opisywał między innymi Curzydło (1988).



Rys. 2. Odczyn gleb



Rys. 3. Zawartość ołowiu w glebach położonych wzdłuż ul. Świerkowej

Tab. 2. Zawartość wybranych metali ciężkich

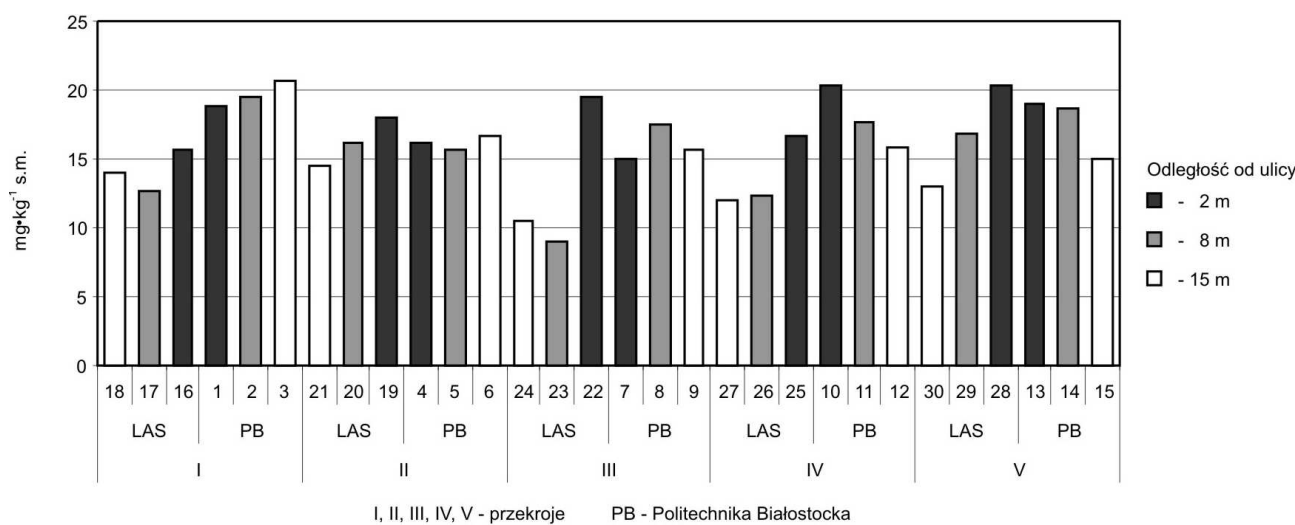
Transekt	Numer próbki	Pb	Ni	Cr	Cd	Cu	
		[mg·kg ⁻¹]					
Próbki pobierane po stronie Politechniki Białostockiej	I	1	81,88	18,88	9,38	9,50	6,69
		2	61,88	19,50	7,94	7,56	3,19
		3	66,88	20,75	8,06	8,88	5,31
	II	4	93,75	16,25	9,63	7,50	8,19
		5	73,75	15,69	6,38	8,13	2,50
		6	53,75	16,63	5,50	8,88	2,50
	III	7	59,38	14,94	4,69	7,44	1,50
		8	88,75	17,56	7,75	10,13	7,31
		9	78,75	15,75	8,06	6,38	3,31
	IV	10	99,38	20,31	8,75	8,88	6,88
		11	63,13	17,69	8,50	7,00	2,69
		12	55,63	15,81	6,06	5,88	2,38
	V	13	85,63	18,94	7,81	7,88	5,25
		14	78,13	18,69	7,44	8,31	3,75
		15	66,88	15,06	5,75	6,00	1,94
Próbki pobierane po stronie Lasu Zwierzynieckiego	I	16	79,38	15,63	6,69	6,69	6,06
		17	76,88	12,69	12,69	8,44	1,69
		18	73,13	14,00	5,50	5,13	0,50
	II	19	111,88	17,94	9,81	9,19	9,94
		20	68,13	16,13	6,38	5,50	4,75
		21	72,50	14,44	6,69	6,00	7,69
	III	22	145,63	19,44	7,56	13,31	8,00
		23	49,38	8,94	2,00	5,19	0,44
		24	50,63	10,44	2,25	6,06	2,81
	IV	25	73,75	16,63	8,38	6,50	4,00
		26	62,50	12,38	3,94	5,50	0,13
		27	66,25	12,00	4,94	5,38	0,00
	V	28	94,38	20,31	9,25	7,63	4,63
		29	63,75	16,88	8,69	6,94	3,44
		30	55,00	13,06	4,88	5,38	0,00

Nie stwierdzono natomiast wyraźnego wpływu roślinności na zahamowanie rozprzestrzeniania się badanego pierwiastka. W niektórych przypadkach zawartość ołowiu w najdalej położonych od ulicy punktach była mniejsza po stronie otwartego terenu Politechniki. Odległość ta (15 m) była prawdopodobnie mniejsza od maksymalnej odległości, na jaką w danych warunkach mogą przemieszczać się związki ołowiu. Jak podają Curzydło (1988) oraz Kabata-Pendias i Pendias (1999), najwyższe zawartości tego metalu stwierdza się w odległości do 10-50 m od krawędzi drogi.

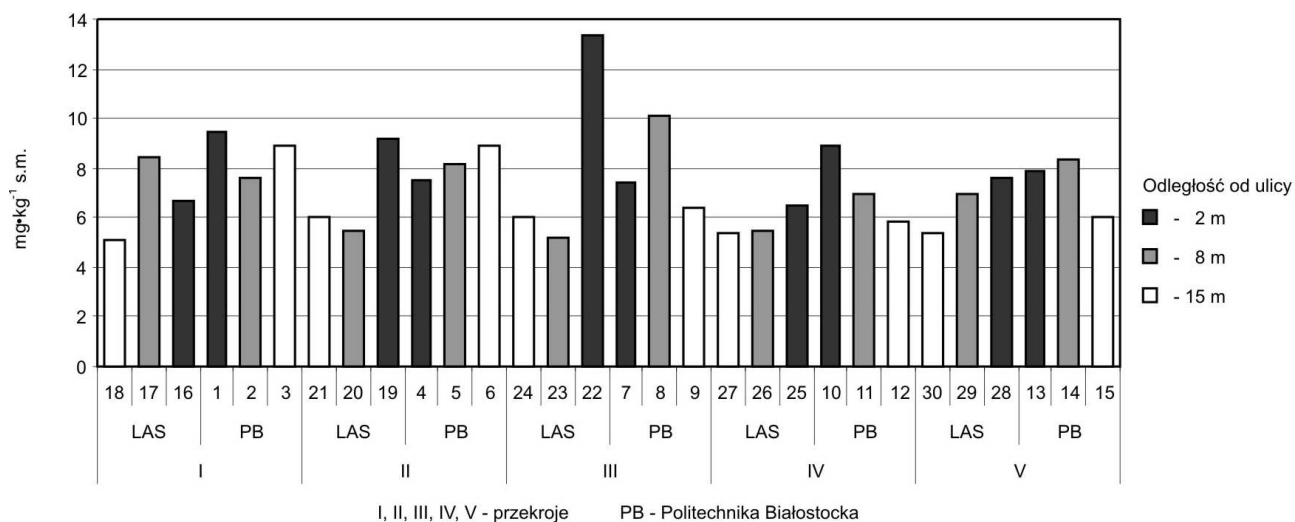
Podobnie jak w przypadku ołowiu, zawartości niklu maleją w miarę oddalania się od krawędzi jezdni (rys. 4). Schemat ten zakłócony jest wyraźnie jedynie w transekcje I. W tym przypadku może to być spowodowane nakładaniem się na siebie zanieczyszczeń pochodzących

z ulicy Świerkowej i ulicy prostopadłej do niej, biegnącej w pobliżu transektu. Porównując ilości opisywanego pierwiastka po obu stronach ulicy Świerkowej widać, że mniej zawierają go gleby wykształcone pod lasem. Jedynie bezpośrednio przy jezdni zawartości po stronie lasu są niekiedy większe. Taki rozkład zawartości może sugerować, że związki niklu zostały częściowo zatrzymane przez roślinność. Może o tym świadczyć fakt, że największy stopień zmniejszenia zawartości tego pierwiastka zaobserwowano w miejscu o najbardziej zwartej warstwie podszytu.

W przypadku kadmu generalną zasadą jest spadek jego zawartości w miarę wzrostu odległości od ulicy po stronie lasu (rys. 5). Po przeciwnej stronie ulicy, w kilku przypadkach zaobserwowano wzrost zawartości kadmu w odległości około 8 m od krawędzi jezdni.



Rys. 4. Zawartość niklu w glebach położonych wzdłuż ul. Świerkowej



Rys. 5. Zawartość kadmu w glebach położonych wzdłuż ul. Świerkowej

Podobnie do wcześniej omówionych pierwiastków, również w przypadku chromu na większości przekrojów obserwowany jest spadek jego zawartości w miarę oddalania się od źródła emisji (rys. 6). Zjawisko to znacznie wyraźniej uwidacznia się po stronie lasu. W kilku miejscach zauważa się jednak jeszcze stosunkowo dużą zawartość chromu nawet w dalszej odległości od drogi, co może wskazywać na jego kumulację w tych miejscach.

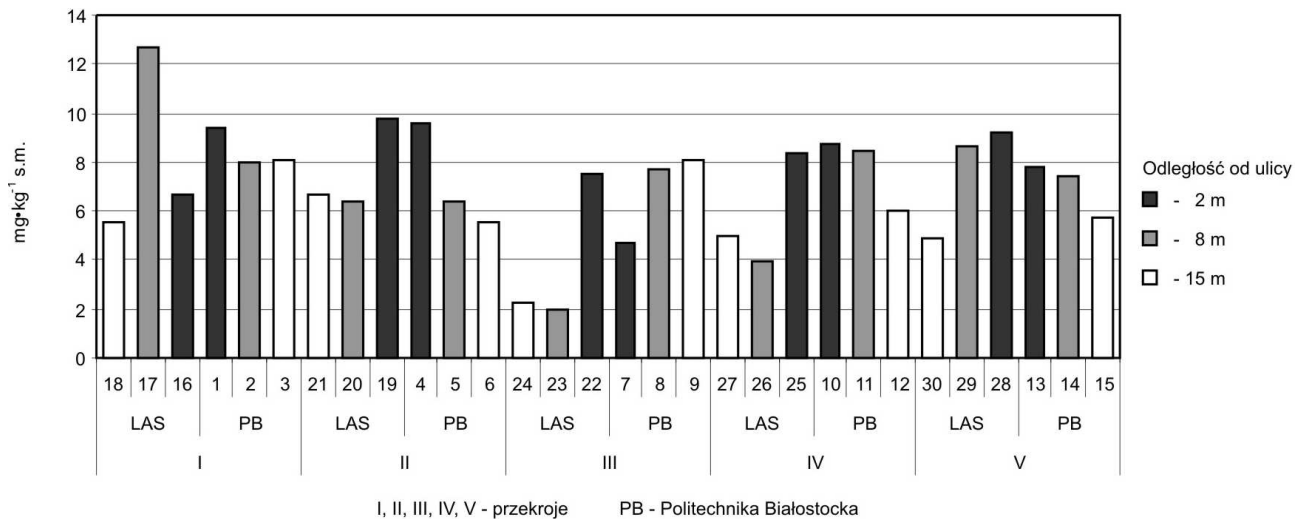
Ostatnim badanym metalem była miedź, której stopień zatrzymywania przez roślinność jest najbardziej widoczny spośród wszystkich oznaczanych pierwiastków (rys. 7).

W niektórych transektach, w próbkach pobranych z odległości 15 m od ulicy zawartość tego pierwiastka była poniżej granicy oznaczalności. Sytuacja taka spowodowana była prawdopodobnie wzrostem fitoprzyswajalności miedzi w warunkach silnie kwaśnego odczynu.

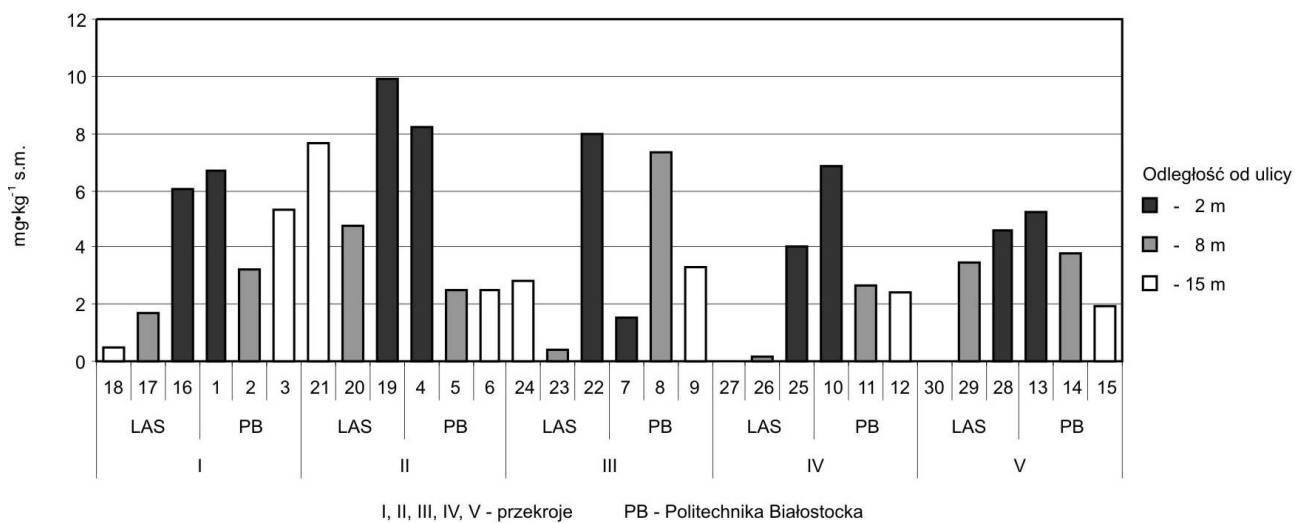
Wnioski

Wyniki przeprowadzonych badań pozwalają na sformułowanie następujących wniosków:

1. Zanieczyszczenie badanych gleb wybranymi metalami ciężkimi jest niewielkie. Ich zawartości nie przekraczają stężeń dopuszczalnych dla terenów komunikacyjnych. Najwyższą zawartość spośród analizowanych metali, w przypowierzchniowej warstwie gleb wykazał ołów, natomiast najniższą – miedź.
2. Roślinność otaczająca badany teren wywiera znaczący wpływ na obniżenie zawartości metali ciężkich w glebie. Próbkę pobrane na terenie lasu charakteryzowały się mniejszymi zawartościami niż te po stronie Politechniki, gdzie pokrycie roślinnością było niewielkie.



Rys. 6. Zawartość chromu w glebach położonych wzdłuż ul. Świerkowej



Rys. 7. Zawartość miedzi w glebach położonych wzdłuż ul. Świerkowej

3. Znaczny spadek zawartości niektórych pierwiastków w próbkach pobranych z Lasu Zwierzynieckiego mógł być spowodowany wzrostem ich rozpuszczalności i przyswajalności w warunkach silnie kwaśnego odczynu gleb leśnych. Gleby po stronie kampusu Politechniki Białostockiej charakteryzowały się odczynem obojętnym i zasadowym.
4. W niemal wszystkich badanych przypadkach stwierdzono zmniejszenie się zawartości analizowanych pierwiastków w miarę oddalania się od pasa drogowego. Tendencja ta była znacznie lepiej widoczna po stronie Lasu Zwierzynieckiego.

Literatura

- Chłopek Z. (2002). Ochrona środowiska naturalnego. Pojazdy samochodowe. *Wydawnictwo Komunikacji i Łączności*, Warszawa.
- Curzydło J. (1988). Ołów i cynk w roślinach i glebach w sąsiedztwie drogowych szlaków komunikacyjnych. (Rozprawa habilitacyjna). *Zeszyty Naukowe AR w Krakowie*, No. 127.
- Czerwień M., Lewińska J. (1996). Zieleń w mieście. *Instytut Gospodarki Przestrzennej i Komunalnej*, Warszawa.
- Dobrogowski L. (2005). Metale ciężkie w glebach na terenie Białegostoku. Praca magisterska, *Politechnika Białostocka*, Białystok.
- Greinert H., Greinert A. (1999). Ochrona i rekultywacja środowiska glebowego. *Wydawnictwo Politechniki Zielonogórskiej*, Zielona Góra.
- Hasan Abu Jazzar (1995). Metale ciężkie w powierzchniowej warstwie gleb. Praca doktorska, *Politechnika Białostocka*, Białystok.
- Kabata-Pendias A., Pendias H. (1999). Biogeochemia pierwiastków śladowych. *Wydawnictwo Naukowe PWN*, Warszawa.
- Merkisz J., Piekarski W., Słowik T. (2005). Motoryzacyjne zanieczyszczenia środowiska. *Wydawnictwo Akademii Rolniczej*, Lublin.
- Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 9 września 2002 roku w sprawie standardów jakości gleb oraz standardów jakości ziemi. *Dz. U. z 2001 r. Nr 62*, poz. 627 i Nr 115 z późniejszymi zmianami.
- Skorbiłowicz E., Dzienis L., Skorbiłowicz M. (2001). Metale ciężkie w powierzchniowej warstwie gleb Białegostoku. *Zeszyty naukowe Politechniki Białostockiej*, Inżynieria Środowiska, No. 14, 97-107.

CONTENT OF SELECTED HEAVY METALS IN SOILS IN ACCORDANCE WITH ITS DISTANCE FROM THE STREET AND LAND USE

Abstract: The paper presents the results of research concerning content of the selected heavy metals (Pb, Ni, Cr, Cd i Cu) in soils along the Świerkowa Street in Białystok. The aim of the studies was to determine the content of five heavy metals in soil as well as examination how flora can reduce the spread of the pollutant emitted from the cars. The research results show a little soil pollution. The highest concentration in surface soil layer was found in the case of lead, while the lowest concentration of copper revealed. Plant communities growing along the street have significant impact on the reduction of heavy metals concentration in soils. The samples taken from the forest were characterized by lower concentration of metals in comparison to those taken from area of the Białystok University of Technology campus, where the plant cover was much lower. The reduction of element content in samples from the Zwierzyniecki Forest could be caused by increase of its solubility and availability in acid forest soil.

Badania przeprowadzono w Politechnice Białostockiej w ramach pracy statutowej S/WBiIS/1/11

ZASTOSOWANIE NIELINIOWEGO MODELU GRUNTU DO IDENTYFIKACJI MODUŁU SZTYWNOŚCI PODŁOŻA GRUNTOWEGO OBCIĄŻONEGO UDAROWO

Wojciech GOSK*

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

Streszczenie: W pracy przedstawioną prognozę zachowania się ograniczonej bryły gruntu podczas badania udarowego. Bazę pomiarową analiz stanowiło badanie laboratoryjne wykonane z wykorzystaniem lekkiej płyty dynamicznej ZFG-01. Celem identyfikacji było wyznaczenie ewolucji modułu sztywności podłoża gruntowego. Analizy przeprowadzono wykorzystując model numeryczny podłoża dla ośrodka nieliniowego.

Słowa kluczowe: obciążenie udarowe, lekka płyta dynamiczna, moduł sztywności podłoża gruntowego.

1. Wstęp

Badania dynamiczne podłoża gruntowego są obecnie szeroko stosowane w inżynierii geotechnicznej. Właściwe identyfikowanie parametrów podłoża na podstawie testów dynamicznych staje się z punktu widzenia krótkiego czasu wykonywania badania ważnym czynnikiem ekonomicznym umożliwiającym szybkie prowadzenie prac kontrolno-pomiarowych podczas wznoszenia budowli ziemnych (nasypy, obwałowania itp.). Jednym ze sposobów oceny sztywności podłoża gruntowego jest rejestrowanie reakcji gruntu na wywołane wzbudzenie dynamiczne. Właściwa interpretacja wyników badań prowadzi następnie do wyznaczenia parametrów będących miarą sztywności badanego podłoża gruntowego.

Lekka płyta dynamiczna ZFG-01 jest przyrządem umożliwiającym badanie sztywności podłoża gruntowego. Przyrząd ten jest obecnie szeroko stosowany w budownictwie komunikacyjnym. Działanie lekkiej płyty dynamicznej, zwanej również ugięciomierzem udarowym, polega na wywołaniu udaru swobodnie spadającej masy. Masa przekazuje obciążenie na stalową płytę naciskową za pośrednictwem amortyzatora. Obciążenie przekazywane jest na grunt i mierzone są parametry reakcji gruntu: przyspieszenie, prędkość i przemieszczenie sztywnej płyty naciskowej. Pomierzone wartości służą następnie do oceny sztywności badanego podłoża gruntowego.

Szczegóły dotyczące procedury badania oraz opis standardowej metody interpretacji wyników zawiera instrukcja przyrządu (TP BF-StB, 1992). Informacje na

ten temat można również odnaleźć w innych publikacjach (Bąk i Gosk, 2007; Gosk, 2010).

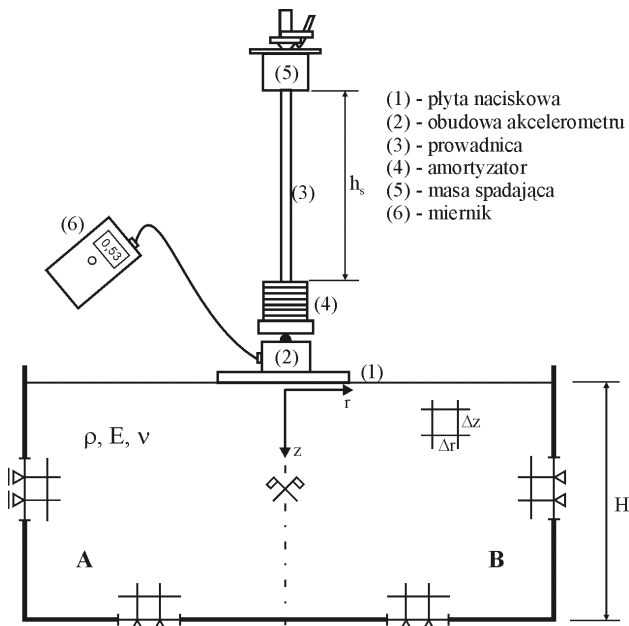
Celem identyfikacji było wyznaczenie ewolucji modułu sztywności podłoża gruntowego. W niniejszej pracy zastosowana zostanie niestandardowa, poszerzona interpretacja wyników badania bazująca na wykorzystaniu nieliniowego modelu podłoża gruntowego. Wnioskowanie o sztywności podłoża gruntowego będzie polegało na analizie relacji wiążącej przemieszczenie płyty naciskowej z generowanym obciążeniem.

2. Opis bazy pomiarowej doświadczenia

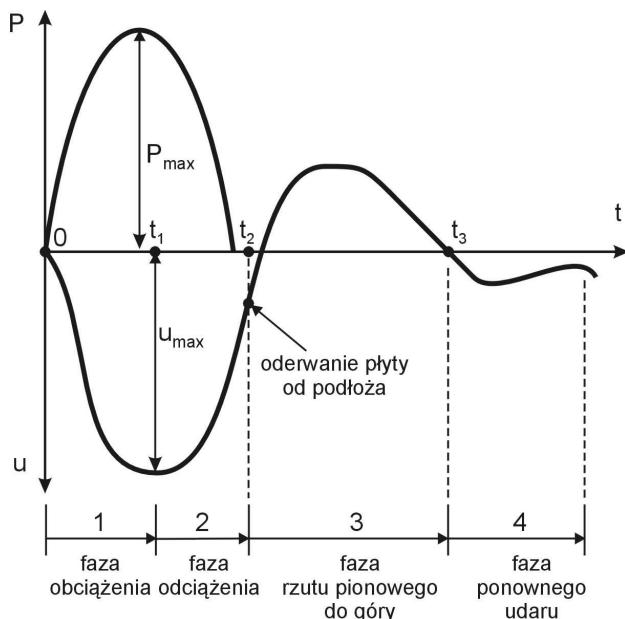
Źródłem wyników do przeprowadzonych analiz są badania wykonane na ograniczonej bryle gruntu piaszczystego (Sulewska, 1993). Badanym gruntem był piasek średni umieszczony w sztywnej skrzyni drewnianej o wymiarach wewnętrznych 1,30 m × 1,30 m × 1,05 m. Próbné obciążenie podłoża wykonywano za pomocą lekkiej płyty dynamicznej. Schemat badania przedstawiono na rysunku 1. Podano również parametry badanego podłoża i elementy dyskretyzacji użyte do dalszych analiz numerycznych.

Analizie poddano dwa typy warunków brzegowych oznaczonych jako A i B. Wykazano brak wpływu kinematycznych warunków brzegowych na osiąganą wartość u_{max} i na zmienność w czasie przemieszczenia w okresie nie przekraczającym czasu trwania faz 1 i 2 (rys. 2).

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: w.gosk@pb.edu.pl



Rys. 1. Schemat stanowiska badawczego z elementami dyskretyzacji do analizy numerycznej



Rys. 2. Zmienność w czasie siły obciążającej i przemieszczenia

Udar w płytę naciskową inicjuje krótkotrwały impuls dynamiczny przekazywany na podłoże. Amplituda obciążenia wynosi P_{max} (rys. 2). Oddziaływanie udarowe podczas badania jest jednokrotne. Udar jest ponadto łagodzony poprzez zastosowanie w przyrządzie amortyzatora. Energia udaru jest ograniczana do wartości, które nie powinny zmieniać w sposób istotny zagęszczenia gruntu. Podczas badania rejestrowane jest przyspieszenie płyty naciskowej. Następnie w sposób numeryczny są wyznaczone prędkość i przemieszczenie płyty naciskowej. Amplitudy przemieszczenia w kolejnych ośmiu próbach udarowych zgodnie z pracą Sulewskiej (1993) wynosiły: u_{max} : {1,279; 0,757; 0,685; 0,650; 0,622; 0,594; 0,583; 0,587} mm. Czas osiągnięcia tej amplitudy oznaczony został na rysunku 2 jako t_1 .

Według instrukcji przyrządu (TP BF-StB, 1992) sztywność podłoża gruntowego ocenia się na podstawie wartości średniej u_D z amplitud wyznaczonych w kolejnych próbach: czwartej, piątej i szóstej. W omawianym badaniu otrzymuje się wartość modułu odkształcenia podłoża $E_{vd} = 22,5/u_D = 36,17$ MPa. Podkreślenia wymaga fakt, że wartość tę otrzymano według procedury przedstawionej w instrukcji przyrządu, przy założeniu, że podłoże gruntowe stanowi izotropową półprzestrzeń sprężystą.

Na rysunku 2 można zauważyć, że ruch płyty naciskowej na podłożu gruntowym dzieli się na cztery fazy. Zasadniczo w celu interpretacji wyników, dla potrzeb identyfikacji przeprowadzonych w niniejszej pracy, ocenie poddane zostaną fazy 1 i 2.

3. Identyfikacja metodą „siecznych”. Istota podejścia

Ocena sztywności podłoża gruntowego zostanie przeprowadzona za pomocą własnego programu obliczeniowego zbudowanego na bazie algorytmu metody różnic skończonych, który zaproponowano w pracy Szcześniaka (1999). Algorytm został poszerzony o moduł umożliwiający opis interakcji sztywnej płyty naciskowej z gruntem jak i spadającą masą. Uzyskane obciążenie zmienne w czasie, o charakterze jak na rysunku 2, jest przekazywane na podłoże. Program umożliwia śledzenie procesów obciążania i odciążania wewnątrz analizowanej bryły gruntu piaszczystego. Szczegóły dotyczące działania programu obliczeniowego były prezentowane we wcześniejszych pracach (Bąk i Gosk, 2007; Gosk, 2010). Zaprezentowano tam dwa podejścia identyfikacyjne opierające się na założeniu modelu bilingowego i liniowego podłoża gruntowego.

Rzeczywista reakcja naprężeniowo-odkształceniowa gruntu wykazuje znaczne odchylenia od prawa liniowej sprężystości. Możliwe jest uogólnienie tego prawa na prawo fizycznie nieliniowe. Jednym ze sposobów jest traktowanie stałych materiałowych liniowej sprężystości E i ν albo K i $\mu = G$ jako parametrów mechanicznych, które zależą od wartości odkształcenia. Otrzymuje się wówczas nieliniową zależność, wyrażającą prawo zmiany postaci i objętości. Posłużę się więc analogonem E , który określe jako zmienny moduł sztywności gruntu zachowując jego oznaczenie. Podobnie można traktować współczynnik ν jako wielkość zależną od odkształcenia. Bardzo często jednak zaniedbuje się zmienność ν i przyjmuje jego wartość stosownie do rodzaju gruntu i charakteru wymuszeń zewnętrznych (statyczne lub dynamiczne). Takie uogólnienie związków liniowej sprężystości na obszar nieliniowości można określić jako pewną formę prawa fizycznego teorii hipersprężystości. Prawo to będzie więc miało postać:

$$\tilde{s}_{ij} = \tilde{e}_{ij}, \quad \sigma_{sr} = 3K(\varepsilon_{sr})\varepsilon_{sr}, \quad \sigma_i = 2G(\varepsilon_i)\varepsilon_i, \quad (1)$$

gdzie: \tilde{s}_{ij} jest tensorem kierunków i podobieństwa tensora naprężenia, \tilde{e}_{ij} jest tensorem kierunków i podobieństwa tensora odkształcenia, σ_i jest intensywnością tensora

naprężenia, σ_{sr} jest średnim naprężeniem normalnym, ε_i jest intensywnością tensora odkształcenia, ε_{sr} jest średnim odkształcenie objętościowe, $G(\varepsilon_i)$ jest zmiennym modułem ścinania, a $K(\varepsilon_{sr})$ jest zmiennym modułem ściśliwości.

Należy zauważyć, że zależność (1) opisuje również związki fizyczne teorii małych odkształceń sprężysto-plastycznych Nádáia-Hencky'ego-Iliuszina, które w teorii plastyczności znajdują zastosowanie do opisu stanów po uplastycznieniu materiału.

Prawo hipersprężystości (1), w postaci związków opisujących zmianę postaci i objętości, było proponowane do opisu nieliniowego zachowania betonu w zakresie do osiągnięcia naprężenia szczytowego (Cedolin i in., 1997). Moduły ściśliwości objętościowej i ścinania uzależniano od stanu odkształcenia. W analizach numerycznych natrafiano na trudności wyznaczenia rozwiązań w przypadkach obciążeń niemonotonicznych.

Takie ujęcie nieliniowości fizycznej gruntu zostanie wykorzystane do identyfikacji „sieczonego” modułu sztywności. Z uwagi na ograniczenia, które wynikają z danych doświadczalnych, dotyczących jedynie informacji o przyspieszeniu, prędkości i przemieszczeniu pionowym obszaru pod płytą naciskową oraz z uwagi na bardzo małe wymiary analizowanej bryły gruntu, nie rozważa się zmienności przestrzennej modułów sztywności podłoża, a w konsekwencji jego niejednorodności wywoływanej procesem deformacji udarowej. Powyższe uzasadnia przyjęcie założenia upraszczającego, że moduł sztywności gruntu jest wyznaczany jako wielkość średnia dla całej analizowanej bryły. Zakłada się, że wartość tego modułu w procesie deformacji ośrodka gruntowego podlega zmianom w relacji do dynamicznego przemieszczenia płyty naciskowej. Wartość tego przemieszczenia szacuje średnie intensywności tensora odkształcenia i średnie odkształcenie objętościowe w sensie przestrzennym w ustalonej chwili czasu. Ogólnie nieliniowa forma związków fizycznych może być więc zapisana

jako prawa zmian postaci i objętości:

$$\begin{aligned}\sigma_i &= 2\bar{G}(u_d^{eksp}(t))\varepsilon_i, \\ \sigma_{sr} &= 3\bar{K}(u_d^{eksp}(t))\varepsilon_{sr},\end{aligned}\quad (2)$$

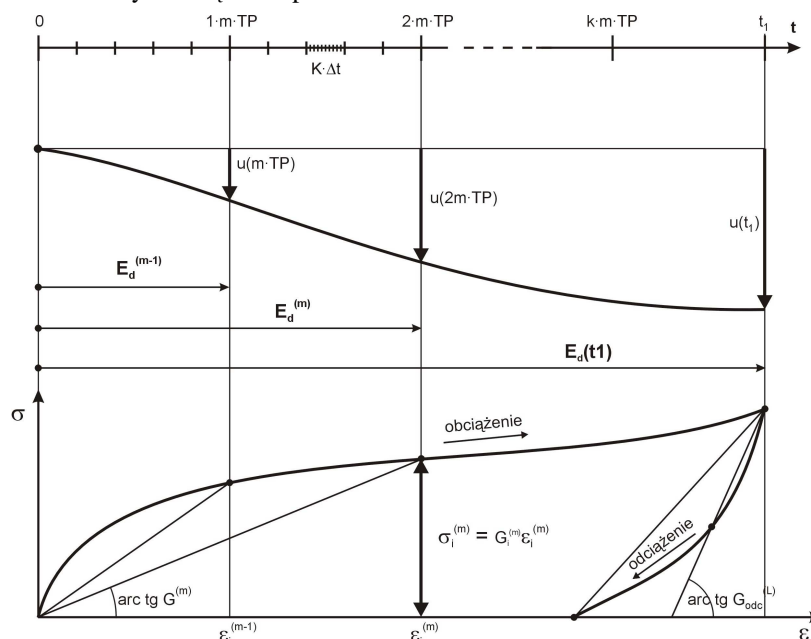
gdzie: $\bar{G}(u_d^{eksp}(t))$ jest to średnim chwilowym modułem ścinania, a $\bar{K}(u_d^{eksp}(t))$ jest średnim chwilowym modułem ściśliwości.

Wielkości ε_i i ε_{sr} stanowią miary zaawansowania procesu deformacji i podlegają zmianom w czasie i w objętości analizowanej bryły. Ze swej istoty tak sformułowane ogólnie związki nieliniowe pozwalają określić wielkości $\bar{K}(t)$ i $\bar{G}(t)$ jako średnie moduły „sieczone” sprężyste, podlegające zmienności w czasie.

Rozważa się identyfikację na poziomie przemieszczeń, za pomocą analizy falowej dla izotropowego ośrodka liniowo sprężystego w ujęciu MRS. Procedurę identyfikacyjną przeprowadzono przedziałami, rozpoczynającymi się zawsze w chwili początkowej $t = 0$ a kończącymi się w chwilach stanowiących progresywną krotność czasu próbkowania, $k \cdot m \cdot TP$, gdzie m ustala się arbitralnie dla całej analizy (np. $m = 5$) natomiast k przyjmuje wartości kolejnych liczb naturalnych: $k = 1, 2, 3, \dots$ (rys. 3). Tak więc, kolejnymi przedziałami, w których poszukuje się uśrednionych wartości modułu sztywności \bar{E}_d są: $(0, 1 \cdot m \cdot TP)$, $(0, 2 \cdot m \cdot TP)$, $(0, 3 \cdot m \cdot TP)$, ... Identyfikacji nie podlega wartość współczynnika Poissona, którą przyjęto jako $\nu = 0,3$. W każdym z analizowanych przedziałów wymaga się spełnienia warunku w chwili kończącej dany przedział:

$$u_d^{num} = u_d^{eksp} \Big|_{t=k \cdot m \cdot TP} \quad (3)$$

Sposób ustalania przedziałów analizy oraz schemat identyfikacji jest wyjaśniony na rysunku 3.



Rys. 3. Schemat identyfikacji metodą „sieczonej”

W kroku TP program komputerowy realizuje obliczenia z krokiem $\Delta t \ll TP$, co wynika ze spełnienia warunku stabilności procedury numerycznej.

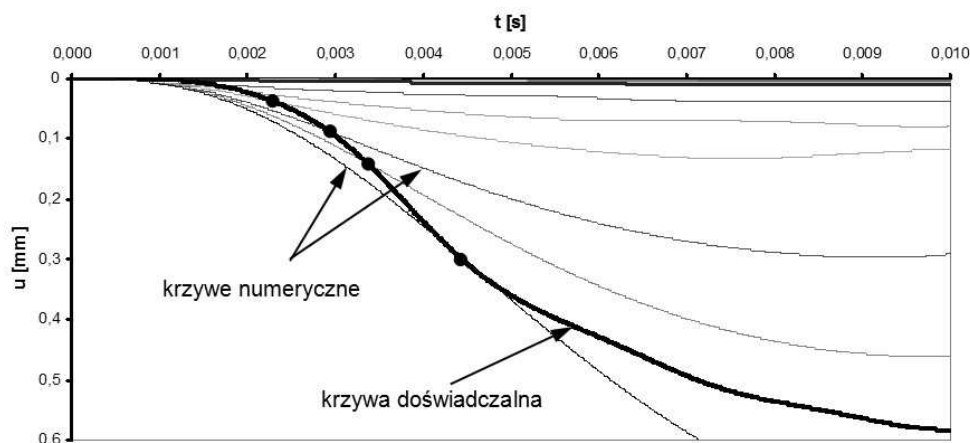
Deformacja podłoża gruntowego pod wpływem obciążenia udarowego obejmuje fazy obciążenia i odciążenia. Druga z faz nie jest monotoniczną kontynuacją fazy obciążenia. Ewolucja reakcji dynamicznej bryły gruntu w tych fazach jest bowiem sztywnościowo zróżnicowana. Metodą „siecznych” można poprawnie opisać zachowanie gruntu w fazie odciążenia, inaczej należy wybrać tylko „punkt startowy” iteracji. W fazie obciążenia był to stan początkowy: $\sigma_i = \varepsilon_i = 0$. W fazie odciążenia stanem tym powinien być stan odpowiadający końcowi fazy obciążenia, czyli stanowi wyznaczonemu maksymalną amplitudą przemieszczenia. Schemat identyfikacji dla fazy odciążenia zawiera rysunku 3.

4. Identyfikacja modułu sztywności

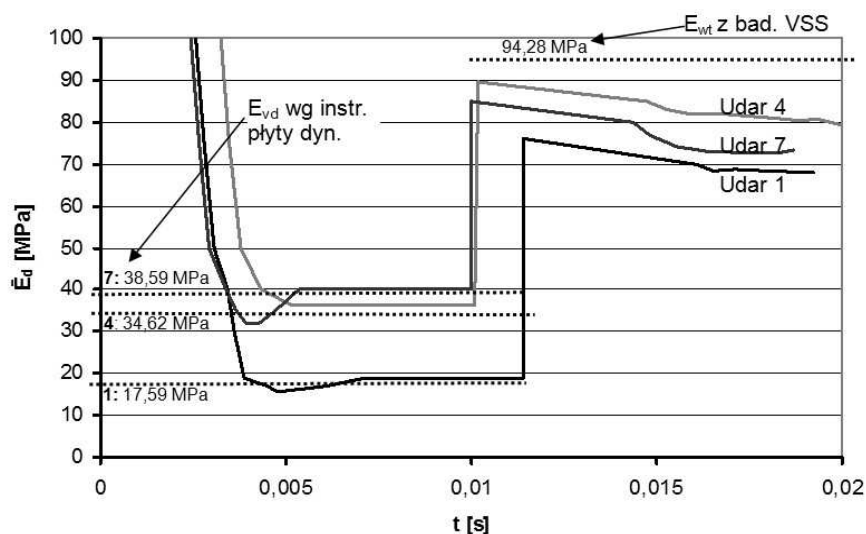
Rysunek 4 ilustruje sposób osiągnięcia warunku zgodności opisanego wzorem (3) poprzez analizę numeryczną MRS przeprowadzoną metodą „siecznych” dla fazy obciążenia $(0, t_f)$.

Wartości przemieszczeń u_d^{eksp} w chwilach końcowych analizowanych przedziałów czasu są osiągane w programie numerycznym MRS z dużą dokładnością, jednakże bez dobrego przylegania krzywej numerycznej i eksperymentalnej. Brak tego przylegania powoduje niezgodność z wartościami prędkości i przyspieszenia. Próby analizy wielokryterialnej – z uwagi na jednoczesne dążenie do zgodności prognozy numerycznej z wartościami $(\ddot{u}_d^{eksp}, u_d^{eksp}, \dot{u}_d^{eksp})$ – nie prowadzą do uzyskania poprawy wyników.

Rysunek 5 ilustruje zmienność w czasie wartości modułu sztywności gruntu \bar{E}_d , która może być interpretowana jako zależność tego modułu od procesu dynamicznego obciążania. Krzywe zmienności dotyczą udarów nr 1, 4 i 7. Początkowe wartości modułów w analizie numerycznej przyjmowano jako równe około 3000 MPa. Podlegały one bardzo szybkiemu zmniejszaniu się do wartości zbliżonych do pierwotnego modułu sztywności. Dalsza ewolucja \bar{E}_d obejmuje fazę odciążenia, w której grunt reaguje na poziomie wielkości modułów wtórnych. Wyniki dla fazy odciążenia uzyskano rozważając przedziały czasowe, które nie zaczynają się w chwili początkowej $t = 0$, ale w chwili osiągnięcia maksymalnej amplitudy przemieszczenia, tzn. $t = t_f$.



Rys. 4. Osiągnięcie warunku zgodności opisanego wzorem (3) metodą „siecznych”

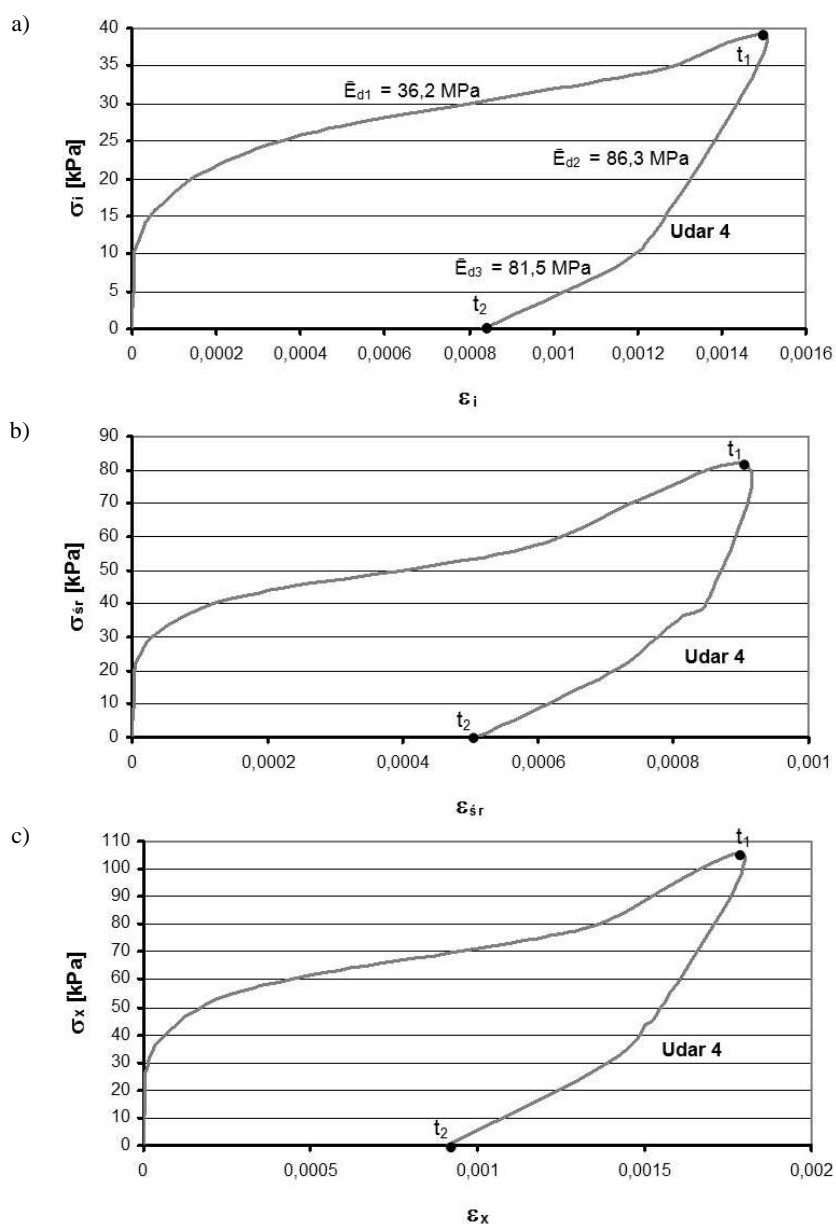


Rys. 5. Zmienność w czasie wartości modułu sztywności gruntu \bar{E}_d

Charakter zidentyfikowanych nieliniowych związków fizykalnych gruntu przedstawiono na rysunku 6. Związki te odzwierciedlają zachowanie gruntu w procesach obciążenia i odciążenia. Zostały one uzyskane na podstawie analizy numerycznej MRS poprzez uśrednienie wielkości naprężeń i odkształceń w węzłach siatki przestrzennej, bezpośrednio przyległych do płyty naciskowej. Z uwagi na walcowy układ współrzędnych i przez to zróżnicowane pola powierzchni elementów gruntu przylegających do płyty uśrednienie wymienionych wielkości dokonano ze stosowną wagą. W procesach zmiany postaci (rys. 6a) podczas fazy obciążenia można wyróżnić stadium reakcji naprężeniowo-odkształceniowej ośrodka o bardzo dużej sztywności. W kolejnym, drugim stadium uwidacznia się reakcja quasi-liniowych zmian $\sigma_i - \varepsilon_i$. Wartość modułu sztywności otrzymana podczas identyfikacji wynosi dla tego etapu $E_{d1} = 36,2$ MPa. Stadium trzecie obejmuje dwuodcinkową ścieżkę

odciążenia. Moduły sztywności dla poszczególnych odcinków wynoszą odpowiednio $E_{d2} = 86,3$ MPa i $E_{d3} = 81,5$ MPa. Z faktu, że intensywność odkształceń nie znika po pełnym odciążeniu, należy wnioskować, że stadium trzecie jest zdominowane procesem odkształcania plastycznego.

Z wykresów reakcji dylatacyjnej, przedstawionych na rys. 6b, wynika, że w fazie obciążenia można wyróżnić trzy stadia: reakcji naprężeniowo-odkształceniowej przy bardzo dużej sztywności ośrodka, reakcji quasi-liniowych zmian $\sigma_{sr} - \varepsilon_{sr}$, a ponadto reakcji umocnienia gruntu. W fazie odciążenia stwierdzana jest ponownie ścieżka dwuodcinkowa. Ogólnie przytoczone powyżej uwagi o wynikach uzyskanych z programem MRS można odnieść do zależności $\sigma_x - \varepsilon_x$ przedstawionej na rysunek 6c.



Rys. 6. Charakter nieliniowości fizycznej gruntu otrzymany z identyfikacji metodą siecznych: a) $\sigma_i - \varepsilon_i$, b) $\sigma_{sr} - \varepsilon_{sr}$ c) $\sigma_x - \varepsilon_x$

5. Podsumowanie

Zależności przedstawione na rysunku 6 mogą być uznane za poprawnie opisujące nieliniowość fizyczną gruntu. Bardzo duża sztywność ośrodka, ujawniająca się na początku procesu obciążenia, może wynikać z różnych czynników, które mają wpływ na proces odkształcania gruntu. Przede wszystkim należy mieć na uwadze czynnik falowej natury procesu obciążenia. Impuls naprężeniowy przekazywany na grunt obejmuje stopniowo coraz większą objętość ośrodka. Na początku tego procesu tylko niewielka objętość gruntu doznaje deformacji, a co za tym idzie mamy do czynienia z początkowym przeszywnieniem modelu. Należy również rozważyć czynnik tarcia dynamicznego w ośrodku ziarnistym, które jest większe niż tarcie towarzyszące powolnie narastającym obciążeniom.

Literatura

- Cedolin L., Crutzen Y. R.J., Pioli S. D. (1997). Triaxial stress-strain relationship for concrete. *J. Engng. Mech. Div.*, ASCE, Vol. 103, No EM 3, 423-439.
- Bąk G., Gosk W. (2007). Sztywność podłoża piaszczystego w procesach obciążenia i odciążenia wywołanych udarem. *Czasopismo Techniczne - Budownictwo*, 2-B/2007, 3-10.
- Gosk W. (2010). Badanie podłoża gruntowego za pomocą płyty dynamicznej ZFG-01 – ocena zastosowania modelu sprężystego do interpretacji wyników. *Aparatura badawcza i dydaktyczna*. 2/2010, 99-106.
- Szcześniak Z. (1999). Modelowanie zachowania dynamicznego konstrukcji podziemnych w warunkach działania powietrznej fali uderzeniowej. *Wydawnictwo WAT*, Warszawa.
- Sulewska M. J. (1993). Moduły odkształcenia gruntu niespoistego wyznaczone metodą dynamiczną. Rozprawa doktorska. *Politechnika Białostocka*. Białystok.
- TP BF-StB (1992). Technische Prüfvorschrift für Boden und Fels im Straßenbau. Teil B 8.3. Dynamischer Plattendruckversuch mit Hilfe des Leichten Fallgewichtsgerätes.

NONLINEAR SOIL MODEL APPLICATION FOR IDENTIFICATION OF THE STIFFNESS MODULUS OF THE SUBSOIL UNDER IMPACT LOAD

Abstract: The behaviour of the limited soil bulk under the mass impact is analysed in the paper. The laboratory research results obtained by means of the light drop tester ZFG-01 were taken to the analysis. The main aim of this paper was identification of the stiffness modulus of the subsoil. The analysis was carried out on the basis of the numerical program for non-linear model of the ground.

Pracę wykonano w Politechnice Białostockiej w ramach realizacji pracy statutowej nr WBiIS/5/2010 finansowanej ze środków MNiSW w latach 2010-2013.

PRZYDATNOŚĆ STOSOWANIA NOWOCZESNYCH KOMPOZYTÓW FIBROBETONOWYCH W KONSTRUKCJACH BUDOWLANYCH

Julita KARWOWSKA*, Andrzej ŁAPKO

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

Streszczenie: Stosowanie różnego rodzaju włókien do betonu przeznaczonego na konstrukcje budowlane staje się coraz bardziej powszechne. Utworzony w ten sposób kompozyt, nazywany fibrobetonem, wykazuje zwiększoną wytrzymałość na ściskanie i rozciąganie. Konstrukcje z fibrobetonu charakteryzują się większą rysoodpornością, wykazują korzystny quasi-plastyczny charakter zniszczenia, decydujący o bezpieczeństwie, trwałości i przydatności elementu w użytkowaniu. Szybki rozwój inżynierii materiałowej umożliwia stosowanie nieznanych dotąd rodzajów włókien, co umożliwia stosowanie coraz to nowych generacji fibrobetonów o zupełnie nowych korzystnych właściwościach. W pracy omówiono najnowsze rozwiązania materiałowe w tym zakresie oraz wskazano, na tle prowadzonych dotąd badań, na efektywność stosowania fibrobetonów w konstrukcjach budowlanych. Zwrócono szczególną uwagę na potrzebę badań konstrukcji wykonanych z fibrobetonów nowych generacji, w celu bardziej efektywnego ich kształtowania pod względem nośności, użyteczności a także kosztocłonności.

Słowa kluczowe: fibrobetony, betony kompozytowe, badania doświadczalne.

1. Wprowadzenie

Stosowanie klasycznych betonów niemodyfikowanych w niektórych rodzajach konstrukcji budowlanych staje się dziś niewystarczające. Wymagania stawiane konstrukcjom pod względem nośności i użyteczności są coraz większe, a ich spełnienie przy użyciu zwykłego betonu staje się nieekonomiczne lub wręcz niemożliwe. Wymusiło to poszukiwanie nowych sposobów polepszania właściwości betonu. Dzięki rozwojowi inżynierii materiałowej pojawiła się nowa klasa betonu nazwana fibro kompozytem. Jest to materiał złożony ze spoiwa, kruszywa mineralnego, piasku, wody i włókien, dodawanych do matrycy cementowej. Pierwsze rozwiązanie, polegające na dodaniu włókien do betonu zastosowali w roku 1962 Romualdi i Mandel. Wykazali oni, że dodatek włókien stalowych do mieszanki betonowej zmienia charakter zachowania się kruchego betonu na materiał quasi-plastyczny, co powoduje, że po pojawieniu się pierwszej rysy w konstrukcji nie występuje kruche zniszczenie. Konstrukcja dalej przenosi obciążenie utrzymując nośność lub, w niektórych przypadkach, nawet wykazując jej zwiększenie. Włókna zastępujące zbrojenie powodują zmniejszenie koncentracji naprężeń, czyli zmniejszenie zarysowań i pęknięć konstrukcji. W 1973 opatentowano fibrobetonu i od tamtej pory ten materiał stosowany jest w wielu odmianach i w coraz większym

zakresie (Radomski, 1995). W celu pokazania wpływu dodatku włókien do betonu, przedstawiono uogólnioną krzywą rozwoju kompozytów betonowych (rys. 1) ukształtowaną z upływem lat w funkcji wytrzymałości na ściskanie (Czarnecki i Kurdowski, 2006).

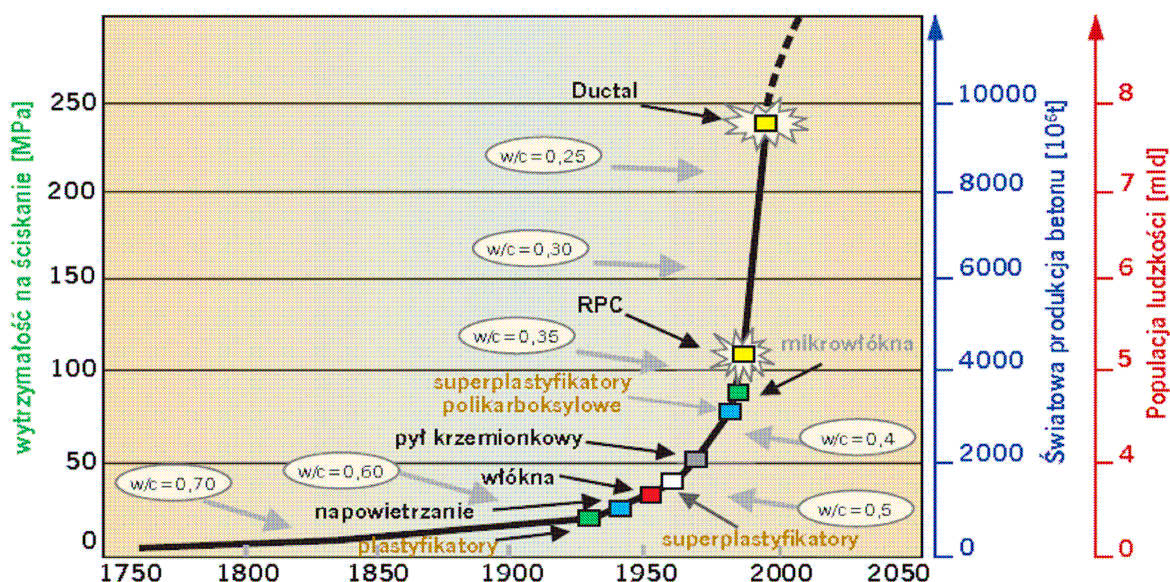
Do betonu dodaje się obecnie nie tylko włókna stalowe ale także włókna z tworzyw sztucznych, węglowe, szklane, a nawet włókna pochodzenia organicznego (rys. 2). Niniejsze opracowanie ma na celu omówienie charakterystyki fibro kompozytów z dodatkiem różnego rodzaju włókien oraz wskazanie nowych kierunków badań nad ich zastosowaniem w konstrukcjach budowlanych w celu podwyższenia ich nośności i poprawy charakterystyk ich użyteczności.

2. Charakterystyka i obszar zastosowań fibrobetonów

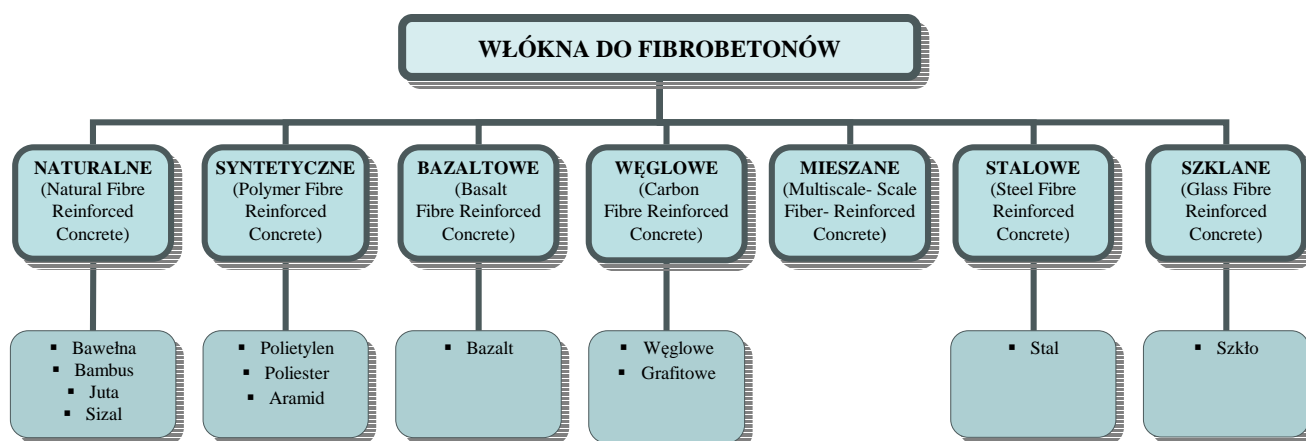
2.1. Beton z włóknami stalowymi

Beton z dodatkiem włókien stalowych ma zbrojenie równomiernie rozproszone, co czyni go materiałem jednorodnym (Jasiczak i Mikołajczak, 2003). Zbrojeniem są tu cienkie włókna stalowe o różnym kształcie i wymiarach. Największy wpływ na właściwości kompozytu mają: długość, średnica, kształt, rozkład oraz procentowa zawartość włókien, która w klasycznych

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: j.karwowska@pb.edu.pl



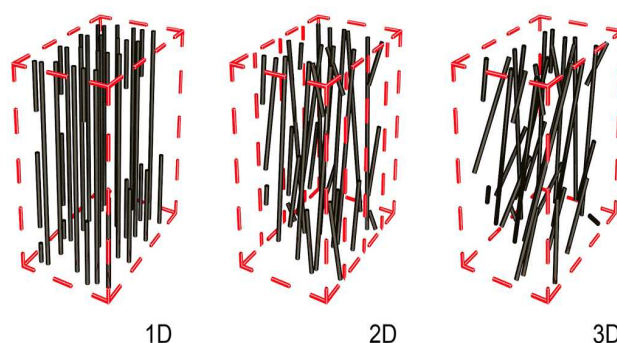
Rys. 1. Uogólniona krzywa rozwoju kompozytów betonowych (Czarnecki i Kurdowski, 2006)



Rys. 2. Klasyfikacja włókien stosowanych do betonów kompozytowych

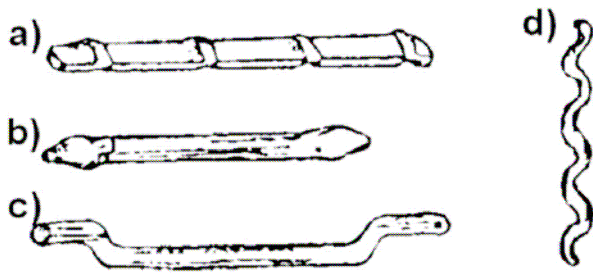
rozwiązaniach waha się w granicach od 0,5-3% (objętościowo). Spełnienie tego ostatniego warunku jest konieczne ze względów wykonawczych, gdyż podczas mieszania kompozytu mogą powstawać skupiska włókien (tzw. jeże). Dodatek włókien w ilości mniejszej od 0,5% nie powoduje w zauważalny sposób ujawnienia w kompozycie cech quasi-plastycznych i dlatego tę wartość uważa się za dolną granicę (Katzer, 2010).

Długość włókna jest ograniczona poprzez względy wykonawcze oraz przyczepność stali i betonu. W betonach zwykłej wytrzymałości długość jest na ogół nie mniejsza niż 50 mm (Katzer, 2010), natomiast w betonach ultra wysokowytrzymałych stosuje się bardzo cienkie, znacznie krótsze włókna stalowe, rzędu 6-12 mm (Jasiczak, 2009). Włókna w kompozycie powinny być rozmieszczane w kierunku głównych naprężeń rozciągających. Wyróżnia się 3 typy układu ułożenia włókien: przestrzenny (3D), płaski (2D) oraz liniowy (1D) (Katzer, 2010). Na rysunku 3 pokazano układy orientacji włókien stalowych (Jasiczak, 2009).



Rys. 3. Teoretyczne układy orientacji włókien stalowych w matrycy cementowej (Jasiczak, 2009).

Kształt i długość włókien stalowych wywiera duży wpływ na nośność kompozytu poprzez odpowiednią przyczepność do betonu. Produkowana obecnie fibra ma kształt formowany przez nagniatanie lub sfalowanie, końce mają zakotwienia w postaci haczyków (Brandt, 2000). Rodzaje stosowanych włókien stalowych pokazano na rysunku 4 (Burakiewicz, 1977).

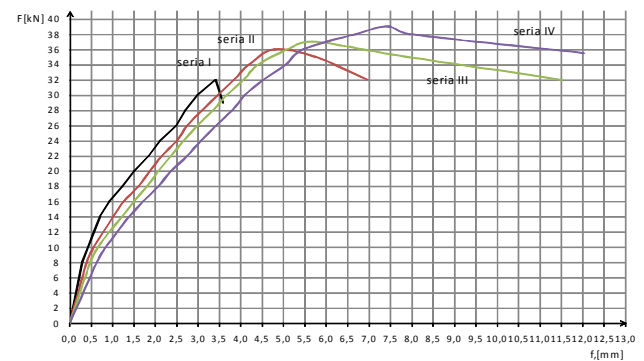


Rys. 4. Rodzaje włókien stalowych stosowanych w betonach kompozytowych (Burakiewicz, 1977): a) nagniatane, b) zakotwienia w pobliżu końców, c) zakotwienia w postaci haczyków, d) pofalowane

Stosowanie kompozytów fibrobetonowych w elementach zginanych zapewnia zwiększenie ich rysoodporności, przeciwdziała rozwojowi rys skurczowych oraz zapobiega kruchemu pękaniu betonu poprzez quasi-plastyczny charakter pracy konstrukcji. Z uwagi na zwiększoną rysoodporność fibrobetony z włóknem stalowym stosuje się w konstrukcjach narażonych na obciążenia skurczowe, np. w posadzkach przemysłowych, elementach budownictwa wodnego, w obudowach tuneli, naprawach i rekonstrukcjach elementów betonowych i żelbetowych, w prefabrykowanych elementach cienkościennych (Bonaszewska-Wyszomirska, 2007). Wytrzymałość na ściskanie i rozciąganie elementu wzrasta w widoczny sposób. Zwiększeniu ulega też udarność, czyli wytrzymałość na obciążenia zmęczeniowe (Jamróży, 2003). Odporność zmęczeniowa jest wyższa z racji zdolności włókna do powstrzymania powstania spękań. Powoduje to szerokie zastosowanie fibrobetonów w konstrukcjach obciążonych dużymi siłami dynamicznymi. Poprawie ulega również: odporność na ścieranie, wysokie temperatury, nasiąkliwość oraz wodoprzepuszczalność, przemarzanie i korozję. Wadą stosowania włókien jest zmniejszenie urabialności mieszanki. W związku z tym, należy stosować kruszywo drobnziarniste i domieszki do betonu (Jasiczak i Mikołajczak, 2003; Karwacki, 1995; Katzer 2010; Pogan, 2008).

W ostatnich latach prowadzono w kraju prace badawcze nad zastosowaniem fibrobetonu do podwyższania nośności konstrukcji żelbetowych. W Politechnice Śląskiej poddano badaniom wykonane z fibrobetonu prefabrykowane głowice ustrojów słupowo słupowych, wykazując wyraźne zwiększenie ich nośności na przebiecie (Hulimk, 2009). W Katedrze Konstrukcji Budowlanych Politechniki Białostockiej badano belki żelbetowe wykonane z fibrobetonu ze zróżnicowanym dodatkiem fibry stalowej o długości 50 mm, wykazując wyraźne (do około 30%) zwiększenie nośności na zginanie i rysoodporności, w porównaniu do belek żelbetowych bez dodatku fibry (Smoktunowicz i in., 2011). Wykresy zależności: siła – przemieszczenie dla czterech serii belek żelbetowych z badań zespołu białostockiego pokazano na rysunku 5. Dodatek włókien do elementów konstrukcyjnych prowadzi do redukcji zbrojenia w postaci prętów a zwłaszcza strzemion (Pogan, 2010). Planowane przez autorów niniejszej pracy dalsze badania

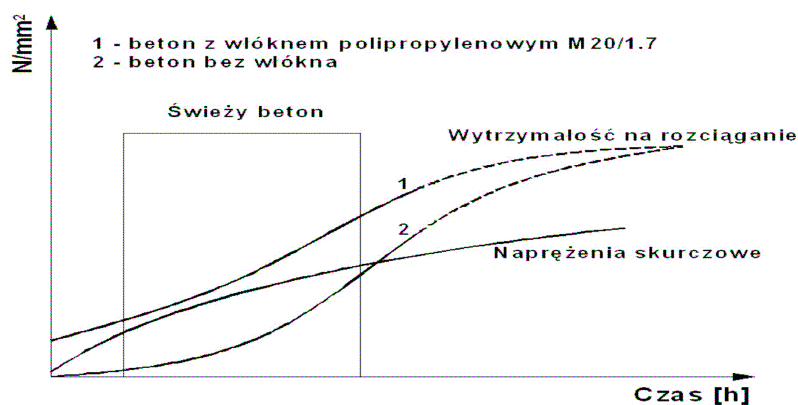
w Politechnice Białostockiej mają na celu wyjaśnienie możliwości zastąpienia strzemion w belkach żelbetowych zbrojeniem rozproszonym, co zostało już wstępnie zasygnalizowane w pracy Dinha i innych (2010) z Uniwersytetu Michigan w USA.



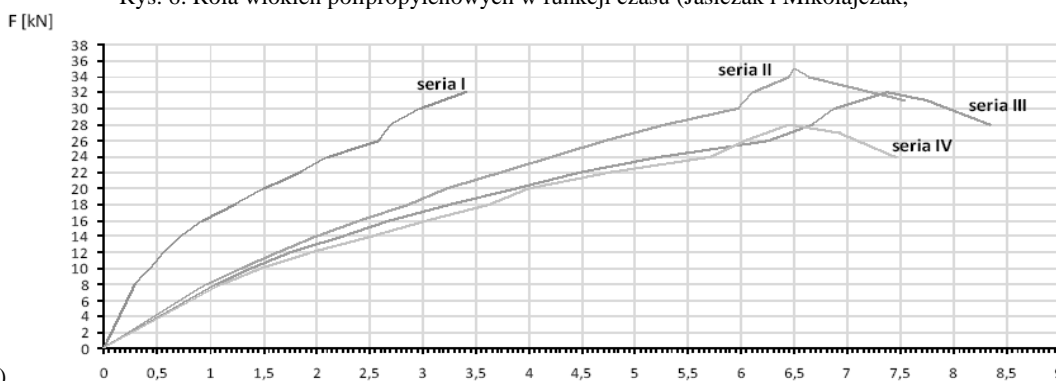
Rys. 5. Ugięcia i nośności belek żelbetowych z dodatkiem włókien stalowych o zawartości (Smoktunowicz i in., 2011): seria I - $V_f = 0\%$ (bez fibry), seria II - $V_f = 1,0\%$, seria III - $V_f = 1,5\%$, seria IV - $V_f = 2\%$

2.2. Beton z włóknami syntetycznymi

Kompozyt ten zawiera dużą liczbę ciągłych, właściwie ukierunkowanych niemetalicznych włókien. Są to włókna polipropylenowe, polialkoholowinyloowe, poliestrowe, poliakrylonitrylowe (Brandt, 2000). Mogą składać się z cienkich nitok lub postrzępionych powierzchni (Jamróży, 2002). Długość włókien mieści się w zakresie od 6 do 54 mm, średnica włókien około 12-34 μ (Brandt, 2000). Zakres stosowania makrowłókien w mieszance betonowej waha się od 0,5 do 2,0%. Materiał syntetyczny charakteryzuje się niskim modułem sprężystości Younga (3500-4000 N/mm^2) w stosunku do współczynnika sprężystości betonu (od 200000-450000 N/mm^2). W związku z tym, nie należy oczekiwać, że obecność włókien poprawi wytrzymałości betonu na ściskanie (Glinicki, 2009). Główną zaletą stosowania takich włókien jest zapobieganie powstawaniu rys przeciwskurczowych w „młodym” betonie. Równomiernie rozłożone włókna w strukturze betonu nie pozwalają na powstawanie rys skurczowych lub są zatrzymywane przez dodatek. Po osiągnięciu przez beton projektowanej wytrzymałości i odpowiedniego modułu sprężystości włókna syntetyczne przestają działać i naprężenia przenosi beton lub zbrojenie główne (Glinicki, 2009; Jasiczak, 2008). Na rysunku 6 przedstawiono wpływ włókien na zachowanie się kompozytu z włóknem polipropylenowym w próbie rozciągania, w porównaniu z betonem bez włókna (Jasiczak i Mikołajczak, 2003). Badania te wykazały znaczny wpływ włókien na ciągliwość betonu, poprzez zmianę charakteru pracy z kruchego na quasi-plastyczny. Na rysunku 7 zaprezentowano wynik badań zespołu białostockiego belek żelbetowych o różnej zawartości włókien polipropylenowych (Smoktunowicz i in., 2011).



Rys. 6. Rola włókien polipropylenowych w funkcji czasu (Jasiczak i Mikołajczak,



2003)

Rys. 7. Wpływ zawartości włókien na ugięcie belek żelbetonowych z dodatkiem włókien polipropylenowych (Smoktunowicz i in., 2011): Seria I - 0% fibry, Seria II - 1% fibry, seria III - 1,5 % fibry, seria IV - 2 % fibry

Włókna syntetyczne stosuje się w posadzkach betonowych, nawierzchni drogowych i lotniskowych, w elementach prefabrykowanych, poddanych działaniu w środowiskach agresywnych (studnie, rury, elementy zbiorników, ściany oporowe, pale), w obecności środków odladzających (krawężniki, obrzeża) oraz w betonie natryskowym (Brandt, 2000; Glinicki, 2009; Jasiczak, 2008; Karwacki, 1995). Materiały syntetyczne mogą być szeroko stosowane w mostownictwie. Zakres stosowania fibry dzielimy na dwie grupy w zależności od charakteru pracy. W grupie elementów rozciąganych wyróżniamy: wzmacniane taśmy, kołkowo łączone pasy, pręty i kable, blachy i powłoki. Następną grupą są sztywne elementy takie jak profile, elementy składane, łączone, sensory. Nowo opracowany interesującym elementem pomostów są struktury tzw. „sandwich”, czyli zespoły elementów charakteryzujących się niskim ciężarem własnym, wysoką odpornością na korozję i zmęczenie oraz możliwością szybkiego montażu. W USA rozwiązane takie zostały już opracowane oraz zbadane w projektach pilotażowych (Keller, 2003).

2.3. Beton kompozytowy z włóknami bazaltowymi

Włókna bazaltowe (rys. 8) zbudowane są z tworzywa mineralnego (bazaltu) powleczonego polimerem. Powierzchnia ich jest nieregularna i chropowata. Wymiary włókien zwykle wynoszą: średnica 12-18 μ a długość 24-54 mm. Występują w postaci cienkich włókien z dodatkiem polimerów, których moduł sprężystości Younga waha się w granicach 70-90 MPa, natomiast wytrzymałość na rozciąganie wynosi 700-1680 MPa

(www.fiberbet.eu). Kompozyt wzbogacony takimi włóknami charakteryzuje się bardzo dobrymi właściwościami mechanicznymi. Ze względu na dużą twardość dodatku (8,5 w skali Mohsa) obserwujemy zwiększoną odporność kompozytu na ścieranie. Ponadto materiał ten charakteryzuje się dużą odpornością na obciążenia dynamiczne oraz jest znakomitym izolatorem elektrycznym i cieplnym. Ze względu na swój skład chemiczny kompozyt jest odporny na korozję, środowiska kwaśne i zasadowe. Ponadto włókna bazaltowe są odporne na niskie i wysokie temperatury: zakres roboczych temperatur stosowania waha się od -26°C do $+75^{\circ}\text{C}$. Kompozyty z włóknem bazaltowym znajdują zastosowanie w konstrukcjach specjalnych, takich jak: obudowa reaktorów atomowych czy elewacje wysokich budynków (Jasiczak i Mikołajczak, 2003).



Rys. 8. Włókna polimerowo-bazaltowe (fiberbet.eu)

2.4. Beton kompozytowy zawierający włókna szklane

Włókna szklane (rys. 9) wytwarzane są z różnego rodzaju szkła, najczęściej stosowane są włókna ze szkła typu E, które jest nietrwałe w matrycy z cementu portlandzkiego, więc powinno je się stosować do matryc gipsowych, polimerowych lub cementu glinianego. W matrycach z cementu portlandzkiego włókna szklane korodują. Aby zapobiec temu zjawiskowi należy zwiększyć odporność włókien poprzez: modyfikację matrycy, pokrywanie powierzchni włókna warstwą ochronną, modyfikację materiału włókien przez dodanie ZrO_2 . Włókna występują w postaci ciągłej lub cienkich krótkich włókien. Wymiar pojedynczego włókna o długość 4-40 mm i średnica 13-20 μm . Charakteryzują się małym wydłużeniem i wysokim modułem sprężystości. Przy zastosowaniu włókien szklanych typu E moduł Younga wzrasta do 80 GPa. Wytrzymałość kompozytu na rozciąganie jest większa niż zwykłego betonu i wynosi 410-1180 MPa.



Rys. 9. Włókna szklane (krintex.pl)

Główne zastosowanie włókna szklane znajdują przy wykonywaniu płyt dachowych i elewacyjnych oraz rur o dużych średnicach, elementach pomostów mostowych (Bonaszewska-Wyszymirska, 2007).

3. Podsumowanie

Z podanego wyżej omówienia zastosowań włókien stosowanych w betonach kompozytowych wynika wniosek, że najczęściej stosowana jest fibra stalowa, która charakteryzuje się niskim kosztem i dobrymi parametrami materiałowymi takimi jak: wysoka wytrzymałość na rozciąganie, wysoki moduł sprężystości, praca w szerokim zakresie temperatur. Największą wadą fibry stalowej jest niska odporność na korozję. Włókna polimerowe są równie często stosowane oraz stosunkowo tanie, natomiast ich praca ogranicza się tylko w pierwszych fazach dojrzewania betonu (ze względu na niski moduł sprężystości), taka właściwość powoduje ograniczony zakres stosowania fibry. Koszt betonu z dodatkiem włókien szklanych obecnie jest niski, jego parametry materiałowe są porównywalne do włókien polimerowych, natomiast ze względu na słabą odporność na korozję jego zakres stosowania jest znacznie mniejszy. Najdroższym i najmniej przebadanym dodatkiem jest włókno bazaltowe. Wynika to z dużych kosztów produkcji oraz rzadkiego jeszcze stosowania. Fibra bazaltowa posiada najlepsze właściwości mechaniczne i fizyczne oraz może być w 100% poddawana recyklingowi wraz z betonem jako kruszywo recyklingowe. Moduł Younga tego włókna jest wysoki, co wpływa na podwyższenie właściwości kompozytu. Ważną rolę w doborze włókien spełnia gęstość, im jest ona niższa tym lżejsza będzie konstrukcja.

Tab. 1. Właściwości mechaniczne wybranych włókien

PARAMETRY		FIBRA STALOWA	FIBRA POLIMEROWA	FIBRA BAZALTOWA	FIBRA SZKLANA
Gęstość	t/mm ³	7,8	0,9 - 1,4	1,7 - 2,65	1,8 - 2,6
Długość	mm	8 - 60	6 - 54	24 - 54	4 - 40
Średnica	μ	20 - 40	12 - 34	12 - 18	13 - 20
Moduł Younga	GPa	190 - 210	35 - 40	70 - 90	60 - 70
Wytrzymałość na rozciąganie	MPa	550 - 1100	480 - 1320	700 - 1680	410 - 1180
Wydłużenie przy zerwaniu	%	-	2,0 - 4,0	0,5 - 1,6	3,7 - 4,5
Odporność na korozję	-	NIE	TAK	TAK	NIE
Odporność ogniowa	°C	Bardzo wysoka do 1600 °C	Słaba do 150 - 165 °C	Bardzo wysoka do 1650 °C	Dobra 700 °C
Temperatura robocza	°C	-50 do +300	-20 do +120	-260 do +750	-100 do +400
Twardość	Skala Mosha	9	1 - 3	8,5	5 - 7
Zawartość włókien	%	0,5 - 3,0	0,5 - 2,0	-	-
Przyczepność do betonu	-	Bardzo dobra	Słaba	Bardzo dobra	Dobra
Cena	zł/kg	2,9	15,0 - 18,0	30,0	10,0

Przy doborze włókien do materiału kompozytowego należy w pierwszej kolejności określić charakter jego pracy w materiale. W celu przenoszenia obciążeń wybiera się włókna stalowe i bazaltowe. Dla polepszenia właściwości materiału należy zastosować dodatek polimerowy lub szklany. Zestawienie podstawowej charakterystyki omówionych w artykule włókien stosowanych do wzmacniania betonu podano w tablicy 1.

Omówione w artykule wyniki niektórych badań doświadczalnych w zakresie właściwości fibrobetonów wskazują na celowość szerszego stosowania tych kompozytów w konstrukcjach betonowych. Wymaga to jednak zintensyfikowania badań nad efektywnością stosowania zbrojenia mieszanego konstrukcji żelbetowych z dodatkiem włókien rozproszonych. Badania w tym zakresie rozpoczęte zostały w Katedrze Konstrukcji Budowlanych Politechniki Białostockiej.

Literatura

- Bonaszewska-Wyszomirska T. (2007). Beton (nie)zwykły. *Inżynier Budownictwa*, 10/2007, 79-82.
- Brandt A.M. (2000). Zastosowanie włókien jako uzbrojenia w elementach betonowych. W: materiały konferencji „Beton na progu nowego milenium”. Wyd. *Polski Cement*, Kraków 2000.
- Burakiewicz A. (1977). Zagadnienie przyczepności włókien stalowych do matrycy betonowej. Materiały uzupełniające do konferencji naukowo-technicznej „Zagadnienia budownictwa mostów betonowych”. *Zeszyty Problemowe Techniki Mostów*, Kielce, 4/1977.
- Czarnecki L., Kurdowski W. (2006). Tendencje kształtujące przyszłość betonu. W: materiały konferencji „Dni betonu”, Wisła 2006, 47-64.
- Dinh H.H., Parra-Montesinos G.J., Weght J.K. (2010). Shear Behavior of Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams without Stirrup Reinforcement. *ACI Structural Journal*, Vol. 107, No. 5, 597-606.
- Glinicki M. A. (2009). Efektywność mechaniczna makrowłókien syntetycznych w betonie. *Budownictwo, Technologie, Architektura*, 2/2009, 46-49.
- Hulimka J. (2009). Strefa podporowa żelbetowego stropu płaskiego o podwyższonej nośności na przebiecie. *Wydawnictwo Politechniki Śląskiej*, Gliwice.
- Jamroży Z. (2002). Betony ze zbrojeniem rozproszonym: co projektant konstrukcji wiedzieć powinien. W: materiały XVII Ogólnopolska Konferencja Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji. Ustroń 2002.
- Jamroży Z. (2003). Beton i jego technologie. *Wydawnictwo Naukowe PWN*, Warszawa.
- Jasiczak J. (2008). Betony ultrawysokowartościowe: właściwości, technologie, zastosowania. *Stowarzyszenie Producentów Cementu*, Kraków, 2008.
- Jasiczak J., Mikołajczak P. (2003). Technologia betonu modyfikowanego domieszkami i dodatkami. *Oficyna Wydawnicza Politechniki Poznańskiej*, Poznań.
- Karwacki J. M. (1995). Betony zbrojone włóknami stalowymi i włóknami syntetycznymi. *Inżynieria i Budownictwo*, 2/1995, 80-83.
- Katzer J. (2008). Współczesne fibro kompozyty cementowe. *Inżynier Budownictwa*, 2009.
- Katzer J. (2010). Kształtowanie właściwości wybranych fibro kompozytów cementowych. *Oficyna Wydawnicza Politechniki Białostockiej*, Białystok.
- Keller T. (2003). Use of Fiber Reinforced Polymer In Bridge Construction. *Structural Engineering Document 7. IABSE*, Switzerland 2003.
- Pogan K. (2010). Wzmacnianie konstrukcji kompozytami FRP. *Inżynier Budownictwa*, 11/2010, 67-68.
- Radomski R. (1995), Światowe tendencje rozwojowe technologii betonu. *Przegląd Budowlany*, 8-9/1995, 23-29.
- Smoktunović A., Smoktunović D., Grygo R., Łapko A. (2011), Efektywność zbrojenia prętami i włóknem rozproszonym w belkach żelbetowych. *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej*, 2011 (w druku).

THE USEFULNESS OF MODERN FIBER-REINFORCED CONCRETE IN BUILDING STRUCTURES

Abstract: The use of concrete additives in the form of fibers is becoming more common. They cause an increase in the tensile strength of concrete and changing the nature of the destruction of the concrete, which determine the safety, durability and suitability of structural members. Depending on the nature of the structure and environment, there are used different type of fibers. The aim of this paper is to discuss the material characteristics and the range of application of fiber composites in building structures. The needs of investigation on structural members made of fiber composites are stressed in the paper too.

NOWE DODATKI MINERALNE DO BETONU

Marta KOSIOR-KAZBERUK*

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

Streszczenie: Co raz szersze stosowanie paliw alternatywnych w różnych dziedzinach gospodarki oraz procesów termicznego przetwarzania osadów ściekowych powoduje powstawanie dużej ilości nowych materiałów odpadowych. Względy ekologiczne i ekonomiczne są przyczyną wzrostu zainteresowania potencjalnym wykorzystaniem gospodarczym popiołów powstających w tych procesach. W pracy analizowano możliwość stosowania nowych materiałów odpadowych jako aktywnego dodatku do zaprawy i betonu. Porównano wybrane właściwości kompozytów cementowych zawierających popioły, pochodzące ze spalania osadów ściekowych oraz ze wspólnego spalania biomasy roślinnej i węgla, z wynikami uzyskanymi dla materiałów z popiołem ze spalania węgla kamiennego.

Słowa kluczowe: aktywny dodatek mineralny, zaprawa, beton, współspalanie, biomasa, osad ściekowy.

1. Wprowadzenie

Rozwój technologii w różnych dziedzinach gospodarki, a także szeroko propagowane działania proekologiczne powodują powstawanie nowych rodzajów odpadów lub bardzo duże zmiany składu i właściwości odpadów już znanych. Nowe materiały odpadowe, które mogą być wykorzystane w technologii betonu, powstają głównie w wyniku następujących procesów:

- zastępowanie paliw kopalnych odnawialnymi źródłami energii w jednostkach elektroenergetyki i ciepłownictwa;
- termiczna mineralizacja wysuszonego osadu ściekowego.

Odnawialne źródła energii stały się istotnym składnikiem bilansu energetycznego wielu państw UE (Ochrona środowiska, 2010). Jednym z substytutów paliw kopalnych jest biomasa, trzecie pod względem wielkości naturalne źródło energii w świecie. Największym zainteresowaniem krajowych elektrowni i elektrociepłowni cieszą się rozwiązania technologiczne umożliwiające współspalanie biomasy z węglem w istniejących kotłach energetycznych (Ściążko i in., 2006), do których węgiel i biomasę wprowadza się wstępnie zmieszane lub oddzielnie.

Efektom oczyszczania ścieków komunalnych jest powstawanie znaczących ilości osadu ściekowego. Jednym ze sposobów zmniejszenia ilości osadu jest, dopuszczona przez polskie prawo, termiczna mineralizacja (Ochrona środowiska, 2010). Spalony osad,

w postaci popiołu lub mieszaniny popiołowo-żuźlowej, stanowi materiał, który może być dalej przetwarzany.

Próby wielokierunkowego wykorzystania popiołów pochodzących ze spalania różnorodnych paliw podejmowane są od wielu lat, a jednym z głównych ich użytkowników jest przemysł materiałów budowlanych. Charakter produkcji materiałów budowlanych umożliwia zagospodarowanie dużych ilości odpadów powstających w innych dziedzinach gospodarki (Ferreira i in., 2003; Giergiczny i Gawlicki, 2004).

Rozważania zawarte w prezentowanej pracy dotyczą możliwości wykorzystania popiołów pochodzących ze spalania innych paliw niż węgiel jako dodatku typu II, według PN-EN 206-1 (2003) *Beton – Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność* – do betonu i zaprawy, to znaczy jako substancji aktywnej w środowisku zaczynu cementowego.

Wymagania odnośnie popiołów lotnych stosowanych jako dodatek do betonu określa norma PN-EN 450-1+A1 (2009) *Popiół lotny do betonu – Część 1: Definicje, wymagania i kryteria zgodności*. Norma dopuszcza stosowanie popiołu pochodzącego ze współspalania pyłu węglowego z materiałami roślinnymi, takimi jak wióry drzewne, słoma i inne włókna roślinne a także z drewnem, biomasą z upraw, odpadami zwierzęcymi, osadami ze ścieków komunalnych, odpadami papierniczymi, makulaturą, koksem porafinacyjnym, bezpopiołowymi paliwami płynnymi i gazowymi. Minimalna zawartość węgla w odniesieniu do suchej masy mieszanki paliwowej nie powinna być mniejsza niż 80%, a maksymalna zawartość popiołu lotnego pochodzącego z materiałów

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

współspalanych nie powinna być większa niż 10%. Przydatność popiołu otrzymanego ze współspalania zostaje potwierdzona, jeżeli wykazana zostanie zgodność z wymaganiami zawartymi w PN-EN 450-1+A1 (2009).

Ze względu na zmienność składu mieszanek paliwowych i dążenie do zwiększenia w nich udziału składników innych niż węgiel, wiele popiołów nie spełnia wymagań zawartych w normie. Większość popiołów pochodzących ze spalania innych materiałów niż węgiel odznacza się zbyt małą zawartością SiO_2 i zbyt dużą CaO w stosunku do wspomnianych wymagań. Jednakże, popioły te zawierają wolny CaO oraz SiO_2 w ilości wystarczającej dla prawidłowego przebiegu reakcji pucolanowej i twardnienia betonów w środowisku wilgotnym, co umożliwia stosowanie ich jako zamiennika części cementu portlandzkiego. Obecność niespalonego węgla może powodować opóźnienie reakcji pucolanowej (Ribbing, 2007). Ze względu na zwiększającą się ilość dostępnych popiołów, szeroko podejmowane są próby ich zagospodarowania.

Ważnym argumentem przemawiającym za wykorzystaniem odpadów do wytwarzania materiałów budowlanych, poza zyskami ekonomicznymi i ekologicznymi, są często także korzyści techniczne wynikające z ich stosowania w produkcji określonych materiałów (Monzo i in., 1999; Ferreira i in., 2003; Kosior-Kazberuk, 2008). Pełna ocena możliwości wykorzystania popiołu powinna uwzględniać następujące czynniki: właściwości fizyko-chemiczne decydujące o możliwości jego przetwarzania, wpływ na właściwości techniczne materiału budowlanego oraz wpływ na środowisko.

Praktyczne zastosowanie nowych materiałów odpadowych wymaga oceny ich właściwości użytkowych. W pracy opisano dotychczasowe próby wykorzystania popiołów pochodzących ze współspalania węgla i biomasy oraz ze spalania osadów ściekowych do produkcji kompozytów cementowych. W części dotyczącej badań własnych, porównano wybrane właściwości nowych rodzajów popiołów z wynikami uzyskanymi dla popiołu pochodzącego ze spalania węgla kamiennego, dodatku szeroko stosowanego w technologii kompozytów cementowych.

2. Próby wykorzystania popiołów pochodzących ze spalania innych materiałów niż węgiel w produkcji kompozytów cementowych

2.1. Popioły pochodzące ze współspalania węgla kamiennego i biomasy

Ilość i jakość popiołu powstającego ze spalania mieszaniny węgla i biomasy zależy w dużej mierze od rodzaju użytej biomasy. W wyniku spalania drewna powstaje mniej popiołu w porównaniu ze spalaniem biomasy trawiastej, a odpady rolnicze i kora dają więcej popiołu w porównaniu z drewnem (Rajamma i in., 2009). Znajomość składu chemicznego biomasy pozwala na ocenę możliwości jej wykorzystania w procesach

technologicznych związanych z przetwarzaniem energetycznym. Poprzez odpowiedni dobór surowca węglowego i biomasy, uwzględniający ich właściwości i skład chemiczny, dla danego typu kotła, można wpłynąć na właściwości popiołów tworzących się podczas spalania (Ściążko i in., 2006).

W popiele z biomasy występuje na ogół znacznie większa zawartość takich składników jak CaO , MgO , Na_2O , K_2O , P_2O_5 i jednocześnie mniejsza zawartość SiO_2 , Al_2O_3 , TiO_2 w porównaniu do popiołu ze spalania węgla. (Lamers i in., 2001; Grammelis i in., 2006; Małolepszy i Tkaczewska, 2006).

W przypadku mieszanek zawierających do 10% biomasy drzewnej stwierdzono jedynie niewielki wpływ obecności biomasy na skład chemiczny popiołów (Giergiczny, 2007). Spowodowane jest to znacznie niższą zawartością popiołu z biomasy w stosunku do popiołu z węgla. Wyniki analizowanych właściwości fizykochemicznych popiołów lotnych wytworzonych w procesie współspalania pozwalają na zaliczenie ich do grupy odpadów innych niż niebezpieczne, co pozwala na podjęcie prób gospodarczego ich wykorzystania.

Wyniki licznych badań (Grammelis i in., 2006; Ribbing, 2007; Rajamma i in., 2009) prowadzonych przy wykorzystaniu różnych typów biomasy, spalanej w różnych proporcjach z węglem wskazują, że popioły ze współspalania w porównaniu z produktami spalania samego węgla charakteryzują się mniejszą gęstością objętościową, mniejszym stężeniem naturalnych pierwiastków promieniotwórczych, na ogół drobniejszym uziarnieniem.

W większości badań prezentowanych w literaturze (Wang i Baxter, 2007; Lamers i in., 2001) dotyczących przydatności popiołu lotnego ze współspalania jako składnika cementu lub dodatku do betonu analizowano produkty spalania mieszanek, w których biomasa stanowiła nie więcej niż 15% masy. Na ich podstawie stwierdzono, że proces współspalania nie wpływa niekorzystnie na cechy użytkowe popiołu (wodozgodność, aktywność pucolanową). Badając popioły pochodzące ze współspalania mieszanek zawierających do 10% biomasy nie stwierdzono istotnego oddziaływania pomiędzy domieszkami do betonu (opóźniającymi czas wiązania, superplastyfikatorami) a tymi popiołami, co mogłoby wpływać na efektywność tych domieszek. Należy jednak pamiętać, że duża zawartość niespalonego węgla, wyrażona stratami prażenia, może wpłynąć na skuteczność oddziaływania domieszki napowietrzającej.

Badając narastanie wytrzymałości zapraw z popiołem ze współspalania (Rajamma i in., 2009) stwierdzono, że zastąpienie 10% masy cementu popiołem nie powoduje istotnych zmian właściwości mechanicznych zapraw. Graniczną zawartością popiołu, przy której można osiągnąć wymagany dla zastosowań konstrukcyjnych poziom wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie, jest 20% w stosunku masy cementu. Dalsze zwiększanie zawartości popiołu prowadzi do gwałtownego spadku wytrzymałości.

Badania nad wymywalnością metali ciężkich z zapraw, w których popiół z procesu współspalania był w 35%

zamiennikiem cementu opisuje Giergiczny (2007). Poziom wymywalności metali ciężkich był bardzo niski, znacznie poniżej wymagań dla wody pitnej oraz wód i ścieków wprowadzanych do środowiska. Beton lub zaprawa wykonane z udziałem popiołu lotnego ze współspalania nie stanowi zagrożenia dla wód gruntowych i gleby. Poziom promieniotwórczości naturalnej betonu z dodatkiem popiołu lotnego nie powoduje zagrożenia dla ludzi i zwierząt (Lamers i in., 2001; Ściążko i in., 2006; Giergiczny, 2007).

2.2. Popioły powstające w procesie termicznej mineralizacji osadu ściekowego

Warunkiem wstępnym do stosowania popiołów pochodzących ze spalania osadu ściekowego, jako częściowego zamiennika cementu portlandzkiego (dodatku aktywnego) w betonach jest skład chemiczny oraz właściwości pucolanowe, które wykazują analogię do tradycyjnych dodatków mineralnych.

Większość prezentowanych w literaturze badań dotyczyła wpływu popiołu, zastępującego część cementu portlandzkiego, na właściwości wytrzymałościowe kompozytów cementowych, jako podstawowe cechy determinujące przydatność techniczną dodatków mineralnych. Stwierdzono, że zastąpienie do 15% cementu popiołem nie wpływa negatywnie na wytrzymałość zapraw, ocenianą po 28 dniach dojrzewania. W przypadku stosowania dodatkowych zabiegów, takich jak mielenie popiołu na mokro przed wprowadzeniem do zaprawy, dojrzewanie próbek w podwyższonej temperaturze, można zwiększyć zawartość popiołu do 30% masy spoiwa. Analizę dynamiki narastania wytrzymałości zapraw zawierających do 30% popiołu w stosunku do masy cementu przedstawiono w pracy Monzo i in. (1999). Stwierdzono, że zmiany wytrzymałości zapraw w czasie są uzależnione od zawartości popiołu, zawartości C_3A w cemencie oraz warunków dojrzewania. Ponadto, wykazano, że istotnym parametrem determinującym wytrzymałość zapraw cementowo-popiołowych jest uziarnienie dodatku. Grubsze uziarnienie popiołu powoduje spadek wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie materiału.

W pracy Monzo i in. (2003) opisano wpływ obecności popiołu ze spalania osadu na urabialność świeżej zaprawy, badaną na podstawie zmian rozpląwu. Stwierdzono, że częściowe zastąpienie cementu popiołem powoduje zmniejszenie urabialności mieszanki. Można to wyjaśnić nieregularną budową ziaren popiołu oraz dużą wodożądnością cząstek o rozwiniętej powierzchni. W praktycznych zastosowaniach zaleca się stosować superplastyfikatory.

Popiół ze spalania osadu może być stosowany jako składnik cementu. Analiza procesu hydratacji popiołu z osadu, opisana przez Lin i Lin (2005), wykazała, że zastępując popiołem 20% masy mineralnych składników wykorzystywanych do produkcji cementu można uzyskać spoiwo spełniające wymagania stawiane cementom powszechnego użytku, określane jako eko-cement. Badania wytrzymałości na ściskanie oraz mikrostruktury

potwierdziły przydatność eko-cementu do wytwarzania zapraw i betonów konstrukcyjnych.

Prowadzono także badania nad spoiwem na bazie osadu ściekowego (Tay i Show, 1997), które mogłoby całkowicie zastąpić cement. Wysuszony osad ściekowy mieszano z wapnem, następnie mielono i wypalano. Analiza dotyczyła optymalnych proporcji popiołu i wapna w składzie mieszaniny, warunków wypalania (temperatury i czasu) oraz warunków twardnienia spoiwa. Stwierdzono, że próbki spoiwa zawierające 50% osadu, wypalanego w temperaturze 1000°C, przechowywane w warunkach powietrznych osiągnęły największą wytrzymałość na ściskanie.

Badania nad wyłukiwaniem pierwiastków śladowych ze stwardniałych zapraw i betonów (Monzo i in., 2003) wykazały, że taka forma utylizacji popiołów nie zagraża bezpieczeństwu środowiska naturalnego.

Popiół pochodzący z osadu ściekowego jest bogaty w związki fosforu. Przypuszcza się, że powolne narastanie wytrzymałości betonów zawierających popiół ze współspalania może być spowodowane obecnością jonów fosforanowych, które opóźniają proces hydratacji cementu (Małolepszy i Tkaczewska, 2006).

3. Badania własne

3.1. Materiały i metody badawcze

Przedmiotem badań były dwa popioły pochodzące ze współspalania węgla i biomasy drzewnej, dwa popioły powstające w wyniku spalania osadu ściekowego oraz porównawczo popiół lotny węglowy.

Analizowano popioły lotne pochodzące ze spalania w kotle konwencjonalnym elektrociepłowni mieszaniny biomasy drzewnej i węgla kamiennego, przy czym biomasa stanowiła 40% (popiół B) oraz 80% (popiół C) masy paliwa.

Popioły pochodzące ze osadu ściekowego powstawały w zróżnicowanych warunkach. Materiałem spalonym był osad ściekowy z miejskiej oczyszczalni ścieków. Pierwszy (popiół D) powstaje w wyniku dwuetapowego procesu, na który składa się suszenie osadu oraz spalanie w kotle konwencjonalnym. Ma postać mieszaniny popiołowo-żużlowej o uziarnieniu do 4 mm. Drugi (popiół E) pochodzi z fluidalnego spalania osadu. Jest to popiół lotny odseparowany w multicyklonie. Jego uziarnienie nie przekracza 0,125 mm.

Porównawczy, konwencjonalny popiół lotny (popiół A) pochodził ze spalania węgla kamiennego w miejskiej elektrociepłowni.

Stosowano następujące oznaczenia dodatków mineralnych:

- A – popiół lotny węglowy,
- B – popiół lotny ze współspalania mieszaniny węgla (60%) i biomasy (40%),
- C – popiół lotny ze współspalania mieszaniny węgla (20%) i biomasy (80%),
- D – popiół ze spalania wysuszonego osadu ściekowego w kotle konwencjonalnym,

E – popiół z fluidalnego spalania osadu ściekowego.

Popioły stosowano jako aktywny dodatek mineralny zastępujący część cementu portlandzkiego. Ze względu na grube uziarnienie, popiół D wymagał zmielenia. Popiół mielono w warunkach laboratoryjnych w młynie kulowym. Czas mielenia wynosił 8 h. Rozdrobniony materiał charakteryzował się uziarnieniem poniżej 0,125 mm.

Do wykonania zaczynów, zapraw i betonów zastosowano cement portlandzki powszechnego użytku CEM I 42,5 – HSR NA. Do wykonania zapraw użyto kruszywa naturalnego (piasek kwarcowy) o średnicy ziaren nie przekraczającej 2 mm. Jako kruszywo do betonów stosowano mieszaninę piasku rzecznoego o uziarnieniu do 2 mm oraz kruszywa grubego naturalnego o uziarnieniu do 8 mm. Frakcja 0/2 stanowiła 40%, frakcja 2/4 mm – 25%, a frakcja 4/8 mm – 35% masy stosu okrucowego.

W zaczynach 25% masy spoiwa stanowił dodatek mineralny. W skład zapraw wchodziło spoiwo, woda i kruszywo w proporcji wagowej 1:0,5:3. Do badań wykorzystano zaprawy, w których 25% masy cementu zastąpiono popiołem lotnym oraz zaprawy kontrolne zawierające wyłącznie cement portlandzki.

Badano beton zawierające jedynie cement portlandzki, jak również beton, w którym 25% masy cementu zastąpiono popiołem lotnym. Przy projektowaniu mieszanki betonowej, część popiołu uwzględniono jako spoiwo (40% w przypadku cementu CEM I 42,5) a część – jako wypełniacz zgodnie z wymaganiami PN-EN 206-1 (2003). Zawartość cementu w betonie kontrolnym wynosiła 350 kg/m³. Zachowano stałą wartość wskaźnika wody do spoiwa we wszystkich badanych mieszankach ($w/(c + k \times pl) = 0,40$) oraz stały skład granulometryczny kruszywa.

Aktywność pucolanową popiołów oceniono metodą zalecaną w PN-EN 450-1+A1 (2009). Wskaźnik aktywności pucolanowej jest to (wyrażony w procentach) stosunek wytrzymałości na ściskanie beleczek, o wymiarach 40 × 40 × 160 mm, z zaprawy wykonanej przy użyciu 75% cementu porównawczego i 25% badanego popiołu do wytrzymałości beleczek wykonanych z tego samego cementu, bez dodatku popiołu.

Obserwacje mikrostruktury popiołów oraz przełamów betonu wykonanego przy wykorzystaniu popiołu ze współspalania wykonano za pomocą elektronowego mikroskopu skaningowego z emisją polową E-SEM. Analizy składu chemicznego wybranych ziaren popiołów dokonano przy użyciu analizatora energii charakterystycznego promieniowania rentgenowskiego EDS. Badania wykonano w Akademii Górniczo-Hutniczej w Krakowie.

Początek i koniec wiązania spoiwa popiołowo-cementowego badano za pomocą aparatu Vicata na zaczynach o konsystencji normowej.

Dodatkowo, określono zmiany wytrzymałości na ściskanie zapraw i betonów zawierających wybrane popioły po 28 i 90 dniach dojrzewania. Próbkę przechowywano w wodzie w temperaturze 18±2 °C do czasu badania.

3.2. Omówienie wyników badań

Skład chemiczny analizowanych popiołów przedstawiono w tabeli 1.

Badane dodatki mineralne różnią się między sobą ilościowym udziałem poszczególnych składników. W przypadku popiołów ze współspalania (B i C), proporcje biomasy i węgla w mieszance paliwowej

Tab. 1. Skład chemiczny oraz gęstość właściwa badanych materiałów

Lp.	Oznaczany składnik	Zawartość, %				
		Popiół lotny węglowy (A)	Popiół ze współspalania I (B)	Popiół ze współspalania II (C)	Popiół z osadu I (D)	Popiół z osadu II (E)
1	Straty prażenia	2,70	6,94	5,35	8,65	4,75
2	SiO ₂	53,30	51,60	42,91	34,68	31,15
3	Fe ₂ O ₃	7,40	7,36	2,80	10,32	2,30
4	Al ₂ O ₃	25,20	22,81	6,42	6,32	18,00
5	CaO	3,90	2,32	25,00	15,42	20,00
6	MgO	2,80	1,34	2,45	2,65	1,50
7	TiO ₂	nb	nb	nb	0,41	1,25
8	SO ₃	0,50	2,18	6,32	0,60	2,30
9	Na ₂ O	1,20	1,28	1,22	0,70	0,67
10	K ₂ O	2,90	4,51	4,83	1,30	1,50
11	Cl ⁻	0,002	0,003	0,002	0,02	0,006
12	P ₂ O ₅	nb	0,06	1,55	18,17	15,21
	Gęstość, kg/m ³	2230	2240	2684	2520	2575

istotnie wpływają na skład popiołu. Przy spalaniu osadu ściekowego, technologia spalania powodowała różnice w składzie popiołów (D i E). Porównując składy chemiczne nowych dodatków mineralnych można stwierdzić, że popioły pochodzące ze współspalania odznaczają się większą zawartością SiO_2 , Al_2O_3 , SO_3 oraz alkaliów, a popioły ze spalania osadu – większą zawartością CaO i P_2O_5 . W porównaniu z popiołem węglowym, dobrze rozpoznanym dodatkiem mineralnym stosowanym w technologii kompozytów cementowych, w popiele ze spalania paliw zastępczych występuje większa zawartość CaO , P_2O_5 , SO_3 i jednocześnie mniejsza zawartość SiO_2 , Al_2O_3 , MgO . Popioły ze

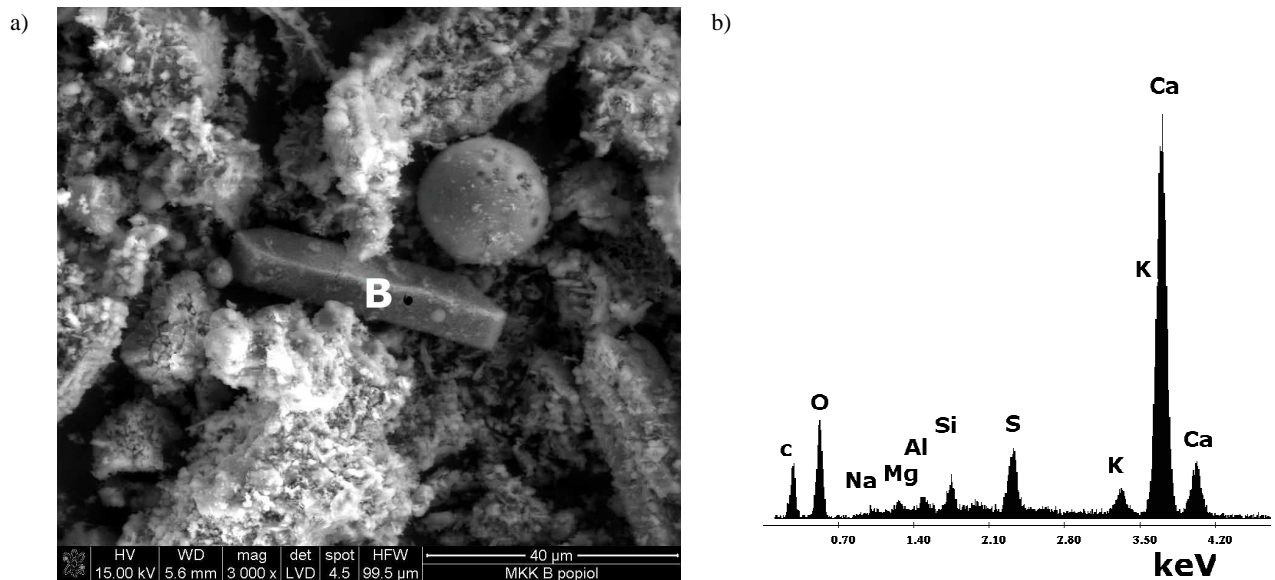
spalania innych paliw niż węgiel charakteryzują się większymi stratami prażenia w porównaniu do typowego popiołu węglowego.

Obliczone, na podstawie wyników badań wytrzymałościowych zapraw, wskaźniki aktywności pucolanowej analizowanych popiołów, odniesione do wymagań zawartych w PN-EN 450-1+A1 (2009) przedstawiono w tabeli 2. Wskaźniki przekroczyły wymagane wartości, co potwierdza prawidłowy przebieg reakcji pucolanowej w trakcie hydratacji spoiwa.

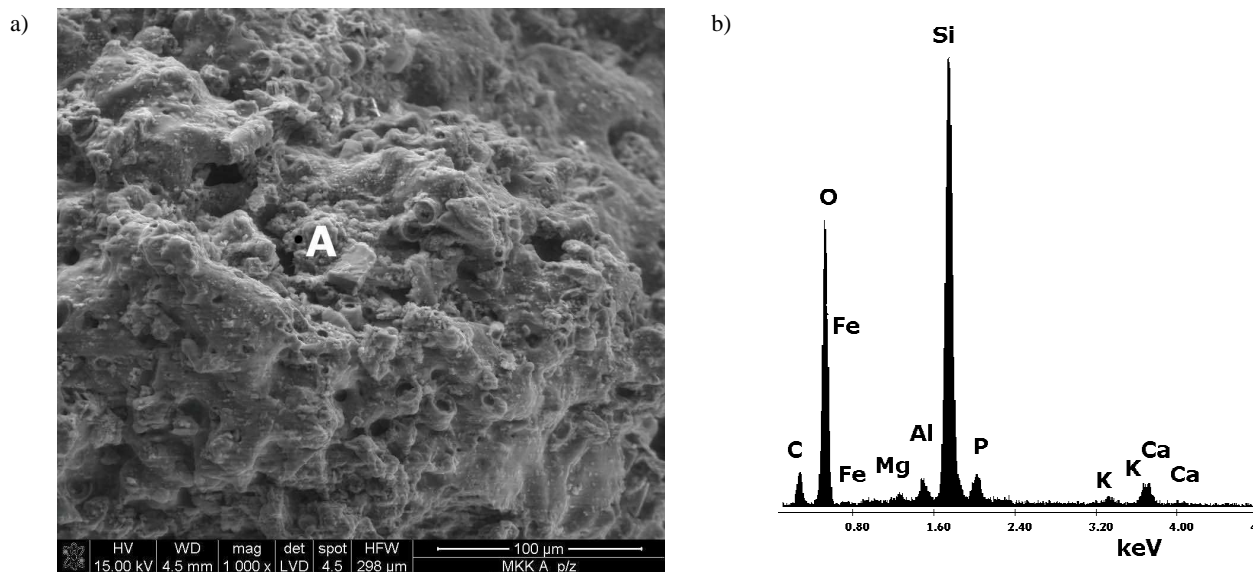
Na rysunkach 1 i 2 przedstawiono wybrane wyniki obserwacji mikroskopowych form morfologicznych oraz analizy jakościowej składu cząstek popiołów.

Tab. 2. Wskaźniki aktywności pucolanowej popiołów

Wiek zaprawy	Wymagania	A	B	C	D	E
28 dni	75%	97%	96%	102%	92%	80%
90 dni	85%	102%	100%	107%	99%	85%



Rys. 1. Popiół lotny C ze spalania mieszaniny węgla (20%) i biomasy (80%): a) mikrofotografia E-SEM; b) analiza EDS we wskazanym punkcie

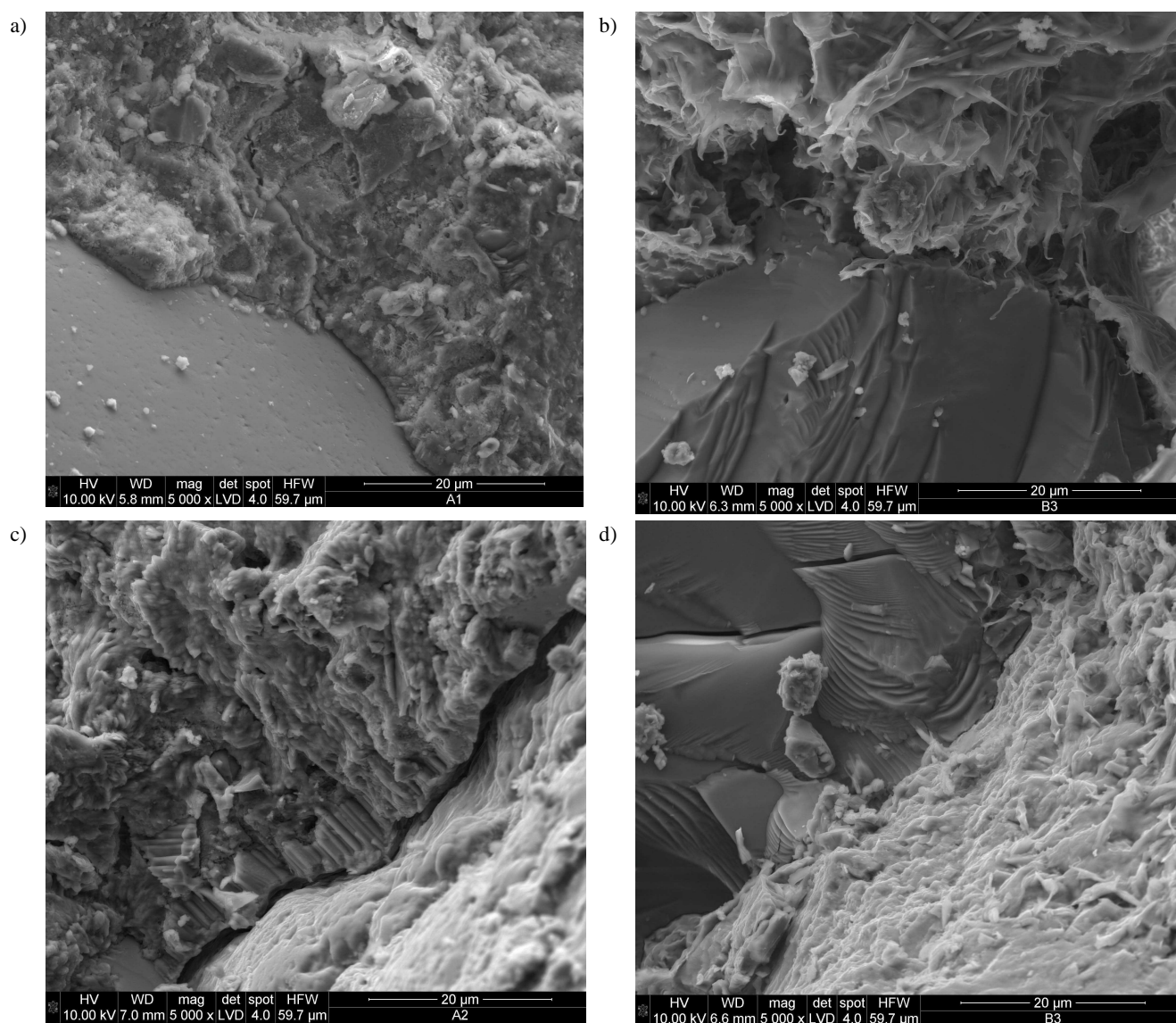


Rys. 2. Popiół D ze spalania osadu ściekowego w kotle konwencjonalnym: a) mikrofotografia E-SEM; b) analiza EDS we wskazanym punkcie

Zarówno w popiołach pochodzących ze współspalania węgla i biomasy, jak i ze spalania osadu ściekowego, dominują ziarna nieregularne. Formy sferyczne, licznie obecne w popiołach ze spalania węgla kamiennego (Giergiczny i Gawlicki, 2004), są bardzo rzadkie, właściwie nie spotyka się ich w popiołach z osadu ściekowego. W popiołach ze spalania paliw alternatywnych występują zarówno formy zwarte, jak i gąbczaste o rozwiniętej, porowatej powierzchni. Zawartość poszczególnych pierwiastków różni się znacząco dla obu prezentowanych cząstek popiołów. Analizując wyniki badania EDS wielu cząsteczek popiołów stwierdzono, że popioły z osadu odznaczają się większą jednorodnością w porównaniu do popiołów ze współspalania.

Rysunek 3 przedstawia przykładowe mikrostruktury przełamów próbek betonu zawierającego popiół lotny ze współspalania B (25% popiołu w stosunku do masy cementu) oraz betonu kontrolnego bez dodatku, po 90 dniach dojrzewania. Morfologia betonu zawierającego

popiół pochodzący ze współspalania istotnie różni się od morfologii typowego betonu wykonanego przy użyciu cementu portlandzkiego czystoklinkierowego. Różnice najbardziej widać w budowie fazy C-S-H. Na mikrofotografiach, wykonanych za pomocą mikroskopu E-SEM, przedstawiających beton kontrolny (rys. 3a i 3c) widoczna jest zwarta, nieregularna faza C-S-H (typ III). Na rysunku 3c można zauważyć kryształy portlandytu w strefie kontaktowej kruszywo-zaczyn. Włókniste, przestrzenne formy uwodnionych krzemianów wapnia, widoczne na rysunku 3b, można przypisać fazie C-S-H II. Pomimo różnic w budowie C-S-H, badane materiały charakteryzowały się zwartą mikrostrukturą, w której nie stwierdzono obecności dużych porów. Obecność popiołu lotnego ze współspalania może wpływać na przebieg procesu hydratacji i twardnienia betonu, jednakże nie należy oczekiwać znaczących różnic właściwości stwardniałych betonów z popiołem ze współspalania w porównaniu do betonu kontrolnego.



Rys. 3. Mikrofotografie E-SEM: a) i c) beton kontrolny bez dodatku, b) i d) beton z dodatkiem popiołu lotnego ze współspalania B (25% w stosunku do masy spoiwa)

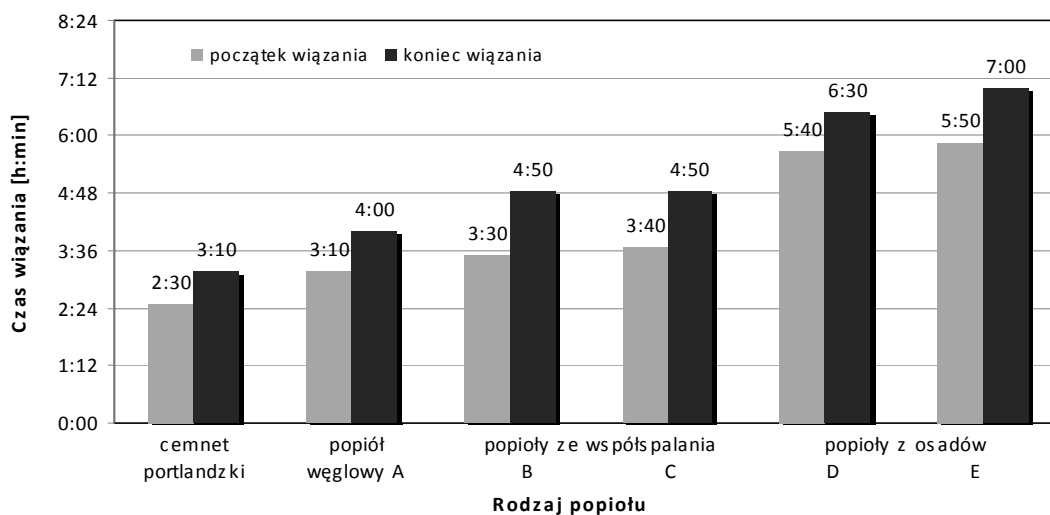
Badania nad wpływem popiołów na czas wiązania przeprowadzono na zaczynach o konsystencji normowej. Ilość wody niezbędna do osiągnięcia konsystencji normowej wynosiła odpowiednio, w przypadku zaczynu cementowego 145 ml, w przypadku popiołu A – 156 ml; B – 163 ml; C – 165 ml; D – 195 ml; E – 212 ml. Efekty wpływu poszczególnych dodatków mineralnych na czas wiązania spoiwa przedstawiono na rysunku 4.

Zastąpienie 25% masy cementu dodatkiem mineralnym powoduje opóźnienie początku i końca wiązania spoiwa. Jednakże, czas pomiędzy początkiem i końcem wiązania wydłużył się nieznacznie. Popiół pochodzący ze spalania osadów ma największy wpływ na spowolnienie procesu wiązania. W przypadku spoiw z popiołem D oraz popiołem E, początek wiązania opóźnił się ponad dwukrotnie w porównaniu do cementu portlandzkiego. Spoiwa zawierające popioły ze współspalania (B i C) wykazywały właściwości zbliżone do zaczynu zawierającego popiół z węgla kamiennego (A). Przyczyną opóźnienia inicjacji procesu hydratacji cementu może być obecność znacznej ilości związków fosforu, w porównaniu z typowym spoiwem hydraulicznym. Fosfor zawarty w popiele przechodzi do fazy ciekłej zaczynu w formie jonów PO_4^{3-} , które

reagując z jonami Ca^{2+} , tworzą na ziarnach cementu trudno rozpuszczalny fosforan wapnia $Ca_3(PO_4)_2$ i utrudniają w istotny sposób dostęp wody, co według Małolepszego i Tkaczewskiej (2006) wpływa na hydratację cementu. Reakcja pucolanowa (wiązanie przez aktywną krzemionkę oraz szkło popiołowe wodorotlenku wapnia obecnego w zaczynie cementowym oraz tworzenie C-S-H i C-S-H-A) prowadząca do zmian składu fazowego i mikrostruktury zaczynu cementowego przebiega powoli i jej wpływ na właściwości kompozytów cementowych jest widoczny po dłuższym czasie.

Średnie wartości wytrzymałości na ściskanie zapraw zawierających popioły ze spalania osadu ściekowego oraz porównawczo – popiół z węgla kamiennego, zamieszczono w tabeli 3. Obecność popiołu z osadu ściekowego powoduje obniżenie wytrzymałości na ściskanie zaprawy, podobnie jak wprowadzenie popiołu węglowego. Nawet po 90 dniach twardnienia zaprawy zawierające dodatek mineralny nie osiągnęły wytrzymałości zaprawy kontrolnej.

Średnie wartości wytrzymałości na ściskanie betonów zawierających popioły lotne ze współspalania oraz popiół z węgla kamiennego, przedstawiono w tabeli 4.



Rys. 4. Początek i koniec wiązania zaczynów zawierających 25% dodatku mineralnego w stosunku do masy spoiwa

Tab. 3. Narastanie wytrzymałości na ściskanie zapraw zawierających popioły ze spalania osadów ściekowych

Rodzaj popiołu	Zawartość, % masy cementu	Wytrzymałość na ściskanie, MPa	
		28 dni	90 dni
Bez dodatku	-	40,8	48,8
A	25%	35,8	44,6
D	25%	32,3	43,2
E	25%	38,8	41,9

Tab. 4. Narastanie wytrzymałości na ściskanie betonów zawierających popioły lotne pochodzące ze współspalania węgla i biomasy

Rodzaj popiołu	Zawartość, % masy cementu	Wytrzymałość na ściskanie, MPa	
		28 dni	90 dni
Bez dodatku	-	52,5	56,0
A	25%	50,1	59,3
B	25%	54,0	69,5
C	25%	42,0	57,5

Po 28 dniach dojrzewania, spośród badanych materiałów, tylko beton zawierający popiół lotny B odznaczał się wytrzymałością porównywalną z betonem bez dodatku. Pomiędzy 28 a 90 dniem twardnienia, betony zawierające dodatki mineralne wykazały większy przyrost wytrzymałości niż beton kontrolny, osiągając większą wytrzymałość na ściskanie.

W początkowym okresie twardnienia (do 28 dni) popioły ze spalania paliw alternatywnych wykazują podobny wpływ na wytrzymałość kompozytów cementowych jak popiół węglowy. Jednakże, po dłuższym okresie dojrzewania ich wpływ staje się mniej efektywny.

Badania nad mrozoodpornością oraz podatnością na dyfuzję jonów chlorkowych betonów zawierających popiół ze współspalania węgla i biomasy drzewnej przedstawiono w pracach Kosior-Kazberuk (2009) oraz Kosior-Kazberuk i Gawlickiego (2010). Wyniki badań własnych nad wpływem popiołów ze spalania osadu ściekowego na właściwości świeżych zapraw i zaczynów cementowych opisano szerzej w pracy Kosior-Kazberuk i Karwowskiej (2011).

4. Podsumowanie

W pracy przedstawiono przykłady produkowanych obecnie popiołów, które mogą być wykorzystane jako aktywne składniki zapraw i betonów, zastępujące część cementu portlandzkiego. Produkty spalania paliw alternatywnych różnią się, w porównaniu do popiołu węglowego, ilościowym udziałem poszczególnych składników a także uziarnieniem. Część z nich odznacza się niższą aktywnością pucolanową niż popiół węglowy. Zmienność składu i uziarnienia utrudnia ich powszechne stosowanie jako aktywnych dodatków do betonu. Obecność popiołów w ilości 25% masy cementu powoduje opóźnienie procesu wiązania zaczynu oraz wolniejsze narastanie wytrzymałości na ściskanie zapraw i betonów w porównaniu do kompozytów wykonanych przy zastosowaniu wyłącznie cementu portlandzkiego. Jednakże, wydłużając czas dojrzewania można uzyskać wytrzymałość wymaganą dla betonów konstrukcyjnych.

Ze względu na ilość powstających popiołów, poszukiwanie sposobów ich zagospodarowania staje się koniecznością. Jednakże, bezpieczne ich stosowanie wymaga szerokiej wiedzy opartej na wynikach badań doświadczalnych uwzględniających aspekty środowiskowe i techniczne oraz zmiany uregulowań prawnych. Stąd, potrzeba przeprowadzenia analiz wpływu zmian składu popiołów na właściwości użytkowe kompozytów cementowych, których rezultaty będą niezbędne przy projektowaniu zapraw i betonów do konkretnych zastosowań.

Literatura

- Ferreira C., Ribeiro A., Ottosen L. (2003). Possible applications for municipal solid waste fly ash. *Journal of Hazardous Materials*, B96, 201-216.
- Giergiczny E. (2007). Popiół lotny ze współspalania jako dodatek do cementu i betonu w aspekcie wymagań normowych i środowiskowych. W: *materiały XIV Międzynarodowej Konferencji „Popioły z energetyki”*, Międzyzdroje.
- Giergiczny Z., Gawlicki M. (2004). Racjonalne wykorzystanie popiołu lotnego w betonie. *Budownictwo, Technologie, Architektura*, 4/2004, 35-39.
- Grammelis P., Skodras G., Kakaras E. (2006) Effect of biomass co-firing with coal on ash properties. Part I: Characterisation and PDS. *Fuel*, Vol. 85, 2310-2315.
- Kosior-Kazberuk M. (2008). Wykorzystanie popiołów lotnych pochodzących ze współspalania węgla i biomasy w budownictwie. W: *Problemy naukowo-badawcze budownictwa. T. IV Zrównoważony rozwój w budownictwie. Wyd. Politechniki Białostockiej*, 379-388.
- Kosior-Kazberuk M. (2009). Właściwości betonu z dodatkiem popiołu lotnego pochodzącego ze współspalania węgla i biomasy. *Przegląd Budowlany*, 5/2009, 45-48.
- Kosior-Kazberuk M., Gawlicki M. (2010). Trwałość betonów zawierających popioły lotne ze spalania biomasy drzewnej i węgla kamiennego. *Materiały Ceramiczne*, T. 62, Nr 2, 156-160.
- Kosior-Kazberuk M., Karwowska J. (2011). Wybrane problemy zagospodarowania popiołów pochodzących ze spalania osadów ściekowych w technologii materiałów cementowych. *Inżynieria Ekologiczna*, 25/2011, 110-123.
- Lamers F.J.M., Vissers J.L.J., van der Berg J.W. (2001). Effects of co-combustion of secondary fuels on fly ash quality. W: *Proc. of the 7th CANMET/ACI International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Pozzolans in Concrete*. Vol. 1. *ACI*, 433-457.
- Lin K.-L., Lin Ch.-Y. (2005). Hydration characteristics of waste sludge ash utilized as raw cement material. *Cement and Concrete Research*, Vol. 35, 1999-2007.
- Małolepszy J., Tkaczewska E. (2006). Wpływ popiołów lotnych ze współspalania węgla kamiennego i biomasy na proces hydratacji i właściwości cementu. W: *Materiały konferencji Dni Betonu*. Wisła 2006, 591-601.
- Monzo J., Paya J., Borrachero M.V., Girbes I. (2003). Reuse of sewage sludge ashes (SSA) in cement mixtures: the effect of SSA on the workability of cement mortars. *Waste Management*, Vol. 23, 373-381.
- Monzo J., Paya J., Borrachero M.V., Peris-Mora E. (1999): Mechanical behaviour of mortars containing sewage sludge ash (SSA) and Portland cements with different tricalcium aluminate content. *Cement and Concrete Research*, Vol. 29, 87-94.
- Ochrona środowiska 2010, Główny Urząd Statystyczny, Warszawa, 2010.
- Ribbing C. (2007). Environmentally friendly use of non-coal ashes in Sweden. *Waste Management*, Vol. 27, 1428-1435.
- Rajamma R., Ball R.J., Tarelho L.A.C., Allen G.C., Labrincha J.A., Ferreira V.M. (2009). Characterisation and use of biomass fly ash in cement-based materials. *Journal of Hazardous Materials*, Vol. 172, 1049-1060.
- Ściążko M., Zuwała J., Pronobis M. (2006). Zalety i wady współspalania biomasy w kotłach energetycznych na tle doświadczeń eksploatacyjnych pierwszego roku współspalania biomasy na skalę przemysłową. *Energetyka i Ekologia*, 3/2006, 207-220.
- Tay J.-H., Show K.-Y. (1997). Resource recovery of sludge as a building and construction material – a future trend in sludge management. *Wat. Sci. Tech.*, Vol. 36, 259-266.
- Wang S., Baxter L. (2007). Comprehensive study of biomass fly ash in concrete: Strength, microscopy, kinetics and

durability. *Fuel Processing Technology*, Vol. 88, 1165-1170.

NEW MINERAL ADDITIONS FOR CONCRETE

Abstract: The wider and wider usage of alternative fuels as well as the thermal mineralization processes in different industrial sectors generates large amounts of new waste-materials. The ecological and economic reasons result in the increase in the interest in potential utilization of ashes arising in these

processes. The possibility of application of new waste-materials as active addition to mortar and concrete is analysed in the paper. The selected properties of cement composites containing ashes, originating from the combustion of sewage sludge as well as from co-combustion of the vegetable biomass and the coal were compared to the characteristics obtained for materials with the coal ash.

WPŁYW PARAMETRÓW MATERIAŁOWYCH NA PRACĘ WĘZŁA RAMY ŻELBETOWEJ

Jarosław MALESZA*

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

Streszczenie: W pracy opisano zagadnienie wpływu cech wytrzymałościowych betonu na rozkład naprężeń w zewnętrznym węźle ramy żelbetowej. Uzyskane rezultaty pokazują, iż odstępstwa od założeń projektowych mają niekorzystny wpływ na pracę statyczną konstrukcji, a w szczególności na obniżenie jej nośności granicznej.

Słowa kluczowe: węzeł ramy, wytyczenie przekrojów, stan zarysowania.

1. Wprowadzenie

Wymiarowanie konstrukcji żelbetowych oparte o wytyczne normowe skupia się na najbardziej wytyczonych przekrojach elementów. Informacje o miejscu i stopniu wytyczenia uzyskuje się w następstwie analizy statycznej sił wewnętrznych. W procedurach obliczeniowych często zastępuje się rzeczywistą konstrukcję schematem, w którym pręty łączy się w umownych węzłach. Taka analiza traktuje połączenia belek ze słupami w sposób uproszczony. Zakłada się, że węzły są punktami o dużej sztywności, pozostawiając ich wymiarowanie jedynie wytycznym konstrukcyjnym. Ze względu na złożony stan naprężeń w węzłach bardzo trudno jest ustalić jednoznaczne procedury obliczeniowe. Istnieje szereg publikacji (Kordina, 1997; Czkwianianc, 1999; Johansson, 2001; Bodzak i Czkwianianc, 2001), w których autorzy na podstawie badań eksperymentalnych poszukują optymalnych rozwiązań konstrukcyjnych upraszczających procesy projektowe. Gwarancja bezpiecznych rozwiązań przy minimalizacji skomplikowanych obliczeń jest często niemożliwym do osiągnięcia kompromisem. Dziś, gdy konieczne jest projektowanie ekonomiczne skłaniające projektantów do balansowania na granicy bezpieczeństwa, musimy mieć pewność, że przekroje, dla których brak schematów obliczeniowych nie stanowią najsłabszych punktów konstrukcji.

W pracy wykazano, że poprawnie skonstruowane zbrojenie w węźle ramy nie jest jedynym czynnikiem wpływającym na jego pracę pod obciążeniem. Przedstawione badania własne autora pokazują, że połączenia belek ze słupami są miejscami wrażliwymi

na jakość zastosowanych materiałów i mogą decydować o nośności całego ustroju.

2. Badania doświadczalne

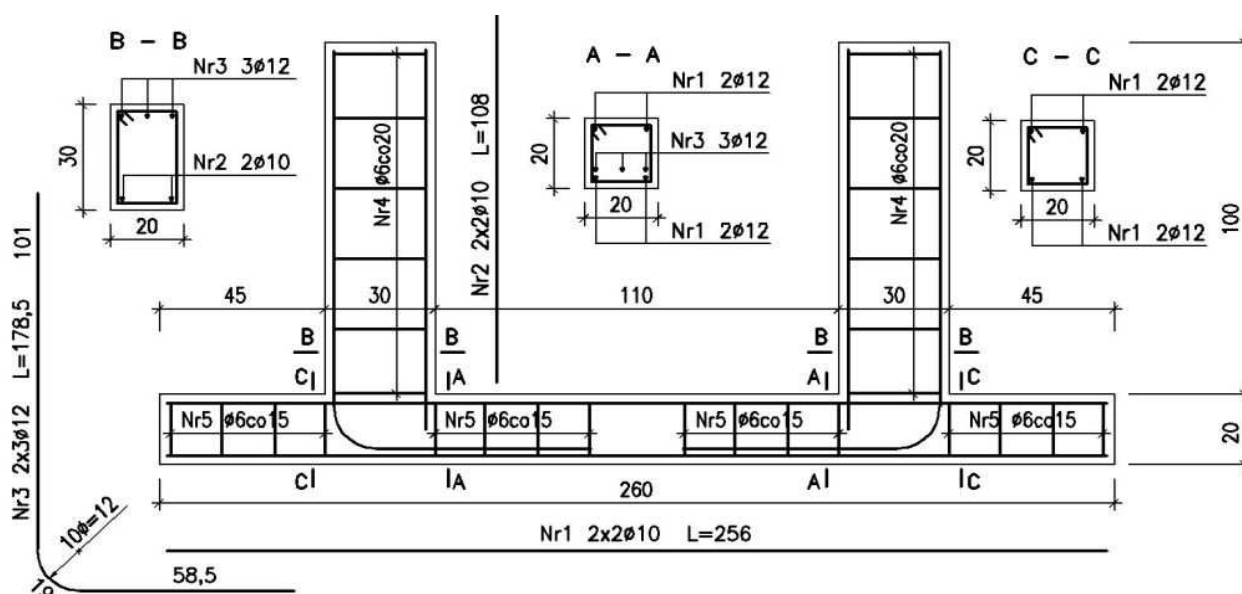
2.1. Element do badań

Do celów analizy przygotowano elementy do badań symulujące zachowanie zewnętrznego węzła ramy żelbetowej pod obciążeniem statycznym. Projekt elementów do badań opracowano na bazie analizy wielokondygnacyjnej konstrukcji ramowej. Na podstawie obliczeń statycznych ustrojów ramowego ustalono miejsca zerowe momentów zginających w prętach ramy zbiegających się w jednym węźle. Badany element, pokazany na rysunku 1, odwzorowywał fragmenty konstrukcji o długościach rygła i słupa odpowiadających odległościom od węzła do miejsc zerowych momentów. Sposób przyłożenia obciążenia gwarantował zachowanie proporcji momentu przywęzłowego w słupie do momentu przywęzłowego w ryglu równej 0,5, będącej wskaźnikiem charakterystycznym dla tego typu połączenia.

Wykonano dwa elementy badawcze oznaczone B1.1 i B1.2. W każdym elemencie połączono dwa rygle do wspólnego słupa, tak aby można było badać w jednym doświadczeniu jednocześnie dwa węzły. Powstała konstrukcja stanowiła ustrój statycznie niewyznaczalny, co pozwoliło na obserwację zjawiska redystrybucji sił wewnętrznych w procesie obciążania.

Przekroje poprzeczne elementów zwymiarowano na obciążenie skupione rygli równe 50 kN oraz parametry betonu odpowiadające według normy klasie C25/30. Przyjęto długość wsporników ryglowych równą 100 cm

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: j.malesza@kmb.pb.edu.pl



Rys. 1. Wymiary i układ zbrojenia elementu do badań

i przekrój poprzeczny o wymiarach 20×30 cm. Zbrojenie główne stanowiły 3 pręty o średnicy 12 mm, ze stali klasy 34GS, a zbrojenie montażowe 2 pręty $\phi 10$ mm. Całkowita długość słupa była równa 260 cm, a przekrój poprzeczny 20×20 cm. Zbrojenie przyjęto w postaci czterech prętów o średnicy 12 mm rozmieszczonych w narożach przekroju. Pręty zbrojenia rygła zakotwiono w słupie na odległość równą 40-tu średnicom poniżej dolnej krawędzi rygła.

2.2. Parametry wytrzymałościowe betonu

Do badań materiałowych przygotowano próbki sześciennie o bokach równych 15 cm. Betonowanie każdego elementu odbywało się w sześciu etapach. Podczas każdego etapu wykonano po jednej próbce. Łącznie otrzymano 12 próbek do oceny wytrzymałości betonu na ściskanie. Uzyskane wyniki (tab. 1 i 2) w znacznym stopniu odbiegały od wielkości projektowanych.

Konieczne stało się określenie wytrzymałości betonu w konstrukcji inną wiarygodną metodą w celu potwierdzenia lub weryfikacji uzyskanych wcześniej wyników. W związku z powyższym zdecydowano się po zakończeniu eksperymentu na wycięcie próbek z konstrukcji metodą odwiertu. Powszechnie przyjmuje się, iż badanie odwiertów rdzeniowych pobieranych bezpośrednio z konstrukcji jest najbardziej wiarygodnym źródłem informacji. Badania przeprowadzone na próbkach wyciętych z odwiertów zwykle przesądza o ocenie jakości wbudowanego betonu. Przy wyborze średnicy odwiertu w pierwszej kolejności należy brać pod uwagę wielkość ziaren kruszywa zastosowanego w mieszance betonowej. W betonie o wielkości ziaren kruszywa do 20 mm średnica odwiertu powinna wynosić nie mniej niż 100 mm. W takim przypadku wytrzymałość odwiertów nieznacznie różni się od próbek normowych przygotowywanych w chwili układania mieszanki betonowej. Przyjmując zgodnie z pracą (Moczko, 2004), że wytrzymałość na ściskanie oznaczana na próbkach

kostkowych o wymiarze „a” jest równa wytrzymałości uzyskiwanej na walcach o wysokości i średnicy równej „a”, pomnożonej przez współczynnik równy 1,12 – można łatwo wykazać, że wytrzymałość betonu na ściskanie, określana na odwiertach, których średnica jest równa ich długości i wynosi 100 mm, odpowiada wytrzymałości betonu badanej na próbkach sześciennych o wymiarze boku równym 150 mm:

$$R_{kostkowa}(a = 100\text{mm}) = 1,12 \cdot R_{walcowa}(a = h = 100\text{mm}),$$

ponadto

$$R_{kostkowa}(a = 150\text{mm}) = 0,9 \cdot R_{walcowa}(a = 100\text{mm})$$

dlatego

$$R_{kostkowa}(a = 150\text{mm}) = 1,12 \cdot 0,9 \cdot R_{walcowa}(a = h = 100\text{mm})$$

i

$$R_{kostkowa}(a = 150\text{mm}) = R_{walcowa}(a = h = 100\text{mm})$$

Fakt ten ma bardzo istotne znaczenie praktyczne, który został usankcjonowany w propozycji europejskich przepisów normowych, dotyczących zasad oceny wytrzymałości betonu w istniejących konstrukcjach budowlanych (PN-EN 12504-1:2009. *Badania betonu konstrukcyjnych – Część 1: Odwierty rdzeniowe – Wycinanie, ocena i badanie wytrzymałości na ściskanie*). Przepisy te stanowią, że jeśli badania wytrzymałościowe są realizowane przy wykorzystaniu próbek wyciętych z odwiertów, których średnica jest równa ich długości i mieści się w przedziale od 100 do 150 mm, to uzyskiwane wartości wytrzymałości betonu na ściskanie odpowiadają wytrzymałości określonej na normowych próbkach sześciennych o boku równym 150 mm, wykonywanych i dojrzewających w tych samych warunkach.

W tablicy 3 i 4 zestawiono wytrzymałości betonu na ściskanie uzyskane na próbkach wyciętych z obu elementów badawczych.

Tab. 1. Wytrzymałość betonu na ściskanie w elemencie B1.1, badana na próbkach sześciennych

Element	Nr próbki		1	2	3	4	5	6
B1.1	wymiar	[cm]	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00
	pole przekroju	[m ²]	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02
	siła niszcząca	[kN]	1200,0	1225,0	1232,5	1150,0	1175,0	1212,5
	wytrzymałość na ściskanie f_{ci}	[MPa]	53,33	54,44	54,78	51,11	52,22	53,89

Tab. 2. Wytrzymałość betonu na ściskanie w elemencie B1.2, badana na próbkach sześciennych

Element	Nr próbki		1	2	3	4	5	6
B1.2	wymiar	[cm]	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00
	pole przekroju	[m ²]	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02
	siła niszcząca	[kN]	1050,0	1002,5	1005,0	1110,0	1025,0	1020,0
	wytrzymałość na ściskanie f_{ci}	[MPa]	46,67	44,56	44,67	49,33	45,56	45,33

Tab. 3. Wytrzymałość betonu na ściskanie w elemencie B1.1, badana na odwiertach

Element	Nr próbki		1	2	3	4	5	6
B1.1	średnica	[cm]	10,00	10,00	10,03	10,00	10,08	9,98
	wysokość	[cm]	10,02	10,10	10,05	10,16	10,15	10,08
	siła niszcząca	[kN]	352,5	295,0	310,0	285,0	300,0	325,0
	wytrzymałość na ściskanie f_{ci}	[MPa]	44,90	37,58	39,25	36,31	37,61	41,57

Tab. 4. Wytrzymałość betonu na ściskanie w elemencie B1.2, badana na odwiertach

Element	Nr próbki		1	2	3	4	5	6
B1.2	średnica	[cm]	10,00	10,10	10,20	9,98	10,10	10,10
	wysokość	[cm]	10,12	9,98	9,96	11,98	11,02	10,06
	siła niszcząca	[kN]	275,0	265,0	270,0	242,5	220,0	265,0
	wytrzymałość na ściskanie f_{ci}	[MPa]	35,03	33,09	33,06	31,02	27,47	33,09

Ze względu na zachowane wymiary próbek uznano, że uzyskane rezultaty odzwierciedlały wytrzymałości sześciennych próbek normowych o boku 150 mm. Określona na tej podstawie wytrzymałość minimalna $f_{cmin,cube}$, będąca wyznacznikiem klasy betonu, była równa 36,31 MPa w elemencie B1.1 i 27,47MPa w elemencie B1.2, co odpowiadało klasom betonu C25/30 i C20/25.

Badania materiałowe wskazywały, że w obu elementach do badań zastosowano beton o zróżnicowanych parametrach wytrzymałościowych. Różnice te skłoniły autora do ponownej analizy nośności zaprojektowanych elementów. Kierując się wytycznymi normy (PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2 *Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków*) określono, iż dla przyjętych przekrojów betonu i stali nośność powinna być określana jako funkcja wytrzymałości i przekroju wkładki zbrojenia. Oznaczało to, że niezależnie od klasy betonu oba elementy badawcze mają porównywalną nośność na zginanie przekrojów słupa i rygla.

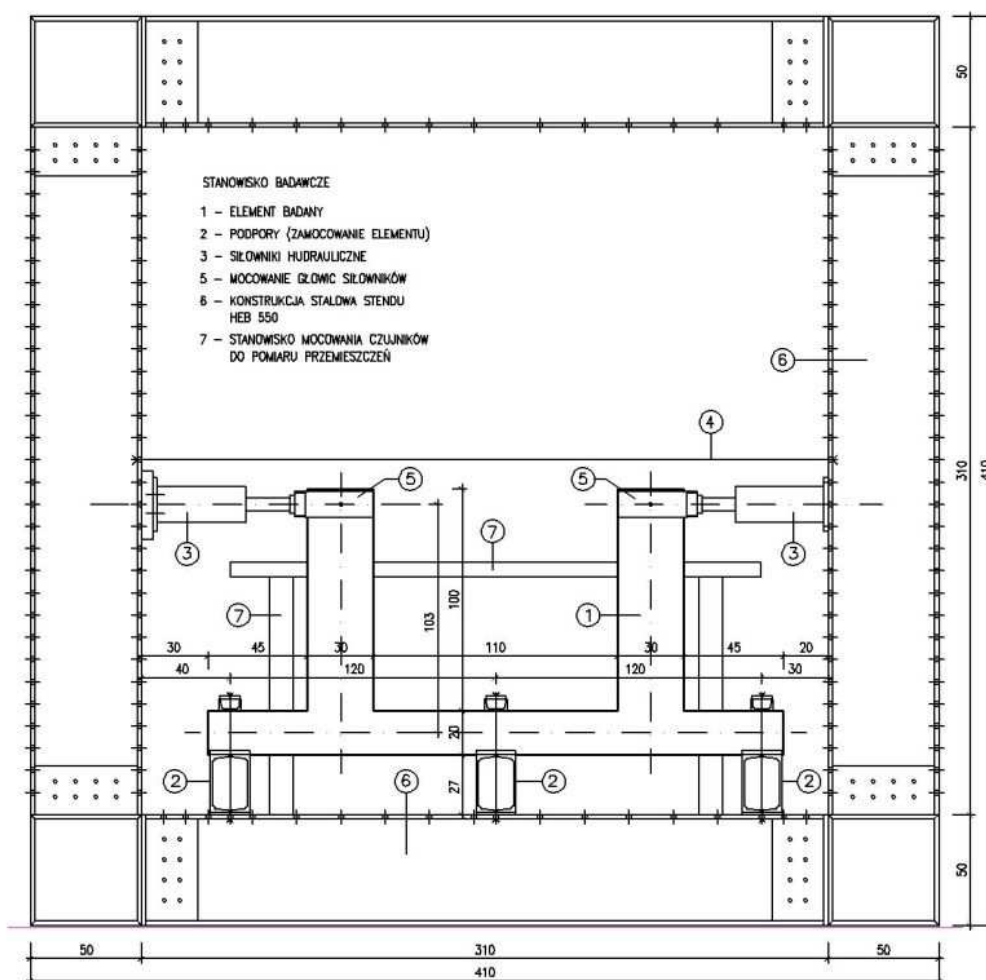
2.3. Stanowisko do badań

Stanowiska badawcze przygotowano tak, aby zapewnić wewnętrzne zrównoważenie obciążeń przekazywanych na element badawczy (Malesza, 2004). Stend do badań

eksperymentalnych stanowiła przestrzenna samonośna rama stalowa wykonana z kształtowników HEB 500. Obciążenie realizowano za pomocą siłowników hydraulicznych mocowanych poziomo do słupów stendu. Przyrządy pomiarowe ustawiono na niezależnej konstrukcji stalowej odseparowanej od miejsca ustawienia konstrukcji. Na rysunku 2 przedstawiono stanowisko do badań i sposób zamocowania badanego elementu. Przygotowane stanowisko zapewniało rozkład sił wewnętrznych odzwierciedlający pracę statyczną konstrukcji ramowej.

W trakcie badań mierzono przemieszczenia wybranych punktów konstrukcji, odkształcenia prętów zbrojenia głównego rygla zakotwionych w słupie oraz szerokości rozwarcia rys w betonie. Ugięcia rygli rejestrowano za pomocą czujników indukcyjnych umieszczonych w osi działającego obciążenia. Odkształcenia stali zbrojeniowej mierzono za pomocą tensometrów elektrooporowych przyklejonych do prętów. Czujniki rozmieszczono co 5 cm na długości pręta. Odczyty z czujników oraz siłowników zapisywano za pomocą komputerowego systemu pomiarowego.

Badania prowadzono do momentu wyczerpania nośności przekrojów elementów. Obciążenie zwiększano stopniami – co 10% ustalonego wcześniej obciążenia maksymalnego.



Rys. 2. Stanowisko do badań węzłów ram

3. Rezultaty badań

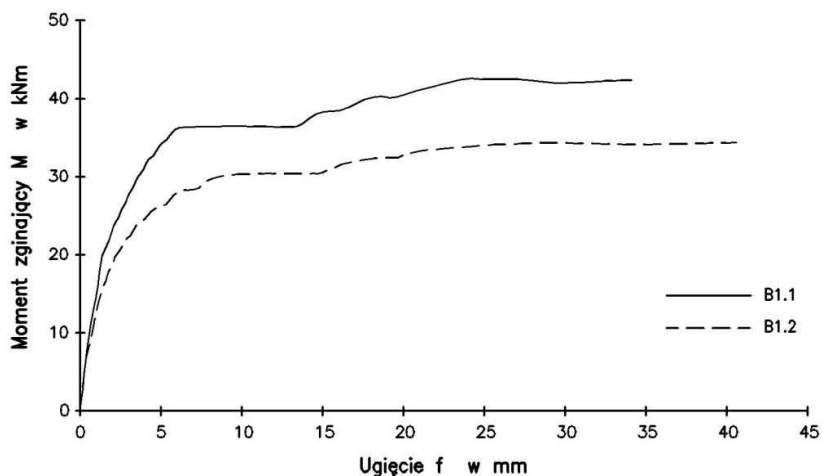
Na podstawie pomiaru przemieszczeń sporządzono wykresy ugięć wsporników ryglowych. Przedstawione na rysunku 3 linie przemieszczeń można podzielić na charakterystyczne odcinki odpowiadające fazom pracy konstrukcji. Prostoliniowy odcinek sprężystej odpowiedzi konstrukcji na zadawane obciążenia kształtował się odpowiednio do obciążenia około 10 kN w elemencie B1.2 i do około 12 kN w B1.1. Zamieszczone wykresy naprężeń w przekrojach zbrojenia oraz rys w betonie potwierdzają te spostrzeżenia. Z chwilą pojawienia się pierwszych rys w elementach rozpoczęły się procesy nieliniowych odkształceń. W elemencie B1.1 intensywność nieliniowych odkształceń zwiększyła się po przekroczeniu obciążenia równego 20 kN. Ugięcia pogłębiały się płynnie do obciążenia równego około 36 kN, po czym rozpoczął się proces utraty nośności. Świadczy o tym gwałtowny wzrost ugięcia przy nieznacznie zmieniającym się obciążeniu. Pełne zniszczenie węzła ramy zaobserwowano przy sile P równej około 42 kN.

W elemencie B1.2 ugięcia w poszczególnych etapach były większe niż w elemencie B1.1 o około 10%. Maksymalne obciążenie przyłożone w trakcie badań,

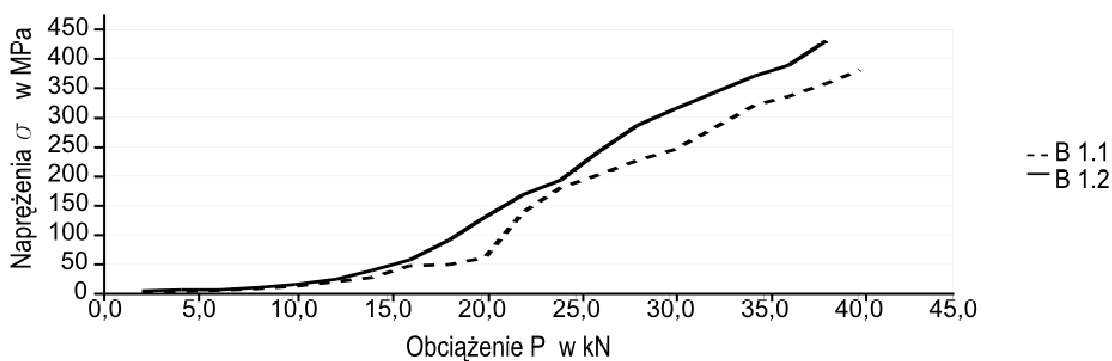
towarzystające zniszczeniu konstrukcji w węźle nie przekroczyło 32 kN.

Analizę rozkładu naprężeń w węźle ramy przeprowadzono w trzech różnych przekrojach: przekroju przywęzłowym rygla (rys. 4), słupa pod węzłem (rys. 5) i wewnątrz węzła na środku kołnice wygiętego pręta (rys. 6). Na kolejnych wykresach (rys. 7-9) przedstawiono rozkłady naprężeń w przekrojach pręta zbrojenia w funkcji obciążenia P . Wyniki jednoznacznie wskazują, że w elemencie B1.2 po przekroczeniu wielkości obciążenia rysującego, we wszystkich analizowanych przekrojach, zanotowano większe naprężenia. Na etapie pracy sprężystej, odpowiedzi konstrukcji były niemal identyczne. Pierwsze rysy (rys. 7) zostały zauważone w obu badanych elementach w przekroju przywęzłowym słupa na wysokości dolnej krawędzi rygla. W elemencie B1.1 zanotowano wówczas obciążenie równe 12 kN, a w elemencie B1.2 – 10 kN.

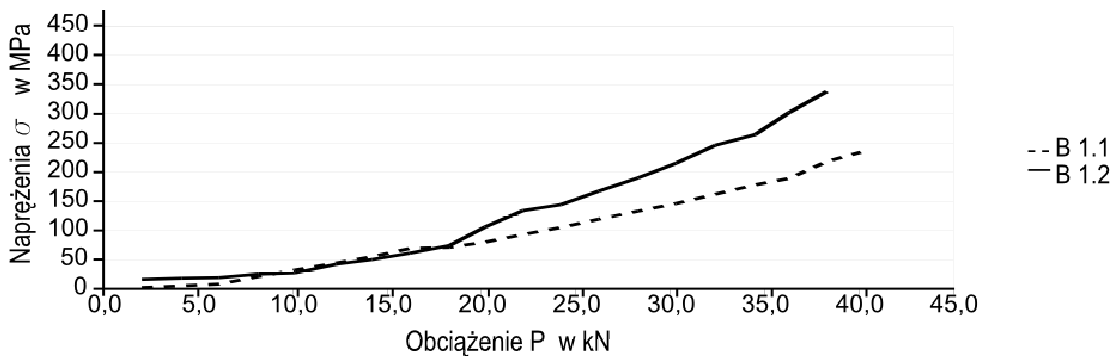
Pojawienie się zarysowania odnotowano jako załamanie linii na wykresie naprężeń. Kolejne pęknięcia pojawiły się w obu elementach w przekroju przysłupowym rygla. Zanotowano wówczas jednakowe obciążenie równe 14 kN. Największe różnice naprężeń zaobserwowano w obszarze samego węzła, gdzie w kolejnych etapach eksperymentu rozwinęło się więcej rys niż poza nim (rys. 8).



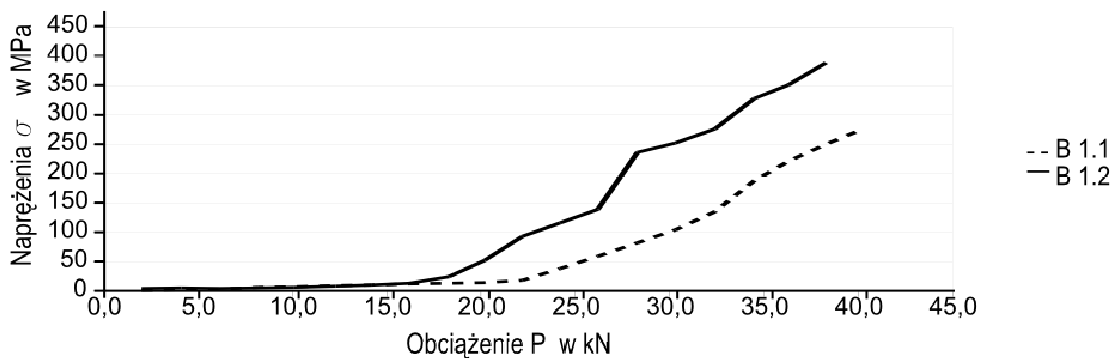
Rys. 3. Ugięcia rygli mierzone na końcach wsporników ryglowych



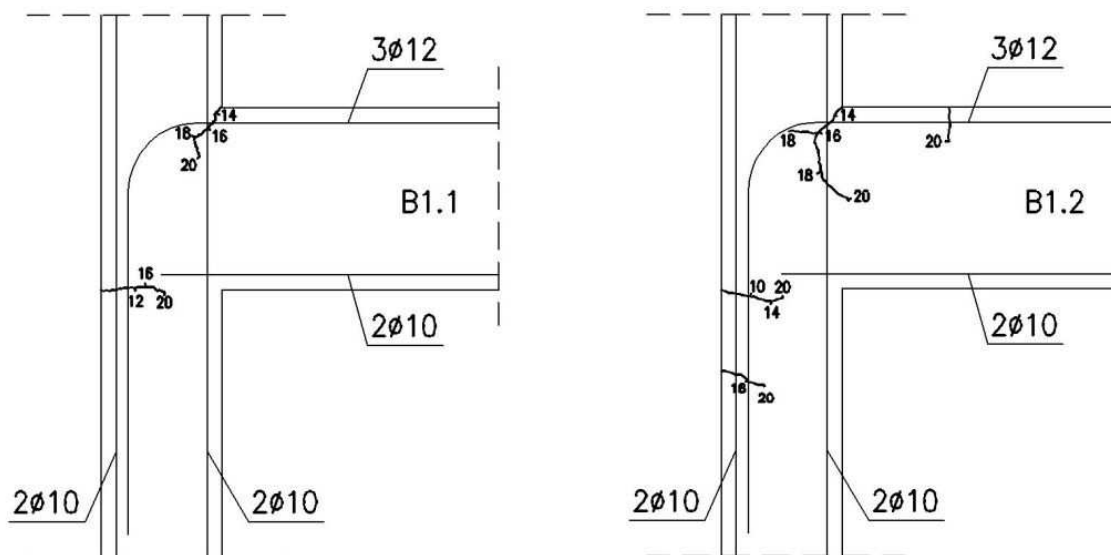
Rys. 4. Naprężenia w prętach zbrojenia mierzone w przekroju przywęzłowym rygla



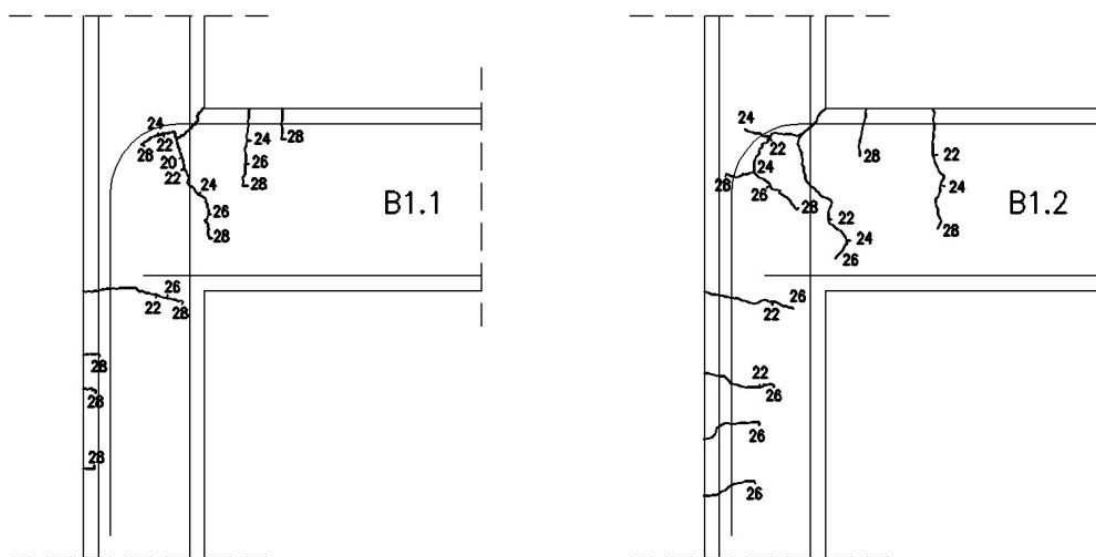
Rys. 5. Naprężenia w prętach zbrojenia mierzone w przekroju przywęzłowym słupa



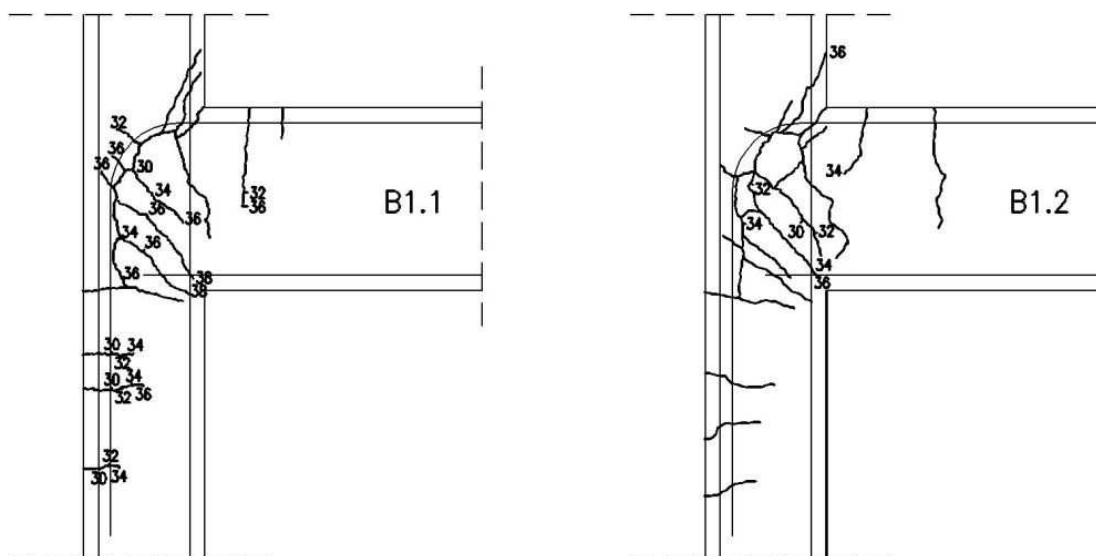
Rys. 6. Naprężenia w prętach zbrojenia mierzone wewnątrz węzła



Rys. 7. Zarysowanie węzłów w zakresie obciążeń od 10 kN do 20 kN



Rys. 8. Zarysowanie węzłów w zakresie obciążeń od 22 kN do 28 kN



Rys. 9. Zarysowanie węzłów w zakresie obciążeń od 30 kN do zniszczenia

W elemencie B1.2 w przekrojach poprzecznych słupa i rygla pęknięcia sięgały głębiej na równoważnych poziomach obciążenia. Jednocześnie wystąpiło więcej pęknięć układających się wzdłuż promieni wygiętych prętów. W końcowym etapie badań silniejsze zarysowanie węzła B1.2 było przyczyną mniejszej nośności całej konstrukcji (rys. 9).

4 Wnioski

Przeprowadzone badania dostarczają informacji o pracy statycznej węzłów ram w różnych etapach obciążenia. W fazie pracy statycznej zróżnicowanie parametrów materiałowych wpływa w niewielkim stopniu na reakcje konstrukcji. Zarówno ugięcia jak i pomiary naprężeń w przekrojach prętów zbrojenia wykazują porównywalne wielkości w obu elementach badanych do momentu wystąpienia pierwszych rys.

Różnice w poziomie obciążenia, dla którego pojawiło się zarysowanie w obu konstrukcjach były stosunkowo niewielkie. Znacznie większe różnice ujawniły się w postępie rozwijania się rys; zmienność ta nie jest liniowa. W elemencie z wbudowanym słabszym betonem obserwowano pęknięcia, których propagacja wgłąb przekrojów była większa niż w porównywalnym elemencie o lepszych parametrach betonu. W strefie samego węzła zaobserwowano więcej rys, co może świadczyć o złożonym stanie naprężeń ze szczególnie niebezpiecznym dla betonu silnym rozciąganiem.

Największe zróżnicowanie rezultatów zaobserwowano w stanie granicznym nośności. Ustalona teoretycznie nośność na zginanie przekrojów przywęzłowych nie odzwierciedla nośności samego węzła, która może decydować o zachowaniu całej konstrukcji. Zarówno w elemencie B1.1 jak i B1.2 nie uzyskano projektowanego obciążenia, przy czym zdecydowanie bardziej niekorzystne różnice powstały w konstrukcji o słabszych cechach betonu. Uzyskane różnice granicznego obciążenia teoretycznego i osiągniętego podczas badań wyniosły odpowiednio: 16% i 36%.

Literatura

- Kordina K. (1997). Über das Verformungsverhalten von Stahlbeton-Rahmenecken und-knoten. *Beton und Stahlbetonbau*, 92. Heft 8.
- Czkwianianc A. (1999). Wpływ ukształtowania zbrojenia w monolitycznym węźle ramy na jego zarysowanie i nośność. W: mat. XLV Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1999.
- Johansson M. (2001). Reinforcement detailing in concrete frame corners. *ACI Structural Journal*, Vol.98. No.1, 105-115.
- Bodzak P., Czkwianianc A. (2001): Doświadczalne badania monolitycznych ram żelbetowych – strefa skrajnego węzła. *Zeszyty Naukowe Politechniki Łódzkiej*, z. 11, 1-80.
- Malesza J. (2004). Experimental investigation and numerical modelling for tracing the development of RC frame joint failure. W: proc. of the 5th International PhD Symposium in Civil Engineering, Delft.
- Moczko A. (2004). Badania odwiertów rdzeniowych w świetle aktualnych unormowań prawnych. Część 1 – pobieranie odwiertów z konstrukcji oraz badania makroskopowe. *Budownictwo Technologie Architektura*, 2/2004, 32-35.

INFLUENCE OF MATERIAL PARAMETERS ON STATIC WORK OF REINFORCED CONCRETE FRAME JOINT

Abstract: Influence of concrete strength characteristics on stress distribution in the external corner of the reinforced concrete monolithic frame is presented in the paper. Results obtained in investigations displayed unprofitable influence of deviations from designed assumptions on static response of structure, specifically on decreasing of the structure load bearing capacity.

Artykuł powstał w ramach pracy badawczej statutowej S/WBiŚ/3/08 realizowanej w Politechnice Białostockiej

WPŁYW ZMIAN SZTYWNOŚCI I ODKSZTAŁCALNOŚCI WĘZŁÓW NA REDYSTRYBUCJĘ SIŁ WEWNĘTRZNYCH W WIELOKONDYGNACYJNEJ KONSTRUKCJI RAMOWEJ

Jarosław MALESZA*

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

Streszczenie: W pracy zaproponowano wprowadzenie w analizie konstrukcji elementów łącznikowych o zwiększonej podatności na odkształcenia. Głównym celem pracy jest przedstawienie metody opisu modelu ramy wielopiętrowej i wielonawowej z elementami o zmiennej sztywności na styku połączeń rygla ze słupem. Zastosowane rozwiązanie wpływa korzystnie na redystrybucję sił wewnętrznych w ryglach ramy utwierdzonych w słupach, obniżając wyężenie przekrojów przysłupowych.

Słowa kluczowe: sztywność przekroju, podatność węzłów, MES.

1. Wprowadzenie

Zmiany sztywności przekrojów występują w żelbetowych i stalowych konstrukcjach ramowych, w szczególności w połączeniach rygli ze słupami. Można tu wyróżnić dwa rodzaje zmian sztywności: fizyczną i geometryczną. Odkształcenia węzłów są wynikiem naturalnego deformowania się połączeń i prowadzą do powstania obszarów o zróżnicowanych sztywnościach. Z jednej strony można wyróżnić miejsca, w których zachowuje się sztywność początkowa, z drugiej – miejsca gdzie na skutek rozwijającego się zarysowania zmienia się geometria przekroju i drastycznie obniża sztywność.

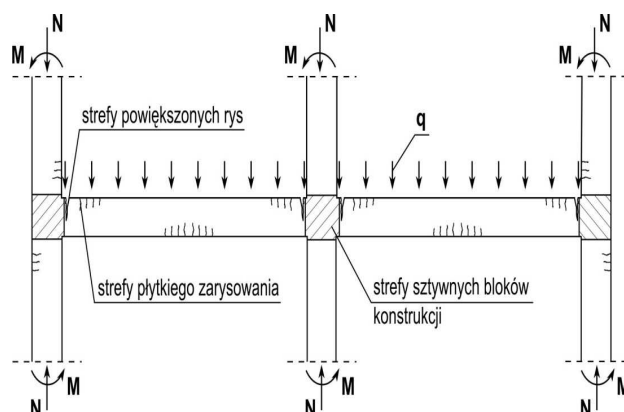
Zmiany sztywności przekrojów elementów ramy i odkształcalność połączeń spowodowane są zmianami geometrycznymi układu, które w rezultacie prowadzą do redystrybucji sił wewnętrznych wpływających na stan naprężeń i odkształceń konstrukcji.

Uwzględnienie redystrybucji sił wewnętrznych w połączeniu z ewolucją sztywności jest szczególnie ważne w analizie konstrukcji żelbetowych z zastosowaniem betonów o wysokich parametrach wytrzymałościowych. Konieczne jest wypracowanie optymalnych i dokładnych metod analizy konstrukcji.

2. Mechanika zachowania się konstrukcji

Jak wynika z badań doświadczalnych konstrukcji żelbetowych, w przekrojach elementów gdzie siły

wewnętrzne są duże, pojawiają się relatywnie duże odkształcenia (Hinton i Owen, 1981; Miedziałowski 1999). W miejscach takich powstają rysy, w skrajnych warunkach zmieniające się w pęknięcia o szerokościach większych od dopuszczalnych. W strefach silnie zarysowanych najczęściej kształtują się węzłowe przeguby plastyczne, widoczne w fazie wyczerpania nośności elementu. Poza obszarami zarysowań w konstrukcji wydzielają się sztywne tarcze podlegające głównie niewielkim obrotom. Elementy konstrukcji o początkowo zbliżonych sztywnościach deformują się, przez co tworzą się w nich dodatkowe więzy, jak również zmieniają się warunki brzegowe całego ustroju. Rysunek 1 przedstawia sposób tworzenia się przegubu plastycznego w żelbetowej konstrukcji ramowej.



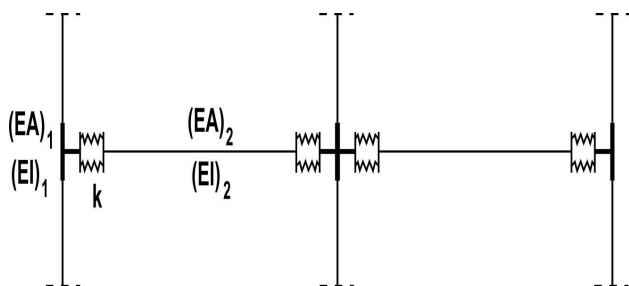
Rys. 1. Powstawanie obszarów zarysowań i tworzenie się sztywnych tarcz w żelbetowej konstrukcji ramowej

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: j.malesza@kmb.pb.edu.pl

3. Model matematyczny

W analizie konstrukcji powinien być przyjęty schemat statyczny konstrukcji uwzględniający opisaną odkształcalność przekrojów oraz prawa konstytutywne materiałów w odpowiedzi na przyłożone obciążenia.

W przykładzie obliczeniowym zastosowano metodę elementów skończonych uwzględniającą zwiększoną podatność obszarów skoncentrowanych zarysowań i sztywne tarcze o niskiej odkształcalności. Pomiędzy belkowymi elementami rygla i sztywnymi tarczami węzła ramy wprowadzono elementy łącznikowe. Nie modyfikowano połączeń słupów. Schemat układu ramowego przyjęty w modelu obliczeniowym przedstawiono na rysunku 2.



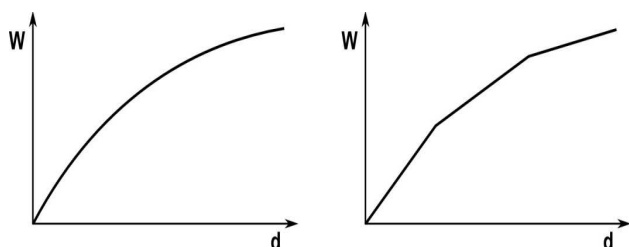
k - strefy koncentracji zarysowań o zwiększonej odkształcalności,
 $(EA)_1, (EI)_1$ - sprężyste charakterystyki obszarów sztywnych,
 $(EA)_2, (EI)_2$ - sprężyste charakterystyki elementów rami (element rygla - element belkowy)

Rys. 2. Fragment ramy wielokondygnacyjnej uwzględniający przyjęte założenia

Charakterystyka elementów łącznikowych wynikająca ze zginania, ściskania lub ścinania zastosowana w metodzie elementów skończonych może być ustalona na podstawie wyników badań doświadczalnych konstrukcji. Może być ona opisana funkcją obciążeń i odpowiadających im przemieszczeń (obrotów). Rysunek 3 pokazuje sposób opisu podatności węzła w postaci zależności:

$$k = \frac{d}{W} \quad (1)$$

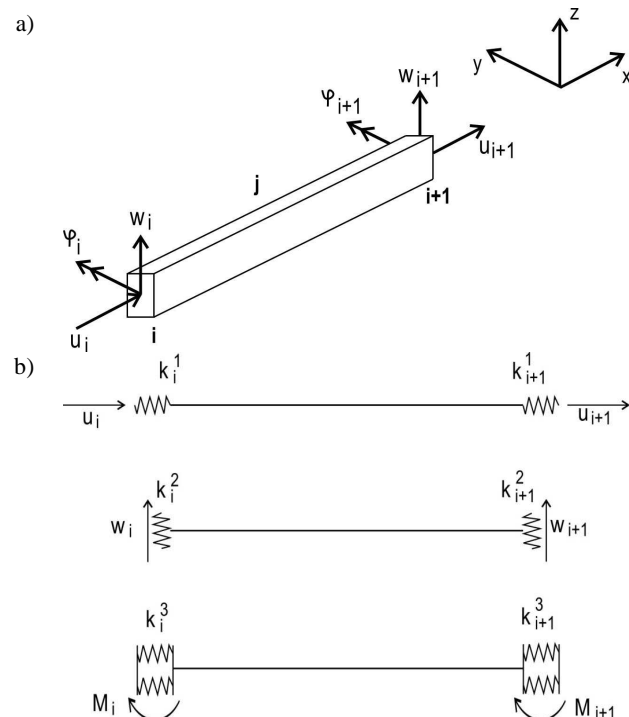
gdzie: W jest siłą wewnętrzną, a d oznacza odpowiadające przemieszczenia (obrotu).



Rys. 3. Zależność obciążenie-przemieszczenie: a) wirtualne (efektywne), b) ekwiwalentne

Nieliniowa sprężystość połączenia elementu belkowego i sztywnej tarczy węzła ramy może być opisana zależnością Ramberga-Osgooda (Park i Paulay, 1975) lub zmodyfikowaną metodą Kuczyńskiego

(Miedziałowski 1999). W modelu analitycznym metody elementów skończonych typowy element belkowy zamocowano na końcach w odkształcalnych węzłach. W przypadku ogólnym rozpatrzono element k połączony z dwoma odkształcalnymi węzłami i oraz $i+1$, jak przedstawiono na rysunku 4.



Rys. 4. Typowy element belkowy i odkształcalne węzły

Każdy element belkowy ma trzy stopnie swobody w układzie płaskim. Jego deformacje opisuje jeden kąt obrotu i dwa przemieszczenia węzłowe:

$$\mathbf{q}_k^i = \{u_i, w_i, \varphi_i\}_k^T \quad (2)$$

$$\mathbf{q}_k^{i+1} = \{u_{i+1}, w_{i+1}, \varphi_{i+1}\}_k^T \quad (3)$$

Wektory przemieszczeń przywęzłowych (sprężyny) opisują następujące zależności:

$$\mathbf{k}_k^i = \{k_i^1, k_i^2, k_i^3\}_k^T \quad (4)$$

$$\mathbf{k}_k^{i+1} = \{k_{i+1}^1, k_{i+1}^2, k_{i+1}^3\}_k^T \quad (5)$$

Wektory wewnętrznych sił przywęzłowych opisano zależnościami:

$$\mathbf{q}_k^i = \{U_i, W_i, M_i\}_k \quad (6)$$

$$\mathbf{q}_k^{i+1} = \{U_{i+1}, W_{i+1}, M_{i+1}\}_k \quad (7)$$

Przemieszczenia węzłów opisano uwzględniając odkształcalność według zależności

$$\bar{q}_k = \mathbf{q}_k + \mathbf{k}_k \mathbf{Q} \quad (8)$$

gdzie \mathbf{k}_k jest przekątniową macierzą z parametrem odkształcalności k wzdłuż głównej przekątnej.

Przemieszczenia elementu belkowego uzyskuje się z zależności:

$$\mathbf{u}_k = \mathbf{q}_k \mathbf{N} \quad (9)$$

gdzie \mathbf{N} jest macierzą funkcji kształtu (Rakowski, 1996). Siły wewnętrzne otrzymuje się z zależności:

$$\mathbf{W}_k = \mathbf{D}_k \mathbf{q}_k \quad (10)$$

gdzie \mathbf{D}_k jest macierzą sprężystości:

$$\mathbf{D}_k = \begin{bmatrix} EA & 0 & 0 \\ 0 & GA & 0 \\ 0 & 0 & EI \end{bmatrix}$$

Wektor odkształcenia $\boldsymbol{\varepsilon}_k$ jest wyznaczony z zależności

$$\boldsymbol{\varepsilon}_k = \mathbf{u}_k \mathbf{L}_k \quad (11)$$

gdzie \mathbf{L} jest macierzą operatorów różnicowych (Bathe i Wilson, 1976; Zienkiewicz, 1986).

Energia potencjalną konstrukcji oblicza się według zależności:

$$\pi = \pi_j + \pi_k + \pi_f \dots \quad (12)$$

gdzie π_j jest energią potencjalną elementu belkowego, obliczoną według wzoru:

$$\pi_j = \frac{1}{2} \cdot \int_{x_i}^{x_{i+1}} \{\boldsymbol{\varepsilon}_k\}^T \mathbf{W}_k dx \quad (13)$$

a π_k jest energią potencjalną zachowaną w deformowalnych węzłach obliczoną następująco:

$$\pi_k = \frac{1}{2} \cdot \{\mathbf{Q}_k\}^T (\bar{q}_k - q_k) \quad (14)$$

a π_f jest energią potencjalną obciążeń zewnętrznych:

$$\pi_f = \{\mathbf{F}_k\}^T \bar{q}_k \quad (15)$$

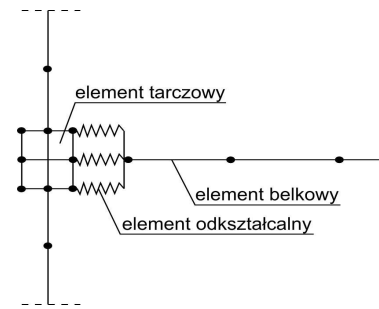
gdzie \mathbf{F}_k jest wektorem obciążeń węzłowych.

Stosując zasadę prac wirtualnych Lagrange'a i warunek minimum energii, otrzymuje się typowy układ równań równowagi metody elementów skończonych w postaci:

$$\mathbf{K} \bar{\mathbf{q}} = \mathbf{F} \quad (16)$$

gdzie \mathbf{K} jest macierzą sztywności.

Zagadnienie może być opisane jako element tarczowy w węzle ramy konstrukcji, jak pokazano na rysunku 5.



Rys. 5. Węzeł ramy w belkowo-tarczowym modelu konstrukcji

4. Przykład analityczny

W celu sprawdzenia opisaną wyżej metody wykonano obliczenia dwunastopiętrowej, dwunawowej konstrukcji ramowej. Do obliczeń przyjęto beton klasy B50 oraz obciążenia i charakterystyki przekrojów elementów pokazane na rysunku 6.

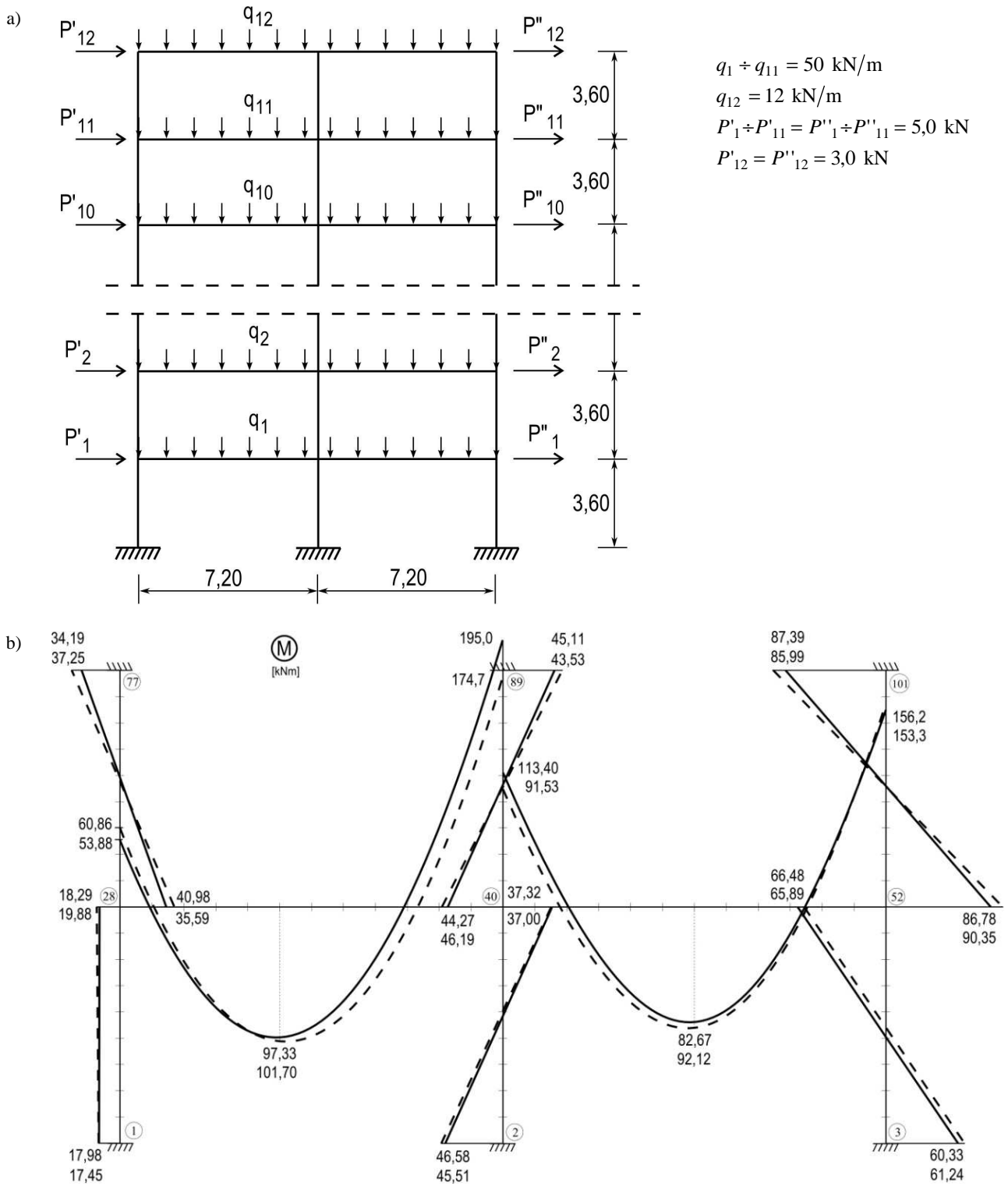
Analizę przeprowadzono dla dwóch alternatywnych typów przekrojów:

- wszystkie elementy są typu belkowego i mają stałe charakterystyki przekrojowe;
- wprowadza się elementy łącznikowe (odkształcalne), których parametry i charakterystyki przekrojowe są inne niż charakterystyki pozostałych elementów belkowych.

5. Podsumowanie

Założenie tradycyjnego sztywnego połączenia elementów konstrukcji żelbetonowych prowadzi do przeszywnienia układu, szczególnie w sytuacji, gdy wyężenie przekrojów przekracza fazę pracy sprężystej. Zmieniająca się geometria przekrojów na skutek powstawania i powiększania się rys wpływa jednoznacznie na rozkład sił wewnętrznych w konstrukcji. Ewolucja sztywności układu może być uwzględniana za pomocą funkcji opisujących odkształcalność węzłów.

Zastosowanie w analizie elementów łącznikowych o zredukowanej sztywności wpłynęło znacząco na redystrybucję sił wewnętrznych w wielokondygnacyjnej ramie żelbetonowej. Uzyskane, zmniejszone nawet do 20%, wartości momentów zginających w przekrojach przywęzłowych rygla ramy pokazują, iż zaproponowane rozwiązanie wpływa korzystnie na pracę statyczną konstrukcji.



Rys. 6. Model ramy przyjęty w analizie: a) schemat statyczny układu, b) wyniki obliczeń dla różnych typów przekrojów

Literatura

- Bathe K. J., Wilson E.L. (1976). Numerical Method in Finite Element Analysis. *Prentice Hall*, Englewood Cliffs, USA.
- Hinton C., Owen D.R.J. (1981). Finite Element in Plasticity. *Pineridge Press*, London.
- Miedziałowski Cz. (1999). Continual description changes of the section stiffness of R.C. walls in multistorey buildings. W: proc of the 5th *Internatinal Symposium on Utilization of HSC/HPC*, Sandefjord, Norway.
- Park R., Paulay T. (1975). Reinforced Concrete Structure, *John Wiley & Sons*, New York.
- Rakowski G. (1996). Metoda Elementów Skończonych. Wybrane zagadnienia. *Politechnika Warszawska, Warszawa*.
- Zienkiewicz O. C., Taylor R. L. (1986). The Finite Element Method. *Mc Graw-Hill*, London.

INFLUENCE OF STIFFNESS CHANGES AND JOINT DEFORMABILITY ON REDISTRIBUTION OF INTERNAL FORCES IN MULTISTOREY FRAMED STRUCTURES

Abstract: Paper presents analytical model taking into account joint deformability and stiffness changes of R.C. framed structure. The aim of the work is to determine the method of description of the structure statical model including cross-section stiffness changes and joint deformability. An analytical example presenting influence of the cross-section stiffness changes and joint deformability on redistribution of internal forces is shown in the paper.

Artykuł powstał w ramach pracy badawczej statutowej S/WBiŚ/3/08 realizowanej w Politechnice Białostockiej

CHARAKTERYSTYKA ZJAWISKA *QUORUM SENSING* I JEGO ZNACZENIE W ASPEKTCIE FORMOWANIA I FUNKCJONOWANIA BIOFILMU W INŻYNIERII ŚRODOWISKA, BUDOWNICTWIE, MEDYCYNIE ORAZ GOSPODARSTWIE DOMOWYM

Marzena MATEJCZYK*, Monika SUCHOWIERSKA

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

Streszczenie: Na podstawie przeglądu literatury dokonano charakterystyki zjawiska *quorum sensing*, które w znaczeniu dosłownym oznacza poczucie obecności i odgrywa znaczącą rolę w procesie formowania i funkcjonowania biofilmu. Zjawisko to jest specyficznym systemem komunikacji pomiędzy drobnoustrojami z udziałem związków chemicznych, ściśle kontrolowanym przez określone geny w odpowiedzi na liczebność populacji drobnoustrojów. Biofilm odpowiada często za uszkodzenia urządzeń sanitarnych, gospodarstwa domowego, materiałów budowlanych. Poznanie mechanizmów tworzenia i funkcjonowania biofilmu pozwoli na opracowanie skuteczniejszych technologii walki ze skutkami jego szkodliwego oddziaływania w inżynierii środowiska, budownictwie jak również w codziennym życiu człowieka..

Słowa kluczowe: *quorum sensing*, biofilm, korozja biologiczna materiałów.

1. Wstęp

Fenomen *quorum sensing* był i ciągle jest ogromnym zaskoczeniem dla wielu badaczy, którzy przez dziesiątki lat sądzili że drobnoustroje w porównaniu do organizmów wyższych np. zwierząt, lub człowieka nie posiadają żadnych systemów własnej komunikacji umożliwiającej im „inteligentne”, wzajemne porozumiewanie. Dzisiaj wiemy, że *quorum sensing* to zjawisko chemicznego porozumiewania się drobnoustrojów polegające na wytworzeniu i wydzieleniu do otoczenia cząstek sygnałowych, które wykorzystywane są w różnych procesach fizjologicznych, m. in. w tworzeniu biofilmu (Czaczyk i Myszka, 2007).

Pierwsze informacje o możliwości komunikowania się drobnoustrojów pojawiły się w 1979 roku, kiedy naukowcy Nelson i Hastings opisali wyniki swoich badań bakterii morskich, należących do dwóch gatunków wykorzystujących zjawisko bioluminescencji: *Vibrio fischeri* i *Vibrio harveyi*. Okazało się, że bakterie te mają zdolność emitowania światła wyłącznie, gdy żyją w organizmach zwierząt morskich: kałamarnicy *Euprymna scolopes* i ryby *Monocentris japonicus*. Tracą natomiast zdolność świecenia jako komórki wolnożyjące w wodzie morskiej. Przeprowadzone badania wykazały, że mikroorganizmy wytwarzają sygnały chemiczne zwane

autoinduktorami, których wzrost stężenia zależy od liczebności rozwijającej się populacji bakterii (Losick i Kaiser, 1997; Stańkowska i Kaca, 2005).

Obecnie trwają liczne debaty na temat znaczenia zjawiska *quorum sensing*, które wydaje się być kluczowym w powstawaniu i rozwoju infekcji, patogenezie chorób przewlekłych, w tworzeniu niebezpiecznych, charakteryzujących się wysokim stopniem antybiotykooporności biofilmów w placówkach lecznictwa zamkniętego. Rozszyfrowanie mechanizmów tego fenomenalnego zjawiska, poznanie struktury chemicznej cząsteczek, za pomocą których porozumiewają się bakterie, jak również ich chemiczna syntetyczna synteza otwiera możliwości opracowania nowych generacji leków blokujących sygnały wysyłane między drobnoustrojami. Tym samym pozwoli to chronić ludzi przed patogenną inwazją mikroorganizmów (Gospodarek, 2004; Trafny, 2008). Szczególnie istotne jest to obecnie gdy jesteśmy świadkami ciągle narastającego problemu szerzenia się zjawiska antybiotykooporności, szczególnie w przypadku szczepów drobnoustrojów szpitalnych.

W literaturze opisano około trzydziestu gatunków bakterii, u których rozpoznano zjawisko *quorum sensing*. Do najlepiej poznanych pod tym względem bakterii należy zaliczyć: *Vibrio fischeri*, *Pseudomonas*

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

aeruginosa, *Agrobacterium tumefaciens*, *Erwinia carotovora*. Sposób komunikacji pomiędzy drobnoustrojami różni się w przypadku bakterii Gram-dodatnich i Gram-ujemnych co wynika z ich odmiennej chemicznej struktury ściany komórkowej (Kołodziejki i Jankowski, 2005).

2. Zjawisko *quorum sensing* – charakterystyka i znaczenie

Badania naukowe wykazały, że drobnoustroje wysyłają sygnały komunikacyjne w obrębie jednego gatunku, jak i pomiędzy różnymi gatunkami. W środowisku istnieje wiele substancji sygnałowych i mechanizmów ich przekazywania. Te wszystkie procesy mają specyficzny system kontroli i koordynacji, co pozwala drobnoustrojom żyć w zajmowanych przez siebie określonych niszach środowiskowych (Stańkowska i Kaca 2005).

Quorum sensing (z łac. obecność jest wystarczająca) w znaczeniu dosłownym oznacza poczucie obecności. Zjawisko to jest specyficznym systemem komunikacji, ściśle kontrolowanym przez określone geny w odpowiedzi na liczebność populacji drobnoustrojów (Gospodarek, 2004).

Wysyłane przez drobnoustroje sygnałowe cząsteczki chemiczne, stanowiące podstawowe ogniwo wzajemnej komunikacji, zwane są autoinduktorami lub feromonami (Baranowska i Rodziewicz, 2008).

Mechanizm molekularny zjawiska *quorum sensing* pozwala na wytwarzanie przez komórki bakterii związków sygnałowych i ich akumulację w środowisku. Pozwala to na rozpoznawanie sygnałów przez specyficzne białka receptorowe, w końcowym efekcie prowadzi do ekspresji genów, które kontrolują ważne dla drobnoustrojów procesy życiowe (Jaworski i in., 2005). Bakterie potrafią z dużą dokładnością rozpoznać charakter chemiczny sygnałów i ich progowe stężenie w środowisku, co pozwala na określony ich wzrost oraz na kontrolę procesów fizjologiczno-metabolicznych całej populacji. Bakterie dzięki wysyłanym przez siebie sygnałom chemicznym są w stanie kontrolować ważne procesy życiowe, takie jak: bioluminescencja, wirulencja, koniugacja, ruchliwość, tworzenie biofilmu (Gospodarek, 2004).

Bakterie Gram-dodatnie i Gram-ujemne wykształciły zupełnie odmienne systemy przekazywania cząstek sygnałowych. Funkcje autoinduktorów u bakterii Gram-ujemnych pełnią acylowane laktony homoseryny, natomiast u bakterii Gram-dodatnich specyficzne oligopeptydy. Te specyficzne cząsteczki sygnałowe są wykorzystywane do komunikowania się między komórkami tych samych populacji lub szczepów bakteryjnych (Kołodziejki i Jankowski, 2005).

Niezwykle interesującą cechą wybranych gatunków myksobakterii - Gram-ujemnych bakterii zasiedlających przede wszystkim środowisko glebowe, jest zdolność porozumiewania się komórek wegetatywnych za pomocą zjawiska *quorum sensing*. Bakterie te wykorzystują system komunikacji do kolonizacji niezasiadlonych

obszarów, aktywności ruchowej, a przede wszystkim do wytwarzania struktur przetrwalnikowych tj. myksospor i ciał owocowych w odpowiedzi na deficyt substancji odżywczych zawierających: azot, fosfor i węgiel (Michałowska i Russel, 2008).

3. Zjawisko *quorum sensing* u bakterii Gram-ujemnych

Zjawisko *quorum sensing* odkryto u ponad 25 gatunków bakterii Gram-ujemnych. U wszystkich gatunków sposób komunikacji wyrażony jest przez autoinduktory, które określane są jako N-acylohomoserynowe cząsteczki laktonowe, których synteza zależy od białka podobnego do Lux I (Kołodziejki i Jankowski, 2005).

Bioluminescencja bakterii Gram-ujemnych - *Vibrio fischeri*, jest ściśle związana z gęstością ich populacji. Komórki bakterii emitują światło w wyniku syntezy białek kompleksu lucyferazy, kodowanych przez pięć genów strukturalnych *luxCDABE*, które są częścią operonu *luxICDABE*. Gen kodujący białko regulatorowe LuxR jest transkrybowany w odwrotnym kierunku niż przylegające do niego geny operonu *luxICDABE*. Ekspresja genu kodującego białkowy kompleks lucyferazy jest kontrolowana przez dwa białka regulatorowe LuxI i LuxR. Pierwsze z nich jest syntazą odpowiedzialną za syntezę autoinduktora acyl-HSL, drugie zaś rozpoznaje cząsteczkę sygnałową w wyniku czego następuje połączenie LuxR z HSL (Jaworski i in., 2005).

Powstały kompleks LuxR/HSL ma także zdolność łączenia się z genem *luxR*. Powoduje to powstanie systemu kontroli negatywnej, który w warunkach silnej indukcji może hamować nadmierną biosyntezę białek z operonu *luxICDABE* (Jaworski i in., 2005).

Innym przykładem międzykomórkowej komunikacji bakterii Gram-ujemnych jest bakteria *Pseudomonas aeruginosa*, która jest oportunistycznym dla człowieka patogenem, wytwarzającym wtórne metabolity. Komórki tej bakterii dysponują mechanizmem *quorum sensing* składającym się z dwóch zespołów. Pierwszy z nich to system las zawierający białka LasR i LasI oraz system *rhl* zawierający białka RhlR i RhlI. Mechanizmowi działania zjawiska *quorum sensing* podlegają geny odpowiedzialne za ekspresję czynników zjadliwości, czego przykładem są: elastaza (*lasB*), proteaza (*lasA*), proteaza alkaliczna (*aprA*), ramnolipidy, pektyny, wodorocyjanek, oraz wytwarzanie i dojrzewanie biofilmu (Baranowska i Rodziewicz, 2008).

Wykazano, że szczepy *Pseudomonas aeruginosa* do wzajemnej komunikacji, oprócz AHL mogą wykorzystywać również szereg innych związków chemicznych. Przykładem tego mogą być cząstki chinolowe imitujące antybiotyki i cykliczne dipeptydy. Około 4% wszystkich genów bakterii *Pseudomonas aeruginosa* podlega kontroli *quorum sensing* (Jaworski i in., 2005).

Na podstawie zgromadzonej wiedzy na temat funkcji białek zaliczanych do rodziny LuxI/LuxR u różnych gatunków bakterii Gram-ujemnych można stwierdzić, że

jedno z białek tego systemu jest syntazą odpowiedzialną za syntezę autoinduktora *quorum sensing*, drugie zaś pełni funkcję sensora tego sygnału w środowisku wzrostu. Substratami do syntezy autoinduktorów u bakterii Gram-ujemnych są SAM (S-adenozylometionina) oraz nośnikowe białko ACP (Jaworski i in., 2005).

W populacjach komórek *Agrobacterium tumefaciens*, bakterii będącej patogenem dla roślin, system *quorum sensing* kontroluje przenoszenie plazmidu Ti, za który odpowiedzialne są białka regulatorowe Tral i TraR. Prawie analogiczna sytuacja ma miejsce u bakterii *Erwinia carotovora*, będącej również patogenem dla wielu roślin. W przypadku tego drobnoustroju układ białek analogicznych do systemu LuxI/LuxR, kontroluje wydzielanie wielu egzoenzymów takich jak: celulazy i pektynazy odpowiedzialne za niszczenie struktur komórkowych ścian. W ten sposób rozprzestrzenia się infekcja bakteryjna w roślinie (Baranowska i Rodziewicz, 2008).

Związki chemiczne przypominające budowę chemiczną laktony homoseryny mogą hamować wiązanie się białek LuxR z właściwymi dla nich autoinduktorami. Odkrycie tego zjawiska pozwoli w przyszłości zsyntetyzować związki chemiczne, które przyczynią się do hamowania zjawiska *quorum sensing* i opracowania skuteczniejszych, alternatywnych sposobów zwalczania zakażeń bakteryjnych (Kołodziej i Jankowski, 2005).

4. Zjawisko *quorum sensing* u bakterii Gram-dodatnich

Bakterie Gram-dodatnie wykształciły zupełnie inne mechanizmy przekazywania sygnału niż bakterie Gram-ujemne. Bakterie te nie wytwarzają połączeń typu AHL, ale zmodyfikowane oligopeptydy jako cząsteczki sygnalizujące (Baranowska i Rodziewicz, 2008).

Przykładem biologicznej funkcji *quorum sensing* u bakterii Gram-dodatnich jest zjawisko określane mianem nabywania stanu kompetencji, czyli zdolności pobierania obcego DNA. Zjawisko to zostało najlepiej zbadane w komórkach bakterii *Streptococcus pneumoniae* i *Bacillus subtilis*. Nabycie stanu kompetencji przez bakterie jest związane z wieloma procesami fizjologicznymi, które są regulowane przez mechanizm *quorum sensing* (Jaworski i in., 2005).

Innym przykładem funkcjonowania *quorum sensing* jest *Streptococcus pneumoniae*, gdzie funkcję cząstki sygnałowej pełni oligopeptyd CSP, który jest wydzielany do środowiska dzięki białkom transportowym. Akceptorem sygnału CSP jest białko kinazy ComD, które przy odpowiednio wysokim stężeniu cząstki sygnałowej CSP (oligopeptyd pełniący funkcję cząstki sygnałowej) ulega autofosforylacji (Kołodziej i Jankowski, 2005).

Proces ten powoduje uruchomienie procesu fosforylacji i defosforylacji białek pośrednich. Prowadzi to do transdukcji sygnału na końcowy akceptor, którego funkcję spełnia białko ComE. W tym okresie znaczna część komórek zamiera i ulega lizie. DNA, który zostaje uwolniony jest pobierany ze środowiska przez komórki

kompetentne i może być prawdopodobnie wykorzystywany w procesach naprawy uszkodzeń ich genomów (Jaworski i in., 2005).

Proces sporulacji zachodzi w warunkach ograniczonej dostępności źródeł węgla i energii w środowisku i przy zahamowaniu wzrostu wegetatywnego bakterii. Procesy kompetencji i sporulacji u bakterii *Bacillus subtilis* kontrolowane są przez dwa odmienne oligopeptydy: ComX i CSF. Autoinduktor ComX prowadzi do ekspresji wielu białek odpowiedzialnych za pobieranie obcego DNA. Z kolei autoinduktor CSF pełni funkcję w procesach nabywania kompetencji jak również w sporulacji. CSF akumuluje się w fazie wzrostu w miarę powiększania się liczby komórek w populacji, pełniąc w niej zadanie wewnątrzkomórkowego sygnału, który kieruje komórki do tworzenia endospor w warunkach braku składników pokarmowych (Jaworski i in., 2005).

Niezwykle istotny jest mechanizm zjawiska *quorum sensing* u bakterii chorobotwórczych *Staphylococcus aureus*, określane mianem *agrBDCA*, którego zadaniem jest kontrola zewnątrzkomórkowych czynników wirulencji. Wśród chorobotwórczych szczepów *Staphylococcus aureus* wyróżnia się cztery grupy izolatów, syntetyzujących odmienne oligopeptydy jako szczepowo specyficzne autoinduktory. Te odmienne oligopeptydy są rozpoznawane jako cząsteczki sygnałowe wyłącznie przez specyficzne kinazy (Baranowska i Rodziewicz, 2008).

Podział komórki bakteryjnej jest regulowany informacjami napływającymi z otaczającego środowiska. Krótkie peptydy i N-acylo-homoseryny pełnią niezwykle ważną rolę w komunikacji pomiędzy komórkami bakterii. Przekazywanie sygnałów oraz wymiana informacji genetycznej pozwala traktować populację bakterii jako organizm wielokomórkowy. Bakterie nie tylko komunikują się między sobą, ale również oddziałują też na komórki organizmów wyższych przyczyniając się do aktywacji ich procesu apoptozy (programowanej śmierci komórki) (Kaca i Amano, 2000).

5. Zjawisko *quorum sensing* w populacjach różnych gatunków drobnoustrojów

Jednym z największych odkryć odnośnie mechanizmów działania *quorum sensing* jest komunikacja komórek bakteryjnych w populacjach mieszanych. Przykładem tego są wolnożyjące, zdolne do bioluminescencji bakterie morskie *Vibrio harveyi*. Bakterie te podobnie jak inne bakterie Gram-ujemne wykorzystują acyl-HSL jako cząsteczki sygnałowe, ale ich system przekazywania sygnału jest analogiczny jak u bakterii Gram-dodatnich (Kołodziej i Jankowski, 2005).

W przypadku bakterii *Vibrio harveyi* stwierdzono, że rozpoznaje ona zupełnie odmienną cząsteczkę sygnałową zwaną AI-2-furanozoluowy ester kwasu borowego, która przeznaczona jest do komunikacji z innymi bakteriami, żyjącymi wspólnie w tym samym środowisku (Gospodarek i Zalas, 2008).

Biosynteza autoinduktora AI-2 wykazuje, że cząsteczka ta powstaje z przekształceń podstawowego dla komórek metabolizmu związku, którym jest S-adenozylometionina (SAM). Kolejnym etapem jest przekształcenie SAM w S-adenozylhomocysteinę, a następnie w S-rybozylhomocysteinę (Baranowska i Rodziewicz, 2008).

Dotychczas nie udało się wyjaśnić budowy AI-2 (furanozolowy ester kwasu borowego). Badania wykazały, że wytwarzają go bakterie Gram-dodatnie i Gram-ujemne, takie jak: *Escherichia coli*, *Salmonella typhimurium*, *Vibrio harveyi*, *Vibrio cholerae* i *Enterobacter faecalis* (Jaworski i in., 2005).

Bakterie w czasie rozwoju wydzielają do środowiska szereg różnych metabolitów, spełniających funkcję pozytywnych lub negatywnych regulatorów ekspresji genów, które często są aktywatorami lub inhibitorami różnych białek enzymatycznych. W wielu przypadkach istnieje problem, czy obserwowane zmiany fenotypowe i metaboliczne są wynikiem działania zjawiska *quorum sensing*, czy też przejawem zmian metabolicznych (Kołodziej i Jankowski, 2005).

Możliwość wytwarzania AI-2 (furanozolowego estru kwasu borowego) przez tak różne gatunki bakterii pozwala postawić hipotezę, że jest to najstarszy ewolucyjnie w świecie mikroorganizmów autoinduktor, który powstał jeszcze przed rozdzieleniem się bakterii na Gram-dodatnie i Gram-ujemne (Baranowska i Rodziewicz, 2008).

6. Znaczenie zjawiska *quorum sensing* w formowaniu biofilmu

Mikroorganizmy, które występują w różnych środowiskach ekologicznych wykształciły mechanizmy osiadania na powierzchniach abiotycznych i biotycznych. Taka forma bytowania drobnoustrojów stwarza im możliwość łatwiejszego dostępu do składników odżywczych, a także chroni komórki przed niekorzystnym wpływem szkodliwych czynników środowiskowych (Czaczyk i Myszką, 2007).

Biofilmy bakteryjne są strukturami uniwersalnymi począwszy od tych, które żyją w środowiskach naturalnych zbiorników wodnych, czy też mikoryzach glebowych, do biofilmów tworzonych w różnych miejscach u zwierząt i ludzi. Biofilmy występujące w środowisku naturalnym składają się zwykle z wielu gatunków drobnoustrojów i pozostają ze sobą w stosunku komensalizmu i symbiozy. Natomiast biofilmy chorobotwórcze tworzone są przez jeden gatunek bakterii co powoduje symbiozę lub konkurencję, zmierzającą do sukcesji danej mikroniszy (Czaczyk i Myszką 2004; Sadowska i Różalska, 2008).

Środowiskiem życia dla mikroorganizmów jest atmosfera sięgająca nawet do wysokości 3000 m n. p. m., woda, gleba, powierzchnia lub wnętrza organizmów roślinnych i zwierzęcych, jak również materiały techniczne wykorzystywane przez człowieka w przemyśle (Żakowska i Stobińska, 2000).

Większość bakterii saprofitycznych, i patogennych, w warunkach naturalnych tworzy biofilmy, czyli błony biologiczne. Biofilmy bakteryjne są niezbędne do życia dla ludzi, a także dla wielu organizmów występujących w środowisku naturalnym. Występują one pod wieloma postaciami, jako płytki nazębne, śliski nalot na powierzchni skały w strumieniu, czy też osad pokrywający po dwóch, trzech dniach wewnętrzne ścianki wazonu na kwiaty (Stachewicz, 2007).

Drobnoustroje dzięki możliwości przekazywania sygnałów chemicznych w obrębie *quorum sensing* pomiędzy komórkami tworzą biofilmy, przyczyniając się do rozkładu toksycznych związków występujących w środowisku naturalnym, (Kot-Wasiuk i in., 2001; Błaszczuk, 2007).

Bakterie tworzą biofilmy: w przemysłowych wymiennikach ciepła - co utrudnia ich działanie, w urządzeniach sanitarnych, w cewnikach. Rozwijają się na implantach, przyczyniając się do powstawania wielu chorób takich jak: kamica moczowa, gruźlica, choroba legionistów, czy też infekcje ucha środkowego (Bartoszewicz i Sacewicz, 2008; Gospodarek i Zalas, 2008).

Bakterie swoim negatywnym działaniem powodują powstawanie korozji, która niszczy urządzenia mechaniczne oraz materiały budowlane.

7. Wnioski

1. Zjawisko wzajemnego porozumiewania się drobnoustrojów - *quorum sensing*, to zespół biochemiczno-fizjologicznych zachowań drobnoustrojów prowadzących do wytworzenia biofilmów w inżynierii środowiska, budownictwie, gospodarstwach domowych, które prowadzą do niszczenia materiałów, urządzeń, sieci kanalizacyjnych. Stąd poznanie mechanizmów tworzenia i funkcjonowania tego rodzaju biofilmów pozwoli na opracowanie skuteczniejszych technologii walki ze skutkami ich szkodliwego oddziaływania w różnych dziedzinach życia człowieka.
2. Badania nad zjawiskiem *quorum sensing* potwierdzają również jego kluczową rolę w aspekcie medycznym. Poszukuje się leków blokujących sygnały wysyłane między drobnoustrojami, co pozwoli chronić ludzi przed patogennym działaniem mikroorganizmów.

Literatura

- Baranowska K., Rodziewicz A. (2008). Molekularne interakcje w biofilmach bakteryjnych. *Kosmos*, 57, 29-38.
- Bartoszewicz M., Sacewicz A. (2008). Biofilm w zakażeniach odcewnikowych układu moczowego - etiologia i metody prewencji. *Przegląd Urologiczny*, 9/2008, (48).
- Błaszczuk M. K. (2007). Mikroorganizmy w ochronie środowiska, PWN, Warszawa, 158-165.
- Czaczyk K., Myszką K. (2007). Mechanizmy warunkujące oporność biofilmów bakteryjnych na czynniki antymikrobiologiczne. *Biotechnologia* 1 (76), 56-52.

- Gospodarek E. (2004). Quorum sensing - chemiczne komunikowanie się drobnoustrojów. *Post. Mikrobiol*, 43, 1-12.
- Gospodarek E., Zalas P. (2008) Ingerencja człowieka w komunikowanie się drobnoustrojów. *Post. Mikrobiol*, 47, 365-370.
- Jaworski A., Serwecińska L., Stączek P. (2005). Quorum sensing - komunikowanie się komórek w populacjach bakterii przy udziale chemicznych cząstek sygnałowych. *Post. Mikrobiol*, 2, 231-256.
- Kaca W., Amano K. (2000). Interaction and division of bacterial cells. *Post. Mikrobiol*, 40, 31-41.
- Kołodziej J., Jankowski S. (2005). Systemy międzykomórkowej sygnalizacji u bakterii. *Adv. Clin. Exp. Med.*, 14, 343-348.
- Kot-Wasiuk A., Bobrowska D., Namieśnik J. (2001). Degradacja związków organicznych w środowisku. W: Nowe horyzonty i wyzwania w analityce i monitoringu środowiskowym. *Wydawnictwo CEEAM*, Gdańsk, 86-92
- Losick R., Kaiser D. (1997). Jak i dlaczego porozumiewają się bakterie. *Świat Nauki*, IV, 32-37.
- Michałowska M. A., Russel S. (2008). Występowanie myksobakterii w środowisku naturalnym. *Post. Mikrobiol*, 47, 215-224.
- Sadowska B., Różalska B. (2008). Biofilm jelitowy- Czy można i trzeba ingerować w jego skład i funkcjonowanie? *Post. Mikrobiol*, 47, 359-364.
- Stachewicz P. (2007). Biofilm-wielokomórkowy organizm tworzony przez bakterie. *Studencka Konferencja Nauk Przyrodniczych*. Poznań 14-16, XII, 33-40.
- Stańkowska D., Kaca W. (2005). Systemy komunikacji międzykomórkowej bakterii Gram- ujemnych i ich znaczenie w ekspresji cech fenotypowych. *Post. Mikrobiol*, 44, 99-111.
- Trafny E. A. (2008). Rola biofilmów w patogenezie zakażeń człowieka. *Post. Mikrobiol*, 47, 353-357.
- Żakowska Z., Stobińska H. (2000). Mikrobiologia i higiena w przemyśle spożywczym. *Wydawnictwo Politechniki Łódzkiej*, 77-89, 175, 188-221.

CHARACTERISTICS OF THE PHENOMENON OF QUORUM SENSING AND ITS MEANING IN TERMS OF FORMATION AND FUNCTIONING OF BIOFILM IN ENVIRONMENTAL ENGINEERING, CIVIL ENGINEERING, MEDICINE AND HOUSEHOLD

Abstract: In the paper characteristics of phenomenon of *quorum sensing* on base of current literature was done. *Quorum sensing* means sense of presence in literal meaning and it plays significant role in process of formation and functioning of biofilm. *Quorum sensing* is a special kind of communication system between microorganism with participation of chemicals. It is controlled by definite genes in answer on numerical force of population of microorganisms. Biofilm functioning is strictly connected with damages of sanitary equipment, housekeeping, construction materials. Knowledge of mechanism of biofilm creation will allow for elaboration of forceful technology of battle with its result of harmful interaction in environmental engineering, construction as well as in daily life of person.

Temat realizowany w ramach projektu statutowego S/WBiŚ/3/2011.

PROBLEMY KSZTAŁTOWANIA SYSTEMU BEZPIECZEŃSTWA I OCHRONY ZDROWIA W BUDOWNICTWIE

Jerzy OBOLEWICZ*

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

Streszczenie: W pracy scharakteryzowano problemy kształtowania systemu bezpieczeństwa i ochrony zdrowia w budownictwie oraz podano propozycje uporządkowania i syntetycznego ujęcia czynników wpływających na bezpieczeństwo i ochronę zdrowia oraz zasad, działań, priorytetów i procedur w obszarze bioz, a także określenie podstawowych założeń i zasad projektowania i wdrażania tego systemu w budownictwie.

Słowa kluczowe: bezpieczeństwo i ochrona zdrowia (bioz), czynniki wpływające na bioz, założenia i zasady projektowania i wdrażania systemu zarządzania bioz-em, budownictwo.

1. Wprowadzenie

W budowlanym środowisku pracy zawsze istnieje ryzyko narażenia człowieka na czynniki szkodliwe, uciążliwe lub niebezpieczne niezależnie od rodzaju, formy, zakresu i charakteru prowadzonych robót. Rodzaj zagrożeń wynika ze specyfiki tej branży, zaś zagadnienia bezpieczeństwa i ochrony zdrowia pracowników budowlanych wymagają podejścia systemowego w zarządzaniu organizacją. Bezpieczeństwo i ochrona zdrowia w pracy stają się integralną częścią funkcjonowania przedsiębiorstwa budowlanego i mają coraz większy wpływ nie tylko na wynik ekonomiczny organizacji, ale również na zadowolenie pracowników (Ejdys i in., 2008).

Dotychczasowe standardy bezpieczeństwa i higieny pracy w budownictwie już nie wystarczają. Koniecznym staje się uwzględnianie zmian zachodzących w otoczeniu zewnętrznym, w tym zmian w obowiązujących aktach prawnych Unii Europejskiej (Dyrektywa EWG 89/391, 1989).

Do istotnych czynników otoczenia zewnętrznego wymuszających nowe podejście do bezpieczeństwa i ochrony zdrowia w budownictwie należą:

- zjawisko globalizacji i wirtualizacji budownictwa, powodujące gwałtowne zmiany rynków regionalnych na ogólnosiwiatowe jako wynik postępu technicznego, wzrostu produktywności i narastającej konkurencji ujawniającej się udziałem globalnych firm budowlanych, takich jak np. Hochtief, Skanska, Ulma czy Harsco,

- szybki rozwój nowych technologii wznoszenia obiektów budowlanych, nowych materiałów oraz mechanizacji robót,
- wdrażanie dyrektyw unijnych do ustawodawstwa krajowego.

Wymóg utrzymania na odpowiednim poziomie bezpieczeństwa i ochrony zdrowia w pracy w budownictwie wynika z obowiązujących aktów prawnych dotyczących bezpieczeństwa i higieny pracy. Zgodnie z artykułem 66 Konstytucji RP „każdy ma prawo do bezpiecznych i higienicznych warunków pracy”. Sposób realizacji tego prawa oraz obowiązki pracodawcy określa ustawa oraz jej akty wykonawcze, które zostały dostosowane do prawa Unii Europejskiej. W krajach UE istnieje zwyczaj dokonywania okresowej kontroli warunków pracy i przeglądów stanowisk pracy. W Polsce nie jest ten zwyczaj rozpowszechniony. Jedną z głównych przyczyn takiego stanu rzeczy jest brak efektywnych narzędzi do prowadzenia działań w tym zakresie. Jednak w ostatnich latach propaguje się systemy, w których poprzez tworzenie bezpiecznych i higienicznych warunków pracy osiąga się korzystne wyniki działalności (Ejdys i in., 2006). Należą do nich systemy zarządzania jakością (PN-N-9000 *Podstawy i terminologia*, 2006; PN-N 9001 *Wymagania*, 2009; PN-N 9004 *Wytyczne doskonalenia funkcjonowania*, 2001), ochroną środowiska (PN-N 14001 *System zarządzania środowiskowego*, 2005), bezpieczeństwem i higieną pracy (PN-N 18 001 *Systemy zarządzania bezpieczeństwem i higieną pracy. Wymagania*, 2004; PN-N 18 004 *Systemy zarządzania bezpieczeństwem i higieną pracy. Wytyczne*, 2001) oraz

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: j.obolewicz@pb.edu.pl

Wytyczne Między-narodowej Organizacji Pracy (MOP) (ILO – OSH, 2001). Wytyczne MOP zostały opracowane w celu zwiększenia ochrony pracowników przed zagrożeniami oraz do wyeliminowania związanych z pracą wypadków, chorób zawodowych czy zdarzeń potencjalnie wypadkowych i mają one posłużyć do ustanowienia krajowych struktur systemowego zarządzania bezpieczeństwem i ochroną zdrowia oraz dostarczyć wskazówek do podejmowania dobrowolnych przedsięwzięć służących poprawie przestrzegania przepisów i norm w celu zapewnienia ciągłego doskonalenia działań w zakresie bezpieczeństwa i higieny pracy.

2. Podstawowy system ochrony pracy

Zgodnie z ustanowionymi normami, każde przedsiębiorstwo powinno opracować własny system monitorowania, oceny, kontroli i zarządzania bezpieczeństwem i ochroną zdrowia w pracy. Projektowanie systemów zarządzania, w tym zarządzania bezpieczeństwem i ochroną zdrowia wymaga określenia standardów, ich elementów składowych oraz ustalenia

mechanizmów generujących informacje o stanie tych elementów.

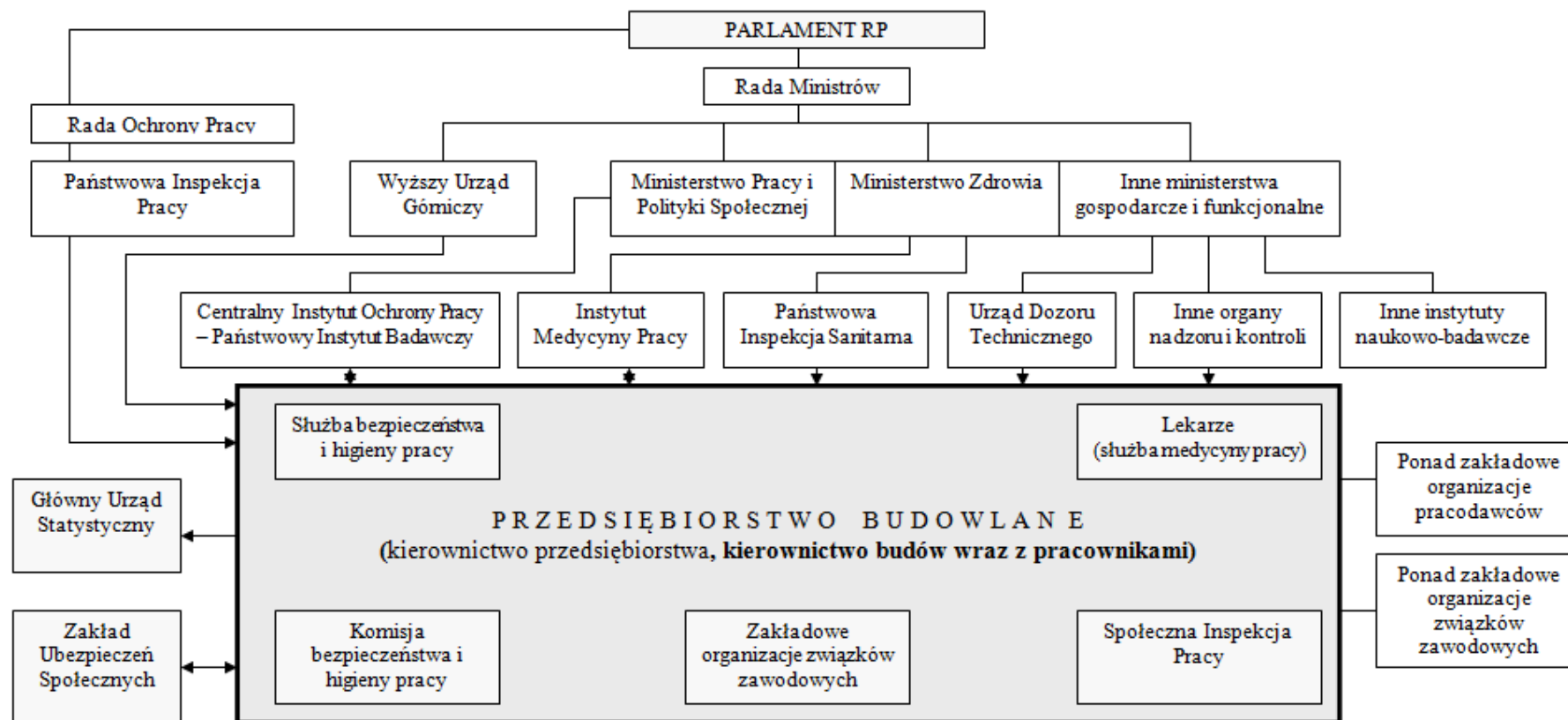
Bezpieczeństwo i ochronę zdrowia w pracy w budownictwie charakteryzuje wiele czynników ponadnarodowych, krajowych i branżowych, wchodzących w różne relacje (Obolewicz, 2011a). Ich identyfikacja, pomiar, znaczenie i standaryzacja stanowi złożony problem możliwy jednak do rozwiązania przy zastosowaniu podejścia systemowego, dzięki któremu można zaprojektować system zarządzania bezpieczeństwem i ochroną zdrowia w budownictwie. Jednym z nich jest system ochrony pracy w Polsce. W polskim systemie ochrony pracy wyróżnia się system prawny i system organizacyjny. Podstawy prawne i ich usytuowanie w hierarchii źródeł prawa przedstawiono w tablicy 1, zaś system organizacyjny ochrony pracy na rysunku 1.

Pierwszy podsystem, stanowiący integralną część gałęzi prawa, jaką jest prawo pracy, traktuje o normach prawnych i ich usytuowaniu w hierarchii źródeł prawa dotyczących bezpieczeństwa i ochrony zdrowia. Drugi podsystem obrazuje system organizacji ochrony pracy na szczeblu państwa, zakładu oraz organów uczestniczących w tworzeniu, a także kontrolowaniu bezpieczeństwa i higieny pracy w Polsce.

Tab. 1. Podstawy prawne ochrony pracy w Polsce

Lp.	Kategoria przepisów	Źródło przepisów	Akty wykonawcze	Przykładowe przepisy szczegółowe
Konstytucja RP				
Kodeks pracy (dział X)				
			Akty wykonawcze do art. 273 ⁵ k.p.	Ogólne przepisy BHP Branżowe przepisy BHP Międzybranżowe przepisy BHP
Akty wykonawcze do działu X				
1	Przepisy powszechnie obowiązujące	Dotyczące organów nadzoru państwowego nad warunkami pracy		Ustawa o PIP Ustawa o IS
		Inne ustawy		Ustawa o dozorze technicznym
		Dotyczące warunków bhp w różnych sferach działalności		Prawo atomowe Prawo górnicze i geologiczne
		Polskie normy (PN) wydane na podstawie ustawy o normalizacji		Prawo budowlane Przepisy szczegółowe
2	Układowe przepisy pracy	Układy zbiorowe pracy	Dotyczące różnych branż	Przepisy szczegółowe
		Regulamin pracy	Dotyczące różnych rodzajów pracy	Przepisy i rozporządzenia szczegółowe
3	Zasady bhp	Inne ustawy	Rozporządzenia ...	Rozporządzenia szczegółowe

Źródło: opracowanie własne na podstawie T. Wyka; Bezpieczeństwo i higiena pracy po nowelizacji prawa pracy; Warszawa, Wyd. Difin 1997



OTOCZENIE PRZEDSIĘBIORSTWA BUDOWLANEGO

Rys. 1. System organizacyjny ochrony pracy w Polsce

3. Działania na rzecz bezpieczeństwa i ochrony zdrowia w budownictwie

Zadawalający poziom bezpieczeństwa i ochrony zdrowia w pracy w sektorze budownictwa zostanie osiągnięty, jeżeli dokona się wdrożenia pewnej liczby zasad wzajemnie od siebie zależnych na kilku poziomach, tj. na poziomie ogólnokrajowym, na poziomie przedsiębiorstwa i na poziomie budowlanych stanowisk pracy, (Obolewicz, 2011b). Wśród tych zasad należy wymienić:

- poszanowanie prawa budowlanego, ustaw i rozporządzeń oraz jasno określoną politykę, ustanawiającą obowiązki pracodawcy w zakresie określania i oceny, (w porozumieniu z przedstawicielami pracowników), charakteru i stopnia zagrożeń i/lub ryzyka dla pracowników budownictwa;
- podział odpowiedzialności między osobami zatrudnionymi na poziomie dyrekcji, kierownictwa budów i bezpośredniego nadzoru procesów budowlanych.

Przedsiębiorstwa budowlane znacznie różnią się pod względem rodzaju wykonywanych obiektów budowlanych, wielkości zatrudnienia, wykorzystywanej technologii, stabilności ekonomicznej i kultury. Różnice te nie zwalniają jednak ich z przestrzegania zasad bezpieczeństwa i ochrony zdrowia w pracy, które pozwalają zapobiegać ryzyku obrażeń i chorób lub zmniejszać to ryzyko. W zapobieganiu ryzyku zawodowemu lub jego ograniczaniu w budownictwie należy kierować się ogólnymi zasadami bezpieczeństwa i ochrony zdrowia w pracy z uwzględnieniem wytycznych Międzynarodowej Organizacji Pracy (ILO-OSH, 2001) i uregulowań UE (Obolewicz, 2009), które powinny być zapewnione na poziomie przedsiębiorstwa. Działania na poziomie przedsiębiorstwa, dotyczące bezpieczeństwa i ochrony zdrowia w pracy powinny uwzględniać następujące priorytety:

- wykorzystanie materiałów, maszyn i technologii budowlanych pozwalających na wyeliminowanie ryzyka lub ograniczenie go do minimum;
- kontrolowanie działań u źródła, poprzez stosowanie odizolowania danego procesu lub zastosowanie prewencyjnych środków technicznych;
- stosowanie „bezpiecznych metod” pracy;
- używanie odpowiednich środków ochrony indywidualnej.

Dla każdego stanowiska pracy w budownictwie powinny zostać opracowane procedury w zależności od jego specyfiki obejmujące postanowienia w zakresie:

- a) diagnozowania zagrożeń i oceny ryzyka,
- b) prewencyjnych środków technicznych,
- c) odzieży i sprzętu ochronnego,
- d) odpowiedniej informacji, w tym kart charakterystyk substancji niebezpiecznych,
- e) edukacji i szkolenia,
- f) podziału odpowiedzialności i mechanizmów konsultacyjnych,
- g) okresowej analizy poprawy stanu bezpieczeństwa i ochrony zdrowia w pracy.

Procedury takie powinny być opracowane dla wszystkich etapów budowlanego procesu inwestycyjnego, tzn. przygotowania, realizacji inwestycji oraz eksploatacji obiektu budowlanego (Połoński, 2009). Opracowanie tych procedur i ich wdrożenie powinno być przedmiotem konsultacji z pracownikami i ich przedstawicielami, aby mogli wykorzystać wiedzę jaką nabyli dzięki swemu doświadczeniu.

4. Zasady kształtowania systemu zarządzania bezpieczeństwem i ochroną zdrowia w budownictwie

Zaprojektowanie i wdrożenie skutecznego systemu zarządzania bezpieczeństwem i ochroną zdrowia w budownictwie danego kraju wymaga wspólnego zaangażowania we wszystkich etapach procesu inwestycyjnego (ILO-OSH, 2001):

- a) kompetentnych władz krajowych,
- b) pracodawców,
- c) pracowników i ich przedstawicieli we wszystkich etapach procesu inwestycyjnego.

Kompetentne władze po konsultacji z reprezentantami organizacji pracodawców i związków zawodowych powinny:

- zabronić lub ograniczyć stosowanie niektórych niebezpiecznych procesów lub materiałów w procesie budowlanym,
- wymagać zgłoszenia lub uzyskania pozwolenia na działanie, zanim procesy lub materiały będą stosowane,
- określić grupy pracowników, którym nie wolno stosować pewnych procesów lub materiałów ze względu na bezpieczeństwo i zdrowie.

Pracodawcy mają określone obowiązki w zakresie bezpieczeństwa i ochrony zdrowia pracowników. Do podstawowych z nich należą:

- stosowanie niezbędnych środków w związku z zagrożeniami i ryzykiem podczas wykonywania produkcji budowlanej, w tym odpowiednich norm i zaleceń, które zostały wydane, zatwierdzone lub przyjęte przez kompetentne władze;
- zapewnienie miejsca pracy, instalacji sprzętu, narzędzi i maszyn oraz organizowanie pracy w taki sposób, aby eliminować lub ograniczać zagrożenie związane z produkcją budowlaną;
- sporządzenie w formie pisemnej programów i postanowień w ramach ogólnej polityki bezpieczeństwa i ochrony zdrowia w pracy, jak również odpowiedzialności wynikającej z tych ustaleń;
- dokonanie oceny zagrożeń i ryzyka dla bezpieczeństwa i zdrowia pracowników w porozumieniu z pracownikami i/lub ich przedstawicielami oraz podejmowanie wszelkich środków niezbędnych do wyeliminowania lub ograniczenia ryzyka dla zdrowia i bezpieczeństwa wynikającego z oceny;

- zapewnienie minimalnych wymagań bhp w stosunku do pracowników (zgodnych z postanowieniami ustawodawstwa krajowego) poprzez:
 - a) prowadzenie regularnego nadzoru środowiska pracy i stanu zdrowia pracowników;
 - b) odpowiednią i kompetentną kontrolę sposobów wykonywania pracy;
 - c) edukację i szkolenia w zakresie ryzyka związanego z produkcją budowlaną dla personelu kierowniczego i nadzorującego, pracowników i przedstawicieli pracowników odpowiedzialnych za bezpieczeństwo i ochronę zdrowia;
 - d) odpowiednie działania w nagłych wypadkach, w tym pierwszej pomocy.

Pomocnym w utrzymaniu wymaganego poziomu bezpieczeństwa i ochrony zdrowia w budownictwie może być system zarządzania bezpieczeństwem i higieną pracy (ILO-OSH, 2001). System ten powinien obejmować następujące główne elementy: politykę, organizowanie, planowanie i wdrażanie, ocenę oraz działania na rzecz poprawy bezpieczeństwa i ochrony zdrowia.

W przypadku kiedy pracodawcą jest przedsiębiorstwo krajowe lub ponadnarodowe, zarządzające więcej niż jedną budową, powinny być oddzielnie dla każdej budowy podjęte środki bezpieczeństwa i ochrony zdrowia pozwalające zapobiegać zagrożeniom i ryzyku dla bezpieczeństwa i zdrowia oraz powinna być zapewniona ochrona przed ryzykiem wszystkich pracowników bez dyskryminacji. Należy pamiętać, że przedsiębiorstwa ponadnarodowe we wszystkich krajach, w których prowadzą działalność, powinny przekazywać pracownikom i przedstawicielom pracowników oraz przekazywać organizacjom pracodawców i związkowi zawodowym informacje na temat norm dotyczących ryzyka, które są stosowane w ich lokalnej działalności oraz tych, które są stosowane w innych krajach.

Pracodawcy powinni upewnić się, że:

- przestrzegane są przepisy bezpieczeństwa i higieny pracy,
 - stosowane są bezpieczne techniki pracy,
 - maszyny i sprzęt utrzymywane są w odpowiednim stanie,
 - zapewnione jest szkolenie w zakresie użytkowania i konserwacji środków ochrony indywidualnej,
 - personel kierowniczy i nadzorujący oraz pracowniczy posiadają niezbędne kompetencje do wykonywania swoich zadań.
- W obszarze bezpieczeństwa i ochrony zdrowia w pracy określono również podstawowe wytyczne dla personelu kierowniczego i nadzorującego, tj.:
- stosowanie polityki przedsiębiorstwa w zakresie bezpieczeństwa i ochrony zdrowia szczególnie poprzez dobór i stosowanie odpowiedniego wyposażenia, metod i organizacji pracy oraz utrzymania odpowiednich kompetencji;
 - czuwanie nad tym, aby pracownicy byli informowani i zostali przeszkoleni w zakresie polityki, procedur i wymagań dotyczących bezpieczeństwa i zdrowia;
 - wydawanie swoim podwładnym jasnych i dokładnych poleceń przy powierzaniu im zadania do wykonania;

- dopilnowanie, aby praca była planowana, organizowana i wykonywana w sposób eliminujący lub ograniczający do minimum ryzyko wypadku i narażenie pracowników na warunki mogące spowodować obrażenia lub zaszkodzić ich zdrowiu;
- ocena podczas przeprowadzania kontroli, czy pracownicy i/lub ich przedstawiciele nie potrzebują dodatkowych instrukcji lub szkolenia;
- koordynowanie działań pracowników, szczególnie w przypadku nieprzestrzegania regulaminu lub praktycznych zaleceń dotyczących bezpieczeństwa i ochrony zdrowia w pracy, jeżeli nie przyniosą one rezultatów to zgłaszanie ich do hierarchicznego przełożonego.

Pracownicy winni współpracować z pracodawcami w sposób zapewniający wywiązywanie się z obowiązków i odpowiedzialności oraz reagować w przypadku nieprzestrzegania regulaminu lub zaleceń dotyczących bezpieczeństwa i ochrony zdrowia w pracy poprzez natychmiastowe podjęcie środków korygujących. Pracownicy powinni być zobowiązani do:

- przestrzegania wymagań dotyczących bezpieczeństwa i ochrony zdrowia w pracy;
 - podejmowania środków w celu wyeliminowania lub ograniczenia ryzyka (zagrożeń) dla nich samych i dla innych osób podczas produkcji budowlanej, szczególnie dbając o odzież ochronną, instalacje, wyposażenie jakie zostało im udostępnione;
 - sygnalizowania sytuacji lub warunków mających wpływ na indywidualne wyposażenie pracowników;
 - współpracy z innymi pracownikami i pracodawcą, aby każdy z nich mógł się wywiązywać z obowiązków i odpowiedzialności zgodnie z ustawodawstwem krajowym.
- Pracownicy powinni uczestniczyć w programach informacyjnych i szkoleniowych organizowanych przez pracodawcę lub wymaganych przez kompetentne władze oraz stosować podczas pracy nabytą wiedzę i umiejętności z dziedziny bezpieczeństwa i ochrony zdrowia a także uczestniczyć w konsultacjach i współpracować z pracodawcami. Pracownikom i ich przedstawicielom powinno się również określić prawo do:
- zapraszania ich na konsultacje dotyczące wszelkich zagrożeń i ryzyka dla bezpieczeństwa i zdrowia występujących podczas produkcji budowlanej;
 - podejmowania działań, we współpracy z pracodawcą, w celu ochrony siebie samych i innych pracowników przed zagrożeniami lub ryzykiem dla bezpieczeństwa i zdrowia w procesie budowlanym;
 - brania udziału w ocenie zagrożeń i ryzyka, powodowanych przez niektóre czynniki niebezpieczne dla zdrowia i życia oraz w pomiarach kontrolnych i wszelkich niezbędnych badaniach dotyczących bezpieczeństwa i ochrony zdrowia;
 - uczestniczenia we wprowadzaniu lub rozszerzaniu nadzoru stanu zdrowia pracowników oraz uczestniczenia i współpracy przy jego realizacji;
 - sygnalizowania zagrożeń lub ryzyka dla bezpieczeństwa i zdrowia występujących podczas produkcji budowlanej;

- odwoływania się do kompetentnych władz, jeżeli pracodawca stosuje środki niewystarczające do zapewnienia bezpieczeństwa i ochrony zdrowia w pracy;
- unikania zagrożeń związanych z produkcją budowlaną;
- skierowania do innej pracy, jeżeli stan warunków pracy naraża ich na ryzyko oraz otrzymania odpowiedniego odszkodowania z tego tytułu;
- korzystania z odpowiedniej opieki medycznej.

Strony powinny ze sobą konstruktywnie współpracować, aby osiągnąć wymagany stan bezpieczeństwa i ochrony zdrowia w pracy. Zgodnie z prawem budowlanym (Prawo budowlane, 2010) współpraca ta dotyczy:

- uczestników procesu budowlanego (inwestora, inspektora nadzoru inwestorskiego, projektanta, kierownika budowy lub kierownika robót) w zakresie:
 - a) zorganizowania procesu budowy (inwestor);
 - b) sporządzania informacji dotyczącej bezpieczeństwa i ochrony zdrowia (informacji BIOZ) ze względu na specyfikę projektowanego obiektu budowlanego (projektant);
 - c) sporządzenia lub spowodowania sporządzenia planu bezpieczeństwa i ochrony zdrowia (planu BIOZ) przed rozpoczęciem budowy oraz koordynowania działań zapewniających przestrzeganie podczas wykonywania robót budowlanych zasad bezpieczeństwa i ochrony zdrowia (kierownik budowy lub kierownik robót);
 - d) bezpiecznego użytkowania obiektu zgodnie z obowiązującym prawem (właściciel lub zarządca obiektu budowlanego).
- pracodawców, którzy podczas wywiązywania się ze swoich obowiązków powinni możliwie najściślej współpracować z pracownikami i/lub ich przedstawicielami;
- pracowników, którzy powinni współpracować ze sobą i ze swoimi pracodawcami w wywiązywaniu się z zobowiązań oraz przestrzeganiu zalecanych procedur i sposobów pracy;
- dostawców, odbiorców i kooperantów którzy powinni udostępnić osobom zainteresowanym wszelkie istotne informacje niezbędne do oceny zagrożenia lub ryzyka dla bezpieczeństwa i zdrowia mogącego wynikać z czynników występujących podczas prowadzenia robót budowlanych.

5. Podsumowanie

Kształtowanie bezpieczeństwa i ochrony zdrowia w budownictwie powinno być integralną częścią w procesach zarządzania przedsiębiorstwami budowlanymi, a każda budowa niezależnie od rozmiarów i zakresu robót powinna być objęta restrykcyjnymi przepisami w celu zachowania bezpieczeństwa, które należy uwzględnić już w projekcie technologii i organizacji robót. Bezpieczeństwo i ochrony zdrowia w pracy powinna odzwierciedlać się w poczuciu

odpowiedzialności każdego pracownika budowy za sprawy bhp, a to z kolei przekłada się na codzienną pracę na budowie. Wymiernym efektem spełnienia wymagań bezpieczeństwa i ochrony zdrowia mogą być m.in. zmniejszające się wskaźniki wypadkowości i wzrost wydajność pracowników budowlanych. Można to osiągać m.in. poprzez:

- dopilnowanie odbycia badań lekarskich i kompletu szkoleń, przy czym powinny być przeprowadzone szkolenia stanowiskowe, zapoznanie się z oceną ryzyka na danym stanowisku i instrukcjami przeciwpożarowymi;
- wprowadzenie ewidencji czasu pracy oraz wstępu na budowę, np. poprzez elektroniczny system kontroli wstępu i monitoringu budowy, pracownicy lub odwiedzający budowę za pomocą karty na bramce potwierdzają swoją tożsamość oraz aktualność badań lekarskich i szkoleń, takie postępowanie uniemożliwia wstęp na budowę osobom nieupoważnionym oraz kontrolę, czy odpowiednie dokumenty pracowników są aktualne;
- kontrolowanie sprawności sprzętu budowlanego, urządzeń elektrycznych, rusztowań, drabin czy przewodów budowlanych, każdy sprzęt powinien mieć oddzielną dokumentację (jeżeli jest to wymagane przepisami), instrukcję obsługi (z którą musi się zapoznać operator/pracownik) oraz aprobatę Urzędu Dozoru Technicznego (jeżeli jest taka wymagana);
- zabezpieczenia zbiorowe (siatki na rusztowaniach, wyznaczone strefy zagrożeń, pomosty, schodnie, zadaszenia przejść, zabezpieczenia otworów w stropach), które są kolejnym elementem używanym w celu zapewnienia bezpieczeństwa;
- dopilnowanie używania środków ochrony indywidualnej (kaski ochronne, obuwie budowlane, rękawice ochronne, okulary, nauszники, szelki, maski czy kombinezony chroniące przed środkami chemicznymi) przez wszystkich pracowników;
- wyznaczenie i oznakowanie dróg ewakuacyjnych na budowie, ważne jest, aby załoga była zapoznana z ich organizacją, a plany ewakuacji były umieszczone w widocznych miejscach.

Literatura

- Dyrektywa EWG 89/391 (1989) w sprawie wprowadzenia środków w celu zwiększenia bezpieczeństwa i poprawy zdrowia pracowników podczas pracy.
- Ejdys J., Kobylińska U., Lulewicz A. (2006). Zintegrowane systemy zarządzania jakością, środowiskiem i bezpieczeństwem pracy. Teoria i praktyka. Wyd. Centrum Zrównoważonego Rozwoju i Zarządzania Środowiskiem, *Oficyna Wydawnicza Politechniki Białostockiej*, Białystok, 264-327.
- Ejdys J., Lulewicz A., Obolewicz J. (2008). System zarządzania bezpieczeństwem i higieną pracy. W: Zarządzanie bezpieczeństwem w przedsiębiorstwie. *Oficyna Wydawnicza Politechniki Białostockiej*, 51-90.
- ILO-OSH (2001). Wytyczne Międzynarodowej Organizacji Pracy.

- Obolewicz J. (2009). Wpływ wejścia Polski do UE na ochronę pracy w sektorze budowlanym. *Zarządzanie i edukacja*, 63/2009, 81-96.
- Obolewicz J. (2011a). Zarządzanie ochroną zdrowia na budowach w UE cz. 1. *Praca i Zdrowie*, 4/2011, 31-34.
- Obolewicz J. (2011b). Kto za co odpowiedzialny: zadania, kompetencje i odpowiedzialność na budowie w zakresie bezpieczeństwa i ochrony zdrowia. *Praca i Zdrowie*, No 3/2011, 24-28.
- Połośki M. (2009). Kierowanie budowlanym procesem inwestycyjnym. *Wydawnictwo SGGW*, Warszawa, s. 18.
- Prawo budowlane (2010). Prawa i obowiązki uczestników procesu budowlanego, art.17-27.

THE PROBLEMS OF FORMATION OF SAFETY SYSTEM AND HEALTH PROTECTION ON THE BUILDING INDUSTRY

Abstract: The paper aim was to characterize the problems of formation safety system and health protection in the building industry. The proposal to ordering and synthesizing the factors that affect safety and health protection was described in the paper. Principles, actions, priorities and procedures within the area of safety and health were given, Basic concept and principles of design and implementation of system in the building industry were shown.

Pracę wykonano w Politechnice Białostockiej w ramach realizacji projektu badawczego finansowanego ze środków MNiSW w latach 2010-2013

MODELOWANIE POLA TEMPERATURY MOSTKÓW CIEPLNYCH PRZY WYKORZYSTANIU METODY ELEMENTÓW BRZEGOWYCH

Piotr RYNKOWSKI, Tomasz Janusz TELESZEWSKI*

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

Streszczenie: W artykule przedstawiono numeryczne modelowanie pól temperatury wybranych przykładów mostków cieplnych przy wykorzystaniu metody elementów brzegowych. W artykule pokazano, że obszary wielospójne, jakimi są rozpatrywane przegrody złożone w postaci mostków cieplnych mogą być skutecznie analizowane przy wykorzystaniu metody, która bardzo szybko się rozwija na świecie – metody elementów brzegowych. Artykuł jest próbą zaprezentowania, że do tego typu zagadnień metoda ta może być metodą konkurencyjną w stosunku do metod siatkowych takich jak metoda różnic skończonych, metoda elementów skończonych oraz metoda objętości skończonych.

Słowa kluczowe: mostki cieplne, metoda elementów brzegowych.

1. Wprowadzenie

Numeryczne modelowanie pól temperatury w złożonych zagadnieniach inżynierskich jest nieodzownym elementem pracy każdego inżyniera. Umiejętność poprawnego projektowania detali architektonicznych z punktu widzenia ochrony cieplnej budynku, wymaga na etapie projektu znajomości pola temperatury w przekroju takiego detalu lub miejsca, gdzie istnieje zmniejszenie warstwy izolacji termicznej.

Proponowana w artykule metoda elementów brzegowych do wyznaczania pól temperatury jest obecnie bardzo dynamicznie rozwijającą się metodą na świecie. Z uwagi na podstawy matematyczne metody często jest uważana za metodę dużo trudniejszą od metod siatkowych. Jednak wiedza ta nie musi być niezbędna do skutecznego wykorzystania metody i metoda może być wykorzystana przez inżyniera, jak to przedstawiono w artykule.

2. Wprowadzenie do metody elementów brzegowych

2.1. Warunki brzegowe dla równań różniczkowych opisujących proces ustalonego przewodzenia ciepła w obszarze niejednorodnym

Dla ustalonego przewodzenia ciepła w przestrzeni dwuwymiarowej otrzymujemy następujące warunki brzegowe (Brebbia i in., 1984):

- warunek brzegowy Dirichleta, określający temperaturę

na linii brzegowej obszaru,

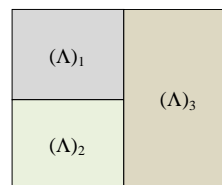
- warunek brzegowy Neumanna, określający strumień ciepła przenikający przez linię brzegową obszaru.

Dla kilku obszarów niejednorodnych pozostających z sobą w kontakcie cieplnym (rys. 1), zagadnienia brzegowe Dirichleta i Neumanna dla równań różniczkowych Laplace'a i Poissona opisujących procesy ustalonego przewodzenia ciepła w przestrzeni dwuwymiarowej (R^2) w obszarze (Λ) ograniczonym zamkniętą linią brzegową (L) można sformułować w następującej postaci (Katsikadelis, 2002):

$$\nabla^2 T_1 = 0; \quad T_1(\bar{M}) \Big|_{\bar{M}=\bar{P}} = f_L(\bar{P}); \quad (\bar{P}) \in (L^i) \quad (1a)$$

$$\nabla^2 T_1 = 0; \quad \frac{\partial T_1(\bar{M})}{\partial n_M} \Big|_{\bar{M}=\bar{P}} = g_L(\bar{P}); \quad (\bar{P}) \in (L^i) \quad (1b)$$

gdzie indeks „i” oznacza obszar, który jest ograniczony linią brzegową L .



Rys. 1. Przykładowy obszar składający się z trzech obszarów niejednorodnych

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: tjt@ pb.edu.pl

2.2. Równania całkowe opisujące proces ustalonego przewodzenia ciepła w obszarze niejednorodnym

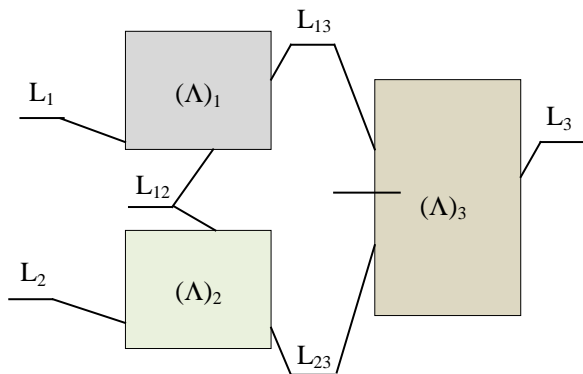
Na styku obszarów przyjęto warunek ciągłości strumienia i temperatury:

$$\begin{aligned} T_1(\bar{M}) \Big|_{\bar{M}=\bar{P}_1} &= T_2(\bar{M}) \Big|_{\bar{M}=\bar{P}_2}; \quad (\bar{P}_1) \in (L), (\bar{P}_2) \in (L) \\ T_1(\bar{M}) \Big|_{\bar{M}=\bar{P}_1} &= T_3(\bar{M}) \Big|_{\bar{M}=\bar{P}_3}; \quad (\bar{P}_1) \in (L), (\bar{P}_3) \in (L) \\ T_2(\bar{M}) \Big|_{\bar{M}=\bar{P}_2} &= T_3(\bar{M}) \Big|_{\bar{M}=\bar{P}_3}; \quad (\bar{P}_2) \in (L), (\bar{P}_3) \in (L) \end{aligned} \quad (2a)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial T_1(\bar{M})}{\partial n_M} \Big|_{\bar{M}=\bar{P}_1} &= - \frac{\partial T_2(\bar{M})}{\partial n_M} \Big|_{\bar{M}=\bar{P}_2}; \quad (\bar{P}_1) \in (L), (\bar{P}_2) \in (L) \\ \frac{\partial T_1(\bar{M})}{\partial n_M} \Big|_{\bar{M}=\bar{P}_1} &= - \frac{\partial T_3(\bar{M})}{\partial n_M} \Big|_{\bar{M}=\bar{P}_3}; \quad (\bar{P}_1) \in (L), (\bar{P}_3) \in (L) \\ \frac{\partial T_2(\bar{M})}{\partial n_M} \Big|_{\bar{M}=\bar{P}_2} &= - \frac{\partial T_3(\bar{M})}{\partial n_M} \Big|_{\bar{M}=\bar{P}_3}; \quad (\bar{P}_2) \in (L), (\bar{P}_3) \in (L) \end{aligned} \quad (2b)$$

Przyjęto następujące założenia (rys. 2):

- T_1, q_1 – wektory zawierające wartości temperatur i strumieni ciepła na zewnętrznej powierzchni obszaru L_1 ,
- T_2, q_2 – wektory zawierające wartości temperatur i strumieni ciepła na zewnętrznej powierzchni obszaru L_2 ,
- T_3, q_3 – wektory zawierające wartości temperatur i strumieni ciepła na zewnętrznej powierzchni obszaru L_3 ,
- $T_{12}, T_{21}, q_{12}, q_{21}$ – wektory zawierające wartości temperatur i strumieni ciepła na wspólnej powierzchni obszaru L_{12} , między obszarami Λ_1 i Λ_2 ,
- $T_{13}, T_{31}, q_{13}, q_{31}$ – wektory zawierające wartości temperatur i strumieni ciepła na wspólnej powierzchni obszaru L_{13} , między obszarami Λ_1 i Λ_3 ,
- $T_{23}, T_{32}, q_{23}, q_{32}$ – wektory zawierające wartości temperatur i strumieni ciepła na wspólnej powierzchni obszaru L_{23} , między obszarami Λ_2 i Λ_3 .



Rys. 2. Szkic rozważań zagadnień brzegowych – podobszary oraz powierzchnie wspólne ($L = L_1 \cup L_2 \cup L_3$).

Ustalone pole temperatury dla pierwszego obszaru L_1 prowadzi do następującego układu równań:

$$\begin{aligned} T(P) + \int_{L_1} q_1 T_1^*(P, Q) dL_1 + \int_{L_{12}} q_{12} T_{12}^*(P, Q) dL_{12} + \\ + \int_{L_{13}} q_{13} T_{13}^*(P, Q) dL_{13} = \int_{L_1} T_1 q_1^*(P, Q) dL_1 + \\ + \int_{L_{12}} T_{12} q_{12}^*(P, Q) dL_{12} + \int_{L_{13}} T_{13} q_{13}^*(P, Q) dL_{13} \end{aligned} \quad (3a)$$

Ustalone pole temperatury dla drugiego obszaru Λ_2 prowadzi do następującego układu równań:

$$\begin{aligned} T(P) + \int_{L_2} q_2 T_2^*(P, Q) dL_2 + \int_{L_{21}} q_{21} T_{21}^*(P, Q) dL_{21} + \\ + \int_{L_{23}} q_{23} T_{23}^*(P, Q) dL_{23} = \int_{L_2} T_2 q_2^*(P, Q) dL_2 + \\ + \int_{L_{21}} T_{21} q_{21}^*(P, Q) dL_{21} + \int_{L_{23}} T_{23} q_{23}^*(P, Q) dL_{23} \end{aligned} \quad (3b)$$

Ustalone pole temperatury dla trzeciego obszaru Λ_2 prowadzi do następującego układu równań:

$$\begin{aligned} T(P) + \int_{L_3} q_3 T_3^*(P, Q) dL_3 + \int_{L_{31}} q_{31} T_{31}^*(P, Q) dL_{31} + \\ + \int_{L_{32}} q_{32} T_{32}^*(P, Q) dL_{32} = \int_{L_3} T_3 q_3^*(P, Q) dL_3 + \\ + \int_{L_{31}} T_{31} q_{31}^*(P, Q) dL_{31} + \int_{L_{32}} T_{32} q_{32}^*(P, Q) dL_{32} \end{aligned} \quad (3c)$$

Warunek ciągłości strumienia i temperatury (2a, 2b) można zapisać w postaci:

$$\begin{cases} q_{12} = -q_{21} \\ q_{13} = -q_{31} \\ q_{23} = -q_{32} \end{cases} \quad \begin{cases} T_{12} = T_{21} \\ T_{13} = T_{31} \\ T_{23} = T_{32} \end{cases} \quad (4)$$

których jądra całkowe (rozwiązania podstawowe) są odpowiednio równe:

$$T^*(P, Q) = \frac{1}{2\pi\lambda_L} \int_L \ln \frac{1}{r_{PQ}} dL \quad (5a)$$

$$q^*(P, Q) = \frac{1}{2\pi} \int_L \frac{\cos(\bar{n}_Q; r_{PQ})}{r_{PQ}} dL \quad (5b)$$

gdzie:

$$\cos(\bar{n}_Q; r_{PQ}) = (Q_x - P_x) \cos \alpha_x + (Q_y - P_y) \cos \alpha_y \quad (6)$$

$$r_{PQ} = \sqrt{(Q_x - P_x)^2 + (Q_y - P_y)^2} \quad (7)$$

Gdy punkt obserwacji P (punktowe źródło ciepła) pokrywa się z rozpatrywanym punktem Q wówczas:

$$\begin{cases} T^*(P=Q) = \frac{1}{2\pi\lambda} \left(1 + \ln \frac{2}{1} \right) \\ q^*(P=Q) = 0 \end{cases} \quad (8)$$

Po wyznaczeniu wartości brzegowych temperatur i strumieni ciepła temperaturę w węzłach wewnętrznych wyznacza się traktując każdy z obszarów jako obszar niezależny. Temperaturę w punkcie wewnętrznym wyznacza się uwzględniając tylko linię brzegową przynależną do danego obszaru:

$$T(M) = \int_L Tq^*(M, Q) dL - \int_L qT^*(M, Q) dL \quad (9)$$

gdzie:

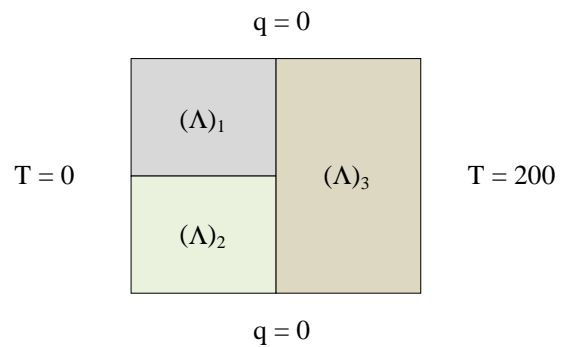
$$\int_L T^*(M, Q) dL = \frac{1}{2\pi\lambda} \int_L \ln \frac{1}{r_{MQ}} dL \quad (10)$$

$$\int_L q^*(M, Q) dL = \frac{1}{2\pi} \int_L \frac{\cos(\bar{n}_Q; r_{MQ})}{r_{MQ}} dL \quad (11)$$

3. Przykład obliczeniowy

Wyznaczono pole temperatury w obszarze składającym się z trzech podobszarów z rysunku 1 przy warunkach brzegowych zgodnie z rysunku 3. Warunki brzegowe

dobrano w celu szybkiej weryfikacji wyników obliczeń numerycznych.

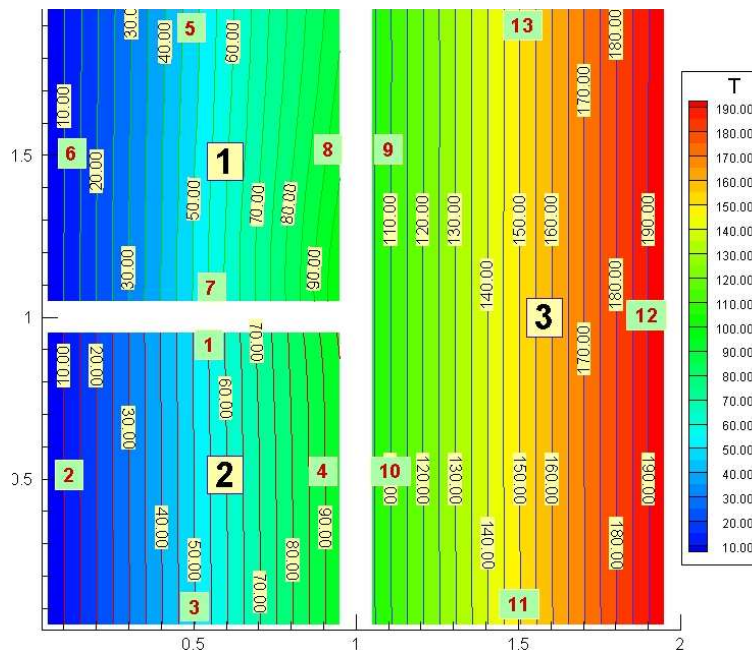


Rys. 3. Warunki brzegowe w obszarze składającym się z trzech podobszarów

Na potrzeby artykułu napisano autorski program komputerowy.

Wyniki obliczeń – pole temperatury – zostały przedstawione na rysunku 4.

Jak widać pola temperatury na poszczególnych obszarach zostały „zszyte” – istnieje ciągłość strumienia ciepła i temperatury odpowiednio na obszarach jeden-dwa, dwa-trzy oraz jeden-trzy.



Rys.4. Pole temperatury w obszarze z rysunku nr 3

4. Przykłady inżynierskie

4.1. Pole temperatury w narożu przegrody budowlanej

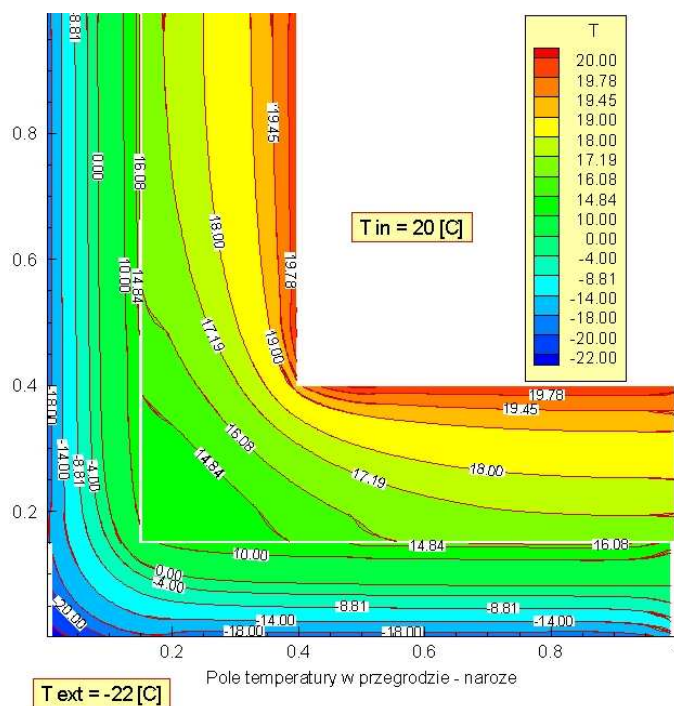
Wyznaczono pole temperatury w narożniku przegrody budowlanej (rys. 5). Przyjęto, że temperatura po stronie wewnętrznej przegrody wynosi 20°C , natomiast temperatura zewnętrzna odpowiada IV strefie i wynosi -22°C . Całkowita grubość izolacji termicznej wynosi 15 cm. Przyjęto do obliczeń numerycznych, współczynnik przewodzenia warstwy konstrukcyjnej $\lambda = 0,77 \text{ W/mK}$, natomiast dla izolacji $\lambda = 0,04 \text{ W/mK}$.

4.2. Pole temperatury w płycie balkonowej bez izolacji cieplnej

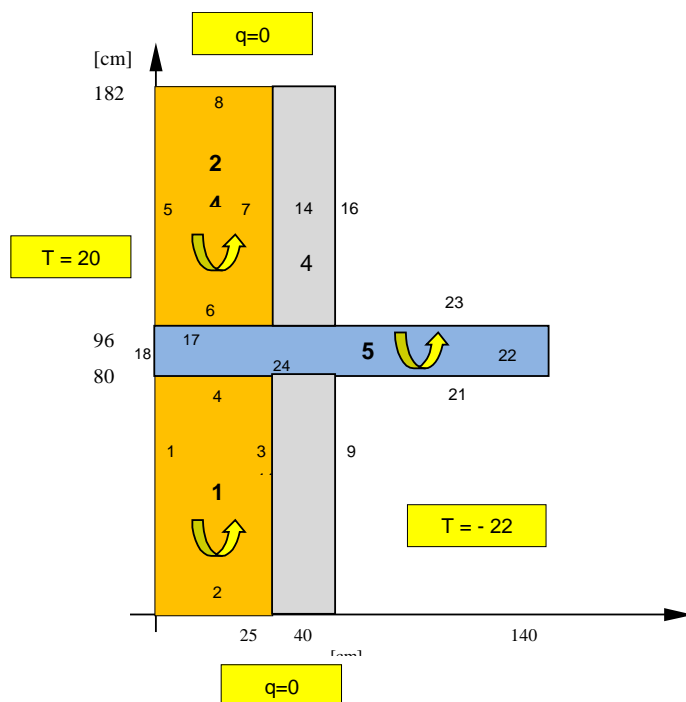
Wyznaczono pole temperatury w przekroju poprzecznym płyty balkonowej, dla której brak jest izolacji termicznej. Warunki brzegowe założono identyczne jak w przykładzie z podpunktu 4.1.

Dla płyty stropowej przyjęto wartość współczynnik przewodzenia ciepła $\lambda = 1,00 \text{ W/mK}$ (płyta żelbetowa).

Na rysunku 6 przedstawiono dyskretyzację obszaru na podobszary, jaka została dokonana w celu wykonania obliczeń numerycznych.



Rys. 5. Pole temperatury dla naroża przegrody



Rys. 6. Szkic przedstawiający stopień dyskretyzacji obszaru dla zagadnienia z podpunktu 4.2

Na rysunku zaznaczono kierunek numeracji węzłów. W celu przejrzystości rysunku nie wykonywano przykładowej dyskretyzacji linii brzegowej na panele cząstkowe.

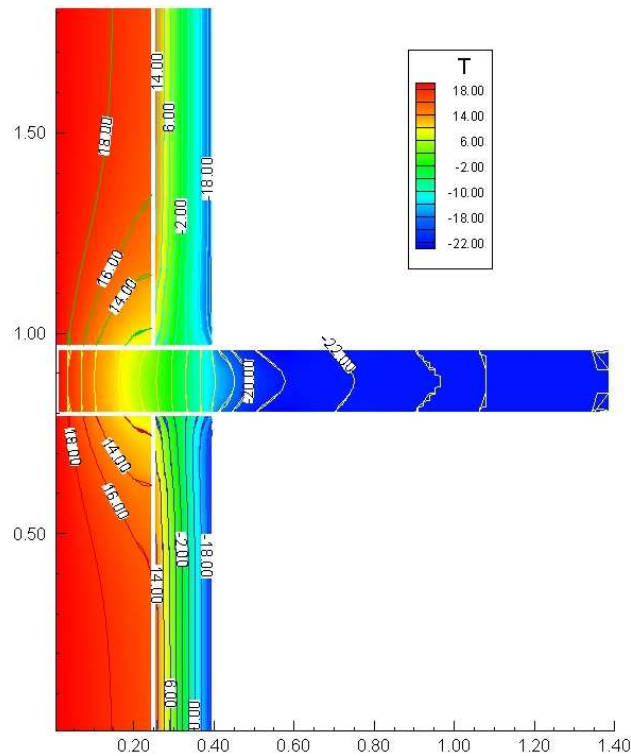
Po dyskretyzacji brzegu całki 7a oraz 7b zostały rozwiązane numerycznie (Press i in., 2007), natomiast układy równań całkowych zastąpiono układem równań liniowych. Macierz układu rozwiązującego nie jest pełna (Rynkowski i Teleszewski, 2005).

Wyniki obliczeń numerycznych zostały przedstawione na rysunku 7.

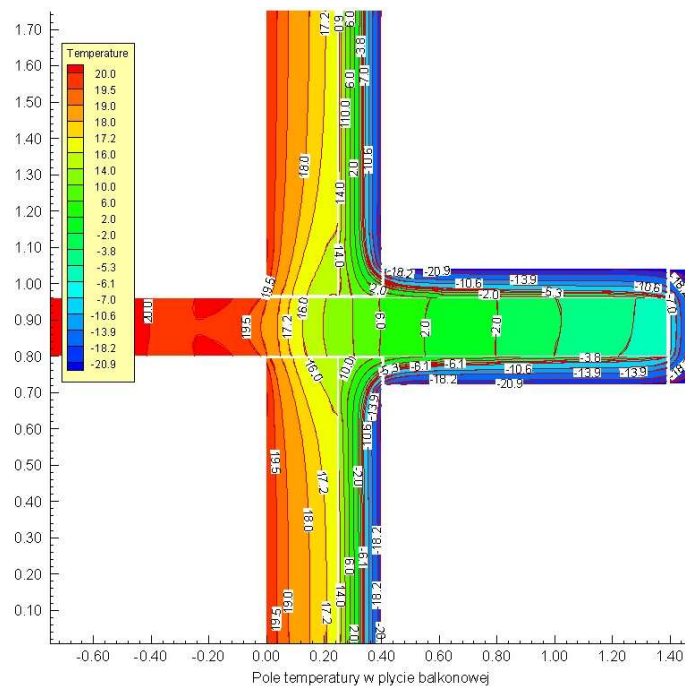
4.3. Pole temperatury w płycie balkonowej z izolacją cieplną

Wyznaczono pole temperatury w przekroju poprzecznym płyty balkonowej z przykładu z podpunktu 4.2. po wykonaniu izolacji termicznej wykonanej ze styropianu o grubości 5 cm o współczynniku przenikania ciepła $\lambda = 0,033 \text{ W/mK}$ (rys. 8).

Pozostałe warunki brzegowe – jak dla przykładu z podpunktu 4.2.



Rys. 7. Pole temperatury w przekroju płyty podłogowej dla zagadnienia z podpunktu 4.2



Rys. 8. Pole temperatury w przekroju płyty podłogowej po wykonaniu izolacji termicznej

Na rysunkach 7 oraz 8 zakres przedstawionych temperatur jest identyczny. Widać wyraźnie wyższe temperatury płyty balkonowej w przypadku wykonania izolacji termicznej.

Na styku obszarów płyta balkonowa – izolacja termiczna są wyznaczone wartości strumienia cieplnego. Możliwa jest zatem dokładna analiza ekonomiczna wyboru optymalnej grubości izolacji termicznej.

Zgodnie z normą PN-EN ISO 13790: 2009 „Energetyczne właściwości użytkowe budynków. Obliczanie zużycia energii na potrzeby ogrzewania i chłodzenia” z uwzględnieniem zamieszczonych na stronie Ministerstwa Finansów danych dotyczących typowych lat meteorologicznych oraz opracowanych na ich podstawie danych statystycznych dla obszaru Polski można wyznaczyć ilość ciepła traconego przez płytę balkonową dla różnych grubości izolacji termicznych (i analogiczne różnych detali architektonicznych).

Dla każdego z przytoczonych przykładów, wyznaczenie wartości temperatury i strumieni cieplnych na liniach brzegowych wspólnych poszczególnych podobszarów jest wykonywane automatycznie przez autorski program komputerowy.

5. Wnioski

W artykule autorzy przedstawiają możliwość skutecznego wykorzystania metody elementów brzegowych do wyznaczania pól temperatury w przegrodach budowlanych – mostkach cieplnych. Wykorzystywana metoda elementów brzegowych pozwala na wyznaczenie wartości temperatury strumienia cieplnego na styku obszarów, co ma istotne znaczenie, na przykład dla analizy ekonomiczno-technicznej określenia optymalnej grubości izolacji termicznej.

Metoda elementów brzegowych może być równie skutecznym narzędziem jak metody siatkowe. W tym przypadku program autorski jest konkurencją dla bardzo drogich aplikacji komercyjnych, wykorzystujących metody siatkowe.

Literatura

- Brebbia C.A., Telles J.F.C., Wrobel L.C. (1984). Boundary Element Techniques. Theory and Applications in Engineering. *Springer-Verlag*, New York.
- Katsikadelis J. T. (2002). Boundary elements: Theory and Applications. *Elsevier Science Ltd*, 2002.
- Majchrzak E. (2001). Metoda elementów brzegowych w przepływie ciepła. *Wydawnictwa Politechniki Częstochowskiej*, 2001.
- Press W. H., Teukolsky S. A., Vetterling W. T., Flannery B. P. (2007). Numerical Recipes. *Cambridge University Press*, Third ed. 2007.
- Rynkowski P., Teleszewski T. (2005). Rozwiązywanie zagadnienia ustalonego przewodzenia ciepła w obszarze wielospójnym metodą brzegowych równań całkowych. W: *XI Warsztaty Naukowe PTSK „Symulacja w Badaniach i Rozwoju”*, Warszawa 2005.

MODELLING OF TEMPERATURE FIELD IN COLD BRIDGE BY MEANS OF BOUNDARY ELEMENT METHOD

Abstract: In the paper the model of temperature field in cold bridge is discussed using Boundary Element Method. The equations describing the steady heat conduction problem in cold bridge have been solved. Presented examples show efficiency of Boundary Element Method modelling in cold bridge in comparison with mesh method as Finite Difference Method, Finite Element Method or Finite Volume Method.

Opracowanie wykonano w ramach pracy statutowej S/WBiŚ/5/2011 i projektu współfinansowanego ze środków Unii Europejskiej w ramach Europejskiego Funduszu Społecznego nr umowy WIEM/POKLD/MD/II/2010/6

ŚCIŚLIWOŚĆ NASYCONEGO POPIOŁU LOTNEGO

Mariola WASIL*

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

Streszczenie: Przydatność popiołu lotnego do budowy ziemnych jest oceniana na podstawie jego właściwości geotechnicznych, między innymi ścisłości. Na ścisłość ma wpływ nasycenie gruntu wodą, które można określać za pomocą parametru Skemptonia B . W pracy przedstawiono wyniki badań nad ścisłością zagęszczonego popiołu lotnego. Próbki popiołowe zagęszczano przy wilgotnościach $w_{opt} \pm 5\%$. Próbki badano w komorze konsolidacji hydraulicznej Rowe'a. Nasycenie popiołu lotnego wodą ustalano na podstawie stopnia nasycenia porów wodą S_r oraz parametru Skemptonia B .

Słowa kluczowe: popiół lotny, ścisłość, komora Rowe'a.

1. Wprowadzenie

Ścisłość gruntu jest jego zdolnością do zmniejszania objętości pod wpływem obciążenia zewnętrznego. Z pojęciem tym związane jest również odprężenie, czyli zwiększenie objętości gruntu przy zmniejszeniu nacisku na grunt. Ścisłość jest jednym z czynników powodujących osiadanie gruntu. Zmniejszenie objętości gruntu następuje wskutek zmniejszenia odległości między ziarnami i cząsteczkami gruntu. Spowodowane jest wyciskaniem wody i powietrza z porów, przemieszczaniem się ziarn i cząstek stałych względem siebie, zgniatanem niektórych ziarn i cząstek oraz odkształcaniem sprężystym ziarn i cząstek i wody błonkowej. Wyciskanie wody z porów powoduje zmniejszenie wilgotności gruntu (Wiłun, 1987; Pisarczyk, 2001).

Właściwości sprężyste szkieletu gruntowego i wody błonkowej oraz zmniejszenie objętości gazów w porach, wywołują odkształcenia sprężyste. Odkształcenia trwałe są wynikiem kruszenia ziarn i cząstek gruntu i ich przemieszczania się oraz usuwania wody z porów. W całkowicie nasyconym gruncie, bezpośrednio po obciążeniu, woda przejmuje prawie cały przyrost obciążenia, po czym następuje wyciskanie jej z miejsc o większym ciśnieniu do miejsc o ciśnieniu niższym (Myślińska, 1998). Grunty słabo przepuszczalne (spoisłe) osiadają wolniej niż grunty niespoisłe o dużym współczynniku filtracji, ze względu na dłuższy czas potrzebny do wycisnięcia wody z porów gruntu.

Edometryczny moduł ścisłości pierwotnej M_0 (w warunkach niemożliwej rozszerzalności bocznej

gruntu), uzyskuje się w pierwszym procesie obciążania, natomiast wartość modułu ścisłości wtórnej M charakteryzuje osiadanie podłoża w zakresie naprężeń wtórnych. Wartość edometrycznego modułu ścisłości pierwotnej oblicza się ze wzoru:

$$M_{0i} = \frac{\Delta\sigma'_i}{\frac{\Delta h_i}{h_i}} = \frac{\Delta\sigma'_i h_i}{\Delta h_i} \quad (1)$$

gdzie: M_{0i} jest edometrycznym modułem ścisłości pierwotnej, $\Delta\sigma'$ – przyrostem naprężenia efektywnego w szkielecie gruntu, a $\Delta h_i/h_i$ – skróceniem jednostkowym próbki gruntu, przy czym Δh_i jest osiadaniem próbki wskutek zwiększenia efektywnego naprężenia o $\Delta\sigma'_i$, a h_i jest wysokością próbki przed zwiększeniem naprężenia o $\Delta\sigma'_i$.

Celem pracy jest przedstawienie wpływu nasycenia popiołu lotnego wodą, ustalanego za pomocą stopnia nasycenia porów wodą S_r oraz parametru Skemptonia B , na ścisłość oznaczaną w warunkach laboratoryjnych.

2. Nasycenie porów gruntu wodą

Podczas rozróżnienia ośrodków dwu i trójfazowego, bardzo ważnym parametrem jest stopień wilgotności S_r , który określa stopień wypełnienia porów gruntu wodą, oznaczony wzorem:

$$S_r = \frac{V_w}{V_p} \quad (2)$$

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: m.wasil@doktoranci.pb.edu.pl

gdzie: V_w jest objętością wody w porach gruntu, a V_p – objętością porów w próbce. Po przekształceniu, S_r można przedstawić następująco:

$$S_r = \frac{w\rho_s}{100e\rho_w} \quad (3)$$

gdzie: w jest wilgotnością badanego gruntu, ρ_s – gęstością właściwą szkieletu gruntowego, ρ_w – gęstością wody, a e to wskaźnik porowatości.

Nasylenie porów gruntu wodą ocenia się za pomocą zmiany ciśnienia porowego Δu , które występuje pod wpływem zmian głównych naprężeń $\Delta\sigma_1$ oraz $\Delta\sigma_3$, co określa równanie Skemptona (1954):

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(X\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (4)$$

gdzie: A i B są współczynnikami ciśnienia porowego, a $\Delta\sigma_1$ oraz $\Delta\sigma_3$ – zmianami w naprężeniach głównych. Współczynniki A i B są mierzone w badaniu trójosiowego ściskania (Skempton, 1954; Glazer 1985).

Nasylenie gruntu badanego w warunkach niemożliwej bocznej rozszerzalności ocenia się na podstawie wartości parametru B :

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma} \quad (5)$$

gdzie: Δu jest ciśnieniem w porach odpowiadającym wzrostowi całkowitego pionowego naprężenia $\Delta\sigma$. W gruntach całkowicie nasyconych $B = 1$, a w przypadku gruntów suchych $B = 0$.

Przebieg nasywania gruntów o różnej spoistości i stanie jest odmienny, a wielkość ciśnienia wyrównawczego, potrzebna do uzyskania wymaganego parametru Skemptona B wzrasta wraz ze spoistością gruntu (Lipiński i Wdowska, 2004).

Grunty spoiste zagęszczane przy wilgotności optymalnej są nasycone wodą w takim stopniu, że pory gruntu są wypełnione wodą w sposób ciągły, a niektóre pory powietrzne są zamknięte. Przy takich warunkach można założyć, że grunt jest w stanie zwanym stanem quasi-nasyconym (Shahu i in., 1999).

Uznawanie, że nastąpiło pełne nasylenie gruntu przy wartości parametru $B = 1$ jest uważane za nieuzasadnione w przypadku niektórych gruntów, dlatego z zależności parametru Skemptona B od stopnia wilgotności S_r wyznacza się minimalną wartość parametru B (Lipiński i Wdowska, 2004). Z wykresu zależności parametru Skemptona B od stopnia wilgotności S_r popiołu lotnego (Zabielska-Adamska, 2006) wynika, że przy coraz wyższych wartościach stopnia wilgotności, parametr Skemptona B przyjmował maksymalną wartość około 0,8, która została uznana za wartość określającą pełne nasylenie.

Nasylenie próbki wodą można wykonać za pomocą ciśnienia wyrównawczego (*back pressure*), powodującego ściśnięcie powietrza w wodzie porowej a następnie jego rozpuszczenie w otaczającej wodzie. Ciśnienie wyrównawcze, teoretycznie potrzebne do zmiany początkowego stopnia nasylenia S_{r0} do wymaganego

stopnia nasylenia S_r , określa wzór Lowe'a i Johnsona (Lipiński i Wdowska, 2010):

$$\Delta u = p_0 \frac{(S_r - S_{r0})(1 - H)}{1 - S_r(1 - H)} \quad (6)$$

gdzie: Δu jest zmianą ciśnienia porowego, p_0 – ciśnieniem atmosferycznym, przyjmowanym jako 101,33 kPa, a H jest stałą Henry'ego przyjmowaną jako 0,02cm³ gazu na 1cm³ wody w temperaturze 20°C.

3. Przegląd literatury dotyczący badań ściśliwości odpadów energetycznych

Gray i Lin (1972) badali próbki popiołu częściowo i całkowicie nasyconego wodą. Częściowo nasycone próbki popiołu lotnego były znacznie mniej ściśliwe, zaś w przypadku próbek całkowicie nasyconych wodą, duża część zmian objętościowych występowała w początkowej fazie konsolidacji. Uznano, że zastosowanie klasycznej teorii konsolidacji do ściśliwości edometrycznej jest niemiernodajne, ze względu na zawyżone wartości osiadań. Rzeczywiste wartości osiadań zaobserwowane w nasypach z zagęszczonego popiołu lotnego były często znacznie mniejsze niż w standardowych nasypach na tym samym terenie. O braku korelacji pomiędzy osiadaniem oznaczanym w warunkach laboratoryjnych a rzeczywistym osiadaniem decyduje kilka powodów, między innymi właściwości pucolanowe oraz twardnienie zagęszczonego popiołu lotnego. Krótkotrwałe badania laboratoryjne nie uwzględniają wzrostu sztywności próbki występującego w przypadku długotrwałego obciążenia w warunkach rzeczywistych.

Zabielska-Adamska (2006) przeprowadziła badania nad mieszaniną popiołowo-żuźlową, zagęszczaną przy różnych wilgotnościach, w klasycznym edometrze – na próbkach nienasyconych oraz w komorze Rowe'a – na próbkach nasyconych wodą. Próbki popiołowe były zagęszczane dwiema metodami Proctora (standardową i zmodyfikowaną) przy wilgotnościach $w_{opt} \pm 5\%$. Stwierdzono, że o wielkości osiadań decyduje przede wszystkim energia zagęszczenia. Wyraźny wpływ na ściśliwość nienasyconych próbek ma wilgotność przy zagęszczaniu - i tak największe osiadanie próbka wykazała przy wilgotności $w = w_{opt} + 5\%$, a najmniejsze przy $w = w_{opt} - 5\%$. Wyniki badań wskazały, że wilgotność przy zagęszczaniu quasi-nasyconych próbek popiołowych ma także wpływ na ich ściśliwość, która maleje wraz ze wzrostem wilgotności przy ich zagęszczaniu. Osiedlenia próbek są najmniejsze przy wilgotności $w = w_{opt} + 5\%$, a największe przy $w = w_{opt} - 5\%$, a więc odwrotnie niż w przypadku próbek nienasyconych.

Kim i in. (2005) badali ściśliwość mieszanin popiołowo-żuźlowych o różnych zawartościach popiołu (50%, 75%, 100%), pochodzących z dwóch źródeł spalania. Generalnie zaobserwowano, że mieszaniny zawierające więcej żuźla, a mniej popiołu, są bardziej ściśliwe, co można tłumaczyć kanciastą i porowatą

teksturą powierzchni cząstki żużlowej oraz częściowym rozkruszeniem ziaren. Puste cząstki popiołu lotnego, szczególnie te z pęknięciami i otworami, są bardziej łamliwe niż pełne cząstki popiołu. Zniszczenie ziaren popiołu następuje dopiero przy naprężeniach kilku megapaskali. Próbki mieszanin popiołowo-żużlowych poddano pionowemu obciążeniu o wartości od 0 do 200 kP, co odpowiada poziomowi naprężeń w nasypach dróg szybkiego ruchu. Kim i in. (2005) poddali również badaniom ściśliwości typowy piasek, w celu porównania do wyników uzyskanych w przypadku mieszanin popiołowo-żużlowych. Mieszanki popiołowo-żużłowe okazały się być nieco bardziej ściśliwe niż piasek przy takim samym poziomie zagęszczenia.

Zawisza i in. (2006) badali wpływ zagęszczenia, wilgotności i nawodnienia na ściśliwość popiołu lotnego. Wyniki badań wykazały, że przy większym zagęszczeniu ($I_s = 0,90$ i $0,95$) próbki wykazywały mniejsze wartości odkształcenia niż próbki o mniejszym wskaźniku zagęszczenia ($I_s = 0,85$). Moduły ściśliwości pierwotnej wzrastały przy zwiększaniu wskaźnika zagęszczenia. Zaobserwowano wpływ wilgotności oraz nawodnienia na ściśliwość popiołu. Moduły ściśliwości pierwotnej przy zwiększonej wilgotności początkowej były mniejsze niż przy wilgotności zbliżonej do optymalnej. Podobnie było w przypadku wartości modułów ściśliwości popiołów nawodnionych, które były mniejsze niż popiołów nienawodnionych przy obciążeniu pierwotnym. Wartości modułów ściśliwości wtórnej wykazywały małe zróżnicowanie w zależności od zagęszczenia, jak i brak wpływu wilgotności początkowej. Popioły nawodnione wykazywały większe wartości modułów ściśliwości przy

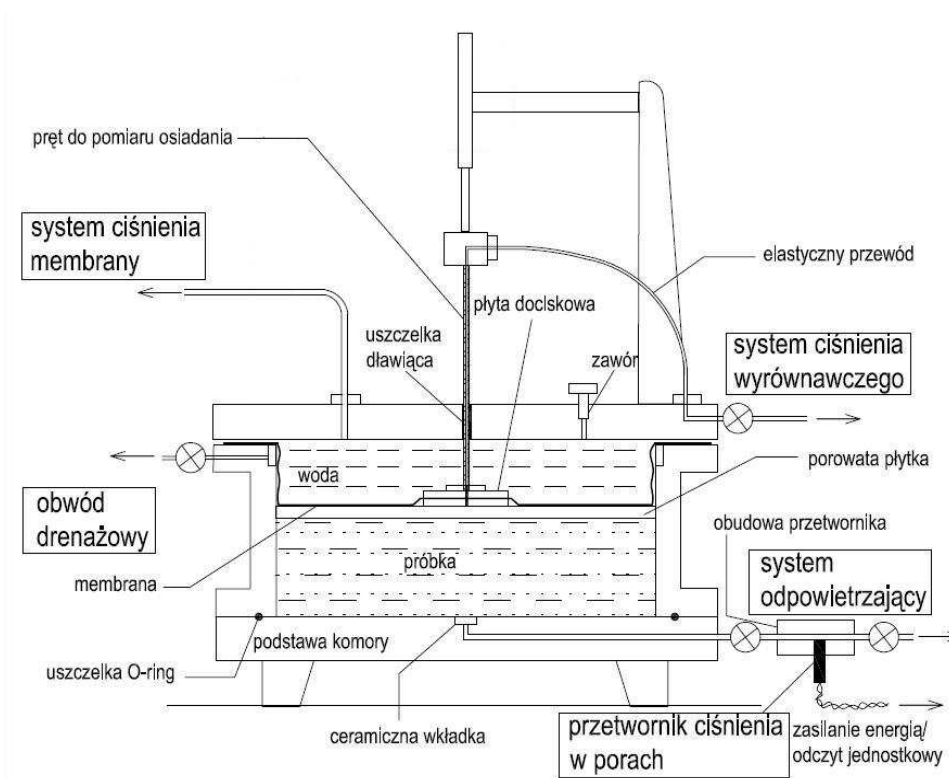
obciążeniu wtórnym (o około 10–50%) niż popioły nienawodnione.

4. Badania ściśliwości popiołu lotnego w komorze Rowe'a

4.1. Możliwości pomiarowe komory Rowe'a

Komora Rowe'a jest rodzajem konsolidometru zaprojektowanym w latach sześćdziesiątych XX wieku przez profesora P. W. Rowe'a. Jego celem było wyeliminowanie wad, jakie ma edometr przy badaniu konsolidacji gruntu o niskiej przepuszczalności. Głównymi udogodnieniami są: system hydraulicznego obciążania próbek, możliwość pomiaru ciśnienia wody w porach, drenaż w różnych kierunkach oraz możliwość obciążania próbek o dużych średnicach. Hydrauliczny system obciążania próbek powoduje, że próbka nie jest narażona na efekt wibracji; łatwo można zadać ciśnienie o wartości do 1000 kPa nawet dla próbek o dużych średnicach (Head, 1986).

Najbardziej powszechnym badaniem przeprowadzanym w komorze Rowe'a jest konsolidacja jednokierunkowa z pionowym drenażem, który umożliwia przepływ do górnej powierzchni próbki i pomiar ciśnienia wody w porach w centrum podstawy pod elastyczną powierzchnią obciążającą, co zapewnia równomierną dystrybucję ciśnienia. Zagęszczenie badanej próbki może odbyć się w komorze lub poza nią poprzez zastosowanie statycznego ściskania lub też dynamicznego zagęszczenia. Schemat komory Rowe'a przedstawiono na rysunku 1.



Rys. 1. Schemat komory Rowe'a na podstawie Head (1986)

4.2. Wyniki badań własnych

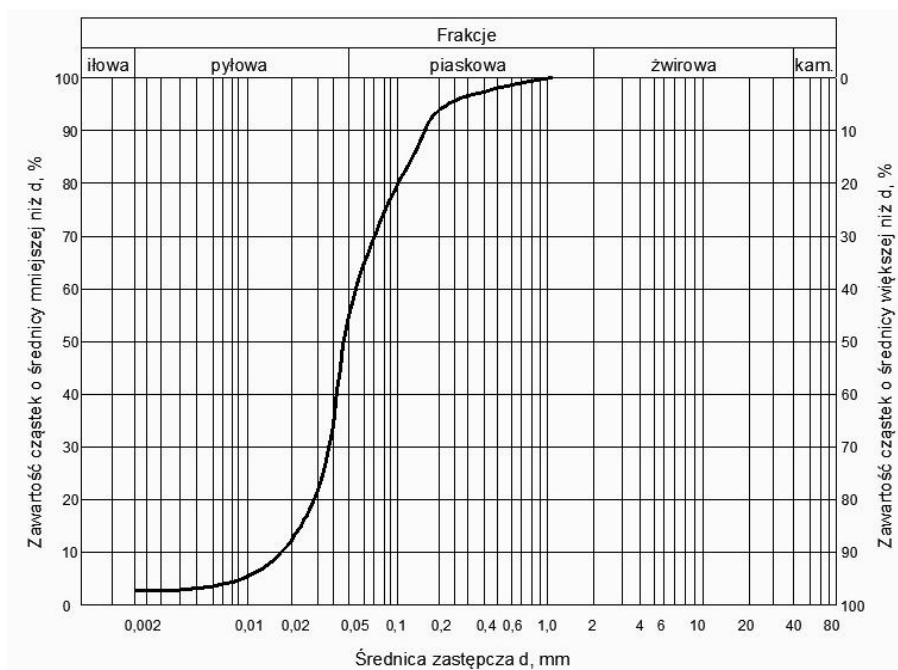
Badania przeprowadzono na mieszaninie popiołowo-żużlowej z Elektrociepłowni Białystok, składowanej na suchej hałdzie w Sowlanach. Mieszanina popiołowo-żużłowa odpowiada uziarnieniem pyłowi piaszczystemu. Przykładową krzywą uziarnienia mieszaniny popiołowo-żużlowej przedstawiono na rysunku 2, natomiast wartości wybranych parametrów fizycznych – w tabeli 1.

Wilgotność optymalną odczytano z wykresu zależności gęstości objętościowej szkieletu gruntowego od wilgotności (rys. 3). Na wykresie zostały naniesione

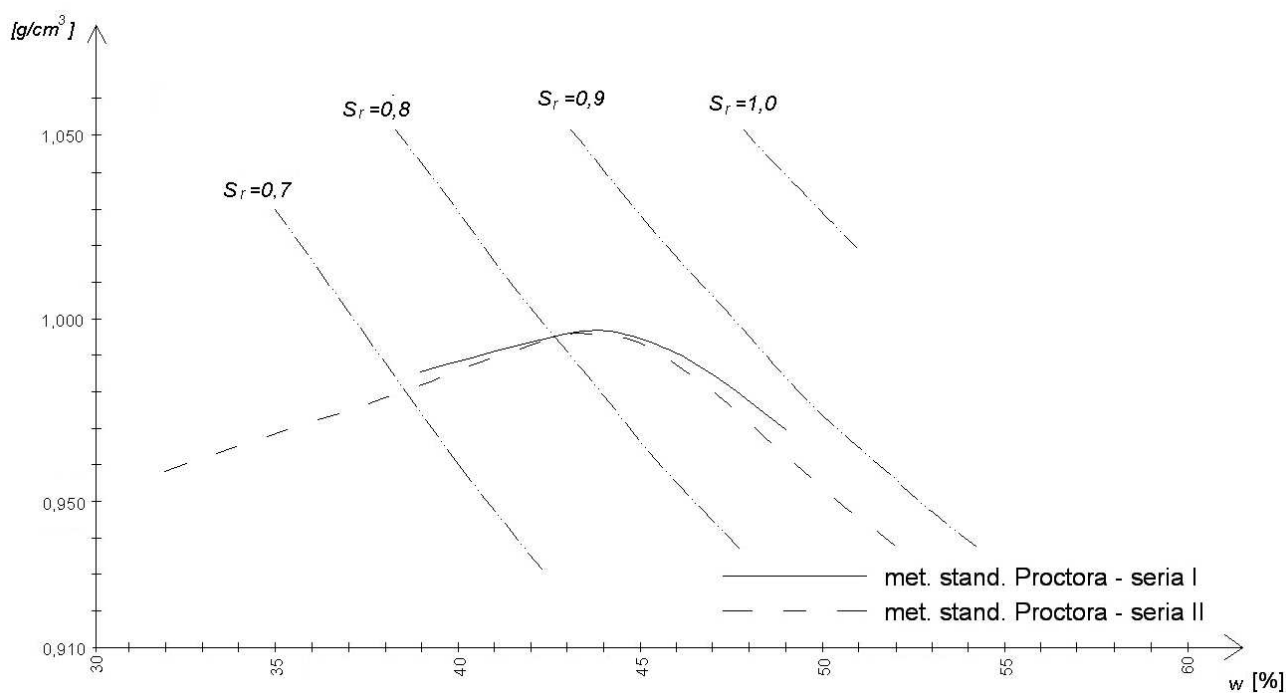
linie odpowiadające określonym wartościom stopnia nasycenia S_r .

Tab. 1. Parametry geotechniczne mieszaniny popiołowo-żużlowej

d_{50} [mm]	C_u [-]	C_c [-]	ρ_s [g/cm ³]	Zagęszczenie – metoda standardowa Proctora	
				W_{opt} [%]	$\rho_{d max}$ [g/cm ³]
0,045	3,2	1,3	2,12	44,00	0,996



Rys. 2. Krzywa uziarnienia mieszaniny popiołowo-żużlowej

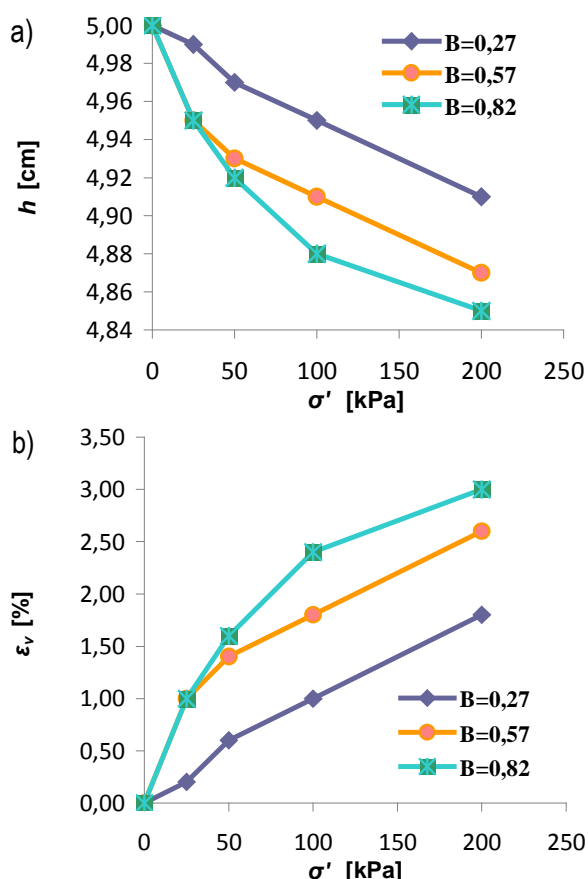


Rys. 3. Wykresy zagęszczalności popiołu lotnego

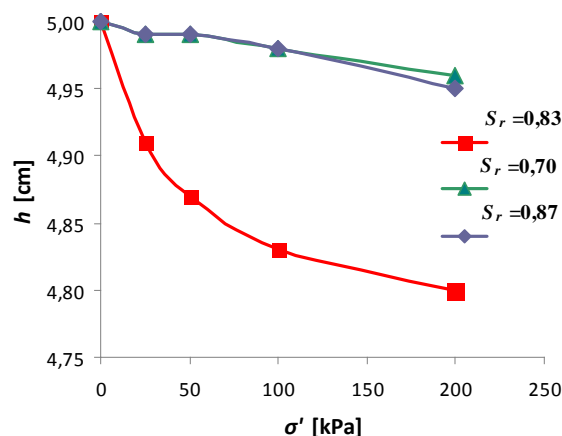
Badanie właściwe przeprowadzono w komorze konsolidacji hydraulicznej typu Rowe'a na próbkach o średnicy 15 cm i wysokości 5 cm, nasyconych wodą za pomocą ciśnienia wyrównawczego (*back pressure*), do momentu uzyskania wymaganej wartości parametru Skemptona B . Próbki nasycono do wartości parametru Skemptona $B = 0,27$ i $0,57$ oraz do stanu quasi-nasyconego $B = 0,82$ (Zabielska-Adamska, 2006). Zagęszczenie mieszaniny popiołowo-żużlowej odbywało się przy wilgotnościach: $w_{opt} - 5\%$, w_{opt} i $w_{opt} + 5\%$; próbki miały wartość S_r równą odpowiednio: 0,70; 0,83; 0,87, co wyliczono ze wzoru (3).

Po uzyskaniu założonego parametru B przystępowano do badania konsolidacji przy obciążeniach 25, 50, 100 i 200 kPa. Wyniki pomiarów: ciśnienie komorowe, ciśnienie wody w porach, przemieszczenia i zmiany objętości były rejestrowane przez system elektroniczny. Z otrzymanych danych obliczono odpowiednie wartości potrzebne do sporządzenia wykresów.

Na rysunku 4 zaprezentowano wyniki badań ściśliwości dla trzech wybranych próbek o wilgotności optymalnej w_{opt} oraz o współczynniku Skemptona B równym: 0,82; 0,57 i 0,27. Natomiast na rysunku 5 przedstawiono zależność zmiany wysokości próbki od naprężenia efektywnego dla próbek o różnym stopniu nasycenia S_r .



Rys. 4. Krzywe osiadania popiołu lotnego zagęszczanego przy wilgotności optymalnej metodą standardową Proctora o różnym stopniu nasycenia wodą: a) zależność zmiany wysokości próbki od naprężenia efektywnego, b) zależność względnego odkształcenia pionowego próbki od naprężenia efektywnego



Rys. 5. Krzywe osiadania popiołu lotnego zagęszczanego przy różnych stopniach nasycenia wodą S_r metodą standardową Proctora – zależność zmiany wysokości próbki od naprężenia efektywnego

5. Wnioski

Na podstawie wyników badań można stwierdzić, że:

1. Na ściśliwość zagęszczonego popiołu lotnego ma wpływ nasycenie wodą, określane za pomocą parametru Skemptona B oraz wilgotność przy zagęszczaniu. Próbki częściowo nasycone wykazują mniejsze osiadania niż próbki w stanie quasi-nasyconym.
2. Popiół lotny zagęszczany przy wilgotności optymalnej najkorzystniej zachowuje się w stanie najmniejszego nasycenia wodą, dlatego też należy wbudowane popioły lotne chronić przed dodatkowym zawilgoceniem. Powietrze w porach próbki popiołowej blokuje wypływ wody zmniejszając jej osiadanie (konsolidację).
3. Stopień nasycenia wodą S_r podczas zagęszczania popiołu, czyli wilgotność przy zagęszczaniu, ma wpływ na jego ściśliwość. Największe osiadanie wykazała próbka o $S_r = 0,83$, czyli o wilgotności optymalnej, natomiast próbki o $w = w_{opt} + 5\%$ i $w = w_{opt} - 5\%$ – osiadania mniejsze i porównywalne, co nie jest zgodne z zależnościami prezentowanymi w literaturze (Zabielska-Adamska, 2006). Może mieć na to wpływ różny czas składowania badanego popiołu, co należałoby wyjaśnić w przyszłych badaniach.

Literatura

- Glazer Z. (1985). *Mechanika Gruntów*. Wydawnictwa Geologiczne, Warszawa.
- Gray D. H., Lin Y. K. (1972). Engineering properties of compacted fly ash. *Journal of the Soil Mechanics & Foundations Division*, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 98, 361-380.
- Head K. H. (1986). *Manual of Soil Laboratory Testing*. Vol. 3: Effective Stress Tests. Pentech Press Ltd, London.
- Kim B., Perezzi M., Salado R. (2005). Geotechnical properties of fly and bottom ash mixtures for use in highway

- embankments. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 131, 914-924.
- Lipiński M. J., Wdowska M. K. (2004). Kryteria nasączenia gruntów prekonsolidowanych metodą ciśnienia wyrównawczego. W: *Materiały II Problemowej Konferencji Geotechniki „Współpraca budowli z podłożem gruntowym”*, Białystok-Białowieża 2004, 71-81.
- Lipiński M. J., Wdowska M. K. (2010). Saturation criteria for heavy overconsolidated cohesive soils. *Annals of Warsaw University of Life Sciences - SGGW. Land Reclamation*, Vol. 42, 295-302.
- Myślińska E. (1998). *Laboratoryjne Badania Gruntów*. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 1998.
- Pisarczyk S. (2001). *Gruntoznawstwo Inżynierskie*. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa.
- Skempton A. W. (1954). The pore-pressure coefficients A and B. *Geotechnique*, Vol. 4, 143-147.
- Shahu J. T., Yudhbir, Kameswara Rao N. S. V. (1999) Effective stress behavior of quasi-saturated compacted cohesive soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 125, 322-329.
- Wiłun Z. (1987). *Zarys Geotechniki*. WKŁ, Warszawa.
- Zabielska-Adamska K. (2006). Popiół Lotny jako Materiał do Budowy Warstw Uszczelniających, *Politechnika Białostocka*, Białystok.
- Zawisza E., Zydróż T., Chlipała A. (2006). Badanie ściśliwości wybranych odpadów elektrownianych, *Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej*. Budownictwo, nr 28, Białystok, 345-353.

COMPRESSIBILITY OF SATURATED FLY ASH

Abstract: The usefulness of fly ash for earth structure is determined on the basis of its geotechnical properties, inter alia, the compressibility. The compressibility depend on fly ash water-saturation. The results of compressibility, tested on compacted fly ash, are shown in the paper. Fly ash samples were compacted at moisture contents $w_{opt} \pm 5\%$. Research was carried out in Rowe's consolidation cell. Saturation of fly ash was established both on the basis of degree of saturation S_r and Skempton's parameter B .

WPŁYW ZMIAN CECH MATERIAŁOWYCH I GEOMETRII KONSTRUKCJI DREWNIANYCH NA ROZKŁAD SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Anna ŻAKOWICZ*, Michał BASZEŃ

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

Streszczenie: W pracy opisano czynniki wpływające na zmiany cech materiałowych i geometrycznych elementów składowych konstrukcji drewnianych. Przeanalizowany został wpływ zmian sztywności elementów składowych oraz połączeń na wielkości sił wewnętrznych, przemieszczenia oraz wyężenie elementów konstrukcji. Analizy porównawcze przy zastosowaniu różnego rodzaju węzłów przeprowadzono dla dźwigara kratowego oraz dwukondygnacyjnej ramy hali magazynowej.

Słowa kluczowe: zmienność cech fizykomechanicznych drewna, budownictwo drewniane, podatność połączeń.

1. Wstęp

Drewno było pierwszym budulcem zastosowanym w prymitywnym budownictwie już wiele tysięcy lat temu. Łatwość dostępu pierwotnych ludzi do tego materiału powodowała, że większość początkowo wznoszonych budowli wykonywana była z wykorzystaniem drewna. Dopiero rozwój sztuki inżynierskiej oraz postęp techniczny pozwoliły na zastosowanie w budownictwie innych materiałów, takich jak kamień, ceramika, stal czy beton. Jednak mimo znacznie większego spektrum możliwości wznoszenia budynków i budowli w dzisiejszych czasach, drewno nadal cieszy się dużym uznaniem wśród konstruktorów i budowniczych ze względu na swoje cechy materiałowe i fizyczne.

Drewno i konstrukcje wykonywane z tego rodzaju materiałów cechuje wiele pozytywnych aspektów. Drewno jest bardzo ekologicznym materiałem, uzyskiwanym w procesach produkcyjnych niezbyt ingerujących w środowisko naturalne (oczywiście poza samym wyrębem drzew). Dodatkowo, jako materiał biodegradowalny w odróżnieniu np. od betonu czy materiałów ceramicznych, po przekroczeniu czasu użytkowalności ulega rozkładowi w sposób nieszkodliwy dla środowiska lub też zostaje wykorzystane przykładowo jako materiał opałowy.

Z punktu widzenia właściwości mechanicznych drewno charakteryzuje się znaczną nośnością i wytrzymałością przy stosunkowo niewielkim ciężarze własnym. Ta cecha w połączeniu z nowymi technologiami (np. konstrukcje klejone) powoduje, że konstrukcje

drewniane stosowane są w coraz bardziej skomplikowanych i wielkogabarytowych budowlach czy też obiektach inżynierskich, takich jak: przekrycia hal sportowych (Turner, 1977), kładki lub mosty o znacznych rozpiętościach (Gilham, 2010), budowlanych szczególnie na terenach gdzie wymagana jest szczególna dbałość o środowisko naturalne.

Oprócz pozytywnych cech drewno posiada i wady. Jest materiałem bardzo wrażliwym na wpływ czynników zewnętrznych, takich jak wilgoć i korozja biologiczna. Dodatkowo, jako surowiec naturalny, drewno jest materiałem bardzo niejednorodnym, zarówno pod względem różnych wytrzymałości względem kierunku wzrostu włókien w pniu drzewa, jak też ze względu na samo zróżnicowanie materiału i zmienne wartości cech fizykomechanicznych. Wynika to ze zróżnicowania gęstości drewna, występowania sęków, rozszczepień, itp. (Wood Handbook, 2010).

Norma PN-EN 338:2009 określa klasy drewna, którym przyporządkowane są wielkości fizyczne opisujące wytrzymałość konstrukcji, takie jak między innymi średni moduł sprężystości wzdłuż włókien ($E_{0,mean}$), średni moduł sprężystości w poprzek włókien ($E_{90,mean}$) czy też średni moduł odkształcenia postaciowego (G_{mean}).

Wielkości te przyjmowane są jako stałe dla całej konstrukcji, jednak w rzeczywistości mogą się one różnić w poszczególnych elementach. Różnice te mogą wpływać w znaczący sposób na wielkości oraz rozkład sił wewnętrznych w konstrukcji wykonanej z drewna (Baszeń, 2010).

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: a.zakowicz@kmb.pb.edu.pl

2. Wpływ czasu na właściwości konstrukcji drewnianych

Wpływ czasu na właściwości konstrukcji drewnianych:

- mogą występować zmiany wymiarów przekrojów poprzecznych elementów konstrukcyjnych (skurcz, korozja biologiczna);
- w miejscu połączeń sztywnych mogą pojawiać się połączenia podatne, przegubowe lub może wystąpić uplastycznienie (co w skrajnych przypadkach może prowadzić do groźby wystąpienia awarii lub katastrofy budowlanej);
- możliwa jest zmiana schematów połączenia elementów w węzłach (np. luzy powstałe w wyniku wysychania elementów konstrukcyjnych).

Na rozkład sił wewnętrznych oraz sposób pracy konstrukcji wpływają różne czynniki, do których zaliczamy między innymi (Miedziałowski i Malesza, 2009):

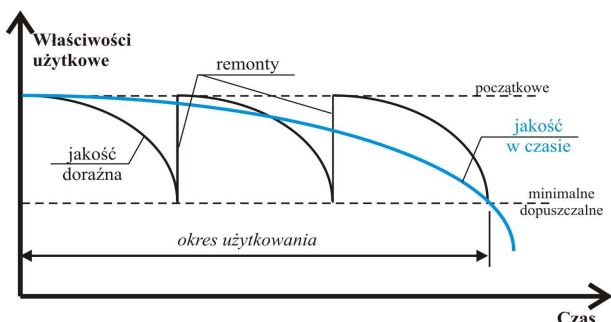
- niejednorodność materiałową drewna,
- zmiany wilgotności,
- zmiany temperatury,
- działania organizmów żywych, takich jak bakterie, grzyby czy owady,
- osłabienia konstrukcji spowodowane przeprowadzeniem instalacji,
- czas eksploatacji konstrukcji.

Zmiana wilgotności konstrukcji powoduje zmianę wytrzymałości drewna. Wzrost wilgotności skutkuje znacznym spadkiem wytrzymałości drewna na zginanie oraz ściskanie wzdłuż włókien (Miedziałowski i Malesza, 2006). Dodatkowo, wzrost wilgotności grozi procesami gnilnymi, a co za tym idzie – zmniejszeniem rzeczywistego przekroju elementu konstrukcyjnego, a więc pogorszeniem właściwości mechanicznych.

Spadek wilgotności drewna skutkuje powstaniem deformacji skurczowych, które powodują pęknięcia i zmniejszenie przekroju poprzecznego elementów konstrukcyjnych, co ma wpływ na parametry wytrzymałościowe drewna.

Zmiany skurczowe mogą nie wpływać w znaczący sposób na nośność poszczególnych elementów konstrukcji budynku, ale mają duży wpływ na użyteczność budynku, co objawia się np. w uszkodzeniach warstw elewacyjnych lub wykończeniowych.

Zależność między upływem czasu, a właściwościami użytkowymi budynku przedstawia rysunek 1.

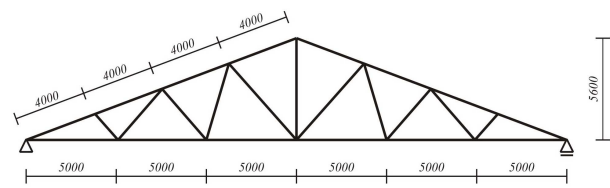


Rys. 1 Wpływ czasu na właściwości użytkowe konstrukcji (Miedziałowski i Malesza, 2009)

Zmiany właściwości mechanicznych przekroju, jak również zmiany sztywności elementów lub połączeń wpływają na rozkład sił wewnętrznych w budynkach. W kolejnych punktach pracy przedstawione zostaną analizy obliczeniowe konstrukcji kratowego dźwigara dachowego oraz ramy drewnianej tworzącej konstrukcję hali magazynowej. W obliczeniach uwzględniono wpływy czynników zewnętrznych powodujące zmianę schematu statycznego lub zmianę sztywności elementów oraz połączeń.

3. Kratowy dźwigar dachowy

Przyjęto do analiz kratownicę drewnianą o rozpiętości 30 m, której schemat statyczny przedstawiono na rysunku 2.



Rys. 2. Schemat statyczny analizowanej kratownicy

Założono, że konstrukcja kratownicy wykonana jest z tarcicy klasy C 27. Przyjęto następujące przekroje poprzeczne elementów konstrukcji: pas dolny 15×25 cm, pas górny 15×20 cm oraz elementy skratowania 15×10 cm.

Rozstaw kratownic w budynku przyjęto co 1,5 m. Przyjęto układ dachu bezpłatwiowy i deskowanie ułożone bezpośrednio na konstrukcji dźwigara. Węzły kratownicy sztywno połączone na płytki kolczaste. Obciążenie zewnętrzne od ciężaru pokrycia dachowego oraz śniegu przyjęto jako obciążenie równomiernie rozłożone (o wartości 3,63 kN/m), zaś obciążenie od instalacji jako obciążenia przyłożone w węzłach pasa dolnego (o wartości 1,7 kN). Obciążenie wiatrem pominięto w obliczeniach ze względu na odciążający sposób oddziaływania na konstrukcję.

Konstrukcja została obliczona i zwymiarowana przy założeniu sztywnego połączenia elementów w węzłach. Wymiarowanie zostało przeprowadzone dla największej siły ściskającej w pasie górnym (skrajny element), dla największej siły rozciągającej w pasie dolnym (skrajny element) oraz w skratowaniu ze względu na największą siłę rozciągającą (słupek).

Wraz z upływem czasu w konstrukcji mogą powstawać luzy w połączeniach węzłów, które przestają pracować jako połączenia sztywne ze względu na pojawiającą się podatność połączenia. W skrajnych przypadkach połączenia te mogą być traktowane jako połączenia przegubowe.

Przeprowadzono analizy numeryczne dla trzech wariantów połączeń elementów w węzłach. W pierwszym przypadku założono, że wszystkie węzły są sztywne, w drugim założono pewną podatność połączeń skratowania z pasami kratownicy, w trzecim

przeanalizowano pracę konstrukcji w przypadku połączeń przegubowych.

Analizy numeryczne wykazały, że zmiana sztywności połączeń nie wpływa w znaczący sposób na zmianę wielkości sił wewnętrznych w elementach kratownicy (tab. 1), natomiast ma duże znaczenie w przypadku maksymalnych ugięć konstrukcji, jak również w przypadku nośności najbardziej wyężonych elementów pasa górnego oraz dolnego (tab. 2).

Tab. 1. Wartości przemieszczeń oraz sił wewnętrznych w elementach kratownicy

Rodzaj węzła		Sztywny	Podatny	Przegubowy
Maksymalne wartości sił wewnętrznych				
Pas górny (element ściskany)	N [kN]	173,30	172,50	171,30
	M [kNm]	3,75	3,72	-
Pas dolny (element rozciągany)	N [kN]	160	159,20	158,10
	M [kNm]	3,11	3,09	-
Maksymalne przemieszczenie [mm]		34,66	36,12	41,31

Tab. 2. Zestawienie maksymalnego wykorzystania nośności elementów kratownicy

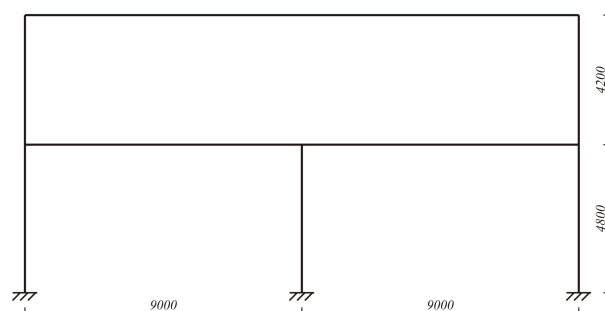
Rodzaj węzła	Stopień wykorzystania (nośność przekroju)	
	Element ściskany	Element rozciągany
Sztywny	0,62	0,84
Podatny	0,68	0,83
Przegubowy	0,97	0,66

Zestawione powyżej wielkości pokazują, że zmiana schematu statycznego z węzłów sztywnych na węzły przegubowe skutkuje wzrostem wyężenia elementów ściskanych do poziomu zbliżonego do poziomu nośności. Projektowanie na połączenia sztywne musi zatem być prowadzone z pewnymi zapasami nośności, celem zapewnienia niezmienności konstrukcji, także w przypadku zmian sztywności węzłów związanych z upływem czasu.

4. Rama drewniana

Przyjęto do analiz konstrukcję hali drewnianej magazynowej dwupiętrowej, o dwóch nawach w poziomie pierwszej kondygnacji oraz jednej nawie w poziomie drugiej kondygnacji. Schemat analizowanej konstrukcji przedstawiono na rysunku 3.

Założono, że konstrukcja hali wykonana jest z tarcicy klasy C 30. Przyjęto następujące przekroje poprzeczne elementów konstrukcji: rygle 30×50 cm, słupy 30×40 cm.



Rys. 3. Schemat statyczny analizowanej ramy drewnianej

Rozstaw ram w konstrukcji hali przyjęto co 1,5 m. Pokrycie dachowe zostało ułożone bezpośrednio na ryglach. Połączenia rygli ze słupami oraz samych rygli wykonano z wykorzystaniem płytek kolczastych. Miejsca połączenia w ryglach umiejscowiono w odległości 6 m od osi skrajnych słupów.

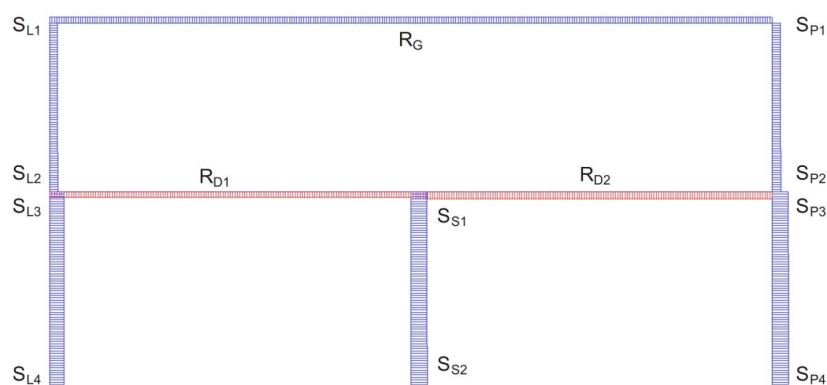
Obciążenie zewnętrzne od pokrycia dachowego (0,75 kN/m) oraz śniegu (2,88 kN/m), jak również od warstw stropowych (0,75 kN/m) i obciążenia użytkowego (12 kN/m) przyjęto jako ciągłe na całej długości poszczególnych elementów konstrukcji. Obciążenie wiatrem (parcie 0,86 kN/m, ssanie 0,5 kN/m) przyjęto jako działające na ściany, pominięto zaś oddziaływanie wiatru na połac dachową (odciążający charakter obciążenia).

Konstrukcja została zwymiarowana przy założeniu, że wszystkie węzły ramy są sztywne (zarówno połączenie rygiel-słup, jak i połączenia w ryglach). Wymiarowanie zostało przeprowadzone dla rygiela ze względu na największy moment zginający, zaś dla słupów na zginanie z uwzględnieniem ściskania.

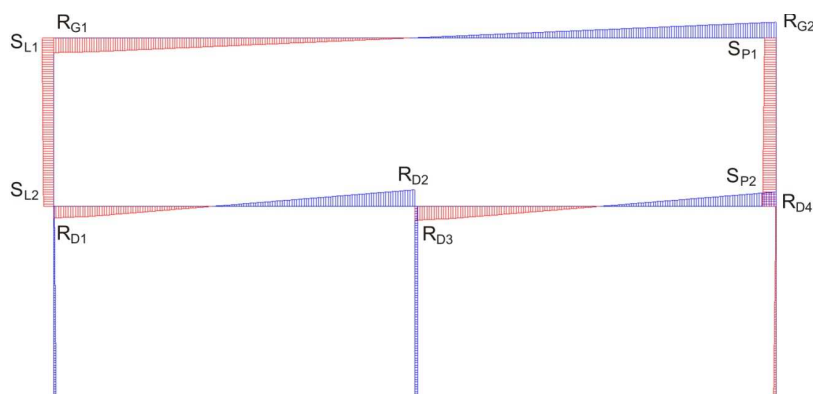
Wysychanie drewna, jak również oddziaływania biologiczne prowadzą do zmniejszenia nośności konstrukcji. Schnące drewno powoduje, że połączenia tracą część swojej sztywności, przez co konstrukcja staje się bardziej podatna. Wpływ czynników biologicznych z kolei może spowodować, że w niektórych elementach przekroje poprzeczne charakteryzują się mniejszymi wymiarami w stosunku do wymiarów początkowych. Taka zmiana wpływa także na podatność konstrukcji oraz węzłów, jeżeli osłabienie przekroju występuje w miejscach przywęzłowych.

Przeanalizowano dwa przypadki zmian cech fizycznych konstrukcji. W pierwszym założono, że zmniejszona została sztywność połączeń rygiel-słup, natomiast w drugim – uwzględniono spadek sztywności wyżej wymienionego połączenia oraz połączeń w ryglach (styk w ryglu znajduje się w odległości 6 m od skrajnych słupów). Do celów obliczeniowych przyjęto spadek sztywności elementów o 30%. Spadek ten może wynikać z pojawienia się luzów w połączeniach lub ze względu na degradację przekroju w wyniku korozji biologicznej.

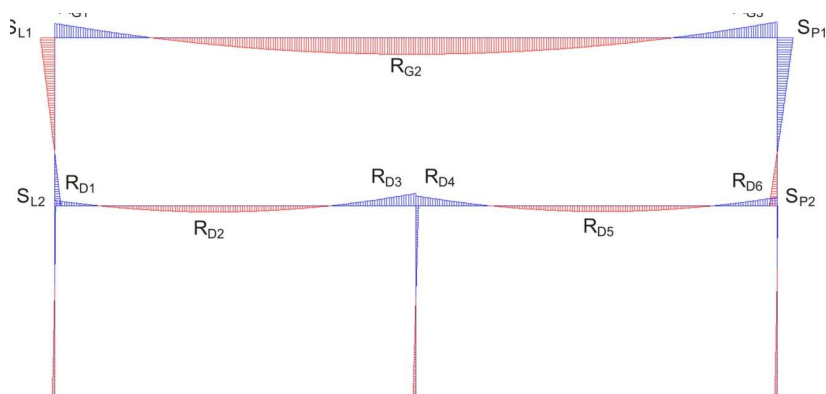
Na rysunkach 4-6 przedstawiono wykresy sił wewnętrznych w elementach ramy drewnianej, zaś w tabelach 3-5 zamieszczono wartości sił wewnętrznych w wybranych charakterystycznych punktach dla poszczególnych schematów statycznych.



Rys. 4. Rozkład sił podłużnych w analizowanej ramie



Rys. 5. Rozkład sił poprzecznych w analizowanej ramie



Rys. 6. Rozkład momentów zginających w analizowanej ramie

Tab. 3. Wartości sił podłużnych w wybranych punktach konstrukcji

Wartości sił podłużnych N [kN]							
Słup lewy / Słup środkowy	S _{L1}	S _{L2}	S _{L3}	S _{L4}	S _{S1}	S _{S2}	
połączenia sztywne	37,41	39,29	95,37	97,52	124,9	127,1	
połączenie podatne ¹	37,23	39,11	92,88	95,03	129,3	131,5	
połączenie podatne ²	37,05	38,93	92,01	94,16	130,4	132,5	
Słup prawy / Rygle	S _{P1}	S _{P2}	S _{P3}	S _{P4}	R _G	R _{D1}	R _{D2}
połączenia sztywne	38,0	39,88	98,45	100,6	36,45	28,29	32,17
połączenie podatne ¹	37,83	39,71	95,85	98,0	32,42	25,76	29,86
połączenie podatne ²	37,65	39,53	94,98	97,12	34,19	27,83	31,89

¹ podatne połączenie rygiel - słup; ² podatne połączenie rygiel - słup oraz rygiel - rygiel

Tab. 4. Wartości sił poprzecznych w wybranych punktach konstrukcji

Wartości sił poprzecznych T [kN]						
Rygle	R_{G1}	R_{G2}	R_{D1}	R_{D2}	R_{D3}	R_{D4}
połączenia sztywne	67,65	50,49	101,9	92,98	47,7	81,07
połączenie podatne ¹	54,68	54,44	108,3	98,96	52,21	66,65
połączenie podatne ²	55,5	50,91	114,9	105,7	48,44	67,6
Słupy	S_{L1}	S_{L2}	S_{P1}	S_{P2}		
połączenia sztywne	90,7	54,82	96,03	61,49		
połączenie podatne ¹	82,25	46,33	87,7	52,88		
połączenie podatne ²	87,89	48,13	93,29	54,73		

¹ podatne połączenie rygiel - słup; ² podatne połączenie rygiel - słup oraz rygiel - rygiel

Tab. 5. Wartości momentów zginających w wybranych punktach konstrukcji

Wartości momentów zginających M [kNm]						
Rygiel górny	R_{G1}	R_{G2}	R_{G3}			
połączenia sztywne	90,7	76,25	96,03			
połączenie podatne ¹	82,25	84,61	87,7			
połączenie podatne ²	87,89	77,92	93,29			
Rygiel dolny	R_{D1}	R_{D2}	R_{D3}	R_{D4}	R_{D5}	R_{D6}
połączenia sztywne	67,65	50,49	101,9	92,98	47,7	81,07
połączenie podatne ¹	54,68	54,44	108,3	98,96	52,21	66,65
połączenie podatne ²	55,5	50,91	114,9	105,7	48,44	67,6
Słupy	S_{L1}	S_{L2}	S_{P1}	S_{P2}		
połączenia sztywne	90,7	54,82	96,03	61,49		
połączenie podatne ¹	82,25	46,33	87,7	52,88		
połączenie podatne ²	87,89	48,13	93,29	54,73		

¹ podatne połączenie rygiel - słup; ² podatne połączenie rygiel - słup oraz rygiel - rygiel

Analizując wartości sił wewnętrznych otrzymanych dla poszczególnych rodzajów węzłów i przyjmując jako wartości wyjściowe siły wewnętrzne w ramie z węzłami sztywnymi, można zauważyć, że zmniejszenie sztywności wybranych połączeń nie wpływa w znacznym stopniu na zmianę wartości sił podłużnych (jest to przeważnie zmniejszenie ich wartości, z wyjątkiem słupa środkowego) oraz poprzecznych. Największe różnice w wartościach sił podłużnych występują w ryglach ramy (różnica około 9-11%), w pozostałych elementach różnice wynoszą około 2-3%. W przypadku sił poprzecznych największe zmiany można zauważyć natomiast w słupach zewnętrznych ramy (różnica około 10-12%), w pozostałych elementach różnice wynoszą około 3-5%.

W przypadku momentów zginających największy spadek wartości występuje w ryglach pierwszej kondygnacji w połączeniu ze słupami zewnętrznymi (różnica około 18-19%), natomiast w połączeniach rygli

ze słupem środkowym nastąpił wzrost momentów o około 12%, przy równoczesnym wzroście wartości momentów przeszłowych o około 7-8%. W ryglu górnej kondygnacji wystąpił spadek wartości momentów o około 9% przy połączeniach ze słupami zewnętrznymi, przy równoczesnym wzroście momentu przeszłowego o 10%. W przypadku słupów zewnętrznych różnice wartości momentów wynoszą około 14-15%.

Zmiana sztywności połączeń rygli ze słupami w analizowanej ramie wpływa na zmianę nośności elementów konstrukcyjnych. Dodatkowe obniżenie sztywności połączenia rygiel-rygiel powoduje przekroczenie stanu granicznego nośności w tym elemencie (tab. 6). Jednocześnie ze zmianą wyężenia rygla następuje również zmiana maksymalnej wartości przemieszczeń węzłów rygla górnej kondygnacji, która w przypadku konstrukcji z podatnymi połączeniami

rygiel-rygiel wzrasta o około 20% w stosunku do konstrukcji z połączeniami sztywnymi (tab. 6).

Tab. 6. Rygiel górny – maksymalne przemieszczenie oraz nośność przekroju

Rodzaj węzła	Maksymalne ugięcie [mm]	Stopień wykorzystania przekroju rygla
połączenia sztywne	52,44	0,87
połączenie podatne ¹	60,43	0,95
połączenie podatne ²	66,02	1,01

¹ podatne połączenie rygiel - słup

² podatne połączenie rygiel - słup oraz rygiel - rygiel

5. Podsumowanie

Przeprowadzone analizy pokazują, że upływ czasu i związane z nim procesy fizyczne oraz biologiczne mogą w znaczący sposób wpływać na nośność konstrukcji i wartości przemieszczeń węzłów budynków wznoszonych z drewna oraz w mniejszym stopniu, na dystrybucję sił wewnętrznych.

Zmiany sposobu połączenia poszczególnych elementów w węzle powodują, że konstrukcja staje się bardziej podatna na oddziaływania obciążeń zewnętrznych. Mniejsza sztywność węzłów determinuje niższą nośność elementów składowych, jak również może zmienić położenie najbardziej wyężonych miejsc w konstrukcji (zmiana najbardziej wyężonych elementów w analizowanej kratownicy).

Zmiana wymiarów przekrojów spowodowana działaniem czynników biologicznych zdecydowanie zmniejsza sztywność i nośność elementu powodując, że miejsca te mogą nie spełniać wymogów stanów granicznych nośności jak np. połączenie rygiel – słup w analizowanej ramie, przy zmniejszonym polu przekroju rygla.

W analizach nie zostały uwzględnione wpływy zmian temperatury, które w przypadku konstrukcji drewnianych mogą w znaczący sposób wpływać na sposób pracy konstrukcji. Drewno, jako materiał anizotropowy, jest wrażliwe na oddziaływania zmian temperatury, a co za tym idzie ten rodzaj obciążeń pozastatycznych może w znaczący sposób wpływać na zmianę pola naprężeń i odkształceń w analizowanych konstrukcjach. Równocześnie temperatura może wpływać na zmianę właściwości fizykomechanicznych samego drewna, przez co konstrukcja może tracić na sztywności i wytrzymałości.

Literatura

- Baszeń M. (2010). Wpływ niejednorodności cech fizykomechanicznych drewna na stan naprężeń w elementach konstrukcyjnych. *Budownictwo i Inżynieria Środowiska*, 4/2010, 263-268.
- Gilham P. (2010). Timber bridge fills the gap in Washington Rails-to-Trails Project. *Structure Magazine*, October/2010, 18-21.
- Miedziałowski Cz., Malesza M. (2006). Budynki o szkieletcie drewnianym z poszyciem: podstawy mechaniki konstrukcji oraz zagadnienia konstruowania i realizacji. *Studia z Zakresu Inżynierii nr 55*. Warszawa-Białystok.
- Miedziałowski Cz., Malesza M. (2009). Wpływ czasu i warunków atmosferycznych na odkształcenia połączeń budynków drewnianych. W: *Drewno i materiały drewnopochodne w konstrukcjach budowlanych*: (red. Z. Mielczarek), Tom 8. Szczecin 2009, 157-166.
- Turner M.W. (1977). 502-ft Diameter laminated-timber dome provides fast, low-cost cover for Arizona Stadium. *Civil Engineering - ASCE*, Vol. 47, No. 8, 69-72.
- Wood Handbook - Wood as an engineering material. (2010). General Technical Report FPL-GTR-190. Madison, Wisconsin: U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory.

THE INFLUENCE OF CHANGES IN MATERIAL CHARACTERISTICS AND WOODEN STRUCTURE GEOMETRY ON DISTRIBUTION OF INTERNAL FORCES

Abstract: The paper aim was to describe the factors affecting changes of material and geometric properties in components of timber structures. The influence of stiffness changes of components and joints on the value of the internal forces, displacements and the bearing capacity of structural elements were analysed. Comparative analysis using different types of joints was performed for the lattice girder and two-storey warehouse frame.

Pracę wykonano w Politechnice Białostockiej w ramach pracy statutowej nr S/WBiŚ/3/08