ZESZYTY NAUKOWE
POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ

FOLIA SCIENTIARUM
UNIVERSITATIS TECHNICAE RESOVIENSIS

NR 283

BUDOWNICTWO I INŻYNIERIA ŚRODOWISKA

Kwartalnik

zeszyt 59 (nr 3/2012/III)

WYDZIAŁ
BUDOWNICTWA
I INŻYNIERII ŚRODOWISKA
POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ

Wydano za zgodą Rektora

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

R a d a N a u k o w a
prof. Mohamed Eid (Francja), prof. David Valis (Czechy)
prof. Nadežda Števulová (Słowacja)
prof. Antonio João Carvalho de Albuquerque (Portugalia)
prof. Volodymyr V. Cherniuk (Ukraina)
prof. João Antonio Saraiva Pires da Fonseca (Portugalia)
prof. Dušan Katunsky (Słowacja), prof. Vincent Kvočak (Słowacja)
prof. Zinviy Blikharskyy (Ukraina), prof. Tomasz Winnicki (Polska)
prof. Czesława Rosik-Dulewska (Polska), prof. Krzysztof Knapik (Polska)
prof. Janusz A. Tomaszek (Polska), prof. Jerzy Ziółko (Polska)
prof. Ryszard L. Kowalczyk (Polska), prof. Stanisław Kuś (Polska)

R e d a k t o r s e r i i
Grzegorz PROKOPSKI

R e d a k t o r n a u k o w y
Aleksander KOZŁOWSKI

R e d a k t o r z e s z y t u
Zdzisław PISAREK

p-ISSN 0209-2646

Wersja drukowana kwartalnika jest wersją pierwotną

Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej
al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów

Nakład 400 + 50 egz. Ark. wyd. 30,05. Ark. druk. 23,75. Papier offset. 70g B1.
Oddano do druku w maju 2012 r. Wydrukowano w maju 2012 r.
Drukarnia Oficyny Wydawniczej, al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów
Zam. nr 40/12

SPIS TREŚCI

FIZYKA BUDOWLI

Dariusz HEIM, Marcin JANICKI: Obliczeniowa ocena parametrów komfortu cieplnego w pomieszczeniach obudowanych fasadą podwójną 9

Dariusz HEIM, Eliza SZCZEPAŃSKA: Wykorzystanie światła słonecznego w okresach o wysokim stopniu zachmurzenia – walidacja modelu obliczeniowego 17

Marcin KONIORCZYK, Witold GRYMIN, Piotr KONCA, Dariusz GAWIN: Transport i krystalizacja soli podczas wysychania materiałów budowlanych 25

Jan KUBIK, Andrzej KUCHARCZYK: Przepływy wilgoci w zasolonej ceramice budowlanej. 33

Jadwiga ŚWIRSKA-PERKOWSKA, Zbigniew PERKOWSKI: Wyznaczanie współczynnika dyfuzji wilgoci za pomocą algorytmów genetycznych 39

Marek TELEJKO, Jerzy Z. PIOTROWSKI: Wymiana powietrza w budynkach wielorodzinnych wyposażonych w zbiorcze kanały wentylacyjne..... 47

INŻYNIERIA PRZEDSIĘWZIĘĆ BUDOWLANYCH

Robert BUCOŃ, Anna SOBOTKA: Model decyzyjny wyboru rozwiązań remontowych budynków mieszkalnych 57

Agnieszka DZIADOSZ, Mariusz REJMENT: Wpływ zakłóceń na opóźnienia procesów budowlanych 65

Michał JUSZCZYK, Agnieszka LEŚNIAK, Krzysztof ZIMA: Udzielanie zamówień na roboty dodatkowe w realizacji inwestycji publicznych..... 73

Ewa MARCINKOWSKA, Krzysztof GAWRON, Mariusz REJMENT: Analiza strategiczna efektywności inwestycji dotyczących zakupu mieszkań we Wrocławiu z przeznaczeniem na wynajem..... 81

Roman MARCINKOWSKI, Marcin POKORA: Harmonogramowanie pracy specjalistycznych zespołów roboczych w wieloobiektowych przedsięwzięciach budowlanych 89

Edyta PLEBANKIEWICZ, Renata KOZIK: Wpływ jakości dokumentacji przetargowej na przygotowanie ofert..... 97

Dariusz SKORUPKA, Artur DUCHACZEK, Artur SZLESZYŃSKI: Zastosowanie metody ELECTRE w optymalizacji doboru środków transportu w magazynie wyrobów budowlanych 105

Anna SOBOTKA, Dorota PAWLUŚ, Daniel WAŁACH, Agata CZARNIGOWSKA: Badanie procesów logistycznych przedsięwzięć drogowych..... 113

KOMPOZYTY W BUDOWNICTWIE

Renata KOTYNIA: Udział kompozytów polimerowych w nośności na ścinanie wzmocnionych belek żelbetowych 123

Renata KOTYNIA, Krzysztof LASEK, Michał STAŚKIEWICZ: Doświadczalne badania żelbetowych belek wzmocnionych na zginanie przy użyciu naprężonych taśm CFRP 131

Jacek NURZYŃSKI: Właściwości akustyczne paneli kompozytowych oraz perspektywa ich zastosowania w budownictwie ogólnym 139

Paweł PONETA: Uprzemysłowienie procesu prefabrykacji kompozytowych elementów infrastruktury drogowej 147

Lech WŁASAK, Jerzy JURCZUK: Nowe koncepcje kompozytowych pomostów drogowych .. 155

Henryk ZOBEL, Wojciech KARWOWSKI: Badania wytrzymałościowe nowych połączeń mechaniczno - klejowych dla mostów z elementów kompozytowych produkowanych metodą pultruzji 163

MATERIAŁY BUDOWLANE

Andrzej AJDUKIEWICZ, Alina KLISZCZEWICZ: Właściwości doraźne i reologiczne betonów konstrukcyjnych na kruszywach z recyklingu 173

Grzegorz BAJOREK, Marta KIERNIA-HNAT, Izabela SKRZYPCZAK: Rozmyty system ekspertowy wspomagający wnioskowanie o jakości betonu 181

Barbara GOSZCZYŃSKA, Grzegorz ŚWIT, Wiesław TRĄMPCZYŃSKI, Kamil BACHARZ, Magdalena GODOWSKA, Aleksandra KRAMPIKOWSKA: Identyfikacja sygnałów emisji akustycznej w betonie nieobciążonym 189

Elżbieta HORSZCZARUK, Piotr BRZOZOWSKI: Wpływ ciśnienia hydrostatycznego na wytrzymałość na ściskanie betonów podwodnych 197

Daria JÓŹWIAK-NIEDŹWIEDZKA: Mikrostruktura i wytrzymałość zapraw z cementów wieloskładnikowych zawierających popiół lotny wapienny 205

Janusz KONKOL: Wpływ wieku betonów modyfikowanych dodatkiem metakaolinitu na ich wytrzymałość na ściskanie i odporność na pękanie 213

Janusz KONKOL: Wykorzystanie parametrów fraktalnych i stereologicznych do opisu odporności na pękanie betonów modyfikowanych wybranymi dodatkami typu II . 223

Marta KOSIOR-KAZBERUK: Odporność betonu na łuszczenie wywołane cyklicznym zamrażaniem w warunkach obciążenia statycznego 233

Ewa MICHALAK: Inhibitory korozji w naprawach mostów żelbetowych 241

Tomasz PONIKIEWSKI, Jacek GOŁASZEWSKI: Wpływ dodatku popiołu lotnego wapiennego na samozagęszczalność mieszanek betonowych 249

Izabela SKRZYPCZAK: Modelowanie rozmyte oraz teoria ewidencji w określeniu ryzyka producenta i odbiorcy betonu towarowego 259

Tomasz TRACZ, Jacek ŚLIWIŃSKI: Wpływ stanu wilgotnościowego betonu na jego przepuszczalność 267

MODELOWANIE INFORMACJI O BUDYNKU

Paweł KOGUT, Andrzej TOMANA: BIM jako platforma integracji branż 277

Janusz SZELKA, Zbigniew WRONA: Wykorzystanie innowacyjnych technologii baz danych do wspomagania przedsięwzięć inżynieryjnych 283

OCENA ŚRODOWISKOWA BUDYNKÓW

Dominik BEKIERSKI: Ślad węglowy w cyklu życia wyrobu budowlanego..... 293

Lech CZARNECKI, Marek KAPROŃ: Ocena środowiskowa budynków a zrównoważone budownictwo..... 301

Jadwiga FANGRAT, Halina PREJZNER, Jadwiga TWOREK, Sebastian WALL: Ewolucja wymagań podstawowych w świetle zagadnień środowiskowych..... 315

Robert GERYŁO, Stanisław MAŃKOWSKI, Michał PIASECKI: Efektywność energetyczna rozwiązań konstrukcyjno-materiałowych - strategiczny projekt badawczy..... 323

Marcin GÓRKO, Dariusz HEIM: Metoda monitorowania nocnej emisji światła z wykorzystaniem obrazów HDR 331

Bogdan KOZŁOWSKI, Stanisław MAŃKOWSKI, Joanna PŁACHTA: Modernizacja energetyczna budynków zasilanych z miejskich systemów ciepłowniczych..... 339

Marian KWIETNIEWSKI: Eksploatacyjna ocena awaryjności przewodów zasilających budynki w wodę 347

Aleksander PANEK: Wiarygodność ocen budynków..... 353

Michał PIASECKI: Proces harmonizacji metod oceny budynku zrównoważonego 359

Krystyna WRÓBEL, Wiesław KUBISZYN: Projektowanie konstrukcji na trwałość na przykładzie komina stalowego..... 365

Krzysztof ŻMIJEWSKI: Budownictwo i energetyka u progu nowej ery – konwergencje, erozja skali, energetyka prosumencka – nowe zjawiska tworzą nowe relacje 373

FIZYKA
BUDOWLI

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Dariusz HEIM[1]
Marcin JANICKI[2]
Politechnika Łódzka

OBLICZENIOWA OCENA PARAMETRÓW KOMFORTU CIEPLNEGO W POMIESZCZENIACH OBUDOWANYCH FASADĄ PODWÓJNĄ

STRESZCZENIE

W pracy omówiono metody oceny komfortu cieplnego w pomieszczeniach oddzielonych od środowiska zewnętrznego podwójną, szklaną fasadą (*ang. Double Skin Facade DSF*). Omówiono dwa podstawowe wskaźniki stosowane przy ocenie jakości środowiska wewnętrznego: PMV (*ang. Predicted Mean Vote*) i PPD (*ang. Percentage of People Dissatisfied*). Parametry niezbędne do wyznaczenia wskaźników oceny komfortu obliczono metodami symulacyjnymi. Przeanalizowano 3 przypadki rozwiązania fasady podwójnej. Przypadki zróżnicowano z uwagi na stałe parametry przegród transparentnych: przepuszczalność, absorpcję i odbicie całkowitego promieniowania słonecznego, jak i zmienne wynikające z zastosowania urządzeń chroniących przed przegrzewaniem. Obiekt zamodelowano w programie ESP-r, dzieląc analizowany budynek na podobszary. Obliczenia transportu ciepła dokonano Metodą Objętości Skończonych (*ang. Control Volume Method*) przy założeniu dynamicznych warunków dla wymiany masy w samej fasadzie Metodą Sieciową (*ang. Air Flow Network*). Uzyskane wyniki pozwoliły na przeanalizowanie wpływu różnych rozwiązań fasady na omówione w pracy parametry komfortu cieplnego.

SŁOWA KLUCZOWE: komfort cieplny, fasada podwójna, symulacja, promieniowanie słoneczne

1. WPROWADZENIE

Innowacyjne rozwiązania fasad inteligentnych, w tym DSF, stymulujących dynamiczne oddziaływanie środowiska zewnętrznego na budynek są obecnie niezwykle popularne, zwłaszcza w budynkach użyteczności publicznej. Zaawansowane technicznie systemy elewacyjne mają za zadanie spełniać wymogi jakości środowiska wewnętrznego, oświetlenia i ochrony przed hałasem, a jednocześnie minimalizować zapotrzebowanie na energię na etapie eksploatacji [1].

[1] dariusz.heim@p.lodz.pl
[2] janicki.ma@p.lodz.pl

Dzięki tak sformułowanym wymaganiom, fasady podwójne stały się wyznacznikiem architektury budynków biurowych w ciągu ostatnich 15 lat. Budynki użyteczności publicznej i biurowe ze zintegrowanym, właściwie zaprojektowanym i zoptymalizowanym systemem DSF mogą charakteryzować się bardzo wysoką efektywnością energetyczną przy spełnieniu wysokich wymagań jakości środowiska wewnętrznego. Podstawowe zagadnienia poddawane optymalizacji dotyczą zagadnień konstrukcyjnych oraz fizyki budowli, do których zaliczyć należy wymianę ciepła i masy. Jednocześnie nie bez znaczenia jest dodatkowa rola fasad polegająca na doprowadzeniu do wnętrza obiektu światła słonecznego. Jest to szczególnie ważne we wszystkich budynkach eksploatowanych w ciągu dnia, czyli np. budynkach użyteczności publicznej [2]. Badania nad efektywnością zastosowania fasad podwójnych w budownictwie, prowadzone są na szeroką skalę w Polsce i na świecie [3-6]. Zagadnienia funkcjonowania oraz symulacji procesów fizycznych w fasadach prezentowane były przez autorów wielokrotnie na specjalistycznych konferencjach krajowych i zagranicznych [7,8]. Niniejsza praca jest fragmentem większego projektu poświęconego optymalizacji rozwiązań fasady podwójnej pod kątem jakości środowiska wewnętrznego oraz oszczędności energii, ze szczególnym uwzględnieniem komfortu cieplnego w pomieszczeniach przeznaczonych na stały pobyt osób.

2. WSKAŹNIKI KOMFORTU CIEPLNEGO PMV I PPD

Komfort cieplny człowieka zależny jest zarówno od elementów mikroklimatu, takich jak: temperatura i wilgotność powietrza, temperatura promieniowania otaczających powierzchni, prędkość przepływu powietrza, jak również od predyspozycji indywidualnych samego człowieka [9,10]. Wśród czynników osobowych można wyróżnić między innymi poziom aktywności fizycznej MET (*ang. Metabolic Rate*) czy izolacyjność cieplną odzieży CLO (*ang. Clothing Level*). Różnice w odczuwaniu temperatur komfortowych mogą być spowodowane również względami osobniczymi wynikającymi z różnej budowy ciała, wieku, płci czy zdolności adaptacyjnej do zmiennych warunków otoczenia. Istnieją sytuacje, w których pomimo ogólnie komfortowych warunków człowiek może odczuwać dyskomfort. Najczęstszymi przyczynami lokalnego dyskomfortu są: asymetria temperatury promieniowania, pionowa różnica temperatury powietrza, zbyt wysoka lub niska temperatura posadzki czy zjawisko przeciągu.

W wyniku badań prowadzonych od lat 70-tych [10,11] powstało kilka metod stosowanych do oceny komfortu termicznego osób przebywających w budynkach. Są to modele deterministyczne, takie jak dwu-węzłowy model Pierce'a, dwuwęzłowy model KSU (Kansas State University), czy najbardziej znana metoda opracowana przez Fangera [11]. Do oceny komfortu wg każdej z wymienionych metod służą wskaźniki komfortu. W metodzie Fangera podstawowym wskaźnikiem jest Przewidywana Średnia Ocena Komfortu PMV (*ang. Predited Mean Vote*) oraz Przewidywany Procent Osób Niezadowolonych PPD (*ang. Predicted Percentage of Dissatisfied*). Do wyznaczania obu wskaźników wykorzystywane są zmienne fizjologiczne oraz środowiskowe. Zmienne fizjologiczne są poza zakresem niniejszego opracowania. Natomiast zmienne środowiskowe służące do wyznaczania wskaźników komfortu termicznego to: temperatura powietrza T_a [°C], średnia temperatura promieniowania T_{mrt} [°C], prędkość ruchu powietrza v [m/s], ciśnienie cząstkowe pary wodnej w powietrzu VP [Pa]. Temperatura powietrza rozumiana jest jako temperatura termometru suchego, zaś temperatura promieniowania uwzględnia temperaturę i właściwości emisyjne otaczających powierzchni. Zapis matematyczny wskaźnika PMV, zaproponowany przez Fangera, ma następującą postać [12]:

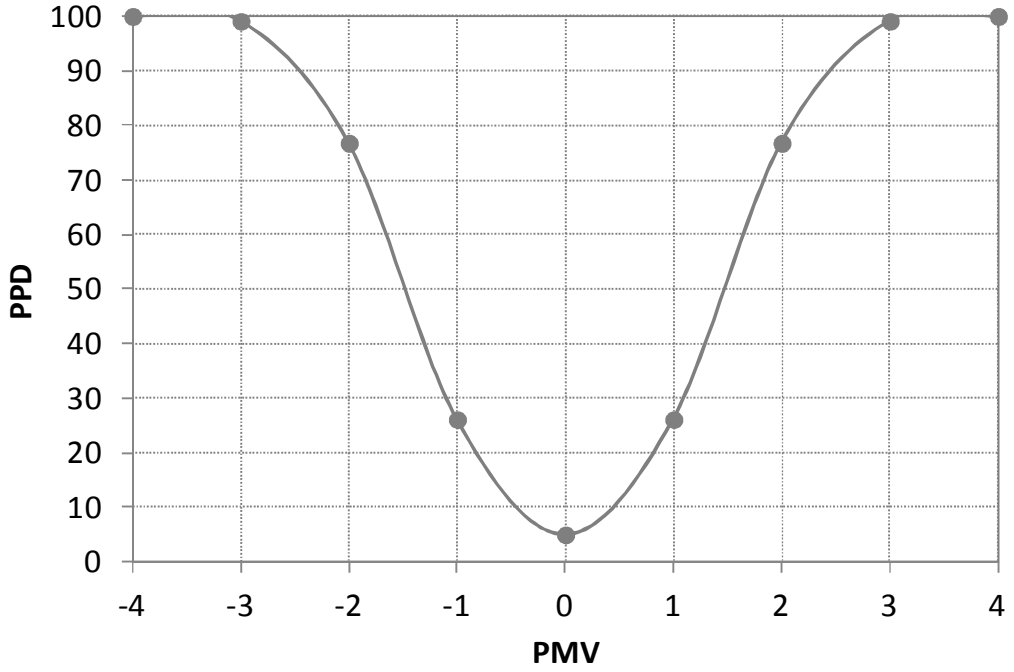
$$PMV = (0{,}352e^{-0{,}042M} + 0{,}032)\,\{M(1-\eta) - 0{,}35[43 - 0{,}061M(1-\eta) - p_a] + \\ -0{,}42[M(1-\eta) - 50] - 0{,}0023M(44 - p_a) - 0{,}0014M(34 - T_a) + \\ -3{,}4 \times 10^{-8} f_{cl}[(T_{cl} + 273)^4 - (T_{mrt} + 273)^4] - f_{cl}\alpha_c(T_{cl} - T_a)\} \quad (1)$$

gdzie: M: gęstość strumienia ciepła wynikającego z metabolizmu [W/m^2],
η: współczynnik wydajności pracy fizycznej [-],
p_a: ciśnienie pary wodnej w powietrzu [Pa],
T_a: temperatura powietrza [°C],
T_{cl}: temperatura odzieży [°C],
T_{mrt}: średnia temperatura promieniowania [°C],
f_{cl}: stosunek odkrytej i zakrytej powierzchni ciała [-],
α_{cl}: współczynnik wnikania ciepła na drodze konwekcji [W/m^2·K],

Zależność pomiędzy wskaźnikiem PMV i PPD ma następującą postać:

$$PPD = 100 - 95e^{-(0.03353PMV^4 + 0.2179PMV^2)} \quad (2)$$

Zależność (2) została zilustrowana graficznie na rysunku 1.



Rys. 1. Zależność wskaźników PMV i PPD.

3. MODEL OBLICZENIOWY

Model numeryczny wykorzystany w obliczeniach został dokładnie opisany we wcześniejszych artykułach poświęconych zagadnieniom symulacji procesów wymiany ciepła i masy w fasadach podwójnych oraz w literaturze fachowej [8,13]. Obliczenia wykonano w programie ESP-r, w którym dyskretyzacja w przestrzeni dokonywana jest za pomocą Metody Objętości Skończonych (*ang. Finite Volume Method*). W metodzie tej obszar obliczeniowy dzielony jest na podobszary o skończonej objętości (elementy), które reprezentowane są przez węzły, usytuowane najczęściej w ich geometrycznym środku. Każdy element może składać się z materiału jednorodnego bądź niejednorodnego, w stanie stałym lub płynnym (ciekłym albo gazowym), i posiada określoną wielkość i kształt. Następnie

ustalany jest bilans masy, energii i pędu dla każdego z tych podobszarów. Zdefiniowane równania bilansowe rozwiązywane są jednocześnie metodą bilansów elementarnych, z zachowaniem chwilowego stan równowagi w każdym węźle. Procesy wymiany masy określane są niezależnie metodą bilansu sieciowego (*ang. Air Flow Network*). W metodzie tej strefy, stanowiące zamknięte objętości powietrza, reprezentowane są przez węzły, jeden lub kilka na każdą objętość skończoną, pomiędzy którymi określone są ścieżki przepływu. Dla całego układu spełnione jest równanie zachowania masy. Sieć połączeń opisuje szereg równocześnie rozwiązywanych nieliniowych równań, które reprezentują cechy i formę przepływu. Modele strefowe różnią się stopniem złożoności, poczynając od jednostrefowych przybliżeń całych obiektów, na złożonych modelach wielostrefowych kończąc.

Fasada podwójna wraz z przylegającymi pomieszczeniami stanowi zbiór zamkniętych objętości powietrza o określonych ścieżkach przepływu ciepła i masy oraz transmisji promieniowania przez elementy transparentne. Obliczenia bilansu energii dokonywane są indywidualnie dla każdego węzła. Uwzględnia się wymianę ciepła między poszczególnymi węzłami na drodze przewodzenia, konwekcji i promieniowania (krótko oraz długofalowego). Oddziaływanie promieniowania słonecznego uwzględnia się wykorzystując procesor śledzenia promieniowania bezpośredniego, połączony z dystrybucją promieniowania rozproszonego. W odniesieniu do przegród transparentnych ma to związek z przepuszczalnością promieniowania słonecznego zależną od kąta padania promieniowania określonego przez azymut i wysokość kątową Słońca.

4. OPIS PRZYPADKÓW

Analizę przeprowadzono dla pięciokondygnacyjnej fasady budynku biurowego zlokalizowanego w warunkach klimatycznych miasta Łodzi. Pliki klimatyczne przyjęto jak dla Typowego Roku Meteorologicznego wyznaczonego wg procedury opisanej w pracy [14]. Jako model przyjęto jedynie pionowy wycinek całego obiektu, składający się z pięciu stref fasady oraz pięciu przylegających pomieszczeń o kontrolowanej temperaturze powietrza wewnętrznego. Wymiary fasady wynoszą odpowiednio szerokość×głębokość×wysokość 8m×1m×2,7m, zaś pomieszczenia 8m×6m×2,7m. W fasadzie przyjęto wentylację naturalną, przy zmiennej wielkości otwarcia wlotów i wylotów, odpowiednio 80% otwarcia dla sezonu chłodniczego oraz całkowite zamknięcie dla sezonu grzewczego. Wloty powietrza usytuowano w podłodze fasady (część nadwieszona), zaś wyloty w ścianie bocznej (nad budynek). Przepływ powietrza pomiędzy kondygnacjami przyjęto na poziomie 80%. Oznacza to, że otwarcie stanowi 80% powierzchni przegrody (stropu) pomiędzy kondygnacjami.

Przegrodę zewnętrzną fasady oraz ścianę pomiędzy fasadą a pomieszczeniem zdefiniowano jako całkowicie transparentną o parametrach optycznych zależnych od kąta padania promieniowania słonecznego. Wybrane przypadki oszklenia to szyba: pojedyncza, pojedyncza z wewnętrznymi żaluzjami, podwójna, podwójna z powłoką niskoemisyjną oraz szyba antysłoneczna barwiona w masie na kolor brązowy. Konfiguracje poszczególnych rozwiązań zestawiono w tablicy 1, gdzie ”W” oznacza przegrodę wewnętrzną pomiędzy fasadą a pomieszczeniem, zaś ”Z” zewnętrzną pomiędzy fasadą a środowiskiem zewnętrznym. Jedynym systemem dynamicznie reagującym na zmieniające się warunki środowiska wewnętrznego były szyby wyposażone w żaluzje (SGB). Strategia sterowania uwzględniała dynamicznie zmieniające się warunki w strefie o kontrolowanej temperaturze powietrza wewnętrznego. Przyjęto sterowanie 0-1 polegające na całkowitym zamknięciu żaluzji, gdy temperatura powietrza wewnętrznego przekraczała 24°C. Na tym etapie nie rozważano zagadnień związanych z parametrami komfortu wizualnego i spadkiem natężenia oświetlenia przy zamkniętych żaluzjach.

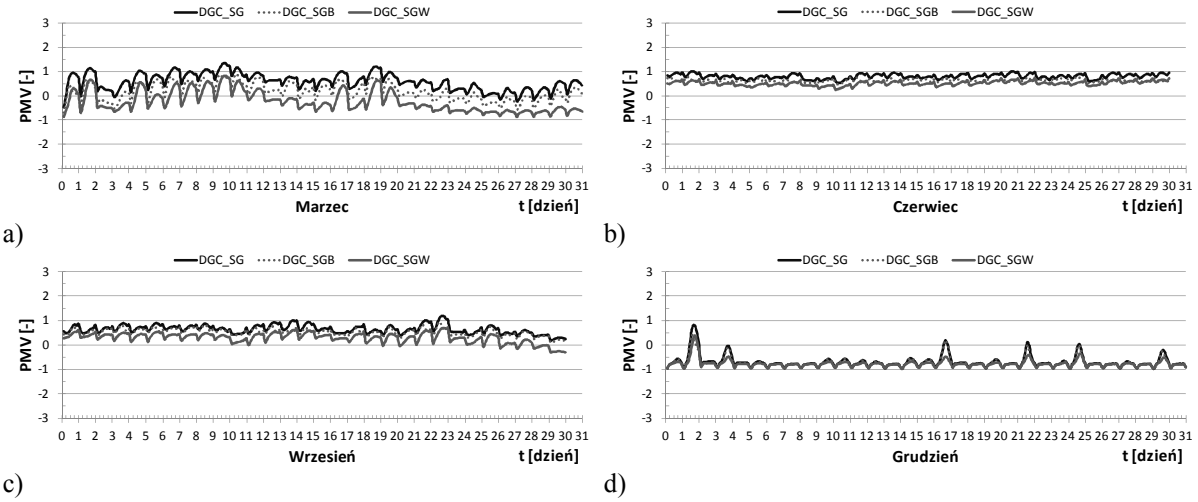
Tablica 1. Analizowane przypadki transparentnej obudowy fasady

W \ Z	SG	DGC	SGB	SGW	Opis
SG					szyba pojedyncza
DGC	×		×	×	szyba podwójna z powłoką niskoemisyjną
SGB					szyba pojedyncza z żaluzją wewnętrzną
DGW					szyba podwójna przyciemniana brązowa

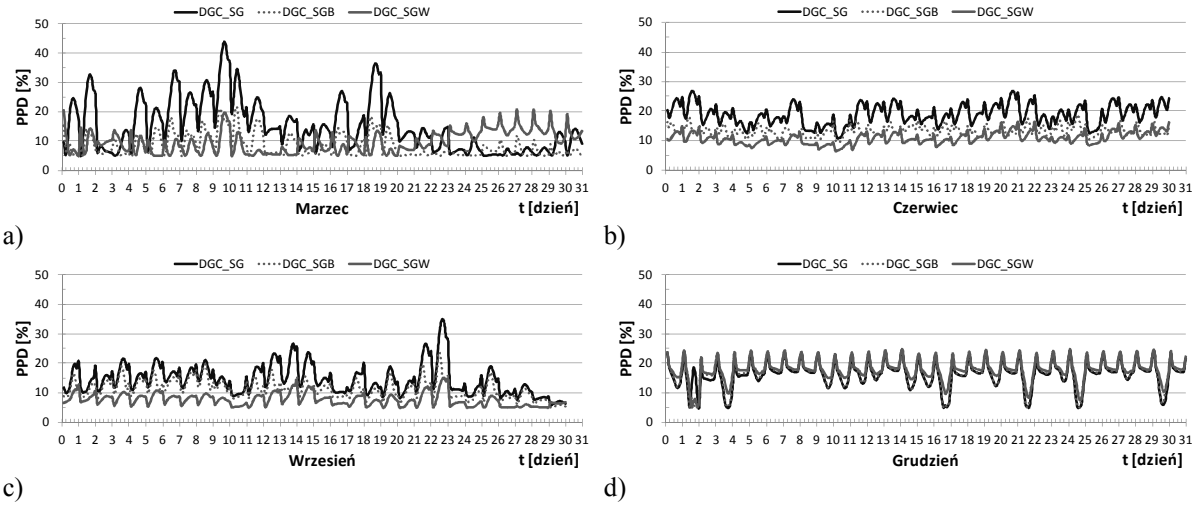
Tablica 2. Współczynniki fizyczne przyjęte dla poszczególnych rodzajów szyb

	$\tau_{\perp}$	$\rho_{\perp}$	$\alpha_{\perp}$	τ_{vis}	U [W/m^{2}K]
SG	0,669	0,064	0,267	0,82	5,50
DG	0,611	0,114	0,275	0,76	2,80
DGC	0,611	0,114	0,275	0,76	1,40
DGW	0,363	0,065	0,572	0,44	2,80

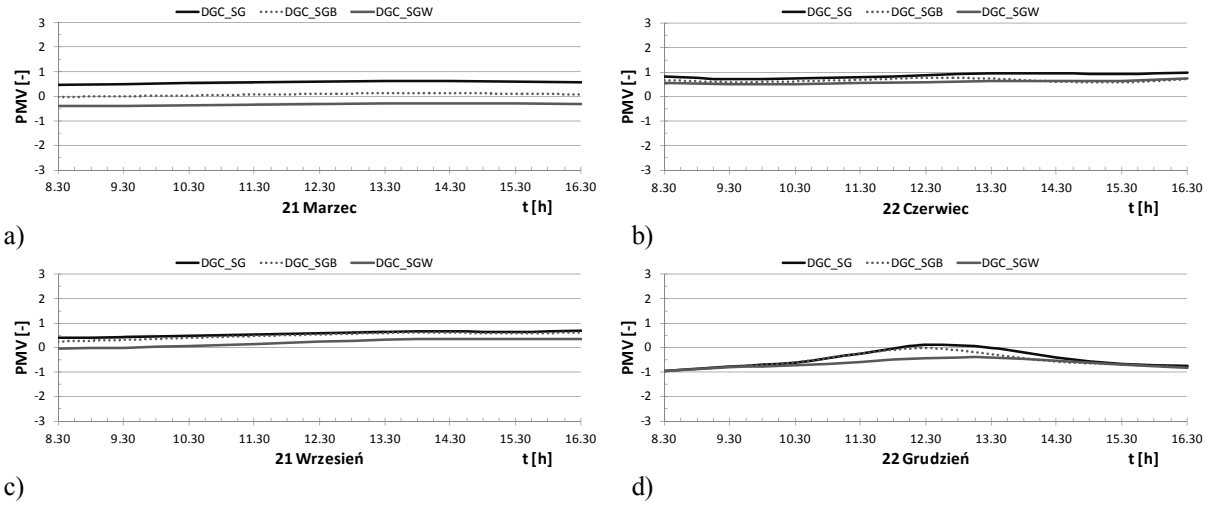
5. WYNIKI OBLICZEŃ I ICH ANALIZA



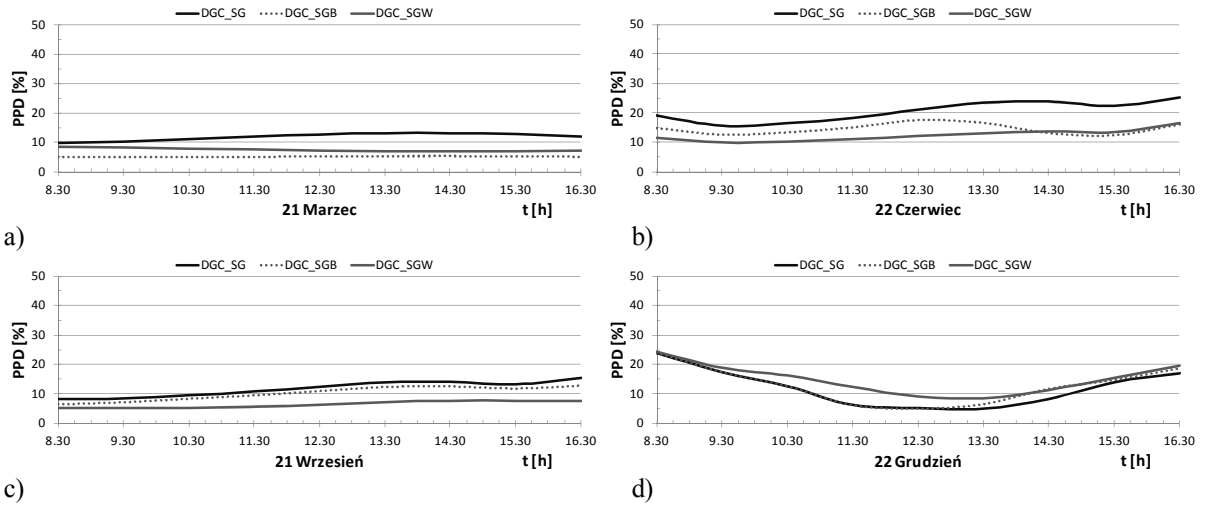
Rys. 2. Wartości PMV obliczone dla 4 charakterystycznych miesięcy roku.



Rys. 3. Wartości PPD obliczone dla 4 charakterystycznych miesięcy roku.



Rys. 4. Wartości PMV obliczone dla 4 charakterystycznych dni roku.



Rys. 5. Wartości PPD obliczone dla 4 charakterystycznych dni roku.

Na rysunkach 2 i 3 zilustrowano zmianę poszczególnych wskaźników w czasie. Rysunek 2 przedstawia wartości PMV dla wybranych czterech miesięcy. Największe różnice w otrzymanych wskaźnikach zaobserwowano dla marca, w którym najbardziej neutralne wyniki otrzymano dla przypadku z zastosowaniem żaluzji (DGC_SGB). Zastosowanie po stronie zewnętrznej szkła barwionego spowodowało odczucie lekkiego chłodu, natomiast czystej szyby pojedynczej lekkiego ciepła. Mniejsze różnice zanotowano w miesiącach czerwcu i wrześniu, przy wynikach świadczących o lekkim odczuciu ciepła i niewielkich wahań wskaźnika PMV. Dla miesiąca grudnia różnice są praktycznie pomijalne.

Podobne wnioski można sformułować w przypadku wskaźnika PPD, przy czym istotne amplitudy, z wyjątkiem miesiąca marca zaobserwowano również dla września. Wywołane są one dużą ilością docierającego w tym okresie promieniowania słonecznego, penetrującego do głębszych partii pomieszczenia. W marcu wskaźnik PPD osiąga wartości przekraczające 30 a nawet 40%. We wrześniu, wartości te są nieco niższe i nieznacznie przekraczają 20%, choć w dni słoneczne są okresowo wyższe. We wszystkich przypadkach z wyjątkiem grudnia największy odsetek niezadowolonych zanotowano w przypadku układu DGC_SG. Natomiast w grudniu różnice pomiędzy poszczególnymi przypadkami są znacznie mniejsze, zaś wskaźnik PPD dla niektórych dni osiąga nawet wartości na poziomie 5%. Należy przy tym zaznaczyć iż przez większą część miesiąca oscyluje dobowo w zakresie 15÷20%.

Podobne zależności można zaobserwować analizując rysunki 4 i 5 przedstawiające dobowe zmiany wskaźników PMV i PPD. Największe dobowe zmiany zaobserwowano dla 22 grudnia, zaś największe różnice pomiędzy poszczególnymi przypadkami oszklenia, dla wybranego dnia marca (PMV) oraz czerwca (PPD). Szczegółowe przypadki dni wybrano na podstawie kalendarza nie zaś występujących w danym dniu warunków pogodowych. Stąd też czasowy przebieg analizowanych parametrów jest zbliżony. Najkorzystniejsze warunki w wybranym dniu czerwca i września, wyrażone niskim odsetkiem osób niezadowolonych daje rozwiązanie wyposażone na fasadzie zewnętrznej w szybę antysłoneczną barwioną w masie. Dla marca stała wartość PPD na niskim poziomie 5% uzyskać można stosując żaluzje na zewnętrznej kurtynie. Natomiast w grudniu, penetrujące ośrodka promieniowanie słoneczne jedynie poprawia parametry mikroklimatu obniżając wartość PPD w godzinach występowania słońca.

6. PODSUMOWANIE

W pracy omówiono dwa podstawowe wskaźniki oceny komfortu wewnętrznego oraz zilustrowano je przykładami dla budynku przekrytego fasadą podwójną.

Prezentowane wyniki obliczeń uzyskane technikami symulacji komputerowej ukazują wpływ oddziaływania środowiska na podstawowe wskaźniki PMV i PPD. Zmiany parametrów mają głownie charakter dobowy. Wszystkie analizowane przypadki dają dobre wyniki, choć w przypadku oszklenia wykonanego ze szkła czystego, silne promieniowanie słoneczne powoduje okresowy dyskomfort. Jest to szczególnie zauważalne w przypadku wskaźnika PPD określającego odsetek osób niezadowolonych. Wskaźnik komfortu cieplnego PMV dla wybranych miesięcy mieści się w granicach od -1 do 1 (warunki neutralne), nie mniej jak wspomniano powyżej, okresowo przy pewnych typach szklenia, procent osób niezadowolonych sięga 40%.

Porównując wszystkie analizowane przypadki w okresie charakterystycznych 4 miesięcy należy podkreślić, że najkorzystniejsze wartości zarówno wskaźnika PMV jak i PPD uzyskano dla przypadku fasady podwójnej, szklonej od wewnątrz podwójna szyba zespoloną, zaś od zewnątrz przeszkleniem o właściwościach anty-słonecznych, barwionym w masie na kolor brązowy.

Piśmiennictwo

[1] Shameria M.A., Alghoulb M.A., Sopianb K., Fauzi M. Zaina M., Elayebb O.: Perspectives of double skin façade systems in buildings and energy saving, Renewable and Sustainable Energy Reviews, vol. 15, 1468–1475, 2011.

[2] Poirazis H.: Double-Skin Facades for Office Buildings — Literature Review, Lund University, Sweden, 2004.

[3] Gavan V., Woloszyn M., Roux J.J., Muresan C., Safer N.: An investigation into the effect of ventilated double-skin Facade with venetian blinds: Global simulation and assessment of energy performance, *Proc. of X IBPSA Conference BS 2007*, Beijing, 127-133, 2007.

[4] Hensen, J. & Bartak, M. & Drkal, F.: Modeling and simulation of a double-skin façade system. *ASHRAE Transactions*, Atlanta, USA, vol. 108:2, 2002.

[5] Saelens D., Roels S.,Hens H.: Strategies to improve the energy performance of multiple-skin facades, *Building and Environment*, 43 (4), 638-650, 2008.

[6] Heim D.: Comparison of sensible and latent thermal storage potential of double-skin façade: *Research in Building Physics and Building Engineering, Fazio P., Ge H., Rao J. & Desmarais G. (ed.)*, Taylor & Francis Publishers, pp. 301-309, 2006.

[7] Heim D., Sprysch M. V., Romanowska A.: Podwójna eksperymentalna fasada budynku uniwersyteckiego w Braunschweigu. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej. Budownictwo i Inżynieria Środowiska z. 40. Energia Odnawialna – innowacyjne idee i technologie dla budownictwa. Rzeszów, nr 229, s. 213-218, 2006.
[8] Heim D., Janicki M.: Double criterion optimization of transparent facades accounting solar thermal processes, *Proc. of 5th International Building Physics Conference – Kyoto 2012,* pp. 403-407.
[9] Heim D.: *Modyfikacja termo-optycznych właściwości transparentnych elementów obudowy budynków*: Warszawa, 2011.
[10] Cena K., Clark J. A.: *Bioengineering, thermal physiology and comfort*, Wrocław Technical University Press, 1980.
[11] Fanger P. O.: *Thermal comfort-analysis and applications in environmental engineering*, Danish Technical Press, Copenhagen 1970.
[12] Olesen B.W., Parsons K.C.: Introduction to thermal comfort standards and to the proposed new version of EN ISO 7730, *Energy and Buildings* vol. 34, pp. 537-548, 2002
[13] Clarke J.A.: *Energy simulation in building design, 2nd edition*. Oxford: Butterworth-Heinemann, 2001.
[14] Narowski P., Janicki M., Heim D.: Meteorologiczny rok odniesienia do obliczeń energetycznych (WYEC2) dla potrzeb optymalizacji fasad budynków, *Fizyka Budowli w Teorii i Praktyce tom 6, nr 2*, s. 67-76, Łódź, 2011.

Praca naukowa finansowana ze środków budżetowych na naukę w latach 2011-2013 jako projekt badawczy nr N N506 205940 „Optymalizacja fasad podwójnych pod kątem oszczędności energii i jakości środowiska wewnętrznego”.

COMPUTATIONAL ASSESSMENT OF THERMAL COMFORT IN ROOMS BORDERED WITH DOUBLE SKIN FACADE

Summary

The paper discusses methods for assessing thermal comfort in rooms separated from the external environment by a double glass facade. The two main parameters used to assess the quality of the indoor environment: PMV (Predicted Mean Vote) and PPD (Percentage of People Dissatisfied) are discussed. The parameters are necessary to determine the comfort evaluation indices calculated with simulation methods. Three cases of double façade solutions were analysed. The building was modelled in the dynamic integrated energy modelling tool ESP-r using Control Volume Method. The exchange of mass in the façade was modelled with Air Flow Network method. The results allowed an analysis of the impact of various solutions on the façade on the comfort parameters in rooms.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Dariusz HEIM[1]
Eliza SZCZEPAŃSKA[2]
Politechnika Łódzka

WYKORZYSTANIE ŚWIATŁA SŁONECZNEGO W OKRESACH O WYSOKIM STOPNIU ZACHMURZENIA – WALIDACJA MODELU OBLICZENIOWEGO

STRESZCZENIE

W pracy omówiono wyniki pomiarów i obliczeń symulacyjnych przeprowadzonych dla wybranych dni z okresu od marca 2011 do lutego 2012, charakteryzujących się silnie zachmurzonym nieboskłonem. Pomiary wykonano przy użyciu Helioboxu, autorskiego urządzenia pomiarowego do oceny rozkładu natężenia oświetlenia w pomieszczeniach, o stałej geometrii i zmiennych parametrach materiałowych. Symulacji dokonano metodą Wstecznego Śledzenia Promienia, przy użyciu programu Desktop Radiance. Pomiary przeprowadzono dla rzeczywistych warunków pogodowych oraz modelu pomieszczenia wykonanego w skali. Jako kryterium wyboru nieboskłonu przyjęto wartość luminancji zenitu w porównaniu do modelu nieboskłonu zachmurzony wg CIE. Porównując wyniki pomiarów oraz symulacji oszacowano różnicę wynikającą z przyjęcia standardowego nieboskłonu na rozkład oświetlenia we wnętrzu pomieszczenia.

SŁOWA KLUCZOWE: światło dzienne, Heliobox, symulacja, natężenie oświetlenia, nieboskłon zachmurzony

1. WPROWADZENIE

Obliczenia natężenia oświetlenia w pomieszczeniu wykonywane są coraz częściej na wirtualnych modelach budynków z zastosowaniem zaawansowanych technik symulacji komputerowej [1,2]. Wiarygodność wyników otrzymywanych metodami symulacyjnymi jest silnie zależna nie tylko od odpowiedniej dyskretyzacji modelu w przestrzeni i czasie, z podaniem rzeczywistych parametrów materiałowych, ale przede wszystkim od przyjętych warunków brzegowych. Dla obliczeń oświetlenia światłem dziennym warunki te opisywane są głównie poprzez określenie luminancji nieboskłonu. Większość programów służących projektowaniu oświetlenia sztucznego wykorzystuje najprostszy model całkowicie zachmurzonego nieboskłonu [3]. Ten teoretyczny model definiuje rozkład luminancji dla całkowicie i jednolicie zachmurzonego nieba z grubą, jednorodną pokrywą chmur warstwowych.

[1] dariusz.heim@p.lodz.pl
[2] eliza.szczepanska@p.lodz.pl

Badania prowadzone w ostatnim czasie na Politechnice Łódzkiej dowodzą, iż taki rodzaj nieboskłonu występuje stosunkowo rzadko, zaś zmierzone wartości luminancji nieboskłonów równomiernie pokrytych chmurami są zdecydowanie wyższe niż te, przyjmowane w modelach teoretycznych. Niniejsza praca jest próbą określenia rzeczywistych warunków oświetleniowych dla nieboskłonów pochmurnych oraz wpływu tych warunków na rozkład natężenia oświetlenia w pomieszczeniu o prostej geometrii. Celem przeprowadzanych badań jest nie tylko określenie częstotliwości występowania warunków całkowicie zachmurzonych, ale także sprawdzenie zbieżności przyjętego modelu nieboskłonu z warunkami rzeczywistymi poprzez porównanie teoretycznych i uzyskanych z pomiarów rozkładów luminancji sfery niebieskiej. Monitoring warunków zewnętrznych przeprowadzono za pomocą techniki fotometrycznej z wykorzystaniem metody transformacji obrazów HDR na rozkłady jasności nieboskłonu [4]. Celem pracy jest także weryfikacja wyników obliczeń symulacyjnych i walidacja modelu teoretycznego rozkładu oświetlenia przez charakterystykę porównawczą obliczeń z wykonanymi pomiarami rozkładu natężenia oświetlenia przy użyciu autorskiego stanowiska badawczego wykonanego w skali 1:6 [5].

2. METODA TDI

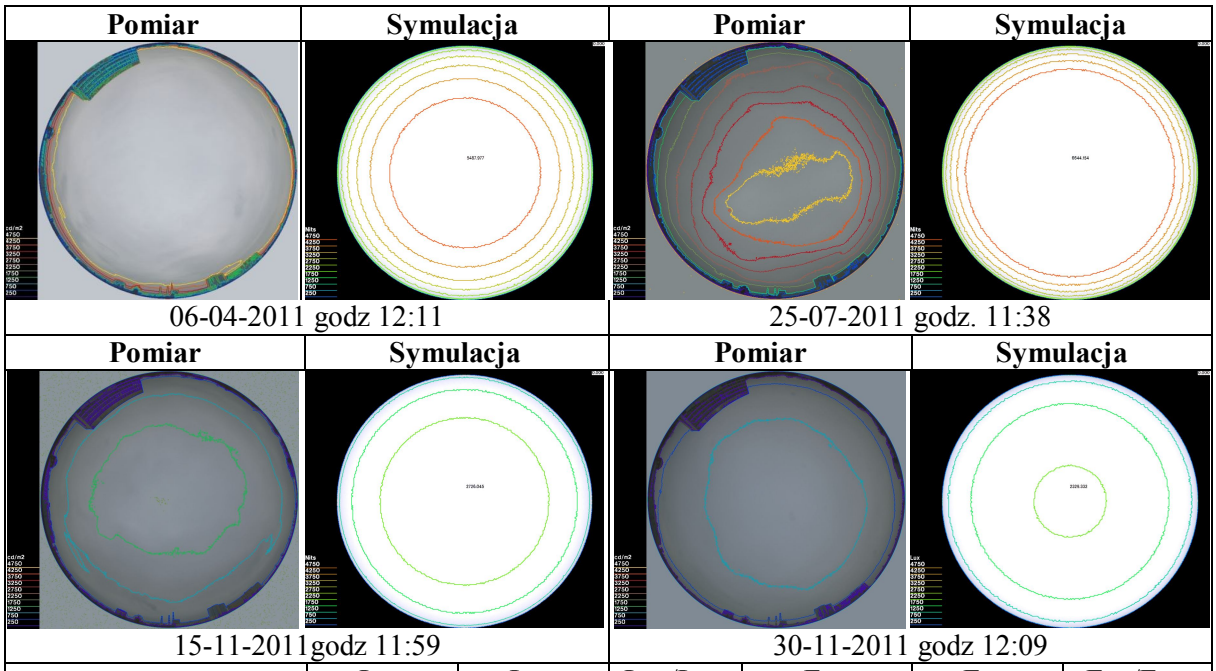
Metoda TDI wprowadza pojęcie Całkowitego Wskaźnika Oświetlenia Dziennego – *TDI* (*ang. Total Daylight Index*) [2]. Podejście to ułatwia dokonania ilościowej oceny stopnia wykorzystania światła dziennego w budynku na każdym etapie – od projektu koncepcyjnego do fazy eksploatacji. Potrzebne dane ograniczają się do znajomości geometrii obudowy budynku, podstawowych wymiarów obiektu oraz jego funkcji. W zależności od sposobu użytkowania obiektu oraz wymaganych wartości poziomu natężenia oświetlenia możliwe jest określenie przepuszczalności obudowy oraz stopnia dystrybucji światła we wnętrzu. *TDI* jest wskaźnikiem bezwymiarowym będącym iloczynem współczynnika przenikania światła do wnętrza obiektu przez jego obudowę *T* oraz współczynnika przenoszenia światła od jego źródła do punktu na płaszczyźnie roboczej *D*. Jego wartość zmienia się od 0 do 1. Wymagane wartości *TDI* powinny być ustalane indywidualnie w zależności od położenia geograficznego (długość i szerokość geograficzna), jednak bez uwzględniania dodatkowych uwarunkowań zewnętrznych, w tym zabudowy sąsiedniej, elementów zacieniających, zieleni itp. Wszystkie dodatkowe czynniki uwzględniane są przez współczynnik korygujący *C*. Dodatkowo współczynnik korygujący pozwala uwzględnić zróżnicowaną geometrię elewacji i znajdujących się w niej otworów oraz nietypowy sposób rozprowadzania światła we wnętrzu. W pierwszym przypadku uwzględniane jest ewentualne przesunięcie źródła światła względem płaszczyzny roboczej. W drugim zróżnicowane charakterystyki emisyjne górnych, dolnych lub bocznych powierzchni wewnętrznych pomieszczenia.

Podstawowe diagramy opracowano dla lokalizacji odpowiadającej obszarowi Polski (52,25N i 21,00E) przy założeniu, że źródłem światła dla wnętrza jest płaszczyzna pionowa. Przykładowe obliczenia wskaźnika *TDI* przeprowadzono dla godziny 12:00 (południe), dla dnia 21 marca. Przyjęto nieboskłon w pełni zachmurzony o parametrach przyjętych zgodnie z wytycznymi Commision Internationale de l'Eclairage (CIE) [3]. Pozwoliło to na wyeliminowanie wpływu orientacji otworów doświetlających względem stron świata na otrzymane wyniki (brak promieniowania bezpośredniego). Pomieszczenie testowe miało szerokość 3 m, długość 9 m zaś wysokość także 3 m.

3. OPIS WARUNKÓW POGODOWYCH

Analizę przeprowadzono dla wybranych dni z okresu od marca 2011 do lutego 2012, dla których warunki nasłonecznienia charakteryzowały się równomiernym rozkładem

luminancji nieboskłonu od zenitu do horyzontu. Dokonany dobór warunków pogodowych przeprowadzono na podstawie różnicy luminancji nieboskłonu pomiędzy warunkami rzeczywistymi a wyznaczonymi z modelu obliczeniowego (luminancja zenitu). Pozostałe parametry meteorologiczne zestawiono w tablicy 1.



	L_{real} [nit]	L_{sym} [nit]	L_{real}/L_{sym} [-]	E_{real} [lux]	E_{sym} [lux]	E_{real}/E_{sym} [-]
06-04-2011	10635	5448	1,95	28400	13292	2,14
25-07-2011	5300	6644	0,80	13990	16091	0,87
15-11-2011	2225	2726	0,82	5080	6602	0,77
30-11-2011	1912	2329	0,82	4755	5640	0,84

Rys. 1. Rozkłady luminancji nieboskłonu dla poszczególnych godzin

W czasie monitorowania warunków zewnętrznych dokonywano pomiarów luminancji zenitu oraz natężenia oświetlenia na zewnętrznej płaszczyźnie poziomej. Dzięki uzyskanym rezultatom możliwe było dokładne oszacowanie różnic pomiędzy luminancją nieboskłonu rzeczywistego z luminancją nieboskłonu teoretycznego CIE. Jako dodatkowy element odniesienia przyjmowano rejestrowane wartości natężenia oświetlenia.

Tablica 1. Wybrane parametry meteorologiczne dla analizowanych okresów

Lp.	Data	Widoczność [km]	Rodzaj chmur (niskie, średnie, wysokie)	Podstawa chmur [m]	Wys. słońca [°]
1	06-04-2011 godz 12:11	10	Stratocumulus,-,-	1000-1500	43,7
2	25-07-2011 godz 11:38	4	Stratus,-,-	100-200	54,1
3	15-11-2011 godz 11:59	7	Stratocumulus,-,-	300-600	19,5
4	30-11-2011 godz 12:09	6	Stratocumulus,-,-	300-600	16,4

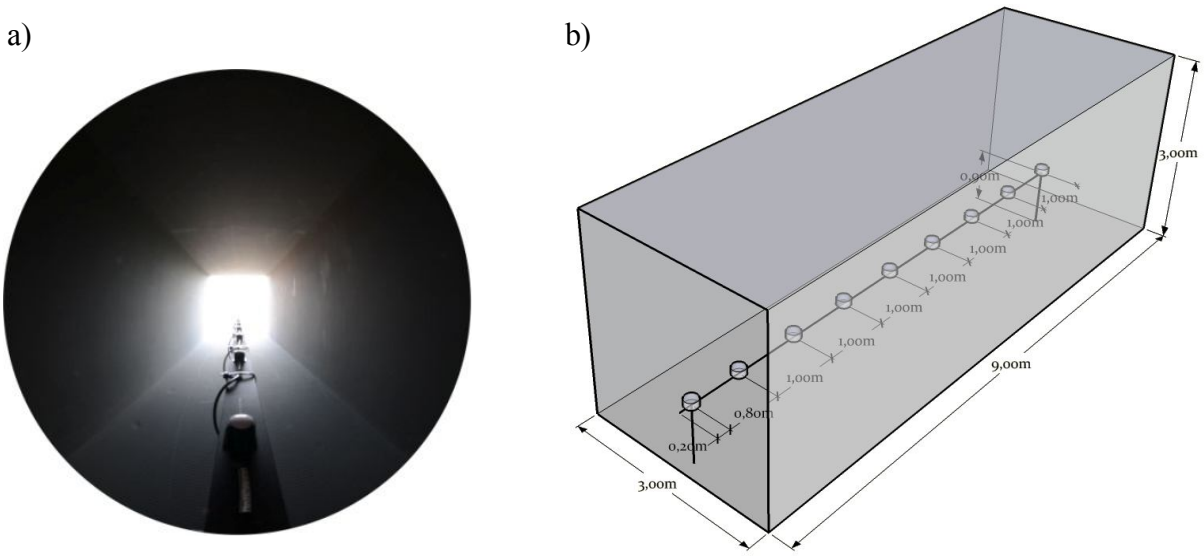
4. OPIS MODELU HELIOBOXU I ANALIZOWANYCH PRZYPADKÓW

Analizę przeprowadzono dla pomieszczenia o wymiarach 3×3×9 m wykonanego w skali. Jedną ścianę Helioboxu stanowi pełne przeszklenie, zaś pozostałe wykonane są z materiału nieprzepuszczalnego, rys. 2. W badaniach wykorzystano 1 (z 4 dostępnych) rodzaj

przeszklenia oraz 4 (z 10 możliwych) rodzaje jasności wnętrza. Parametry optyczne, całkowitą przepuszczalność światła dla oszklenia oraz składowe RGB dla elementów pełnych wyznaczono metodami spektrofotometrycznymi [6,7]. Otrzymane wartości zestawiono w tablicy 2. Przeszklona część skierowana została na południe. We wnętrzu Helioboxu, na wysokości odpowiadającej wysokości płaszczyzny roboczej, zainstalowano zestaw dziewięciu luksomierzy do jednoczesnego pomiaru natężenia oświetlenia.

Tablica 2. Parametry optyczne dla analizowanych przypadków

Lp.	Data	Oszklenie	τ [-] (T)	Pow. wew. (D)	R	G	B
1	06-04-2011	2	0,45	0	227	228	226
2	25-07-2011	2	0,45	50	129	130	132
3	15-11-2011	2	0,45	10	204	205	204
4	30-11-2011	2	0,45	20	188	188	186

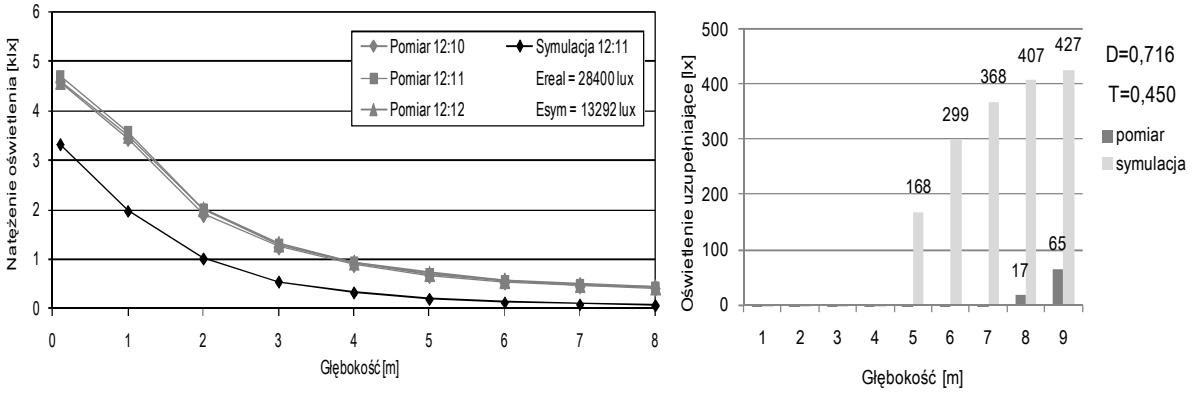


Rys. 2. Heliobox a) widok wnętrza, b) model komputerowy

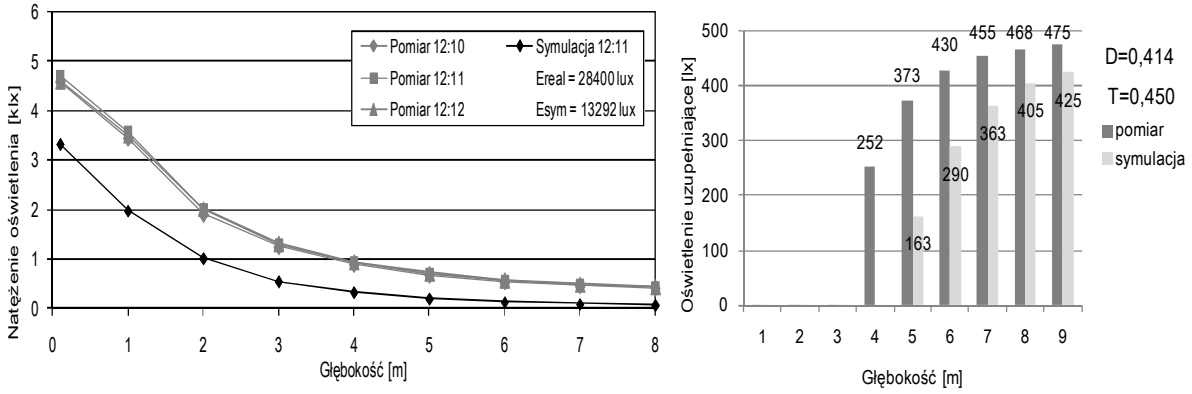
5. WYNIKI I ICH ANALIZA

Analizę przeprowadzono dla tych samych parametrów przeszklenia (współczynnik T) oraz różnych materiałów wykończenia wnętrz (współczynnik D).

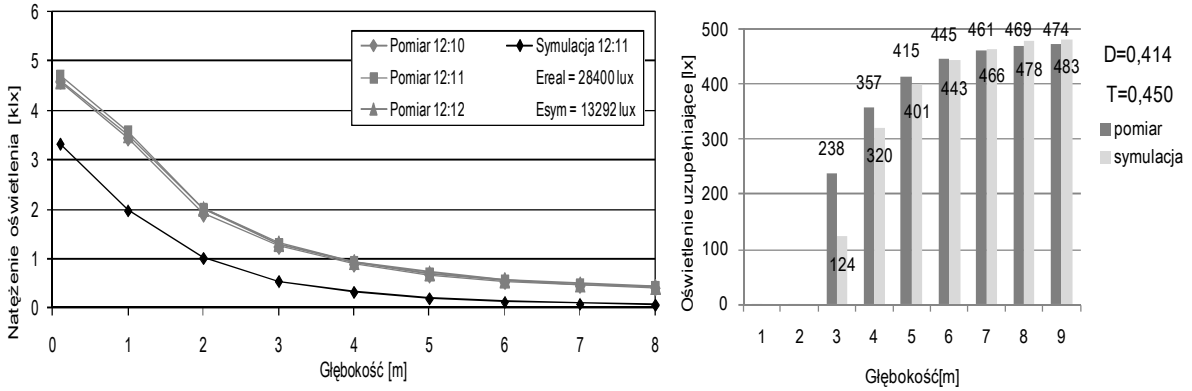
Wyniki pomiarów oraz symulacji, wykonanych dla tego samego dnia oraz tej samej chwili czasowej, zamieszczono na rysunkach 3÷6. Trzy z czterech pomiarów wykonano w okolicy południa natomiast jeden o godzinie 11:38. Wyniki dla pierwszego pomiaru wykonanego 6 kwietnia zamieszczono na rysunku 3. Rzeczywista luminancja nieboskłonu jest w tym przypadku prawie 2-krotnie wyższa niż wartość otrzymana metodą symulacyjną dla nieboskłonu teoretycznego. Jest to najjaśniejszy ze wszystkich badanych nieboskłonów. Wartości otrzymane z pomiarów są wyższe jedynie o około 30% od obliczeniowych dla całej głębokości pomieszczenia. Nie zaobserwowano gwałtownych zmian natężenia w czasie dla trzech chwil czasowych (12:10, 12:11 i 12:12). Zaobserwowane różnice są istotne dla głębszych fragmentów pomieszczenia, w których wartości uzyskane z symulacji są mniejsze niż 500 lx na głębokości już powyżej 3 m, podczas gdy wyniki pomiarów zapewniają wspomniany poziom praktycznie w całym pomieszczeniu.



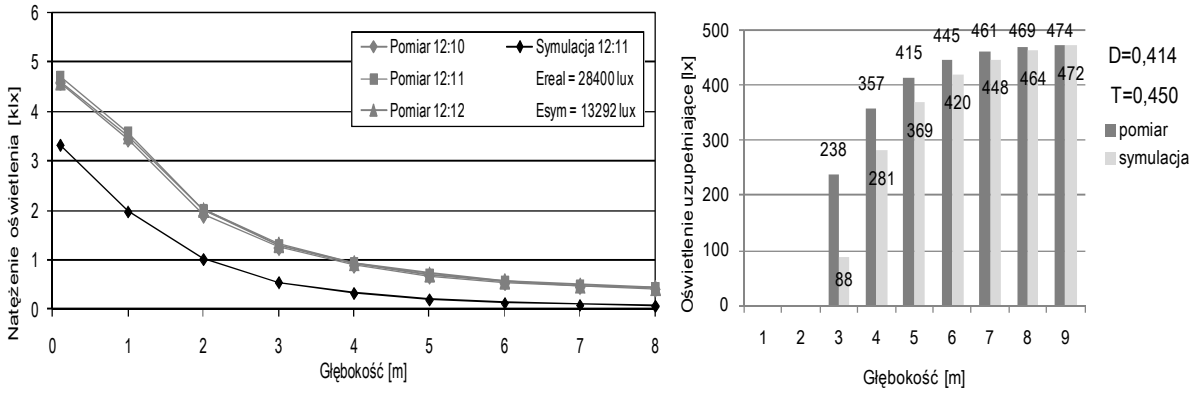
Rys. 3. Rozkłady natężenia w pomieszczeniu oraz oświetlenia uzupełniającego dla 06-04-2011 godzina 12:11.



Rys. 4. Rozkłady natężenia w pomieszczeniu oraz oświetlenia uzupełniającego dla 25-07-2011 godzina 11:38.



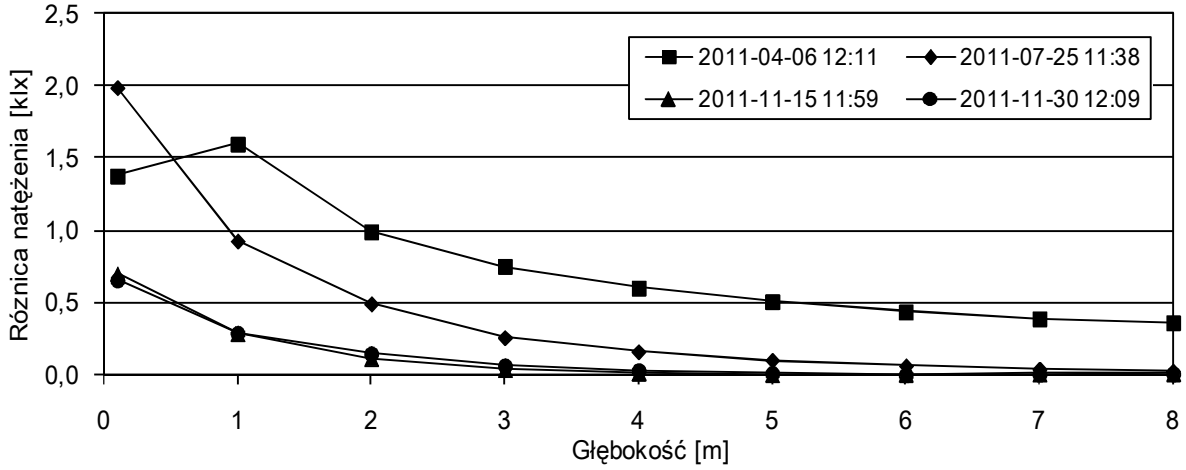
Rys. 5. Rozkłady natężenia w pomieszczeniu oraz oświetlenia uzupełniającego dla 15-11-2011 godzina 11:59.



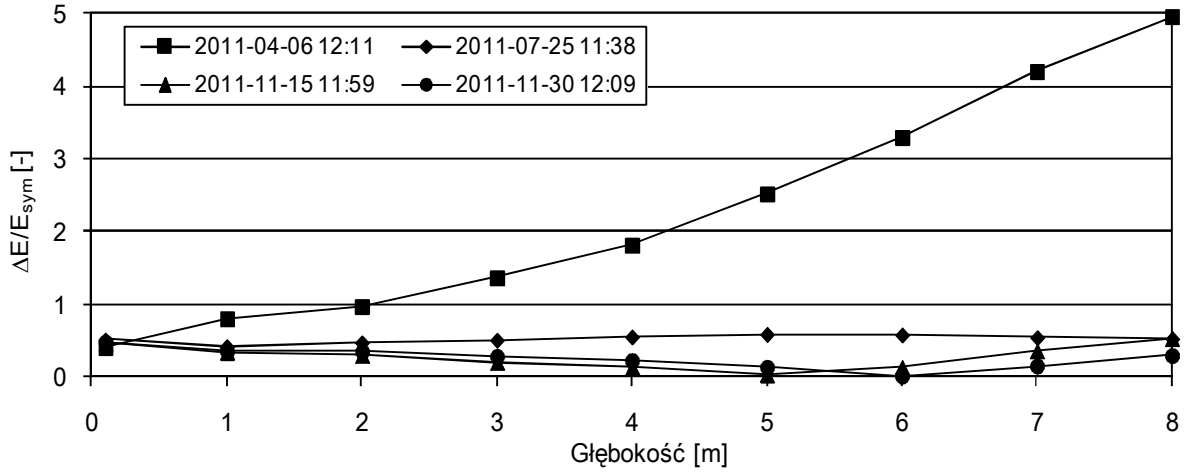
Rys. 6. Rozkłady natężenia w pomieszczeniu oraz oświetlenia uzupełniającego dla 30-11-2011 godzina 12:09.

Nieco inne zależności pomiędzy luminancją pomierzoną nieboskłonu a teoretyczną uzyskaną drogą symulacji komputerowych zaobserwowano dla pozostałych dni. Najbardziej zbliżone wartości luminancji zenitu zarejestrowano w listopadzie (15 i 30), zaś nieco większe różnice dla 25 lipca. Jednocześnie, luminancja pomierzona w warunkach miasta Łodzi dla 15 i 30 listopada jest wyjątkowo niska i wynosi w zenicie około 2 kcd/m^2. Porównując wartości natężenia oświetlenia na płaszczyznę poziomą należy stwierdzić, że tym razem najmniejsza różnica występuje dla 25 lipca i wynosi 13%.

Zmiana rozkładu natężenia oświetlenia po głębokości pomieszczenia, wyznaczona dla pochmurnych dni lipca i listopada ma podobny charakter. Największe różnice zarejestrowano w strefie przyokiennej, przy czym większe wartości uzyskano z obliczeń symulacyjnych.



Rys. 7. Bezwzględna różnica natężenia oświetlenia uzyskanych z pomiarów oraz w wyniku obliczeń symulacyjnych.



Rys. 8. Względna różnica natężenia oświetlenia uzyskanych z pomiarów oraz w wyniku obliczeń symulacyjnych.

Bezwzględne różnice otrzymane dla każdego z 4 przypadków są zmienne po całej długości pomieszczenia i maleją wraz ze spadkiem natężenia oświetlenia (rys. 7). Za ewenement należy uznać efekt zaobserwowany w strefie przyokiennej dla jasnego nieboskłonu w dniu 6 kwietnia. Na pewne nierównomierności rejestrowane dla strefy przyokiennej autorzy zwracali także uwagę w swoich wcześniejszych pracach m.in. [5].

Różnice te mogą być spowodowane m.in. sposobem uwzględnienia odbić wtórnych od powierzchni szyby w modelu obliczeniowym.

Nieco inne wnioski wynikają z analizy względnej różnicy natężenia oświetlenia przedstawione na rysunku 8. Dla najjaśniejszego nieboskłonu z dnia 25 lipca, zależność względnej różnicy natężenia oświetlenia w funkcji głębokości pomieszczenia jest praktycznie stała.

Dla nieboskłonów silnie pochmurnych o niewielkiej luminancji różnice te maleją praktycznie do zera w obszarze 4÷6 metra. Natomiast dla bardzo jasnego nieboskłonu zarejestrowanego w dniu 6 kwietnia, względna różnica w otrzymanych wartościach rośnie wraz z głębokością pomieszczenia. W tym wypadku kwestią nierozstrzygniętą na podstawie dotychczasowych badań pozostaje wpływ efektu wewnętrznych odbić, których funkcją jest współczynnik dystrybucji światła D. Należy zaznaczyć, że dla tego właśnie przypadku wnętrze charakteryzowało się bardzo wysoką jasnością (tablica 2).

Tablica 3. Odległości od źródła światła dla TDI_{500}

T \ D		0.716	0.414	0.592	0.646
0.450	Pomiar	7	4	2	2
	Symulacja	4	3	2	2

W tablicy 3 podano głębokości strefy pomieszczenia dla jakiej uzyskano wartość natężenia oświetlenia powyżej 500 lx. Wyniki uzyskane na drodze pomiarów oraz symulacji różnią się znacznie w strefie przyokiennej, szczególnie dla przypadku gdy D=0,716. Prezentowane rezultaty mają charakter wstępny a ich ostateczne wartości podane zostaną po pełnej weryfikacji założeń metody.

6. WNIOSKI

Modele nieboskłonu pochmurnego, jednolicie pokrytego chmurami opisują warunki brzegowe dla dowolnych analiz symulacyjnych natężenia oświetlenia w pomieszczeniu, w tym analiz zapotrzebowania na energię do oświetlenia uzupełniającego. Ich wiarygodność jest więc podstawowym kryterium świadczącym o przydatności do celów projektowych. Na podstawie rocznych badań prowadzonych przez autorów opracowania należy stwierdzić, że mocno zachmurzone nieboskłony występują w warunkach polskich niezwykle rzadko. Świadczy to o konieczności weryfikacji rekomendowanych przez CIE modeli nieboskłonów.

Przeprowadzone dotychczas analizy mają charakter szczegółowy i dotyczą jedynie pewnych charakterystycznych warunków pogodowych. W przypadku tego typu badań bardzo trudno jest uzyskać powtarzalność warunków zewnętrznych dla różnych przypadków parametrów materiałowych zastosowanych we wnętrzach. Tym bardziej, że monitoring warunków zewnętrznych nie ma charakteru ciągłego.

Na podstawie uzyskanych wyników badań możliwe jest określenie zależności pomiędzy wartościami mierzonymi i uzyskanymi z symulacji. Tym samym, dla większej ilości danych możliwe będzie w przyszłości wyznaczenie współczynników korekcyjnych. Otrzymane wyniki świadczą zarówno o konieczności weryfikacji samych modeli nieboskłonów, jak i modeli obliczeniowych transmisji promieniowania widzialnego i jego dystrybucji we wnętrzu.

Otrzymane wyniki obrazują dodatkowo zależność pomiędzy luminancją zenitu a rozkładem natężenia oświetlenia w pomieszczeniu. We wszystkich przypadkach nie są to zależności wprost proporcjonalne do różnicy luminancji zenitu w modelu rzeczywistym i teoretycznym.

Piśmiennictwo

[1] Larson G.W., Shakespeare R., *Rendering with Radiance – The Art and Science of Lighting Visualization*, Morgan Kaufman Publishers Inc., San Francisco, California, 1998.
[2] Heim D., Klemm P., Narowski P., Szczepańska E.: *Komputerowa analiza oświetlenia dziennego i ocena parametrów komfortu wizualnego w pomieszczeniach*. (red. D. Heim) Wydawca: Katedra Fizyki Budowli i Materiałów Budowlanych, Politechnika Łódzka, 2007.
[3] CIE, *Spatial Distribution of Daylight - Luminance Distributions of Various Reference Skies*, Technical Report, 1995.
[4] Górko M., Heim D., Szczepańska E.: Porównanie wybranych technik przetwarzania obrazów cyfrowych dla potrzeb określania zewnętrznych warunków oświetleniowych, *Fizyka Budowli w Teorii i Praktyce*, tom 4, 37-44, 2009.
[5] Heim D., Szczepańska E.: Initial validation of TDI method under overcast weather condition in a particular periods of the year, *Proceedings of 5th International Building Physics Conference – Kyoto 2012,* pp. 803-808.
[6] Szczepańska E., Konca P., Heim D.: Pomiary wielkości fotometrycznych dla powierzchni o zadanej barwie, *Fizyka Budowli w Teorii i Praktyce tom 3*, s. 113-118, Łódź, 2008.
[7] Wojtczak M., Szczepańska E., Heim D.: Współczynnik przepuszczalności promieniowania widzialnego przegród transparentnych dla potrzeb walidacji metody TDI, *Fizyka Budowli w Teorii i Praktyce*, tom VI, zeszyt 3, s. 83-92, 2011.

Praca naukowa finansowana ze środków budżetowych na naukę w latach 2010-2013 jako projekt badawczy nr N N506 267039 „Walidacja metody TDI oceny oświetlenia wnętrz światłem dziennym”.

DAYLIGHT UTILISATION UNDER CLOUDY WEATHER CONDITIONS – VALIDATION OF CALCULATION METHOD

Summary

The main purpose of the present paper is experimental validation of numerical results for cloudy weather conditions. Experiments were conducted using original measurement device – Heliobox. Analyses were carried out for a simple, built in scale, geometry model. Daylight distribution in Heliobox was estimated for overcast sky conditions, during cloudy days of selected months between March 2011 and February 2012. Sky luminance distribution was determined separately using photometric techniques. Additionally, zenith luminance and daylight illuminance (on a horizontal surface) outside the building was monitored during experiment. Finally, the simulation and measurement results were compared. The presented results were obtained in the research project “*Walidacja metody TDI oceny oświetlenia wnętrz światłem dziennym*”.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Marcin KONIORCZYK[1]
Witold GRYMIN[2]
Piotr KONCA
Dariusz GAWIN[3]
Politechnika Łódzka

TRANSPORT I KRYSTALIZACJA SOLI PODCZAS WYSYCHANIA MATERIAŁÓW BUDOWLANYCH

STRESZCZENIE

W referacie przedstawiono model matematyczny procesów higro-chemo-termo-mechanicznych zachodzących w porowatych materiałach budowlanych, zawierających sól podczas ich wysychania. Sól obecna w porach materiałów budowlanych zmienia ich strukturę wewnętrzną. Kryształy soli zajmują część porów, zmniejszając tym samym efektywną porowatość oraz przepuszczalność właściwą. Materiały zawierające sól charakteryzują się wyższą wilgotnością niż te same materiały bez soli. Podczas badań eksperymentalnych przeanalizowano wpływ soli na izotermy desorpcji wilgoci wybranych materiałów budowlanych. W matematycznym opisie zjawisk transportowych uwzględniono kinetykę przemiany fazowej soli, która modelowana jest za pomocą nierównowagowej izotermy Freundlicha. Ciśnienie krystalizacji soli zależy od stopnia przesycenia roztworu, które jest funkcją aktywności jonowej elektrolitu. Aktywność jonowa wyznaczona jest przy zastosowaniu modelu Pitzera, który uwzględnia zarówno oddziaływania krótkiego, jak również długiego zasięgu. Ciśnienie krystalizacji uwzględnione jest jako dodatkowe obciążenie wewnętrzne działające na szkielet ośrodka. Stosując metodę elementów skończonych i metodę różnic skończonych rozwiązano równania rządzące modelu oraz opracowano program komputerowy, za pomocą którego wykonano symulacje transportu masy oraz krystalizacji soli podczas izotermicznego wysychania wybranych materiałów budowlanych.

SŁOWA KLUCZOWE: krystalizacja soli, wysychanie, model Pitzera, naprężenia efektywne, przepuszczalność właściwa, izotermy desorpcji

1. WSTĘP

Wilgoć, a także różnego rodzaju sole, rozpuszczone w cieczy porowej, powodują niekorzystne zmiany struktury oraz właściwości mechanicznych materiałów budowlanych, np. w wyniku karbonatyzacji betonu, zamarzania cieczy porowej, depasywacji stali zbrojeniowej, działania

[1] marcin.koniorczyk@p.lodz.pl
[2] witold.grymin@p.lodz.pl
[3] dariusz.gawin@p.lodz.pl

wysokiej temperatury, wyługowywania wapnia [1-4]. Dlatego coraz istotniejszą rolę w inżynierii lądowej i wodnej odgrywają techniki i technologie napraw zniszczenia [5]. Sole mogą wnikać do struktury materiałów budowlanych z wody morskiej, z odladzanych powierzchni, itp. Wyróżnić można szereg rodzajów niekorzystnego oddziaływania chlorku sodu na materiały budowlane, jak np.: korozja stali zbrojeniowej inicjowana przez chlorki [2,3], korozja chlorkowa betonu, czy krystalizacja soli [6,7]. Zjawiska, którym poświęcone zostały badania prezentowane w artykule, mają istotny wpływ na trwałość konstrukcji budowlanych, dlatego od szeregu lat są one przedmiotem intensywnych badań laboratoryjnych [8] i teoretycznych [9] oraz opracowywania technik i technologii napraw materiałów uszkodzonych w wyniku działania soli. Równanie opisujące ciśnienie krystalizacji powstające wskutek wzrostu kryształów zostało po raz pierwszy podane przez Corrensa i Steinborna [10], a następnie wielokrotnie modyfikowane [6]:

$$p^{cryst} = \frac{RT}{V_m} \ln S - \overline{\gamma}_{cl} \frac{dA}{dV} \tag{1}$$

gdzie: p^{cryst} jest ciśnieniem krystalizacji, R - stałą gazową, T - temperaturą bezwzględną, V_m - objętością molową soli. S oznacza stopień przesycenia roztworu, $\overline{\gamma}_{cl}$ - napięcie powierzchniowe na styku kryształu i fazy ciekłej, natomiast współczynnik dA/dV opisuje rozmiar i kształt porów, w których aktualnie przebiega proces krystalizacji soli.

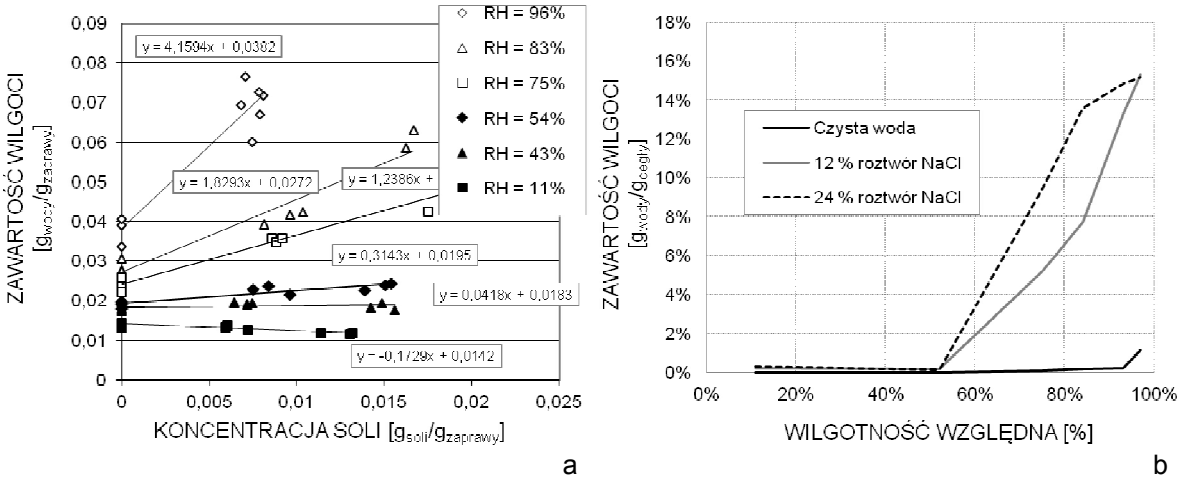
Przesycenie roztworu definiowane jest w zależności od: koncentracji roztworu, aktywności jonowej, itp. Równanie (1) wielokrotnie modyfikowano, aby jak najlepiej opisywało złożone procesy fizykochemiczne związane z krystalizacją soli w materiałach porowatych. Przyjęto, że przesycenie roztworu jest funkcją aktywności jonowej. W modelu matematycznym rozpatruje się transport i krystalizację soli. Stosując metodę elementów skończonych oraz metodę różnic skończonych, opracowano program komputerowy. Wyniki symulacji numerycznych porównano z dostępnymi wynikami badań eksperymentalnych [11].

2. WPŁYW SOLI NA WYBRANE WŁAŚCIWOŚCI MATERIAŁÓW BUDOWLANYCH

2.1. Izotermy desorpcji materiałów zawierających sól NaCl.

Izotermy sorpcji są podstawową charakterystyką służącą do opisu zależności wilgotności materiału od wilgotności względnej otoczenia (RH). Wykonywane są dwa rodzaje badań: podczas wysychania (desorpcji) oraz podczas absorpcji wilgoci z otaczającego powietrza (adsorpcja). Wysychający materiał zawiera więcej wilgoci od materiału absorbującego wilgoć z otoczenia o tej samej wilgotności względnej. Zjawisko to, zwane histerezą kapilarną, zazwyczaj jest tłumaczone istnieniem w materiale tzw. porów butelkowych. W celu wyznaczenia izoterm desorpcji wykorzystano metodę nasyconych roztworów soli, stosując wodne roztwory następujących soli: LiCl (RH = 11%), K_2CO_3 (43%), $Mg(NO_3)_2$ (54%), NaCl (75%), KCl (83%), K_2SO_4 (96%). Naczynia zawierające roztwory soli umieszczane były w eksykatorach. Próbki miały wymiary 4÷6 x 20 x 20 mm^3, zatem dla obu analizowanych materiałów objętość próbek była większa od objętości reprezentatywnej. Kształt próbek miał ułatwić wymianę wilgoci między materiałem a otoczeniem, tym samym skracając czas trwania eksperymentu. Próbki, wykonane z zaprawy cementowej i cegły ceramicznej, wstępnie wysuszono, rejestrując ich masy, a następnie nasycono czystą wodą oraz 12% i 24 % roztworem NaCl w wodzie. Przynajmniej 3 próbki z każdego materiału, zawierające roztwór o tym samym stężeniu, zostały poddane wysychaniu w powietrzu o określonej wilgotności względnej. Po ustabilizowaniu się mas próbek, które monitorowano dwa razy w miesiącu, próbki zważono, a następnie wysuszono do stałej masy. Pozwoliło to oszacować wpływ soli zawartej w porach badanych materiałów na ich

zawilgocenie. Powyższe zależności przedstawiono graficznie na Rys. 1a i 1b, odpowiednio dla zaprawy cementowej i cegły ceramicznej. Aby otrzymane dane eksperymentalne można zastosować do obliczeń numerycznych, należy je aproksymować funkcją różniczkowalną. Można w tym celu wykorzystać metody sztucznej inteligencji, np. sztuczne sieci neuronowe [12].



Rys. 1. a) Wpływ soli na zawartość wilgoci w zaprawie cementowej. b) Izotermy desorpcji cegły ceramicznej zawilgoconej czystą wodą oraz 12% i 24% wodnym roztworem NaCl.

2.2 Wpływ soli na przepuszczalność właściwą betonu.

Badanie przepuszczalności betonu wykonano metodą stacjonarnego przepływu gazu. Polegało ono na wywołaniu w próbce jednokierunkowego przepływu tlenu przy danej różnicy ciśnień między powierzchniami próbki i obserwowaniu objętościowej szybkości przepływu gazu w stanie ustalonym. Na tej podstawie określana była, dla każdego z ciśnień wlotowych, przepuszczalność właściwa, k_A [m^2], wg wzoru Hagen-Poiseuille [13]:

$$k_A = \frac{2 \cdot p_o \cdot Q_i \cdot L \cdot \mu}{A \cdot (p_i^2 - p_a^2)} \tag{2}$$

gdzie: p_0 jest ciśnieniem, przy którym mierzony był przepływ gazu [Pa], Q_i - szybkością przepływu gazu [m^3/s], L - średnią wysokością próbki, μ - lepkością dynamiczną w danej temperaturze [Ns/m^2], A - powierzchnią podstawy walca [m^2], p_i - ciśnieniem wlotowym [Pa], (równym 0.2, 0.25 i 0,3 MPa), p_a - ciśnieniem wylotowym, przyjętym jako równe ciśnieniu atmosferycznemu [Pa].

Wynikiem badania jest średnia przepuszczalności właściwych dla wszystkich ciśnień wlotowych, bądź przepuszczalność właściwa skorygowana, k_v [m^2], liczona na podstawie równania Klinkenberga [14]:

$$k_v = k_A \cdot (1 + \frac{b}{p_m}) \tag{3}$$

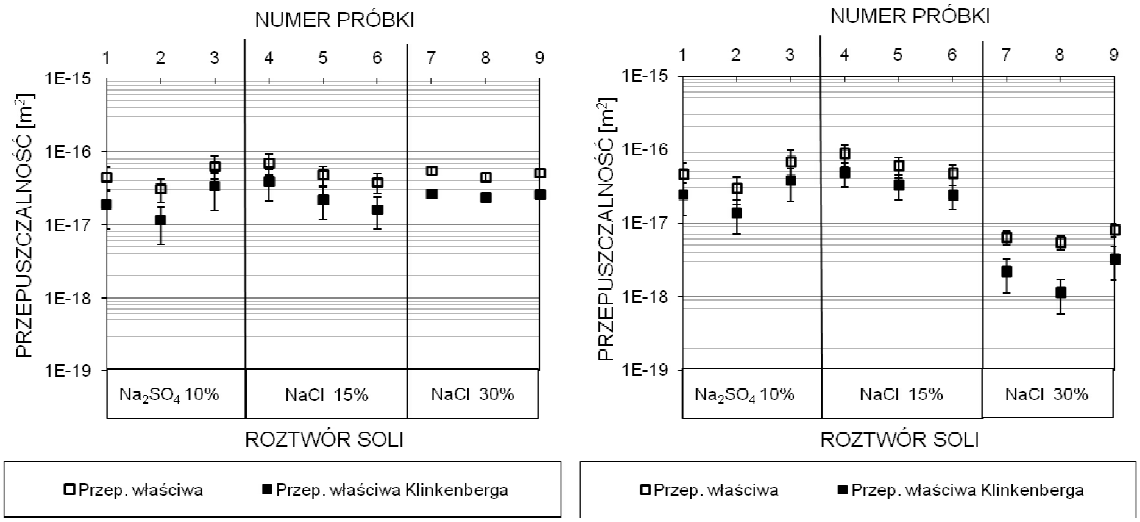
gdzie: b oznacza stałą Klinkenberga, natomiast $p_m = (p_i + p_a)/2$.

Badania wykonano na próbkach betonowych z zastosowaniem cementu CEM III A 32,5 NA o stosunku w/c=0,46. Próbki o kształcie walca (o średnicy 150 mm i wysokości 300 mm) kondycjonowane były przez 8 tygodni w wodzie, po którym to okresie zostały z ich środkowej części wycięte po 3 walce o wysokości 50±5mm. Przepuszczalność właściwa mierzona była na próbkach suchych, za które uznawano próbki o dobowej stracie masy poniżej 0,5 g/dobę [15].

Pobocznice próbek zaizolowano żywicą, a następnie próbki suszono w suszarce w temperaturze 60˚C aż do uzyskania stałej masy, co trwało około 2 tygodni. Po wystudzeniu w eksykatorze, zawierającym żel krzemionkowy, wykonywano pomiary przepuszczalności, po czym umieszczono je na okres 1 miesiąca (do uzyskania stałej masy) w roztworach wodnych następujących soli: 10% roztwór Na_2SO_4 (próbki K1-K3), 15% roztwór NaCl (próbki K4-K6) oraz 30% roztwór NaCl (próbki K7-K9).

Próbki nasycone roztworami soli były suszone przez 9 dni w temperaturze pokojowej, następnie przez 28 dni w temperaturze 50°C, a później w temperaturze 60°C do uzyskania stałej masy, po czym zmierzono ich przepuszczalność właściwą. Wartości przepuszczalności właściwej i przepuszczalności właściwej skorygowanej (Klinkenberga) próbek bez soli oraz z solami NaCl i Na_2SO_4 przedstawiono na Rys. 2.

Przedstawione zależności opisujące wpływ wilgotności, temperatury oraz stężenia soli, na własności ośrodka wielofazowego (izotermy desorpcji przepuszczalność właściwą) wykorzystano podczas formułowania modelu matematycznego, opisującego krystalizację soli.



Rys. 2. Przepuszczalność próbek po ich wysuszeniu do stałej masy (lewy wykres) oraz po nasyceniu roztworami soli i ponownym wysuszeniu do stałej masy (prawy wykres).

3. MODELOWANIE TRANSPORTU I KRYSTALIZACJI SOLI

3.1. Model matematyczny

Porowaty materiał budowlany jest modelowany jako ośrodek wielofazowy. Pory tego materiału mogą być częściowo wypełnione przez fazę gazową (mieszaninę suchego powietrza i pary wodnej), fazę ciekłą (roztwór soli w wodzie) oraz kryształy soli. W dalszej części pracy przyjęto, że indeksy a, v, s, l, g oznaczają odpowiednio: suche powietrze, parę wodną, szkielet, fazę ciekłą oraz fazę gazową. Założono, iż szkielet jest w kontakcie z wszystkimi płynami w porach. W pracach [1,7,11] przedstawiono pełne wyprowadzenie równań modelu matematycznego, poczynając od lokalnych równań bilansu masy, pędu i energii dla poszczególnych składników ośrodka, które po zastosowaniu uśrednienia objętościowego stanowią makroskopowe równania rządzące modelu. Ich końcowa postać wyrażona jest w funkcji zmiennych stanu ośrodka: ciśnienia gazu - p^g, ciśnienia kapilarnego - p^c, temperatury - T, stężenia soli w wodzie - ω oraz wektora przemieszczenia - $\mathbf{u}$ (przy założeniu teorii małych odkształceń ośrodka). Objętość kryształów w porach opisuje zmienna wewnętrzna S_p, która jest zdefiniowana jako objętość kryształów soli w porach odniesiona do porowatości efektywnej. Wielkość ta jest wyznaczana przez scałkowanie równania ewolucji objętości kryształów. Ze względu

na ograniczoną objętość niniejszej pracy, przedstawiono tylko najważniejsze równania modelu matematycznego. Pozostałe równania, tj. bilans masy suchego powietrza i bilans energii w ośrodku wielofazowym, wraz z wyprowadzeniem, można znaleźć w pracach [1,7].

- *Równanie bilansu masy wilgoci* (zawartej w fazie ciekłej i gazowej), zostało wyprowadzone przez zsumowanie równania bilansu masy pary wodnej i wody ciekłej. Uwzględniono dyfuzyjny i adwekcyjny przepływ pary wodnej, źródła masy wody związane z jej przemianami fazowymi (parowanie/skraplanie lub fizyczna adsorpcja/desorpcja), a także zmiany porowatości spowodowane odkształceniami szkieletu:

$$\begin{aligned} & n\frac{\partial}{\partial t}\left(S_w\rho^w\right)+n\frac{\partial}{\partial t}\left(S_g\rho^v\right)-\beta_s\left(1-n\right)\left(S_g\rho^v+S_w\rho^w\right)\frac{\partial T}{\partial t}+ \\ & +\mathrm{div}(nS_w\rho^w\mathbf{v}^{ws})+\mathrm{div}(nS_g\rho^v\mathbf{v}^{gs})+\mathrm{div}\left(\mathbf{J}_g^v\right)=0 \end{aligned} \tag{4}$$

gdzie $\mathbf{v}^{ws}$ i $\mathbf{v}^{gs}$ są prędkościami roztworu i gazu względem szkieletu, $\mathbf{J}_d^v$ jest dyfuzyjnym strumieniem masy pary wodnej [17].

- *Równanie bilansu masy soli*, uwzględniające dyfuzję i adwekcję soli rozpuszczonej oraz źródła masy związane z procesem krystalizacji-rozpuszczania soli [7,11]:

$$\begin{aligned} & n\frac{\partial}{\partial t}\left(\rho^w\omega S_w\right)-S_w\omega\rho^w\beta_s\left(1-n\right)\frac{\partial T}{\partial t}+n\rho^p\frac{\partial S_p}{\partial t}+ \\ & +\mathrm{div}(nS_w\omega\rho^w\mathbf{v}^{ws})+\mathrm{div}(\mathbf{J}^{dysp})=0 \end{aligned} \tag{5}$$

gdzie $\mathbf{J}^{dysp}$ jest dyspersyjnym strumieniem masy soli w roztworze.

- *Równanie bilansu pędu* ośrodka w formie przyrostowej ma postać [16]:

$$\mathrm{div}\left(\dot{\mathbf{t}}^{tot}\right)+\dot{\rho}\mathbf{g}=\mathbf{0} \tag{6}$$

gdzie $\mathbf{t}^{tot}$ jest całkowitym tensorem naprężenia, ρ - gęstością pozorną ośrodka wielofazowego, $\mathbf{g}$ - wektorem przyspieszenia grawitacyjnego.

- Naprężenia modelowane są za pomocą tensora naprężeń efektywnych $\mathbf{t}^{ef}$ [16]:

$$\mathbf{t}^{tot}=\mathbf{t}^{ef}-\alpha P^s\mathbf{I}=\mathbf{t}^{ef}-\left(p^g-\chi_s^{ws}p^c+\chi_s^{cs}p^{cryst}\right)\mathbf{I} \tag{7}$$

gdzie α jest współczynnikiem Biota, P^s - ciśnieniem wywierane na szkielet przez fazy wypełniające pory, $\mathbf{I}$ - jednostkowym tensorem drugiego rzędu. χ_s^{ws} oznacza ułamek powierzchni szkieletu, będącego w kontakcie z cieczą porową, χ_s^{cs} - ułamek powierzchni szkieletu w kontakcie z kryształami soli, p^{cryst} - ciśnienie krystalizacji soli wyznaczone z równania (1).

- *Równanie ewolucji objętości soli*, wyrażone w funkcji stopnia przesycenia roztworu $S= a/K$ (aktywność jonowa - a i stała równowagowa - K zależą od temperatury i stężenia soli w roztworze), ma następującą postać [7]:

$$\dot{S}_p\left(t\right)=\begin{cases} S_w\left(t\right)H(S\left(t\right)-A')^r, & S\geq A'\wedge S_p<1 \\ -S_w\left(t\right)H\,|S\left(t\right)-1|^r, & S<1\wedge 0<S_p<1 \end{cases} \tag{8}$$

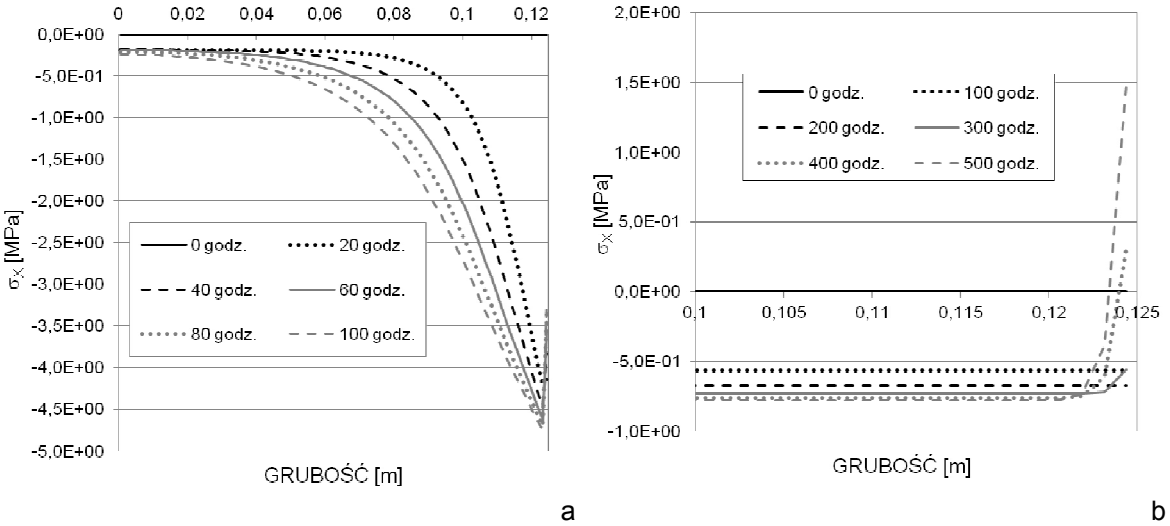
gdzie $S_p = 1 - S_w - S_g$ oznacza stopień nasycenia porów wykrystalizowaną solą, H - stałą kinetyczną procesu, r - rząd procesu.

Dla początkowej krystalizacji parametr przesycenia A' ≥ 1, zaś po pojawieniu się w porach pierwszych kryształów soli dalsza jej krystalizacja postępuje przy A'= 1. W przypadku $S < 1$ równanie (8) opisuje proces rozpuszczania się kryształów soli w roztworze. Obliczenia współczynnika aktywności wykonano przy wykorzystaniu modelu Pitzera, dla którego niezbędne parametry zaczerpnięto z pracy [17]. Całkowity stopień nasycenia porów wykrystalizowaną solą można obliczyć przez zcałkowanie po czasie wzoru (8):

$$S_p(t) = S_p(t_0) + \int_{t_0}^{t} \dot{S}_p(t)\,dt \tag{9}$$

3.2. Wyniki symulacji numerycznych krystalizacji soli podczas wysychania

Wykorzystując autorski program komputerowy, wykonano analizę procesów transportu masy i energii oraz krystalizacji soli podczas wysychania 0,25 m ściany betonowej oraz muru wykonanego z cegły ceramicznej pełnej. W obu analizowanych przypadkach założono, że ściana początkowo zawilgocona była 10% roztworem NaCl w wodzie. Wysychanie spowodowane było nagłym spadkiem wilgotności względnej od wartości 99,99% do 85% w przypadku cegły oraz do 60% dla betonu. Analizowano 500 i 100 godzin wysychania odpowiednio dla cegły i betonu. Podczas symulacji przyjęto takie same warunki brzegowe na obu powierzchniach zewnętrznych, dlatego podczas obliczeń wykorzystano symetrię zagadnienia. Pozwoliło to na wykonanie obliczeń tylko dla połowy grubości ściany, którą podzielono na 100 izoparametrycznych elementów skończonych o jednakowych wymiarach. Wysychanie wody na powierzchni przegrody powodowało transport cieczy i rozpuszczonej w niej soli w kierunku tej powierzchni. Zaobserwowano różne profile zawilgocenia cegły i betonu podczas wysychania, co jest wynikiem różnic mikrostruktury analizowanych materiałów. Cała grubość cegły wysycha równomiernie, natomiast w betonie można zauważyć przesuwający się w głąb ściany front zawilgocenia. Woda odparowuje na powierzchni, co powoduje znaczący wzrost stężenia soli rozpuszczonej. Może to prowadzić do przesycenia roztworu i w konsekwencji do krystalizacji soli. Podczas wysychania, wskutek działania sił kapilarnych, materiał jest rozciągany. Kryształy rosnące wewnątrz porów oddziałują na ściany szkieletu, w wyniku czego w szkielecie pojawiają się dodatkowe naprężenia rozciągające. Na Rys. 3 przedstawiono naprężenia w materiale, wywołane przez fazy wypełniające pory: gaz, ciecz i rosnące kryształy. Naprężenia te mogą osiągnąć w przypadku muru ceglanego przy powierzchni - Rys. 3b, wartości bliskie wytrzymałości cegły na rozciąganie równej ok. 1MPa. Prowadzić to może do powstania rys i uszkodzeń powierzchniowych murów, często o dużej wartości historycznej. W przypadku ściany betonowej, ciśnienie krystalizacji powoduje tylko nieznaczny spadek naprężeń ściskających, wywołanych wysychaniem, Rys. 3a. Podczas symulacji, przyjmując różne charakterystyki kinetyki krystalizacji soli, tj. parametry równania (8), nie zaobserwowano powstania w szkielecie naprężeń rozciągających. Jest to związane z bardzo rozwiniętą strukturą wewnętrzną materiałów cementowych i ich bardzo niskiej przepuszczalności. Ilość soli, jaka adwekcyjnie dopływa do warstw przypowierzchniowych, jest zbyt mała, aby spowodować zniszczenia wskutek wzrostu kryształów soli. Podczas analizy naprężeń elementów konstrukcji budowlanych, należy dodatkowo uwzględnić obciążenia zewnętrzne oraz ciężar własny. W przypadku sprężystej pracy materiału, co jest zwykle zakładane w obliczeniach inżynierskich, odkształcenia od obciążeń zewnętrznych i wewnętrznych (tj. ciśnienia kapilarnego i ciśnienia krystalizacji) sumują się. Wyznaczenie odkształceń plastycznych i pełzania betonu jest możliwe po zastosowaniu odpowiedniego modelu konstytutywnego materiału, w którym uwzględnione zostaną naprężenia efektywne, obliczone z równania (7).



Rys.3. Rozkład naprężeń w ścianie: a) betonowej, b) wykonanej z cegły ceramicznej pełnej, początkowo zawilgoconej wodnym roztworem NaCl.

4. WNIOSKI

W prezentowanej pracy przedstawiono model matematyczny i program komputerowy do analizy transportu i krystalizacji soli w porowatych materiałach budowlanych. Wytrącona sól wpływa na strukturę wewnętrzną materiałów oraz ich właściwości fizyczne, np. izotermy sorpcji, przepuszczalność, dyfuzyjność. Przebieg procesu krystalizacji soli zależy nie tylko od własności termodynamicznych roztworów, ale również od wielkości i kształtu porów, w jakich on zachodzi. Duże pory oraz wysoka przepuszczalność właściwa sprzyjają krystalizacji soli podczas wysychania i zniszczeniu materiału wskutek tego procesu. Opracowany program komputerowy może być wykorzystany do prognozowania ciśnienia krystalizacji soli i wywołanego nim zniszczenia różnych materiałów budowlanych, co umożliwi ocenę zabezpieczenia konstrukcji obiektów, zwłaszcza zabytkowych, przed krystalizacją soli.

Podziękowania

Badania przedstawione w referacie wykonano w ramach projektu badawczego "Innowacyjne środki i efektywne metody poprawy bezpieczeństwa i trwałości obiektów budowlanych i infrastruktury transportowej w strategii zrównoważonego rozwoju" finansowanego przez Unię Europejską w ramach Programu Operacyjnego Innowacyjna Gospodarka.

Piśmiennictwo

[1] Gawin D.: Procesy degradacji mikrostruktury kompozytów cementowych w wysokiej temperaturze. Studia z zakresu inżynierii, PAN KILiW IPPT, Warszawa 2010.
[2] Wieczorek G.: Korozja zbrojenia inicjowana przez chlorki lub karbonatyzację otuliny. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2002.
[3] Zybura A.: Zabezpieczenie konstrukcji żelbetowych metodami elektrochemicznymi. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2003.
[4] Brandt A.M., Kasperkiewicz J.(red.):, Metody diagnozowania betonów i betonów wysokowartościowych na podstawie badań strukturalnych, IPPT PAN, Warszawa 2003.
[5] Czarnecki L., Emmons P.H.: Naprawy i ochrona konstrukcji betonowych, Polski Cement, Kraków 2002.

[6] Steiger M.: Crystal growth in porous materials-I: the crystallization pressure of large crystals. Journal of Crystal Growth 282/2005, s. 455–469.
[7] Koniorczyk M.: Salt transport and crystallization in non-isothermal, partially saturated porous materials considering ions interaction model. International Journal of Heat and Mass Transfer 55/2012, s. 665–679.
[8] Lubelli B., van Hees R.P.J., Brocken H.J.P., Experimental research on hygroscopic behaviour of porous specimens contaminated with salts, Construction and Building Materials 18/2004, s. 339–348
[9] Scherer G.W.: Crystallization in pores, Cement and Concrete Research, 29/1999, s. 1347–1358
[10] Flatt R.J., Steiger M., Scherer G.W.: A commented translation of the paper by C.W. Correns and W. Steinborn on crystallization pressure, Environmental Geology, 52/2007, s. 187-203,
[11] Koniorczk M., Gawin D., Heat and moisture transport in porous building materials containing salt, Journal of Building Physics, 31/2008, s. 279-300.
[12] Koniorczyk M., Wojciechowski M.: Influence of salt on desorption isotherm and hygral state of cement mortar – Modelling using neural networks, Construction and Building Materials, 23/2009, s. 2988–2996.
[13] Kollek J.J: Cembureau Recommendation. The determination of the permeability of concrete to oxygen by the Cembureau method - a recommendation, Materials and Structures, Vol. 22, 1989, s. 225-230.
[14] Klinkenberg L.J.: The permeability of porous media to liquids and gases. Drilling and Production Practice, American Petroleum Inst., 1941, s. 200-213.
[15] RILEM TC 116-PCD: Permeability of Concrete as a Criterion of its Durability. Tests for gas permeability of concrete. A. Preconditioning of concrete test specimens for the measurement of gas permeability and capillary absorption of water. B. Measurement of the gas permeability of concrete by the RILEM-Cembureau metod, Materials and Structures, Vol.32, 1999, s. 174-179.
[16] Lewis RW, Schrefler BA.: The finite element method in the static and dynamic deformation and consolidation of porous media. Chichester. John Wiley&Sons, 1998.
[17] Szarawa J.: Termodynamika chemiczna, WNT, Warszawa, 2007.

SALT TRANSPORT AND CRYSTALIZATION IN BUILDING MATERIALS DURING DRYING

Summary

A mathematical model of chemo-hydro-thermo-mechanical behaviour of porous building materials considering salt transport and crystallization during drying of building materials is presented. The experimental study concerns the influence of salt contained in the pores on the effective porosity, intrinsic permeability and desorption isotherms of two building materials. An additional pressure due to salt crystallization is taken into account by means of the effective stress principle. The Pitzer ion interaction model and the Freundlich non-equilibrium isotherms are used to define the kinetics of salt crystallization/dissolution. The solution properties and magnitude of crystallization pressure depend on the internal pore structure of the material. The model equations are solved by means of the finite element and finite difference method. Using the developed software the drying process of some building materials and potential damage due to salt crystallization is analysed.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Jan KUBIK[1]
Andrzej KUCHARCZYK[2]
Politechnika Opolska

PRZEPŁYWY WILGOCI W ZASOLONEJ CERAMICE BUDOWLANEJ

STRESZCZENIE

W referacie zaproponowano model matematyczny procesu suszenia ceramiki budowlanej nasączonej roztworami soli. Przedstawiano również wyniki badań laboratoryjnych suszenia ceramiki nasyconej wodą destylowaną oraz wodnymi roztworami siarczanu glinu.

SŁOWA KLUCZOWE: siarczan glinu, suszenie, krystalizacja soli

1. WPROWADZENIE

Obserwowane, szczególnie na wiosnę, wykwity soli na powierzchni ścian ceglanych i tynków wymagają opisów analitycznych. Propozycję takiego opisu z wykorzystaniem modelu ciała wieloskładnikowego prezentujemy w referacie. Oprócz rozważań teoretycznych przedstawiono wyniki badań laboratoryjnych wysychania cegły ceramicznej nasycanej wodnymi roztworami siarczanu glinu, które często są spotykane w starych polichromiach. Wykorzystano tutaj rozważania analogiczne jak przedstawione w [3].

2. MODEL PROCESU

Rozważa się mieszaninę składającą się z siedmiu składników (rys. 1): szkieletu (o gęstości ρ_0), wody (o gęstości ρ_1), pary wodnej (o gęstości ρ_2), filmu cieczy (o gęstości ρ_3), anionów (o gęstości ρ_4), kationów (o gęstości ρ_5) oraz wytrąconej soli (o gęstości ρ_6). Procesy związane z przenoszeniem wilgoci oraz soli są opisane za pomocą parcjalnych bilansów masy [1, 2]:

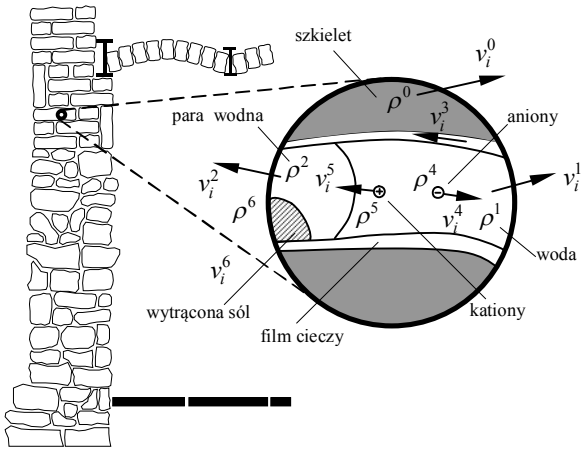
$$\frac{\partial \rho^\alpha}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_i}\left(\rho^\alpha v_i^\alpha\right) = \rho R^\alpha, \ \alpha = 0,1,\ldots,6 \tag{1}$$

[1] j.kubik@po.opole.pl
[2] a.kucharczyk@po.opole.pl

Sumując równania bilansów dla wszystkich składników mieszaniny otrzymujemy zasadę zachowania masy

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_i}(\rho w_i) = 0, \qquad \sum_\alpha \rho R^\alpha = 0 \tag{2}$$

gdzie $\rho = \sum_\alpha \rho^\alpha$ to gęstość mieszaniny, $w_i = v_i^\alpha - u_i^\alpha$ to prędkość barycentryczna a v_i^α, u_i^α to prędkość parcjalna i dyfuzyjna składnika α.



Rys. 1. Model procesu

Po wprowadzeniu do (1) stężeń $c^\alpha = \dfrac{\rho^\alpha}{\rho}$, prędkości parcjalnej $v_i^\alpha = w_i + u_i^\alpha$ oraz strumienia dyfuzyjnego $j_i^\alpha = \rho c^\alpha u_i^\alpha$ otrzymujemy równoważne ujęcie bilansów

$$\frac{d c^\alpha}{dt} + \frac{\partial j_i^\alpha}{\partial x_i} = R^\alpha \tag{3}$$

lub

$$\frac{\partial c^\alpha}{\partial t} + w_i \frac{\partial c^\alpha}{\partial x_i} + \frac{\partial j_i^\alpha}{\partial x_i} = R^\alpha \tag{4}$$

Podstawiając równanie fizyczne na strumień masy j_i^α

$$j_i^\alpha = -D^\alpha \frac{\partial c^\alpha}{\partial x_i} \tag{5}$$

równanie (4) przyjmuje postać

$$\frac{\partial c^\alpha}{\partial t} + w_i \frac{\partial c^\alpha}{\partial x_i} - \frac{\partial}{\partial x_i}\left(D^\alpha \frac{\partial c^\alpha}{\partial x_i} \right) = R^\alpha \tag{6}$$

Oprócz bilansów masy, dla tego rodzaju przepływów, muszą być spełnione parcjalne bilanse ładunku elektrycznego

$$\frac{\partial}{\partial t}\left(\rho^{\alpha} e^{\alpha}\right)+\frac{\partial}{\partial x_i}\left(\rho^{\alpha} e^{\alpha} v_i^{\alpha}\right)=\rho e^{\alpha} R^{\alpha}, \ \alpha=4,5 \tag{7}$$

Wstawiając do powyższego równania prędkość parcjalną w postaci $v_i^{\alpha}=w_i+u_i^{\alpha}$, a następnie sumując po wszystkich składnikach posiadających ładunek elektryczny otrzymujemy

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho e)+\frac{\partial}{\partial x_i}\left(\rho e w_i+J_i\right)=0 \tag{8}$$

gdzie: $\rho e=\sum_{\alpha}\left(\rho^{\alpha} e^{\alpha}\right)$ – gęstość ładunku elektrycznego,

$\rho e w_i=\sum_{\alpha} \rho^{\alpha} e^{\alpha} w_i$ – konwekcyjna składowa prądu elektrycznego,

$\sum_{\alpha} \rho e^{\alpha} R^{\alpha}=0$ – źródło ładunku elektrycznego,

$J_i=\sum_{\alpha} J_i^{\alpha}=\sum_{\alpha}\left(\rho^{\alpha} e^{\alpha} u_i^{\alpha}\right)=\sum_{\alpha}\left(e^{\alpha} j_i^{\alpha}\right)$ – prąd dyfuzyjny.

Człony J_i, $\rho e w_i$ związane z dyfuzyjnym i konwekcyjnym transportem masy są pomijalnie małe, stąd też sumaryczny ładunek ρe jest niezmienny w czasie.

3. ŹRÓDŁO MASY WYTRĄCONEJ SOLI

Sumując parcjalne bilanse masy dla szkieletu, wody, pary wodnej, filmu cieczy oraz jonów uzyskano:

$$\frac{\partial c}{\partial t}+w_i \frac{\partial c}{\partial x_i}-D \frac{\partial^2 c}{\partial x_i^2}=-R^6 \tag{9}$$

gdzie: $c=c^1+c^2+c^3+c^4+c^5$ – stężenie roztworu porowego,

$j_i=j_i^1+j_i^2+j_i^3+j_i^4+j_i^5=-D\frac{\partial c}{\partial x_i}$ – strumień dyfuzyjny masy roztworu porowego,

$-R^6=R^1+R^2+R^3+R^4+R^5$ – źródło masy wytrąconej soli.

W dalszych rozważaniach przyjęto, że prędkość konwekcyjna zależy od ciśnienia kapilarnego oraz, że ciśnienie cieczy porowej jest zależne wyłącznie od koncentracji roztworu porowego $p=p(c)$. Takie założenie jest bliskie fizyce zjawiska w pierwszych etapach wysychania materiału nasyconego roztworami soli, gdzie wykrystalizowana sól nie wpływa znacząco na ciśnienie kapilarne w materiale porowatym. Uwzględniając powyższe uzyskano

$$w_i=-K \frac{\partial p}{\partial x_i}=-K \frac{\partial p}{\partial c} \frac{\partial c}{\partial x_i}=-\overline{K} \frac{\partial c}{\partial x_i} \tag{10}$$

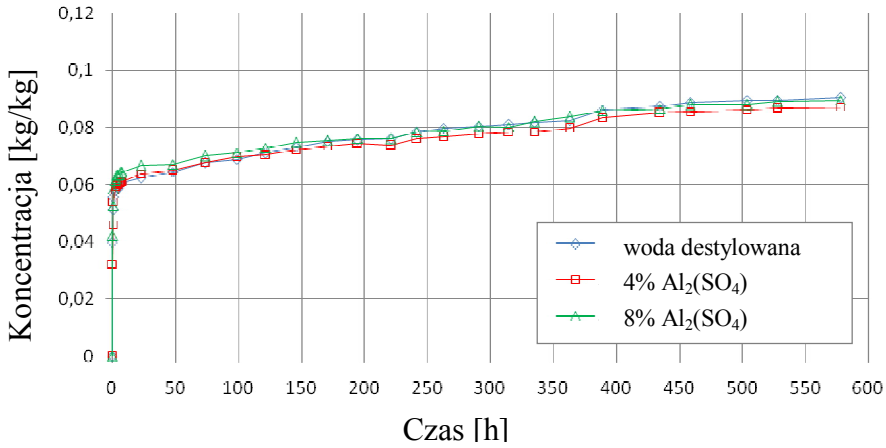
Wprowadzając powyższą zależność do (9) otrzymano równanie

$$\frac{\partial c}{\partial t} - \left(\overline{K} + D\right)\frac{\partial^2 c}{\partial x_i^2} = -R^6 \tag{11}$$

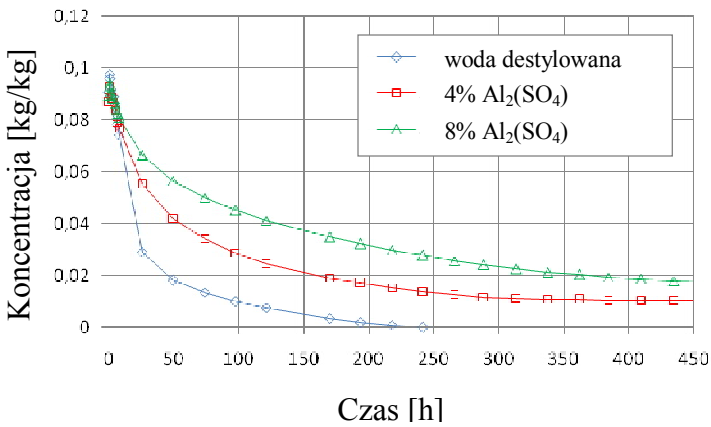
z którego można oszacować współczynniki transportu $\overline{K}$ i D oraz źródło masy wytrąconej soli (por. [1, 3]).

4. BADANIA LABORATORYJNE

W celu oszacowania wpływu zasolenia na rozkład wilgoci w materiałach budowlanych przeprowadzono cykle nasączanie-wysychanie, dla próbek z cegły pełnej. Próbki moczono w wodzie destylowanej oraz w roztworach wodnych siarczanu glinu $Al_2(SO_4)$ wykonując pomiary aż do pełnego nasycenia. Tak przygotowane próbki suszono w wilgotności 70% i temperaturze 25°C dokonując pomiarów zmian masy. Następnie masy próbek przeliczono na koncentracje, których rezultaty przedstawiono na rys. 2, 3. Krzywe suszenia stanowią podstawę do wyznaczenia źródła masy R^6 dla $t \to \infty$ na rys. 3. Podobnie z analizy wysychania w pierwszym i drugim etapie otrzymujemy współczynniki kinetyki procesu $\overline{K} + D$.



Rys. 2. Krzywa nasycania próbki ceglanej



Rys. 3. Krzywa suszenia próbki ceglanej

Z rys. 3 wynika, że na początku mamy maksymalną prędkość procesu, która w miarę upływu czasu spada, aż do zera. Dochodzi do ustalenia nowego stanu równowagi termodynamicznej w układzie wilgoć-sól-szkielet.

5. PODSUMOWANIE

Obserwacja procesu wysychania zasolonych materiałów kapilarno-porowatych pozwala wydzielić dwa etapy. Pierwszy z nich charakteryzuje się stałą szybkością suszenia, która zależy od szybkości dyfuzji pary wodnej w warstwie powietrza zewnętrznego. W tym przypadku transport wilgoci ze środka jest szybszy niż jej odparowanie z powierzchni materiału. W tym etapie suszenia sól krystalizuje na powierzchni i w warstwie przypowierzchniowej materiału. Jest to wysychanie konwekcyjne o stałej szybkości schnięcia. Drugi okres suszenia charakteryzuje się malejącą szybkością suszenia. Następuje odparowanie wilgoci w coraz głębszych warstwach materiału i przemieszczanie się pary wodnej do powierzchni, co powoduje, że wykrystalizowana sól może osadzać się i wypełniać sieć kapilar we wnętrzu materiału. Etap drugi to wysychanie dyfuzyjno-konwekcyjne w którym zauważa się malejącą szybkość schnięcia.

Na podstawie przeprowadzonych pomiarów, zauważa się, iż stopień zasolenia ma znaczący wpływ na proces transportu wilgoci. Powoduje iż szybkość wysychania jest znacznie wolniejsza. Może to być spowodowane adsorpcją wytrąconej soli oraz zapychaniem kapilar produktami reakcji.

SPIS OZNACZEŃ

ρ^{α} – gęstość składnika α ,

v_i^{α} – prędkość konwekcyjna składnika α ,

u_i^{α} – prędkość dyfuzyjna składnika α ,

w_i – prędkość barycentryczna składnika α ,

ρR^{α} – źródło masy składnika α ,

j_i^{α} – strumień masy składnika α ,

$c^{\alpha} = \dfrac{\rho^{\alpha}}{\rho}$ – koncentracja składnika α ,

D – współczynnik dyfuzji roztworu porowego,

$\overline{K}$ – współczynnik przepuszczalności roztworów soli przez materiał porowaty,

$\rho^{\alpha} e^{\alpha}$ – ładunek elektryczny składnika α ,

$\rho^{\alpha} e^{\alpha} R^{\alpha}$ – źródło ładunku elektrycznego składnika α .

Piśmiennictwo

[1] Kubik J. Przepływy wilgoci w materiałach budowlanych, OWPO Opole 2000

[2] Kubik J., Świrska J., Wyrwał J. Popowodziowe zawilgocenie budowli, OWPO Opole 1999

[3] Kubik J., Kucharczyk A., Przepływy wilgoci w zasolonych ścianach, Fizyka budowli w teorii i praktyce, Łódź 2007

MOISTURE FLOWS IN SALTETED BUILDING CERAMICS

Summary

In this paper the mathematical model of drying of building ceramics saturated with salt solutions was proposed. The laboratory investigations of drying of ceramics saturated with distilled water and aqueous solutions of aluminum sulphate was also presented.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Jadwiga ŚWIRSKA-PERKOWSKA[1]
Zbigniew PERKOWSKI[2]
Politechnika Opolska

WYZNACZANIE WSPÓŁCZYNNIKA DYFUZJI WILGOCI ZA POMOCĄ ALGORYTMÓW GENETYCZNYCH

STRESZCZENIE

W pracy przedstawiono badania eksperymentalne kinetyki sorpcji próbek z normowej zaprawy cementowej i betonu komórkowego, wykonanych w kształcie beleczek o wymiarach ~4cm×4cm×16cm. Próbki sorbowały wilgoć z otoczenia przez jedną powierzchnię czołową tak, aby warunki eksperymentu odpowiadały jednowymiarowemu przypadkowi dyfuzji. W trakcie eksperymentu rejestrowano zmiany w czasie wskazań dwóch wag, na których opierały się końce beleczek za pośrednictwem podpór wykonanych z aluminiowych teowników. Następnie sformułowano współczynnikowe zadanie odwrotne w przypadku nieliniowej dyfuzji. Zadanie to rozwiązano przy wykorzystaniu metody różnic skończonych oraz algorytmów genetycznych. W efekcie uzyskano wielomiany czwartego stopnia, aproksymujące zmienność współczynnika dyfuzji wilgoci w zależności od jej stężenia w przypadku badanych materiałów budowlanych.

SŁOWA KLUCZOWE: dyfuzja, współczynnik dyfuzji wilgoci, metody odwrotne, algorytmy genetyczne.

1. WPROWADZENIE

W niniejszej pracy podjęto próbę oszacowania współczynnika dyfuzji wilgoci w zależności od wilgotności materiału. W rozważaniach ograniczono się do zakresu wilgotności otaczającego powietrza od 20 do 60%, któremu to zakresowi towarzyszy powstawanie na powierzchni wewnętrznej materiałów porowatych polimolekularnej warstwy adsorbatu. W analizowanym zakresie wilgotności dominującą rolę w przenoszeniu wody w materiale odgrywa dyfuzja objętościowa pary wodnej i dyfuzja powierzchniowa cieczy zaadsorbowanej na powierzchni porów i kapilar.

W pracy [9] wyznaczono średnie, w rozpatrywanym zakresie wilgotności, współczynniki dyfuzji i przejmowania wilgoci w przypadku czterech materiałów budowlanych (gipsu budowlanego, cegły ceramicznej, zaprawy cementowej oraz betonu komórkowego). Jak wiadomo współczynnik dyfuzji wilgoci nie jest wielkością stałą, lecz zmienia się wraz z wilgotnością materiału. Na fakt ten wskazują liczne badania

[1] j.swirska@po.opole.pl
[2] z.perkowski@po.opole.pl

eksperymentalne (np. [2, 3, 5]). W [1] znaleźć można propozycje różnych zależności współczynnika dyfuzji wilgoci od wilgotności materiału (np. funkcje liniowe, eksponencjalne, wymierne). Jednak w pracach o charakterze eksperymentalnym najchętniej stosowane są funkcje typu eksponencjalnego [6, 8].

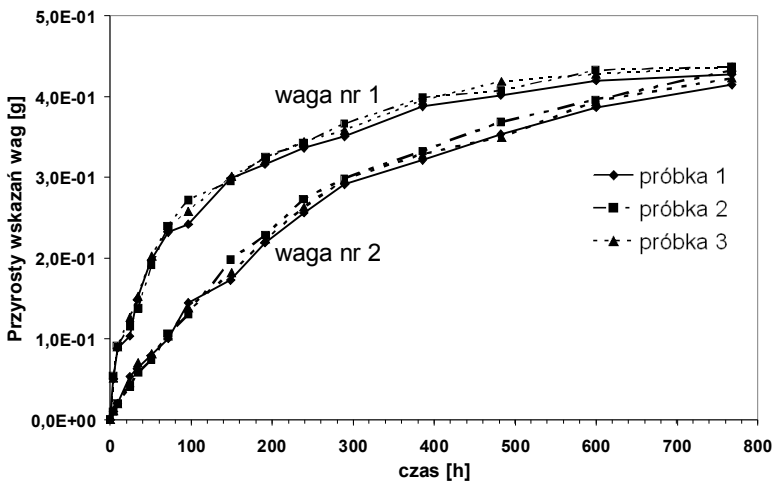
W niniejszej pracy zaproponowano procedurę obliczeniową do wyznaczania zależności współczynnika dyfuzji wilgoci od wilgotności materiału, która wykorzystuje metodę różnic skończonych, algorytm genetyczny oraz wyniki kinetyki sorpcji próbek materiałów w kształcie beleczek. W procedurze tej założono, że współczynnik dyfuzji wilgoci jest aproksymowany wielomianem czwartego stopnia. Zrezygnowano więc z monotoniczności tego współczynnika narzucanej przez funkcje typu eksponencjalnego. Taka forma współczynnika dyfuzji może lepiej oddawać złożoność zjawisk i nakładanie się różnych mechanizmów transportu wilgoci, zachodzących w materiale kapilarno-porowatym. Zaproponowany sposób wyznaczania współczynnika dyfuzji wilgoci jest zgodny z aktualnym trendem panującym w literaturze światowej, w której zaczynają przeważać metody bazujące na zadaniach odwrotnych i metodach optymalizacyjnych [2, 3, 4, 6, 8].

2. BADANIA EKSPERYMENTALNE

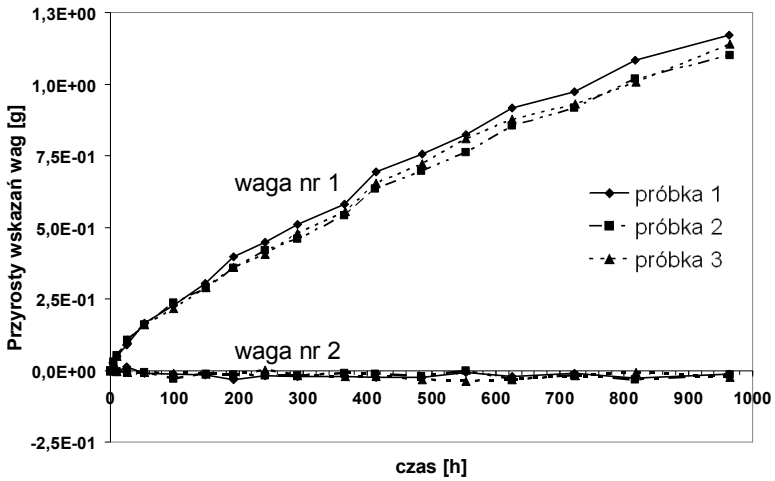
Badania eksperymentalne przeprowadzono na próbkach w kształcie beleczek o przekroju ~4cm×4cm, wykonanych z zaprawy cementowej o stosunku w/c równym 0,5 oraz betonu komórkowego o gęstości 600 kg/m^3. Długość beleczek zaprawy wynosiła 16 ± 0.1 cm, natomiast betonu komórkowego – 15 ± 0.1 cm. Zaprawa cementowa wykonana została na bazie cementu portlandzkiego popiołowego CEM II/B-V 32,5 R klasy 32,5 z dodatkiem lotnego popiołu krzemionkowego. Badania prowadzono każdorazowo na 3 próbkach danego materiału.

Szczegółowy opis przebiegu badań eksperymentalnych, wykorzystywanych w niniejszym artykule, znaleźć można w pracy [9]. Poniżej ograniczono się jedynie do podania podstawowych informacji. A mianowicie, przed rozpoczęciem badań, próbki wysuszono w suszarce do stałej masy w temperaturze 105°C. Po wysuszeniu przechowywano je w pomieszczeniu o wilgotności względnej powietrza równej 20 ± 3%, przez okres około czterech miesięcy. Następnie próbki przełożono do komory klimatycznej, w której panowała temperatura 24 ± 0.5 ^{o}C i wilgotność 24 ± 2%. Po ustabilizowaniu się masy powierzchnie próbek szczelnie obklejono taśmą izolacyjną, zostawiając wolną jedną powierzchnię czołową. Do jednej z pobocznic beleczek przymocowano za pomocą kleju dwie podpory wykonane z teowników aluminiowych. Środniki teowników znajdowały się w odległości 1 cm od końców próbek. Po zaizolowaniu próbki ponownie przełożono do komory klimatycznej, w której ustawiono temperaturę 24°C oraz wilgotność 24% i kondycjonowano. Kiedy masa wszystkich z nich ustabilizowała się, zmieniono warunki wilgotnościowe panujące w komorze na 60% i rozpoczęto badanie kinetyki sorpcji. Próbki ważono na wagach o dokładności ± 0.001 grama. Ważąc poszczególne próbki, ustawiano je za pośrednictwem podpór na dwóch wagach i odczytywano wskazania każdej z nich. W dniu rozpoczęcia badań pomiar wykonano dwa razy w ciągu dnia, a następnie próbki ważono raz dziennie. Po zwolnieniu procesu sorpcji ważono je co dwa, trzy dni. Cały eksperyment trwał około 1.5 miesiąca. W tym czasie beton komórkowy zaadsorbował ponad 90%, a zaprawa cementowa – jedynie 10% wilgoci, jaką mogłyby maksymalnie zabsorbować we wspomnianych warunkach.

W rezultacie opisanych powyżej czynności, w przypadku każdej z trzech próbek poszczególnych materiałów budowlanych, otrzymano przyrosty ich masy w czasie ze wskazań dwóch wag (rys. 1 i 2), na których opierano je za pośrednictwem podpór. Przy czym próbki zawsze ustawiane były tak, że nieizolowana powierzchnia sorbująca znajdowała się nad wagą numer 1.



Rys. 1. Przyrosty wskazań wag 1 i 2 podczas sorpcji wilgoci przez beton komórkowy.



Rys. 2. Przyrosty wskazań wag 1 i 2 podczas sorpcji wilgoci przez zaprawę cementową.

3. MODEL MATEMATYCZNY

Bilansując sumaryczną masę pary wodnej i wilgoci powierzchniowej zgromadzonej w ciele kapilarno-porowatym, przy założeniu, że prędkość konwekcyjna równa się zeru oraz że gęstość mieszaniny (szkieletu, suchego powietrza, pary wodnej i wilgoci powierzchniowej) jest w przybliżeniu stała i równa gęstości suchego szkieletu, można otrzymać zależności:

$$\rho^m \frac{\partial C^w}{\partial t} = -\nabla \cdot \mathbf{j}^m \qquad \Rightarrow \qquad \frac{\partial C^w}{\partial t} = \nabla \cdot \left(D^w \left(C^w \right) \nabla C^w \right), \tag{1}$$

gdzie

$$C^w = C^v + C^s, \qquad \mathbf{j}^w = \mathbf{j}^v + \mathbf{j}^s = -\rho^m D^w \left(C^w \right) \nabla C^w . \tag{2}$$

W powyższych wzorach wprowadzono następujące oznaczenia: C – koncentracja masowa [kg/kg], D – współczynnik dyfuzji [m^2/s], $\mathbf{j}$ – gęstość strumienia masy [kg/(m^2·s)], ρ – gęstość [kg/m^3], t – czas [s]. Natomiast indeksy górne m, s, v, w odnoszą się odpowiednio do suchego materiału, wilgoci zaadsorbowanej, pary wodnej oraz sumarycznej wilgoci. W przypadku jednowymiarowego przepływu, który realizowany był podczas opisywanego powyżej eksperymentu, równanie (1) przyjmie formę zależności

$$\frac{\partial C^w}{\partial t} = \frac{\partial D^w}{\partial C^w}\left(\frac{\partial C^w}{\partial x}\right)^2 + D^w \frac{\partial^2 C^w}{\partial x^2}, \tag{3}$$

której dyskretyzowana postać, zgodnie z ideą MRS, może być dana wzorem

$$\frac{C^w_{i,j} - C^w_{i,j-1}}{\Delta t} = \frac{D^w_{i+1,j-1} - D^w_{i-1,j-1}}{2\Delta x}\frac{C^w_{i+1,j-1} - C^w_{i-1,j-1}}{2\Delta x} + D^w_{i,j-1}\frac{C^w_{i+1,j-1} - 2C^w_{i,j-1} + C^w_{i-1,j-1}}{(\Delta x)^2}, \tag{4}$$

gdzie Δ oznacza przyrost, x współrzędną przestrzenną pokrywającą się z osią próbki, natomiast wskaźniki dolne i oraz j odnoszą się odpowiednio do węzła przestrzennego i punktu czasowego zdyskretyzowanej przestrzeni (x, t).

W analizowanym przypadku warunek początkowy będzie miał postać

$$C^w_{i,0} = C^w_0, \tag{5}$$

natomiast warunki brzegowe na zaizolowanym i nieizolowanym końcu próbki będą dane odpowiednio zależnościami

$$-D^w_{n,j}\frac{C^w_{n+1,j} - C^w_{n-1,j}}{2\Delta x} = 0 \quad \Rightarrow \quad C^w_{n+1,j} = C^w_{n-1,j}, \tag{6}$$

$$-D^w_{0,j}\frac{C^w_{1,j} - C^w_{-1,j}}{2\Delta x} = \kappa\left(C^w_\infty - C^w_{0,j}\right) \quad \Rightarrow \quad C^w_{-1,j} = C^w_{1,j} + \frac{\kappa 2\Delta x}{D^w_{0,j}}\left(C^w_\infty - C^w_{0,j}\right), \tag{7}$$

gdzie n jest węzłem na końcu próbki, -1 i $n+1$ węzłami fikcyjnymi, leżącymi poza próbką w odległości Δx od jej końców, natomiast κ współczynnikiem przejmowania (emisji) wilgoci na brzegu próbki (*surface emission coefficient*) [m/s].

4. PROCEDURA OBLICZENIOWA

W niniejszej pracy przyjęto, że współczynnik dyfuzji wilgoci może być aproksymowany wielomianem czwartego stopnia

$$D^w\left(C^w\right) = a\left(C^w\right)^4 + b\left(C^w\right)^3 + c\left(C^w\right)^2 + d\left(C^w\right) + e, \tag{8}$$

oraz że współczynniki przejmowania wilgoci κ na brzegach próbek są znane i równe $1{,}05\cdot10^{-6}$ w przypadku betonu komórkowego i $9{,}68\cdot10^{-9}$ w przypadku zaprawy cementowej [9].

Celem opisywanej tu procedury obliczeniowej było znalezienie takich wartości współczynników (a, b, c, d, e), które po podstawieniu do równań (4)-(7) dałyby takie rozkłady koncentracji wilgoci, że obliczone na ich podstawie przyrosty wskazań wag 1 i 2 $(\Delta m_{1o}, \Delta m_{2o})$ byłyby możliwie najbardziej zgodne z danymi eksperymentalnymi.

Stopień dopasowania danego zestawu współczynników (a, b, c, d, e) do danych doświadczalnych oceniano na podstawie wartości funkcji sumy względnych F_w (w przypadku betonu komórkowego) lub bezwzględnych F_{bw} (w przypadku zaprawy cementowej) odchyleń kwadratowych pomiędzy wartościami zmierzonymi a obliczonymi:

$$F_w = \sum_{k=1}^{n} \left(\left(\frac{\Delta m_{1o,k} - \Delta m_{1eks,k}}{\Delta m_{1eks,k}} \right)^2 + \left(\frac{\Delta m_{2o,k} - \Delta m_{2eks,k}}{\Delta m_{2eks,k}} \right)^2 \right), \tag{9}$$

$$F_{bw} = \sum_{k=1}^{n} \left(\left(\Delta m_{1o,k} - \Delta m_{1eks,k} \right)^2 + \left(\Delta m_{2o,k} - \Delta m_{2eks,k} \right)^2 \right). \tag{10}$$

Przy czym, obliczając F_w, uwzględniano jedynie te punkty pomiarowe, dla których wartości (Δm_{1eks}, Δm_{2eks}) były większe od 0.2 g . Natomiast wyznaczając wartość F_{bw} brano pod uwagę wszystkie zmierzone wartości Δm_{1eks} większe od 0.2 g i wszystkie odpowiadające im wartości Δm_{2eks}. Za najlepszy zestaw współczynników uznawano taki, w przypadku którego funkcje F_w lub F_{bw} osiągały wartości minimalne. W ten sposób sprowadzono współczynnikowe zadanie odwrotne do typowego zadania optymalizacyjnego, w którym poszukuje się minimum funkcji F_w lub F_{bw}. Ponieważ w rozważanym zagadnieniu funkcje względnych i bezwzględnych odchyleń kwadratowych były funkcjami pięciu zmiennych niezależnych (a, b, c, d, e), dlatego zdecydowano się na zastosowanie, w celu znalezienia ekstremum F_w i F_{bw}, algorytmów genetycznych. Przy czym cały rozpatrywany zakres wilgotności materiału podzielono na cztery równe przedziały i w pierwszej kolejności, zamiast stałych (a, b, c, d, e), poszukiwano wartości współczynnika dyfuzji wilgoci na granicach tych przedziałów $\left(D_1^w, D_2^w, D_3^w, D_4^w, D_5^w\right)$, a dopiero na ich podstawie obliczano współczynniki występujące w wielomianie (8). Tak więc w analizowanym zagadnieniu dowolny osobnik i populacji (złożonej z n osobników) reprezentowany był przez wektor, którego składowe były wartościami współczynnika D^w na końcach rozważanych przedziałów wilgotności $\left[D_1^{w(i)}, D_2^{w(i)}, D_3^{w(i)}, D_4^{w(i)}, D_5^{w(i)}\right]$. Natomiast populacja początkowa tworzona była przez n-krotne losowanie składowych wektorów z przedziałów ustalonych na podstawie średnich wartości współczynników dyfuzji wilgoci $\overline{D}^w$ uzyskanych w pracy [9] dla poszczególnych materiałów budowlanych:

$$D_k^{w(i)} \in \left\langle 10^{-2}\overline{D}^w, 3\overline{D}^w \right\rangle, \quad k = 1, 2, \ldots, 5. \tag{11}$$

Wartości współczynnika $\overline{D}^w$ w przypadku betonu komórkowego i zaprawy cementowej przyjęto równe odpowiednio $9{,}83 \cdot 10^{-9}$ i $7{,}60 \cdot 10^{-11}$ m^2/s [9].

Ocena populacji początkowej polegała na obliczeniu dla każdego z osobników wartości funkcji (9) lub (10). Za najlepszego uznawany był ten osobnik, dla którego funkcja celu osiągała wartość najmniejszą. Ostatecznie, w efekcie selekcji osobników, zostawali oni uszeregowani od najlepszego do najgorszego. Po uszeregowaniu osobników populacji początkowej przechodzono do tworzenia nowego pokolenia. Przebieg procesu powoływania nowej populacji i towarzyszące im operacje genetyczne zostały zaczerpnięty z pracy [9], przy czym liczebność populacji wynosiła tu 25 osobników, a standardowa liczba selekcji 50. Dla każdej z próbek obliczenia wykonywano trzykrotnie. Za wynik ostateczny uznawano wartości otrzymane dla najlepszego osobnika ze wszystkich przeprowadzonych symulacji.

5. WYNIKI OBLICZEŃ

Program komputerowy do wyznaczania współczynnika D^w napisany został w środowisku MATLABA. Program ten wykorzystywał izotermy sorpcji, otrzymane na podstawie wyników zamieszczonych w pracy [9], następujących postaci (odpowiednio w przypadku betonu komórkowego i zaprawy cementowej):

$$C^w(\varphi)=\frac{0.7578\varphi}{(1+43.9589\varphi)(1-0.5865\varphi)},\quad C^w(\varphi)=\frac{0.0980\varphi}{(1+3.4820\varphi)(1-0.8327\varphi)},\qquad (12)$$

gdzie przez φ oznaczono względną wilgotność powietrza.

W tablicy 1 zamieszczono wartości współczynników dyfuzji D_k^w otrzymane w przypadku każdej z próbek obydwu analizowanych materiałów budowlanych. W tablicy tej podano również wartości koncentracji masowej wilgoci w materiale C_k^w, którym odpowiadały wyznaczone wektory D_k^w oraz wartości funkcji przystosowania F_w lub F_{bw} otrzymane dla danego zestawu współczynników D_k^w.

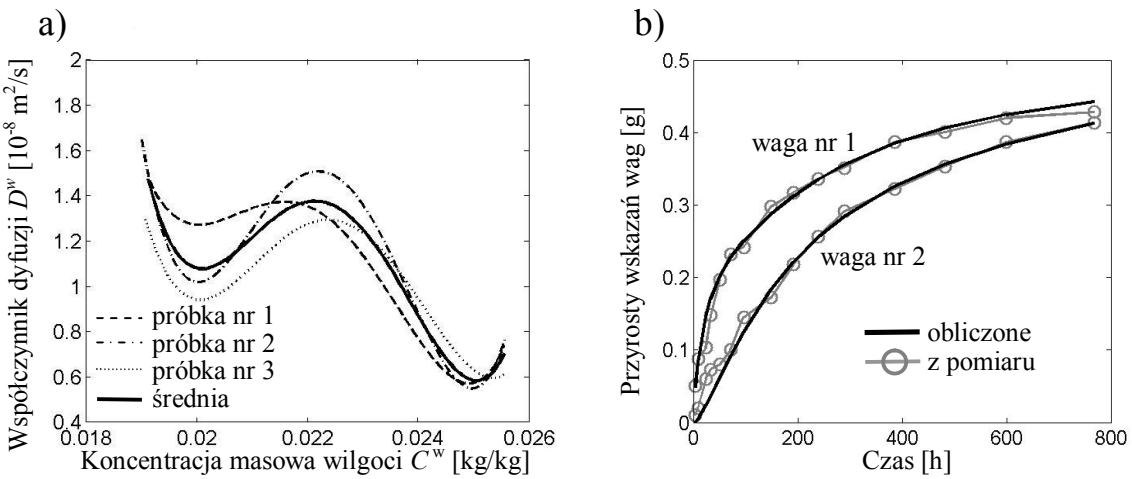
Tablica 1. Wartości współczynników dyfuzji D_k^w uzyskane dla poszczególnych materiałów budowlanych.

Materiał		D_1^w [m²/s]	D_2^w [m²/s]	D_3^w [m²/s]	D_4^w [m²/s]	D_5^w [m²/s]	F_w/F_{bw} 10^{-3} [-]/ 10^{-3} [g²]
beton komórkowy	C_k^w [kg/kg]	$1{,}91\cdot10^{-2}$	$2.07\cdot10^{-2}$	$2.24\cdot10^{-2}$	$2.40\cdot10^{-2}$	$2.56\cdot10^{-2}$	
	próbka 1	$1{,}48\cdot10^{-8}$	$1{,}32\cdot10^{-8}$	$1{,}30\cdot10^{-8}$	$0{,}77\cdot10^{-8}$	$0{,}78\cdot10^{-8}$	5,8
	próbka 2	$1{,}65\cdot10^{-8}$	$1{,}14\cdot10^{-8}$	$1{,}50\cdot10^{-8}$	$0{,}89\cdot10^{-8}$	$0{,}82\cdot10^{-8}$	4,9
	próbka 3	$1{,}29\cdot10^{-8}$	$1{,}02\cdot10^{-8}$	$1{,}29\cdot10^{-8}$	$0{,}95\cdot10^{-8}$	$0{,}62\cdot10^{-8}$	6,6
	średnia	**$1{,}47\cdot10^{-8}$**	**$1{,}16\cdot10^{-8}$**	**$1{,}36\cdot10^{-8}$**	**$0{,}87\cdot10^{-9}$**	**$0{,}74\cdot10^{-9}$**	**5,77**
zaprawa cementowa	C_k^w [kg/kg]	$1{,}02\cdot10^{-2}$	$1{,}72\cdot10^{-2}$	$2.41\cdot10^{-2}$	$3.11\cdot10^{-2}$	$3.81\cdot10^{-2}$	
	próbka 1	$0{,}22\cdot10^{-10}$	$0{,}78\cdot10^{-10}$	$1{,}03\cdot10^{-10}$	$1{,}40\cdot10^{-10}$	$1{,}15\cdot10^{-10}$	9,5
	próbka 2	$0{,}55\cdot10^{-10}$	$0{,}44\cdot10^{-10}$	$0{,}85\cdot10^{-10}$	$1{,}78\cdot10^{-10}$	$1{,}08\cdot10^{-10}$	7,8
	próbka 3	$0{,}05\cdot10^{-10}$	$0{,}59\cdot10^{-10}$	$0{,}97\cdot10^{-10}$	$1{,}60\cdot10^{-10}$	$1{,}53\cdot10^{-10}$	8,6
	średnia	**$0{,}27\cdot10^{-10}$**	**$0{,}60\cdot10^{-10}$**	**$0{,}95\cdot10^{-10}$**	**$1{,}59\cdot10^{-10}$**	**$1{,}25\cdot10^{-10}$**	**8,63**

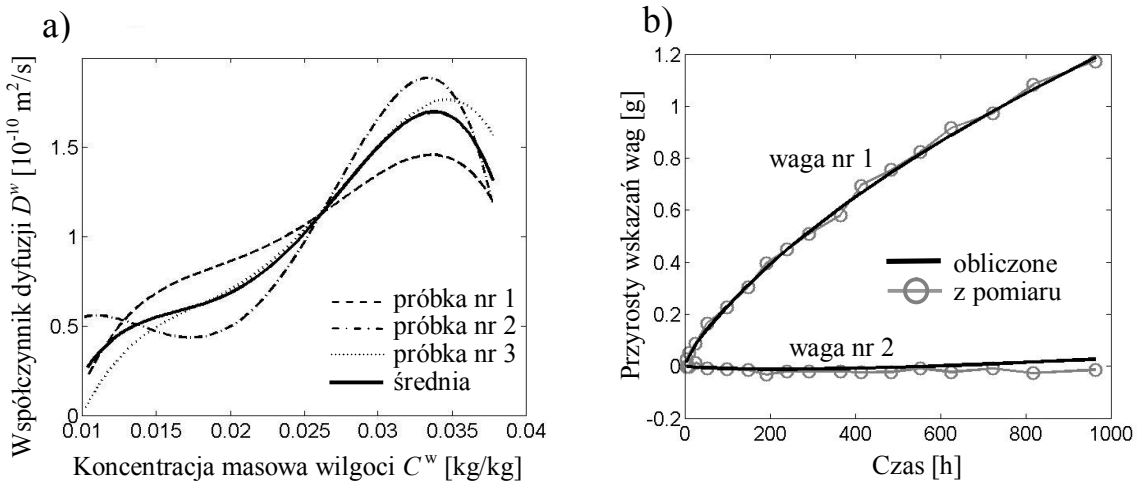
Tablica 2. Wartości współczynników wielomianu $D^w(C^w)$ dla poszczególnych próbek.

Materiał		a	b	c	d	e
beton komórkowy	próbka 1	101,5688	-9,0136	$2{,}9871\cdot10^{-1}$	$-4{,}3822\cdot10^{-3}$	$2{,}4033\cdot10^{-5}$
	próbka 2	187,1599	-16,7727	$5{,}6137\cdot10^{-1}$	$-8{,}3168\cdot10^{-3}$	$4{,}6036\cdot10^{-5}$
	próbka 3	103,8270	-9,3851	$3{,}1666\cdot10^{-1}$	$-4{,}7271\cdot10^{-3}$	$2{,}6356\cdot10^{-5}$
zaprawa cementowa	próbka 1	$-2{,}1665\cdot10^{-3}$	$2{,}0205\cdot10^{-4}$	$-6{,}8180\cdot10^{-6}$	$1{,}0267\cdot10^{-7}$	$-5{,}0972\cdot10^{-10}$
	próbka 2	$-3{,}6972\cdot10^{-3}$	$3{,}0355\cdot10^{-4}$	$-8{,}3820\cdot10^{-6}$	$9{,}3317\cdot10^{-8}$	$-3{,}0867\cdot10^{-10}$
	próbka 3	$-2{,}4573\cdot10^{-3}$	$2{,}2396\cdot10^{-4}$	$-7{,}2433\cdot10^{-6}$	$1{,}0437\cdot10^{-7}$	$-5{,}1799\cdot10^{-10}$

W tabeli 2 zestawiono wartości współczynników wielomianu (8) (a, b, c, d, e), otrzymane w przypadku każdej z próbek analizowanych materiałów budowlanych, przy wartościach C_k^w i D_k^w jak w tablicy 1. Natomiast na rysunkach 3 i 4 zilustrowano przebieg zmienności funkcji $D^w(C^w)$ dla próbek odpowiednio betonu komórkowego i zaprawy cementowej. Linią pogrubioną, ciągłą narysowano wielomian odpowiadający wartościom średnim otrzymanym ze wszystkich próbek. Na rysunkach tych zamieszczono dodatkowo porównanie wykresów przyrostów wskazań wag 1 i 2 w czasie, wyznaczone na drodze eksperymentalnej i obliczone numerycznie przy wykorzystaniu współczynników zestawionych w tabeli 2. Porównanie te wykonano każdorazowo dla próbki nr 1 danego materiału budowlanego.



Rys. 3. a) Zmienność współczynnika dyfuzji wraz z koncentracją wilgoci dla próbek betonu komórkowego.
b) Przykładowe porównanie przyrostów wskazań wag próbki nr 1 wg pomiaru i obliczeń modelowych.



Rys. 4. a) Zmienność współczynnika dyfuzji wraz z koncentracją wilgoci dla próbek zaprawy cementowej.
b) Przykładowe porównanie przyrostów wskazań wag próbki nr 1 wg pomiaru i obliczeń modelowych.

6. WNIOSKI KOŃCOWE

Na rysunkach 3 i 4 można zaobserwować zupełnie odmienny przebieg zmienności funkcji $D^w(C^w)$ w przypadku betonu komórkowego i zaprawy cementowej. O ile w przypadku pierwszego z tych materiałów można mówić o generalnej tendencji malejącej współczynnika dyfuzji wilgoci wraz z wilgotnością materiału (w analizowanym jej zakresie), to dla zaprawy cementowej występuje generalnie tendencja odwrotna – rosnąca. Ewentualne odchylenia od dominującej tendencji zmienności współczynnika D^w w przypadku obu rozważanych materiałów budowlanych mogą wynikać z nakładania się dwóch występujących tu mechanizmów dyfuzyjnych (objętościowego i powierzchniowego) oraz różnego ich udziału w globalnym transporcie masy na różnych etapach zawilgocenia tychże materiałów.

Beton komórkowy należy do grupy materiałów makroporowatych, w przypadku których dyfuzja objętościowa odgrywa decydującą rolę w transporcie par wodnej. Dlatego też zmniejszanie przekroju czynnego porów dostępnego dla pary wodnej, towarzyszące zawilgacania się materiału, powoduje spadek efektywnego współczynnika dyfuzji wilgoci. Okresowy jego wzrost w przedziale koncentracji od 0,02 do 0,022 kg/kg może być spowodowany uruchomieniem się dyfuzji powierzchniowej i przejściowym zniwelowaniem spadku strumienia pary wodnej przez wzrastający strumień wilgoci powierzchniowej.

Zaprawa cementowa należy do materiałów o porach drobniejszych niż beton komórkowy. Makro- i mezopory występują w niej, mniej więcej, w takiej samej ilości. W materiale tym dyfuzja powierzchniowa będzie odgrywała więc większą rolę niż w betonie komórkowym. Stąd wzrost współczynnika D^w w zaprawie wraz z zawilgoceniem materiału, a więc wraz grubością filmu cieczy pokrywającego szkielet materiału (każda kolejna warstwa wilgoci jest bardziej ruchliwa). Natomiast zmniejszanie się wartości współczynnika dyfuzji wilgoci powyżej C^w równego około 0,033 kg/kg może być spowodowane osiągnięciem przez warstewkę wilgoci grubości granicznej, powyżej której pochodna ciśnienia rozklinowującego po grubości filmu przyjmuje wartość ujemną i strumień wilgoci powierzchniowej zaczyna płynąć zgodnie z gradientem grubości warstwy [7, 9]. Fakt ten będzie powodował zmniejszanie się wartości efektywnego współczynnika dyfuzji wilgoci D^w.

Piśmiennictwo

[1] Crank J.: The mathematics of diffusion, 2th ed., Oxford University Press, Oxford 1975.
[2] Cai L.: Determination of diffusion coefficient for sub-alpine fir, Wood Science and Technology, 39, 2005, 153-62.
[3] Danvind J., Ekevad M.: Local water vapour diffusion coefficient when drying Norway spruce sapwood, J. Wood Science, 52, 3, 2006, 195-201.
[4] Dincer I.: Moisture loss from wood products during dying – Part I: Moisture diffusivities and moisture transfer coefficients, Energy Sources, 20, 1998, 67-75.
[5] Garbalińska H.: Measurement of the mass diffusivity in cement mortar: use of initial rates of water absorption, Int. J. Heat and Mass Transfer, 45, 2002, 1353-1357.
[6] Garbalińska H., Kowalski S.J., Staszak M.: Linear and non-linear analysis of desorption processes in cement mortar, Cement and Concrete Research, 40, 2010, 752-762.
[7] Kubik J.: Przepływ wilgoci w materiałach budowlanych, Oficyna Wydawnicza Politechniki Opolskiej, Opole, 2000.
[8] Olek W., Weres J.: Effects of the method o identification of the diffusion coefficient on accuracy of modelling bound water transfer in wood, Transport in Porous Media, 66, 2007, 135-144.
[9] Świrska-Perkowska J.: Adsorpcja i ruch wilgoci w porowatych materiałach budowlanych w warunkach izotermicznych, PAN KILiW, Studia z zakresu inż., 77, Warszawa, 2012.

DETERMINATION OF MOISTURE DIFFUSIVITY BY MEANS OF GENETIC ALGORITHMS

Summary

Tests on sorption kinetics in prismatic specimens (~4cm×4cm×16cm) of standard cement mortar and cellular concrete were presented. Moisture was absorbed by the specimens through the frontal, not insulated surfaces in the conditions corresponding to a one-dimensional case of diffusion. During the experiment the indications of two balances on which the ends of specimens were supported thanks to the small aluminium T-bars glued to them were recorded. Next, a coefficient inverse problem was formulated employing a non-linear model of diffusion. The problem consisted in finding a minimum of square error function for experimental and calculated (according to the model) data. It was solved by means of the finite difference method and genetic algorithms. As a result, values of coefficients for polynomials of the 4th degree describing the moisture contents – moisture diffusivity relation for the tested building materials were obtained.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Marek TELEJKO[1]
Jerzy Z. PIOTROWSKI[2]
Politechnika Świętokrzyska, Kielce

WYMIANA POWIETRZA W BUDYNKACH WIELORODZINNYCH WYPOSAŻONYCH W ZBIORCZE KANAŁY WENTYLACYJNE

STRESZCZENIE

Obowiązujące w Polsce przepisy prawne regulujące zagadnienia wentylacji naturalnej budynków w wielu obszarach są niejednoznaczne i pozostawiają możliwość dowolnej ich interpretacji. Sytuacja powyższa prowadzi do stosowania rozwiązań powodujących poważne zaburzenia w działaniu wentylacji grawitacyjnej. W dużej części budynków zaburzenia te są wynikiem dostarczenia do pomieszczeń zbyt małej ilości powietrza zewnętrznego. W artykule przedstawiono wyniki pomiarów parametrów mikroklimatu przeprowadzonych w wielorodzinnych budynkach mieszkalnych systemowych, wyposażonych w wentylację grawitacyjną z kanałami zbiorczymi oraz dodatkowo w gazowe urządzenia grzewcze do centralnego ogrzewania i przygotowywania ciepłej wody użytkowej. Pomiary przeprowadzono w dwóch typach mieszkań: ze stolarką okienną, w której zamontowano nawiewniki powietrza oraz mieszkania bez nawiewników. Wyniki badań zostały zinterpretowane i podano kierunki działań naprawczych.

SŁOWA KLUCZOWE: wentylacja, mikroklimat, wymiana powietrza, zbiorcze kanały wentylacyjne

1. WSTĘP

Rosnące z roku na rok ceny energii niezbędnej od ogrzania obiektów budowlanych oraz przygotowania ciepłej wody zmusiły inwestorów do poszukiwania rozwiązań, które miały na celu ograniczenie ilości energii zużywanej na te cele. Oszczędności te poszukiwane są zarówno na etapie projektowania i realizacji, ale również eksploatacji obiektu. O ile dwa pierwsze etapy pozwalają na kompleksowe przygotowanie procesów ograniczających ilość energii niezbędnej do celów c.o. oraz przygotowania c.w.u. i zapewniają, że w trakcie ich projektowania wezmą udział specjaliści z danej branży (choć gwarantować tego nie można), to przeprowadzenie podobnych operacji na etapie eksploatacji budynku, przy współudziale specjalistów, jest już raczej wyjątkiem. Dodatkowym problemem jest fakt, iż niektóre z tzw.

[1] mtelejko@tu.kielce.pl
[2] piotrowski@tu.kielce.pl

"przedsięwzięć termomoderniacyjnych" przeprowadzić można bez zgody organu administracji państwowej, a nawet ich zgłoszenia. Przykładem takiej inwestycji może być wymiana stolarki budowlanej. Złą praktyką, stosowaną nagminnie mimo obowiązujących przepisów, jest rezygnacja z okiennych nawiewników powietrza w trakcie wymiany starej stolarki okiennej na nową o podwyższonej izolacyjności cieplnej i jednocześnie podwyższonej szczelności. Rozwiązanie takie ogranicza oczywiście ilość strat energii przez przenikanie, jak również na podgrzanie powietrza wentylacyjnego, które dotychczas napływało przez nieszczelności w stolarce. Z punktu widzenia użytkownika mieszkania założony cel zostaje osiągnięty, jednak jednocześnie następuje ograniczenie napływu powietrza zewnętrznego do wnętrza budynku. Sytuacja taka jest bardzo niebezpieczna w budynkach, w których zastosowano indywidualne urządzania gazowe służące do przygotowania ciepłej wody użytkowej i centralnego ogrzewania. Ograniczony zostaje napływ powietrza niezbędnego nie tylko do celów prawidłowego działania systemu wentylacji grawitacyjnej, ale również prawidłowego spalania paliwa w urządzeniach grzewczych. Najgorszym rozwiązaniem jest zastosowanie w takim budynku dodatkowo systemu wentylacji grawitacyjnej z kanałami zbiorczymi, co powoduje bardzo dużą podatność na zaburzenia w działaniu systemu wentylacji. Rozwiązania takie spotyka się w budynkach wielkopłytowych z lat 60-tych, 70-tych a nawet 80-tych ubiegłego wieku, które stanowią znaczny procent lokali mieszkalnych w Polsce. Aktualnie zagadnienia wentylacji grawitacyjnej regulują normy [1] i [2] oraz dziennik ustaw [3]. Określają one między innymi sposób doprowadzenia powietrza zewnętrznego niezbędnego do prawidłowego działania wentylacji grawitacyjnej. Należy zwrócić jednak uwagę, że przytoczone powyżej wymagania dotyczą tylko obiektów nowo powstałych, na co wskazuje umieszczony w [1] zakres stosowania normy oraz nie wskazują specjalnych wymagań dla budynków wyposażonych w zbiorcze kanały wentylacyjne. Aby uniknąć problemów eksploatacyjnych w takich mieszkaniach, strumień objętościowy powietrza wentylacyjnego oraz strumień objętościowy powietrza potrzebnego do prawidłowego działania urządzeń grzewczych powinien być zrównoważony strumieniem powietrza zewnętrznego doprowadzanego do mieszkania. Jak wykazały badania własne, przeprowadzone przez autorów, warunek ten bardzo rzadko jest spełniony.

2. **PRZEDMIOT BADAŃ**

Analizie poddano lokale mieszkalne w budynku wielorodzinnym o pięciu kondygnacjach. Budynek wykonany został w technologii wielkopłytowej, posiada ściany ocieplone styropianem oraz wyposażony został w nową stolarkę okienną z PCV i drzwiową. W budynku zastosowano system wentylacji grawitacyjnej z kanałami zbiorczymi. Doprowadzenie powietrza zewnętrznego realizowane jest poprzez nieszczelności w przegrodach zewnętrznych oraz pośrednio z klatki schodowej. Jedynie w wybranych mieszkaniach zainstalowano nawiewniki higrosterowalne o wydajności maksymalnej 50 m^3/h w ramiakach okien wybranych pomieszczeń.

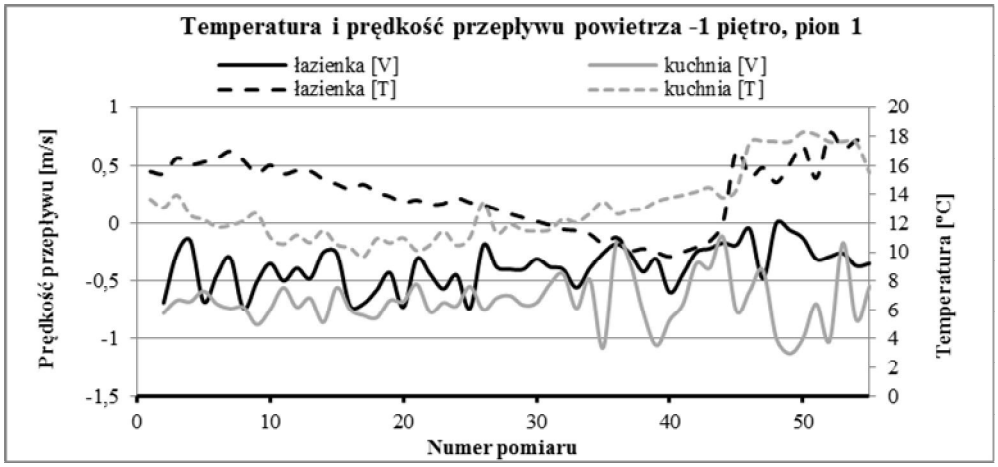
W trakcie pomiarów prowadzono rejestrację podstawowych czynników opisujących mikroklimat, tj. stężenie dwutlenku węgla, temperaturę oraz wilgotność powietrza. Pomiary prowadzono przy temperaturze powietrza zewnętrznego -10°C ÷ 0°C oraz prędkości wiatru 0 ÷ 7,5 m/s. Dodatkowo w pomieszczeniach z kanałami rejestrowano prędkość oraz kierunek przepływu powietrza poprzez poszczególne kratki wywiewne układu wentylacji grawitacyjnej. Analizowane parametry mierzone były w okresach dwutygodniowych z krokiem pomiarowym wynoszącym 30 minut. Dla każdego rozpatrywanego mieszkania przeprowadzono przynajmniej dwie serie pomiarów. Do badań wybrano pomieszczenia zlokalizowane na różnych kondygnacjach w budynku. Wytypowane do badań mieszkania zestawić można w trzech grupach (rozpatrywano po 2 mieszkania w każdej grupie):

- grupa 1 - mieszkania podłączone do wspólnego pionu wyposażone w gazowe urządzenia grzewcze - bez nawiewników,
- grupa 2 - mieszkania podłączone do wspólnego pionu wyposażone w gazowe urządzenia grzewcze - z których tylko jedno wyposażono w okienne nawiewniki powietrza,
- grupa 3 - mieszkania podłączone do wspólnego pionu wyposażone w gazowe urządzenia grzewcze - obydwa mieszkania wyposażone były w okienne nawiewniki powietrza.

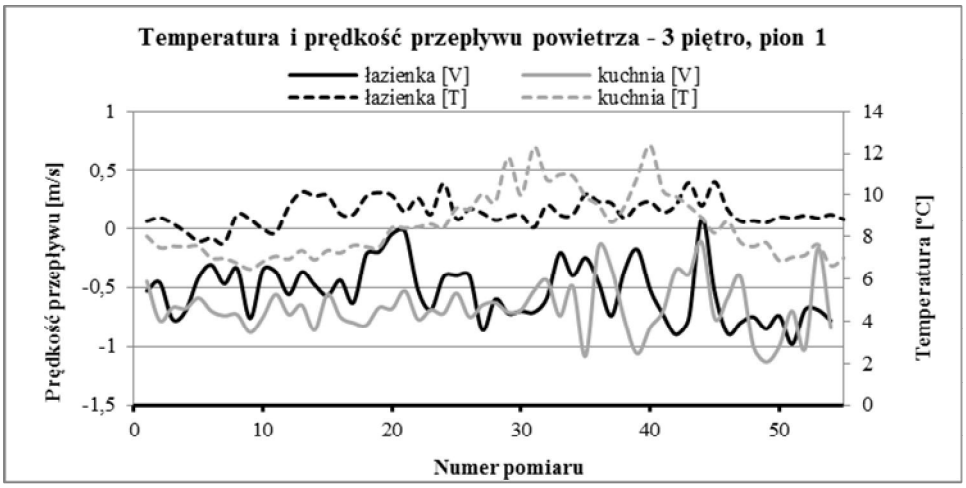
Jako wskaźnik jakości powietrza wewnętrznego wybrano stężenie dwutlenku węgla. Związek pomiędzy ilością powietrza wentylacyjnego, a stężeniem CO_2 wewnątrz pomieszczeń jest od lat uznawanym i powszechnie stosowanym kryterium oceny jakości powietrza wewnętrznego [4], [5]. Obecne standardy (wg WHO) zakładają jego maksymalne stężenie wewnątrz pomieszczeń na poziomie 1000ppm [6].

3. WYNIKI POMIARÓW I ICH ANALIZA

W mieszkaniach grupy pierwszej odnotowano największe zaburzenia w działaniu systemu wentylacji grawitacyjnej. Ocieplenie ścian zewnętrznych budynku oraz wymiana stolarki okiennej wyeliminowały napływ powietrza zewnętrznego przez nieszczelności, a brak nawiewników powietrza ograniczył jego napływ do minimum. W tego typu mieszkaniach rolę elementu doprowadzającego strumień powietrza wentylacyjnego przejmował zwykle jeden z kanałów wywiewnych [7]. W przypadku analizowanych mieszkań wielkość tego strumienia determinowana jest poprzez proces spalania gazu w urządzeniach grzewczych. W rozpatrywanych mieszkaniach tej grupy obydwa kanały wentylacyjne doprowadzały powietrze zewnętrzne do mieszkań, bez względu na usytuowanie lokalu (rys. 1 i 2, wartości ujemne oznaczają nawiew). Wtłaczanie powietrza zewnętrznego obydwoma kanałami wywiewnymi świadczy, iż rolę elementu usuwającego powietrze zanieczyszczone w takich mieszkaniach pełni kanał spalinowy. W lokalach tej grupy prędkość wtłaczanego strumienia powietrza zmierzona przy wlotach do kanałów wentylacyjnych przekraczała nawet 1,10 m/s, co w połączeniu z niską temperaturą powietrza zewnętrznego w okresie jesienno-zimowym powodowało znaczne wychładzanie mieszkań.



Rys. 1. Prędkość przepływu oraz temperatura strumienia powietrza przepływającego przez kanały wentylacyjne w mieszkaniu bez nawiewników zlokalizowanym na 1 piętrze, pion P1 (V - prędkość, T - temperatura).



Rys. 2. Prędkość przepływu oraz temperatura strumienia powietrza przepływającego przez kanały wentylacyjne w mieszkaniu bez nawiewników zlokalizowanym na 3 piętrze, pion P1 (V - prędkość, T - temperatura).

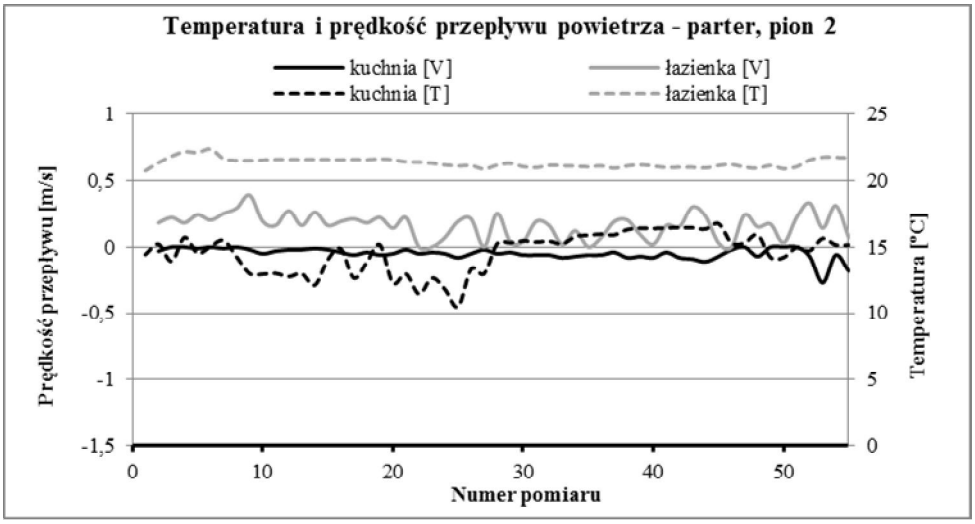
Odnotowana temperatura powietrza napływającego do mieszkania kanałem wentylacyjnym zależna była zarówno od temperatury zewnętrznej, jak również położenia mieszkania (rys. 1 i 2). W mieszkaniach położonych na kondygnacjach wyższych temperatura ta była niższa niż w mieszkaniach położonych niżej, włączonych do tych samych kanałów wywiewnych. Oznacza to ogrzewanie się powietrza w trakcie przepływu przez kanał wentylacyjny. Średni wzrost temperatury wynosił od 1 do 2°C na wysokości jednej kondygnacji, w zależności od prędkości przepływu. W lokalach z tej grupy odnotowano również największe stężenia dwutlenku węgla w poszczególnych pomieszczeniach, poza pomieszczeniami, w których zlokalizowane były kanały wentylacyjne. Wtłaczanie powietrza zewnętrznego tymi kanałami prowadziło do ich prawidłowego przewietrzania, natomiast wymiana powietrza w pozostałych pomieszczeniach była ograniczona, na co wskazują uzyskane wielkości stężenia CO_2 w obrębie poszczególnych mieszkań (tab. 1) oraz wilgotność względna, której wartości przekraczały 70%.

Tablica 1. Stężenie dwutlenku węgla [ppm] w poszczególnych pomieszczeniach wybranych mieszkań bez nawiewników powietrza

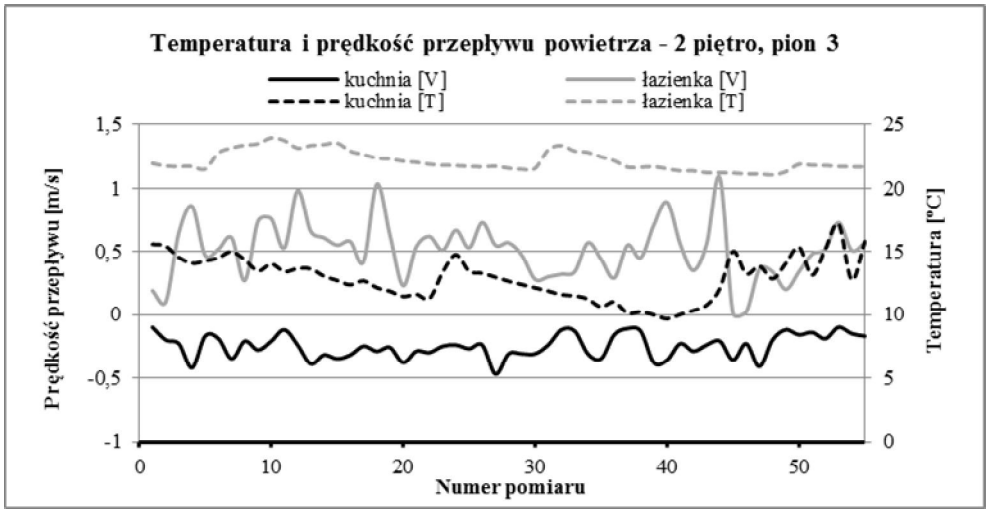
Oznaczenie lokalu	Oznaczenie pionu wentylacyjnego	Pokój 1	Pokój 2	Pokój 3	Kuchnia	Łazienka
Mieszkanie 1	pion 1	3120-5340	2890-5290	3040-4590	680-1300	650-1270
Mieszkanie 2	pion 1	2680-5140	2310-4680	2680-4740	660-1220	660-1240

W mieszkaniach z grupy drugiej odnotowano również charakterystyczny rozkład przepływu powietrza w kanałach wentylacyjnych. W grupie tej znalazły się mieszkania włączone do wspólnego kanału wywiewnego według zasady: jedno mieszkanie bez nawiewników powietrza, natomiast drugie posiadające nawiewniki okienne. Także w tej grupie mieszkań rolę elementu dostarczającego powietrze zewnętrzne przejął kanał wywiewny układu wentylacji naturalnej. Zasadą jednak było wtłaczanie powietrza tylko jednym z kanałów (rys. 3 i 4). Należy zauważyć, że nawet w mieszkaniach, w których zainstalowano nawiewniki powietrza w ramach wszystkich okien, a włączonych do wspólnego kanału wywiewnego z mieszkaniem, w którym nie zainstalowano takich nawiewników, jeden z kanałów w dalszym ciągu wtłaczał powietrze zewnętrzne do mieszkania. Odnotowana prędkość przepływu strumienia powietrza zewnętrznego przy wlocie do kanału zależna była od ilości zainstalowanych nawiewników okiennych i nie przekraczała 0,35 m/s. Oczywiście również taka ilość wtłaczanego powietrza zewnętrznego o niskiej temperaturze rzutowała znacznie na komfort użytkowania pomieszczeń. Z analizy otrzymanych wyników pomiaru temperatury można stwierdzić, iż podobnie jak w grupie 1 wzrost

temperatury powietrza wtłaczanego kanałem wentylacyjnym zależny był od jego temperatury na zewnątrz oraz prędkości przepływu w kanale. Wzrost ten wynosił od 1 do 2,5°C na wysokości jednej kondygnacji i zależny był od prędkości przepływu powietrza przez kanał.



Rys. 3. Prędkość przepływu oraz temperatura strumienia powietrza przepływającego przez kanały wentylacyjne w mieszkaniu z 3 nawiewnikami zlokalizowanym na parterze, pion 2 - mieszkanie bez nawiewników powyżej (V - prędkość, T - temperatura).



Rys. 4. Prędkość przepływu oraz temperatura strumienia powietrza przepływającego przez kanały wentylacyjne w mieszkaniu zlokalizowanym na 2 piętrze z 1 nawiewnikiem, pion 3 - mieszkanie bez nawiewników poniżej (V - prędkość, T - temperatura).

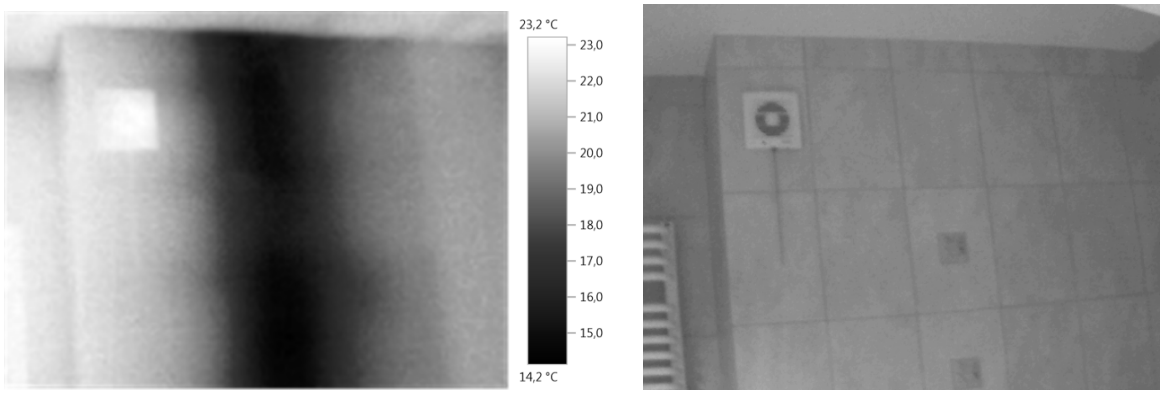
Tablica 2. Stężenie dwutlenku węgla [ppm] w poszczególnych pomieszczeniach wybranych mieszkań z nawiewnikami powietrza w określonych pomieszczeniach

Oznaczenie lokalu	Oznaczenie pionu wentylacyjnego	Pokój 1	Pokój 2	Pokój 3	Kuchnia	Łazienka
Mieszkanie 3 - 3 nawiewniki	pion 2	720-1340	750-1390	740-1410	680-980	750-1370
Mieszkanie 4 - 1 nawiewnik	pion 3	680-1440	1710-3760	1670-3410	660-1120	1760-4220

W mieszkaniach tej grupy, wyposażonych w nawiewniki powietrza, odnotowano znacznie niższe stężenie dwutlenku węgla (tab. 2). Natomiast w mieszkaniach znajdujących

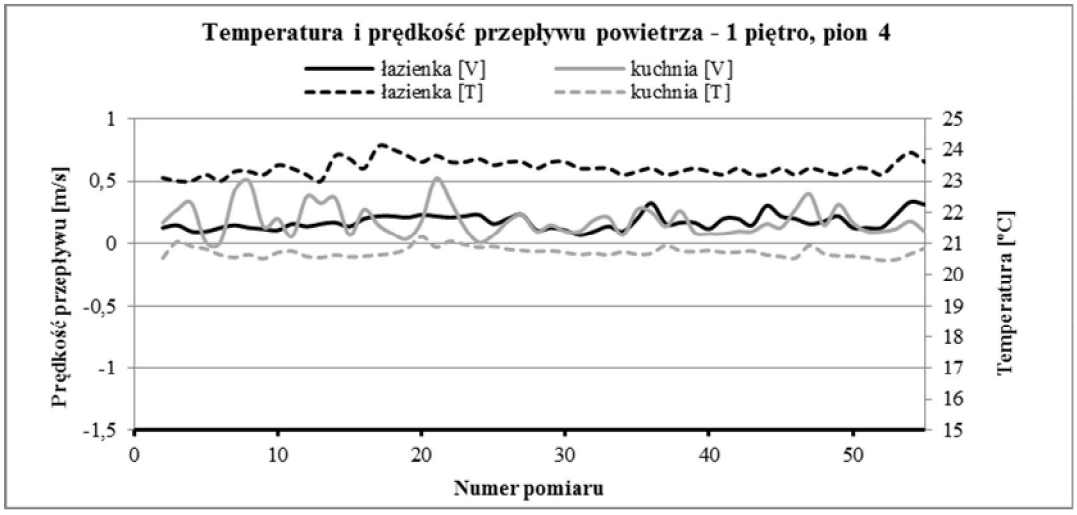
się o dwie kondygnacje niżej lub wyżej (wspólne kanały wywiewne) wartości te były zbliżone do wartości charakterystycznych dla mieszkań z grupy 1.

Długotrwały napływ kanałami wentylacyjnymi powietrza zewnętrznego o niskiej temperaturze powodował wychładzanie powierzchni ściany kryjącej kanały wentylacyjne (fot. 1). Powstawał w ten sposób element obniżający temperaturę powietrza w pomieszczeniu, co było szczególnie odczuwalne w łazienkach. Sytuacja ta dotyczyła nawet mieszkań, w których nie występowało zjawisko wstecznych ciągów w kanałach wentylacyjnych. Na fotografii 1 przedstawiono zdjęcie termograficzne ściany z kanałami wentylacyjnymi dla mieszkania z grupy 2. Odnotowana najniższa temperatura powierzchni ściany z kanałem wtłaczającym powietrze do mieszkania wynosiła ok 14 ˚C, przy temp. powietrza zewnętrznego ok. 0 ˚C.

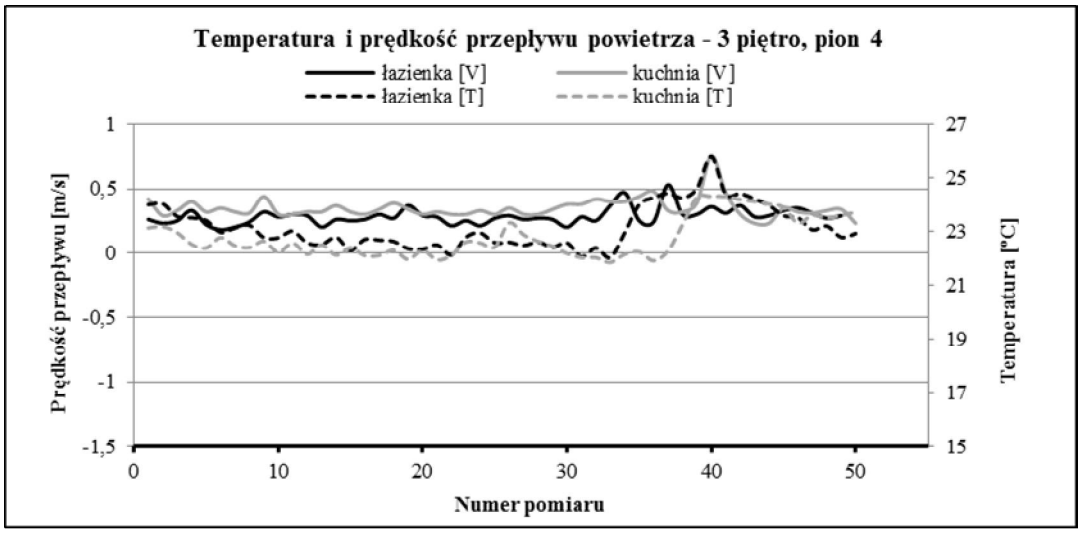


Fot. 1. Ściana z kanałami wentylacyjnymi, termografia i widok ogólny (opis w tekście).

Ostatnią grupę mieszkań stanowiły mieszkania wyposażone w okienne nawiewniki powietrza, zainstalowane w ramiakach wszystkich okien oraz włączone do wspólnego kanału wywiewnego. W tej grupie mieszkań nie odnotowano wtłaczania powietrza zewnętrznego kanałami wywiewnymi. Przez cały okres pomiaru obydwa kanały wentylacyjne (kuchnia i łazienka) usuwały z mieszkań powietrze zanieczyszczone. Zmierzone wartości wilgotności względnej mieściły się w granicach 40 ÷ 55 %, a maksymalne stężenie dwutlenku węgla w poszczególnych pomieszczeniach nie przekraczało 1700 ppm (tab. 3).



Rys. 5. Prędkość przepływu oraz temperatura strumienia powietrza przepływającego przez kanały wentylacyjne w mieszkaniu zlokalizowanym na 1 piętrze wyposażonym w nawiewniki powietrza we wszystkich pomieszczeniach, pion 4 (V - prędkość, T - temperatura)



Rys. 6. Prędkość przepływu oraz temperatura strumienia powietrza przepływającego przez kanały wentylacyjne w mieszkaniu zlokalizowanym na 3 piętrze wyposażonym w nawiewniki powietrza we wszystkich pomieszczeniach, pion 4 (V - prędkość, T - temperatura)

Tablica 3. Stężenie dwutlenku węgla [ppm] w poszczególnych pomieszczeniach wybranych mieszkań z okiennym nawiewnikiem powietrza w każdym pomieszczeniu

Oznaczenie lokalu	Oznaczenie pionu wentylacyjnego	Pokój 1	Pokój 2	Pokój 3	Kuchnia	Łazienka
Mieszkanie 5 - 4 nawiewniki	pion 4	620-1240	660-1570	640-1310	680-1280	650-1430
Mieszkanie 6 - 4 nawiewnik	pion 4	680-1340	720-1320	690-1690	670-1350	660-1510

4. INTERPRETACJA WYNIKÓW I DZIAŁANIA NAPRAWCZE

Przeprowadzone badania jednoznacznie wskazują na nieprawidłowe działanie wentylacji w lokalach mieszkalnych ze zbiorczymi kanałami wentylacyjnymi. W mieszkaniach tych występują wsteczne ciągi, a przepływ powietrza jest bardzo zróżnicowany w zależności od kondygnacji, lokalizacji budynku, wielkości nawiewników itp. W związku z powyższym jednoznaczny opis przebiegu procesu wentylacji takich mieszkań jest niemal niemożliwy i wymagałby uwzględnienia wielu czynników, w tym również niesterowalnych zmiennych w czasie. Dlatego też wszelkie podejmowane próby naprawcze skierowane są raczej w kierunku spełnienia minimalnych wymogów mikroklimatycznych oraz zapewnienia prawidłowego działania systemu wentylacji, co osiągnąć można poprzez montaż w określonych miejscach odpowiedniej ilości nawiewników powietrza [5, 8, 7]. Dobre wyniki w zakresie warunków eksploatacyjnych otrzymać można w wyniku zainstalowania otworów nawiewnych z klatek schodowych na użytek urządzeń gazowych zainstalowanych w łazienkach. Przypadek ten dotyczy sytuacji, kiedy łazienka usytuowana jest bezpośrednio przy klatce schodowej [5, 8].

5. WNIOSKI

1. Mieszkania wyposażone w system wentylacji grawitacyjnej z kanałami zbiorczymi, w których zainstalowano urządzenia grzewcze zasilane gazem, są wyjątkowo podatne na zaburzenia w działaniu tego systemu.
2. W świetle otrzymanych wyników pomiarów stwierdzić można, iż mieszkań podłączonych do wspólnego pionu nie należy rozpatrywać wyłącznie odrębnie. Mieszkania wyposażone w nawiewniki powietrza są narażone na zaburzenia w działaniu systemu wentylacji

grawitacyjnej wskutek podłączenia ich do zbiorczych przewodów wentylacyjnych z mieszkaniami, w których nie zainstalowano takich nawiewników.

3. W obiektach wyposażonych w zbiorcze kanały wentylacyjne należy bardzo starannie zaprojektować ilość oraz usytuowanie nawiewników doprowadzających powietrze zewnętrzne. Pozwoli to na dostarczenie odpowiedniej ilości powietrza zewnętrznego oraz zagwarantuje brak powstawania w obrębie jednego mieszkania stref dobrze wentylowanych oraz stref z ograniczoną ilością wymienianego powietrza (pomieszczenia z podwyższoną koncentracją CO_2).
4. W mieszkaniach, w których zainstalowano urządzenia gazowe do celów c.o lub do przygotowywania c.w.u. należy zadbać dodatkowo o doprowadzenie odpowiedniej ilości powietrza zewnętrznego, niezbędnego do celów prawidłowego spalania paliwa w tych urządzeniach.

Badania były współfinansowane z Programu Operacyjnego Innowacyjna Gospodarka w ramach Projektu 1. Działanie 1.1 PO IG Poddziałanie 1.1.2, umowa NR POIG 01.01.02-10-106/09-00.

Piśmiennictwo

[1] PN-83/B-03430 Wentylacja w budynkach mieszkalnych zamieszkania zbiorowego i użyteczności publicznej. Wymagania.
[2] PN-83/B-03430:Az03 Wentylacja w budynkach mieszkalnych zamieszkania zbiorowego i użyteczności publicznej. Wymagania. Zmiana Az3.
[3] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (Dz. U. Nr 75, poz. 690 z późniejszymi zmianami).
[4] Edwards R., Handbook Of Domestic Ventilation, Elsevier Butterworth-H, England 2005.
[5] Piotrowski J. Z., Telejko M., Wpływ struktury budynku na dystrybucję powietrza wentylacyjnego, 56 Konferencja PZiTB, Krynica 2011, s. 131-140.
[6] Recknagel H., Sprenger E., Schramek E.R., Kompendium ogrzewnictwa i klimatyzacji, Omni Scala, Wrocław 2008.
[7] Piotrowski J. Z., Telejko M., Dystrybucja powietrza wentylacyjnego w budynkach ze szczelną obudową, Fizyka Budowli w teorii i praktyce, Łódź- Słok 2009, s. 170-178.
[8] Piotrowski J. Z., Telejko M., Zender – Świercz E., Wpływ szczelnej obudowy budynku na dystrybucję powietrza wentylacyjnego, Energia i Budynek nr 7/2010, s. 23-25.

AIR EXCHANGE IN FLATS WITH COMMON VENTILATION DUCTS

SUMMARY

In Poland, the legal regulations concerning the issues of natural ventilation in buildings are in many areas ambiguous, which can lead to grave misinterpretation in their implementation. This leads to arrangements that in some cases can cause serious disturbances in gravity ventilation. In many cases these disorders are a result of supply of insufficient amount of air to the premises. The article presents the results of measurements carried out in multifamily buildings equipped with a common gravity ventilation duct system. The measurements were performed in two types of flats: those where window frames had an air intake installed, and others without an air intake.

INŻYNIERIA
PRZEDSIĘWZIĘĆ
BUDOWLANYCH

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Robert BUCOŃ[1]
Politechnika Lubelska, Wydział Budownictwa i Architektury
Anna SOBOTKA[2]
Akademia Górniczo - Hutnicza w Krakowie, Wydział Górnictwa i Geoinżynierii

MODEL DECYZYJNY WYBORU ROZWIĄZAŃ REMONTOWYCH BUDYNKÓW MIESZKALNYCH

STRESZCZENIE

Podejmowanie decyzji o przeprowadzeniu robót remontowych przez zarządców budynków mieszkalnych wymaga dysponowania wiedzą zarówno techniczną (ocena stanu technicznego, dobór materiałów i technologii robót), ekonomiczną (kalkulacja kosztów, wycena nieruchomości), jak również znajomości potrzeb i preferencji użytkowników. Wskazanie zakresu robót remontowych i ocena dopuszczalnych wariantów powinny być dokonane na podstawie wielu kryteriów, pozwalających na określenie przyrostu wartości użytkowej obiektu budowlanego i podjęcie decyzji racjonalnej ekonomicznie.

W artykule zaproponowano model wspomagający podejmowanie decyzji w zakresie wyboru rozwiązań remontowych w budynkach mieszkalnych, bazujący na wiedzy ekspertów z poszczególnych dziedzin, wyrażanej zazwyczaj w postaci ocen o charakterze rozmytym, przy zastosowaniu skal lingwistycznych. Model ten można zastosować do alokacji ograniczonych środków finansowych pochodzących np. z funduszu remontowego.

SŁOWA KLUCZOWE: wartość użytkowa, model rozmyty, remont, optymalizacja

1. WPROWADZENIE

Na rynku mieszkaniowym obserwuje się wzrost wymagań w odniesieniu do standardów, jakie powinny spełniać budynki mieszkalne. Wymagania te dotyczą nie tylko stanu technicznego obiektów, ale również energetycznego, funkcjonalnego, wizualnego itd. Wzrost wymagań przekłada się na wzrost wartości rynkowej budynków i mieszkań.

Obecny system oceny stanu budynków mieszkalnych, stosowany np. przez zarządzających zasobami mieszkaniowymi w budynkach wielorodzinnych, ukierunkowany głównie na jego zużycie techniczne, nie dostarcza odpowiedniej wiedzy, na podstawie której można podejmować decyzje w innym zakresie, niż wynika to z przeprowadzonej oceny stanu technicznego [1, 2]. Skutkiem tego są zaniedbania remontowe przekładające się w późniejszym czasie na wysokie koszt utrzymania, niespełnione wymagania użytkowe, niekorzystne doznania wizualne itd.

[1] r.bucon@pollub.pl
[2] a.sobotka@agh.edu.pl

Potrzebę systemowej oceny stanu budynku do potrzeb remontowych zauważyło wielu autorów opracowań naukowych. Ich koncepcje odnoszą się do różnych wymagań stawianych budynkom mieszkalnym [3, 4].

W praktyce zarządzania budynkami jest używane określenie wartości użytkowej [5]. Wartość użytkową budynku można zdefiniować jako: zdolność budynku do zaspokajania potrzeb użytkowników. Jest ona mierzona zespołem cech o znaczeniu użytkowym tj. technicznych, energetycznych, wizualnych, funkcjonalnych, z których wiele ma charakter trudno mierzalny.

Wartość użytkowa ma bezpośrednie przełożenie na atrakcyjność (wartość) rynkową budynku przy jego sprzedaży bądź wynajmie. Utrzymanie tej wartości na niezmiennym poziomie jest zadaniem remontów bieżących, zaś jej wzrost jest wynikiem prac modernizacyjnych. Zakres prac remontowych jest ograniczony wielkością funduszu remontowego, przeznaczonego na ten cel a jego ustalenie (zakresu remontów) powinno być dokonane tak, aby zapewnić uzyskanie największych efektów użytkowych.

Celowym jest wyposażenie zarządzających zasobami nieruchomości w narzędzie, które pozwoliłoby ocenić wartość użytkową budynków w ujęciu wielokryterialnym i wskazało najkorzystniejszy zakres rozwiązań remontowych.

W artykule autorzy przedstawiają model decyzyjny, wykorzystujący logikę rozmytą i algorytm ewolucyjny, który umożliwi ocenę wartości użytkowej budynku oraz ustalenie rodzaju i zakresu prac remontowych na podstawie danych z przeprowadzonych kontroli stanu budynku.

2. ZAŁOŻENIA METODYCZNE

Działanie modelu decyzyjnego wyboru zakresu rozwiązań remontowych polega na realizacji trzech etapów. Są to:

- ocena wartości użytkowej, której celem jest klasyfikacja remontowa budynków pod względem pilności remontu,
- wyłonienie rozwiązań remontowych elementów budynku dostosowanych do stopnia ich zużycia,
- optymalizacja w zakresie wyboru rozwiązań remontowych.

Pierwszy i trzeci etap jest realizowany z zastosowaniem kolejno teorii zbiorów rozmytych i algorytmu ewolucyjnego, a realizacja drugiego wymaga posiadania wiedzy inżynierskiej budowlanej.

2.1 Ocena wartości użytkowej budynku i klasyfikacji remontowej

Ocenę wartości użytkowej budynku przeprowadzono w oparciu o przyjęte w pracy kryteria: stan techniczny (ST), energetyczny (SE), funkcjonalny (SF). Do oceny stanu technicznego jak i funkcjonalnego zastosowano metodę średniej ważonej. Stan techniczny oceniany jest poprzez ocenę zużycia elementów składowych budynku, natomiast przy stanie funkcjonalnym ocenie (w skali 1–5 pkt) poddano takie elementy jak: funkcjonalność balkonów, wejść do budynku, klatek schodowych, zabezpieczenie budynku przed kradzieżami i wandalizmem, sprawność wentylacji. Do oceny energetycznej budynku proponuje się skorzystanie z dowolnej metody pozwalającej na obliczenie wskaźnika E określającego sezonowe zapotrzebowanie budynku na energię do ogrzewania.

Każde z tych kryteriów jest reprezentowane przez zmienną lingwistyczną, opisaną za pomocą zbiorów rozmytych A_i^j w pewnej przestrzeni X_j (zbiorze wartości x_j dla ocen według kryterium o numerze j), będącym zbiorem uporządkowanych par:

$$A_i^j = \left\{\left(x, \mu_{A_i^j}(x_j)\right) : x_j \in X, \mu_{A_i^j}(x) \in [0,1]\right\}, \quad \mu_{A_i^j}(x) : X \rightarrow [0,1] \tag{1}$$

gdzie: $\mu_{A_i^j}(x)$ — stopień przynależności do zbioru rozmytego A_i^j

Zbiory rozmyte poszczególnych zmiennych lingwistycznych określane są za pomocą wyrażeń zaczerpniętych z języka naturalnego. Na przykład zmienna lingwistyczna o nazwie stan techniczny może przyjmować takie określenia, jak np. dobry, zadowalający, średni, lichy, zły. Każdy z nich oprócz skrajnych jest wyrażony za pomocą trójkątnych funkcji przynależności, których wierzchołki są usytuowane w środku każdego z n — przyjętych przedziałów. Liczba przedziałów jest uzależniona od przyjętego lub akceptowanego sposobu podziału [2].

Kluczowe znaczenie dla poprawnego działania modelu ma baza reguł, która stanowi reprezentację wiedzy wykorzystywaną przez system do wskazania pilności remontu. W bazie reguł są zapisane informacje na temat sposobu reagowania na rozmyte dane wejściowe. Baza składa się ze zbioru ustalonych reguł zapisywanych w postaci:

$$if\ \mu_{A_t^1}(x_1) \geq 0\ \ and\ \ \mu_{A_u^2}(x_2) \geq 0\ and\ \mu_{A_v^3}(x_3)\ then\ \ \mu_{SP(n)}(y) \geq 0 \tag{2}$$

gdzie: $\mu_{A_i^j}(x_j)$ — stopień przynależności zmiennej wejściowej x_1, x_2, x_3 do zbiorów rozmytych t, u, v; $\mu_{SP(n)}(y)$ — stopień przynależności zmiennej wyjściowej y do term *SP(n)*

Zmienne lingwistyczne pojawiające się po lewej stronie reguł rozmytych są wejściowymi i zwane są przesłankami (oznaczone jako t, u, v). W wyniku ich spełnienia następuje uruchomienie reguły, co zilustrowano na rys. 1. Konkluzja każdej z reguł zapisana jest po prawej stronie równania. W rozpatrywanym modelu zmienna wyjściowa y wyrażona jest za pomocą pojedynczych singletonów, opisujących stopień pilności naprawy $SP(n)$.

Indywidualne ustalanie konkluzji dla każdej z reguł jest procesem złożonym. W pracy jest proponowane rozwiązanie pozwalające na automatyczne generowanie bazy reguł na podstawie wiedzy ekspertów. W pierwszej kolejności jest wymagane określenie stopnia przynależności $\mu_{A_i^j,SP(n)}(y)$ zbiorów rozmytych zmiennych wejściowych x_j do poszczególnych stopni pilności naprawy $SP(n)$ zmiennej wyjściowej y.

$$\mu_{A_i^j,SP(n)}(y) = \frac{o_{A_i^j,SP(n)}(y)}{N} \qquad n = 1,2,\ldots,5 \tag{3}$$

a następnie wybierana jest dla każdego zbioru i kryterium j wartość funkcji przynależności oraz numer zbioru rozmytego s_i^j, dla którego funkcja przynależności przyjmuje max wartość.

$$\mu_{SP(s_i^j)} = max\ \left\{\mu_{A_i^j,SP(1)}(y); \mu_{A_i^j,SP(2)}(y); \ldots\ldots; \mu_{A_i^j,SP(5)}(y)\right\} \tag{4}$$

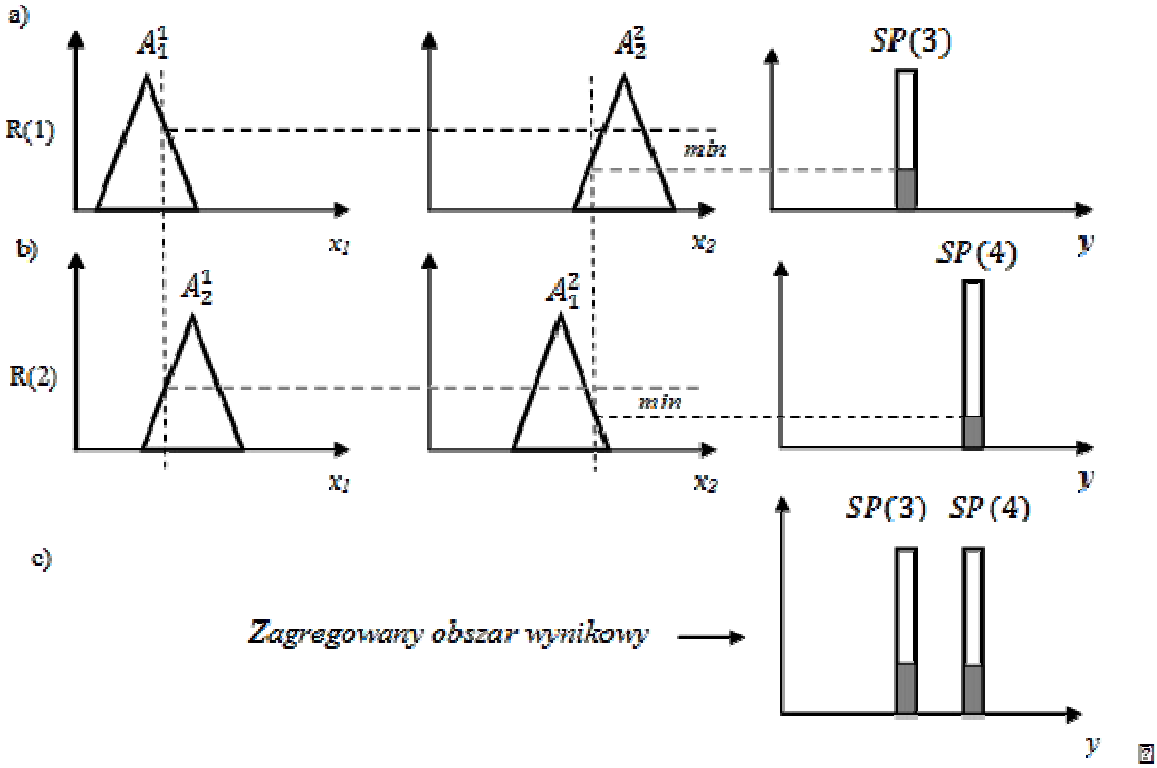
W dalszej kolejności jest generowana reguła m ,w której konkluzja jest ustalana na podstawie wartości wskaźnika $K(m)$, obliczanego dla danej przesłanki t, u, v nastepująco:

$$K(m) = w_1 \cdot \mu_{SP(s_t^1)} \cdot SP(s_t^1) + w_2 \cdot \mu_{SP(s_u^2)} \cdot SP(s_u^2) + w_3 \cdot \mu_{SP(s_v^3)} \cdot SP(s_v^3) \tag{5}$$

gdzie: $O_{A_i^j,SP(n)}$ – liczba ekspertów potwierdzających następującą regułę „jeżeli oceny według kryterium j należą do zbioru rozmytego i, to zmienna wejściowa należy do termu $SP(n)$", N – liczba wszystkich ekspertów; w_j – waga zmiennej wejściowej *j*; $SP(n)$ – stopień pilności naprawy $n = 1,2, \ldots,5$.

W ostatnim etapie każdej wygenerowanej przesłance są przyporządkowane wartości zmiennej wyjściowej (liczba reguł równa jest iloczynowi zbiorów rozmytych zmiennych wejściowych). Jako konkluzję przyjmuje się tą wartość $SP(n)$ zmiennej wyjściowej y, która jest bliższa obliczonemu wskaźnikowi $K(m)$.

Proces wnioskowania, oparty na bazie reguł, obejmuje agregację, aktywację i akumulację. Graficzne przedstawienie procesu wnioskowania np. w oparciu o dwie reguły, których przesłanki są złożone z dwóch warunków elementarnych przedstawiono na (rys. 1). Pierwsze dwa wiersze (rys. 1a i b) obrazują sposób przeprowadzenia agregacji stopnia spełnienia przesłanek oraz aktywacji poszczególnych reguł, a w trzeciej linii (rys. 1c) przedstawiono sposób przeprowadzenia akumulacji przy użyciu operatora max.



Rys. 1. Proces wnioskowania modelu według implikacji *max-min*

Aktywacja konkluzji każdej z reguł następuje, jeśli są spełnione przesłanki do jej uruchomienia. Określenie stopnia konkluzji uruchomionych reguł wymaga zastosowania operatora implikacji. Zastosowano operator min [6], którego stopień przynależności zmiennej wyjściowej do zbioru rozmytego podanego w konkluzji jest ustalony następująco:

$$\mu_{SP(n)}^{R(m)}(y) = min\left\{\mu_{A_i^j}(x_1),\ \mu_{A_i^j}(x_2)\right\} \tag{6}$$

Wynikiem agregacji konkluzji powstałych w procesie wnioskowania na podstawie wielu reguł jest wynikowa funkcja przynależności zmiennej wyjściowej $\mu_{wyn}(y)$. Agregację obszaru przeprowadzono przy użyciu operatora max [6].

$$\mu_{wyn}(y) = max\left\{min\left\{\mu_{SP(n)}^{R(1)}(y),\ \mu_{SP(n)}^{R(2)}(y), \ldots, \mu_{SP(n)}^{R(m)}(y)\right\}\right\} \tag{7}$$

W celu uzyskania ostrej wartości użytkowej budynku konieczne jest przeprowadzenie procesu wyostrzania wynikowego obszaru rozmytego. Stosowane mogą być różne techniki defuzyfikacji, pozwalające z różną dokładnością obliczać tą wartość (np. metoda środka ciężkości) [6].

2.2 Wybór rozwiązań remontowych

Wybór zakresu robót remontowych wymaga wyłonienia elementów budynku o stosunkowo dużym stopniu zużycia i wyboru tych rozwiązań remontowych, których wykonanie przyniesie największe korzyści mierzone wzrostem wartości użytkowej budynków mieszkalnych, z uwzględnieniem ograniczeń wynikających z posiadanych środków finansowych pochodzących z funduszu remontowego.

Zestawienie wymaganych prac remontowych (lub innych prac modernizacyjnych) dla analizowanych budynków mieszkalnych, jest podstawą do wytypowania różnych rozwiązań materiałowo technologicznych o różnym zakresie prac, które wymagają różnych nakładów finansowych na ich przeprowadzenie.

W pracy przyjęto, że koszt remontów może przekroczyć zakładany budżet jeżeli jest to uzasadnione możliwością uzyskania lepszego rozwiązania.

Rachunek optymalizacyjny został wykonany przy użyciu algorytmu ewolucyjnego. Rozwiązania są kodowane w postaci chromosomów, których geny zawierają informacje o numerach wariantów napraw kolejnych elementów budynku, kosztach ich przeprowadzenia oraz przyrostach wartości użytkowej (rys. 2).

1	*2*	*3*	*4*	*5*	*6*		*m*	← *numer elementu budynku*
1	3	0	2	3	1	…	*n*	← *numer wariantu naprawy*

Rys. 2. Warianty remontowe zapisane w postaci chromosomu

3. PRZYKŁAD OBLICZENIOWY

Opracowany model zastosowano do oceny wartości użytkowej 5-ciu wielorodzinnych budynków mieszkalnych. Analizowane budynki charakteryzowały się różnej wielkości powierzchnią użytkową (PU), dla których opłacalność napraw obliczana jest w odniesieniu do łącznej powierzchni użytkowej wszystkich naprawianych budynków. Wyniki ocen według przyjętych trzech kryteriów tj. stan techniczny (ST), stan energetyczny (SE), stan funkcjonalny (SF), zestawiono w (tab. 1).

Tablica 1. Dane wejściowe dla budynków

Budynek	ST [%]	SE $[\frac{kWh}{m^2}rok]$	SF $[pkt]$	PU $[m^2]$
1	32,60	172,70	2,40	4017,2
2	44,86	143,12	1,95	4484,0
3	44,50	173,96	2,36	2862,5
4	42,66	172,87	1,95	2700,4
5	31,79	151,79	2,63	2703,0

W celu ustalenia bazy reguł rozmytych poproszono o opinie 10 ekspertów, których zadaniem było określenie, dla jakich kombinacji wartości (wyrażonych oceną lingwistyczną) każdego z przyjętych kryteriów j występuje określony stopień pilności naprawy $SP(n)$. Obliczone wartości stopnia przynależności $\mu_{i,j,SP(n)}(y)$ przedstawiono w (tab. 2).

Tablica 2. Zagregowane wartości stopnia przynależności $\mu_{A_i^j, SP(n)}(y)$

ST					SE						SF			SP(n)
D	ZA	Ś	L	Z	NE	EO	ŚEO	ŚEC	EC	WEC	W	Ś	N	
1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	0,5	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	0,0	0,0	5
0,0	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	0,4	0,0	0,0	0,0	0,5	1,0	0,0	4
0,0	0,4	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	0,1	0,0	0,0	0,8	0,0	3
0,0	0,0	0,0	1,0	0,3	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	0,4	0,0	0,0	0,7	2
0,0	0,0	0,0	0,5	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,8	1,0	0,0	0,0	1,0	1

Oznaczenia: odpowiednio dla *ST*: *D* – dobry, *ZA* – zadowalający, *Ś* – średni, *L* – lichy, *Z* – zadowalający, dla *SE*: *NE* – niskoenergetyczny, *EO* – energooszczędny, *ŚEO* – średnioenergooszczędny, *ŚEC* – średnio-energochłonny, *EC* – energochłonny, *WEC* – wysokoenergochłonny, dla *SF*: *W* – wysoki, *Ś* – średni, *N* — niski

Kolejnym etapem przyjętej metodyki jest proces generowania bazy reguł w części dotyczącej przesłanek. W zależności od liczby zmiennych wejściowych i reprezentujących je zbiorów rozmytych powstaje zbiór reguł, którego wielkość stanowi liczbę możliwych do wystąpienia kombinacji zdarzeń. W rozpatrywanym przypadku przy pięciu zbiorach rozmytych zmiennej ST oraz pozostałych $SE = 6, SF = 3$, liczba reguł wynosi $R(n) = 90$. Obliczanie wartości konkluzji każdej wygenerowanej przesłanki wymaga przyjęcia max wartości termu każdej zmiennej wejściowej występującej w przesłance zgodnie z wzorem (4) a następnie obliczenia wartości konkluzji przy użyciu wzoru (5). Zastosowanie zaproponowanej procedury generowania reguł pozwoliło na ustalenie bazy reguł, której fragment (pierwszych 10-ciu reguł) przedstawiono w tab.3.

Tablica 3. Baza reguł rozmytych

Nr reguły	Przesłanki reguł			Konkluzja
	ST	SE	SF	SP(n)
1	D	NE	N	5
2	D	NE	Ś	5
3	D	NE	W	5
4	D	EO	N	4
5	D	EO	Ś	5
6	D	EO	W	5
7	D	ŚEO	N	4
8	D	ŚEO	Ś	4
9	D	ŚEO	W	4
10	D	ŚEC	N	4

W wyniku obliczeń przeprowadzonych w systemie komputerowym (stanowiącym implementacje proponowanego modelu decyzyjnego) uzyskano następujące wartości użytkowe dla pięciu analizowanych budynków mieszkalnych: B1 = 60,57 pkt, B2 = 43,92 pkt, B3 = 43,59 pkt, B4 = 45,69 pkt, B5 = 61,73 pkt. Do remontu wybrano tylko te budynki, dla których obliczona wartość użytkowa nie przekraczała 50 pkt (dysponowane środki finansowe nie pozwalają na przeprowadzenie napraw we wszystkich budynkach, stąd wybrano te o najniższej wartości użytkowej). Dla trzech budynków B2, B3, B4, dla których wartości znajdują się poniżej progu, przedstawiono propozycje napraw elementów budynków. Naprawy mogą zostać wykonane według różnych wariantów, o różnym zakresie prac i rozwiązań materiałowo-technologicznych. Proponowane naprawy dla jednego z budynków zestawiono w (tab. 4).

Tablica 4. Dane do przykładu (dla jednego budynku)

Element budynku		Warianty remontowe elementu		Przyrost			K [zł]
				ST [%]	SE $[\frac{kWh}{m^2 rok}]$	SF [pkt]	
1	Elewacja	1	Ocieplenie ścian zewnętrznych	4,38	35,10	0.00	548 012
		2	Ocielenie ścian zewn. wraz z wyk. tynk mozaikowego na cokole	4,69	35,1	0.00	573356
		3	Malowanie elewacji	1,34	0,00	0,00	75 988
2	Dach	1	Wymiana pokrycia dachowego z docieplenieem stropodachu	2,20	4,47	0.00	248 221
		2	Wymiana pokrycia dachowego	2,20	0,00	0,00	146 733
		3	Docieplenie stropodachu	0,00	4,47	0,00	120 204
3	Wejścia do budynku	1	Remont wiatrołapów	0,54	0,00	0,00	18 922
		2	Remont wiatrołapów wraz z przebudową wejść do budynku	0,54	0,00	0,426	34066
4	Balkony	1	Naprawa balkonów (podstawowa)	0,98	0,00	0.00	30 293
		2	Naprawa balkonów (kompleksowa) wraz wymianą balustrad	1,96	0,00	0,44	239 715
		3	Naprawa balkonów (kompleksowa)	1,96	0,00	0,00	153 482
5	Orynnowanie	1	Wymiana rynien dachowych i rur spustowych	0,84	0.00	0.00	17 226
6	Stolarka okienna	1	Wymiana okien klatki schodowej	1,34	4,27	0,00	51 418
		2	Wymiana okien klatki schodowej i piwnic	1,71	5,88	0,00	75 388
7	Stolarka drzwiowa	1	Wymiana drzwi wejściowych klatek schodowych	0,96	2,20	0,20	30 420
8	Roboty malarskie	1	Malowanie klatek schodowych	2,25	0,00	0,00	119 177
9	Instalacja elektryczna	1	Wymiana instalacji	3,71	0,00	0,00	356 926
		2	Wymiana osprzętu instalacji	1,12	0,00	0,00	52 911
10	Strop piwnic	1	Ocieplenie stropu	0,00	11,7	0,00	133 484
11	Wentylacja	1	Montaż nawiewników okiennych	0,00	0,00	0.187	33 000
12	Ochrona mienia	1	Montaż domofonów	0,00	0,00	0,20	40800
13	Schody	1	Wykonanie okładziny schodowej (antypoślizgowej)	1,44	0,00	0,504	130 783

Założono wielkość funduszu remontowego na poziomie 1,5 mln zł i możliwość jego nieznacznego przekroczenia. W wyniku obliczeń uzyskano najkorzystniejsze rozwiązanie z przyrostem wartości użytkowej budynków (B2, B3, B4) o 10,46 pkt dla K = 150 3826 zł. Wyniki obliczeń zestawiono w (tab. 5).

Tablica 5. Wyniki rozwiązania dla analizowanych budynków

Nr bud.	Naprawa/wariant	K [zł]
2	1/3, 2/2, 3/1, 4/3, 5/1, 6/2, 7/1, 8/1, 9/2, 13/1	821 030
3	1/3, 3/2, 4/2, 5/1, 6/1, 7/1, 8/2, 12/1	405 130
4	1/3, 2/2, 5/1, 6/1, 7/1, 8/1, 9/2	277 666

4. PODSUMOWANIE

Prezentowany w artykule model decyzyjny wyboru rozwiązań remontowych, oparty na wielokryterialnej ocenie wartości użytkowej został opracowywany w celu wspomagania procesu podejmowania decyzji zarządców z uwzględnieniem ograniczeń finansowych. Proponowany model może być szczególnie przydatny przy wyborze najkorzystniejszego zakresu i rodzaju robót budowlanych przy remoncie (lub szerzej modernizacji) z punktu widzenia wzrostu wartości użytkowej budynku. Wyniki badań mogą być użyteczne w podejmowaniu decyzji także przez: projektanta, dewelopera, pośrednika w obrocie nieruchomościami oraz producentów wyrobów budowlanych.

Piśmiennictwo

[1] Knyziak P.: Analiza stanu technicznego prefabrykowanych budynków mieszkalnych za pomocą sztucznych sieci neuronowych. Rozprawa doktorska, Politechnika Warszawska 2007.

[2] Rusek J.: Modelowanie stopnia zużycia technicznego budynków na terenach górniczych z wykorzystaniem wybranych metod sztucznej inteligencji. Rozprawa doktorska, AGH, Kraków 2010.

[3] Bucoń R., Sobotka A.: Koncepcja modelu decyzyjnego wyboru zakresu robót remontowych budynków mieszkalnych. Zeszyty Naukowe Uniwersytetu Ekonomicznego w Katowicach „Modelowanie Preferencji a Ryzyko'11, s. 243-254.

[4] Orłowski Z., Szklennik N.: Zakres modernizacji budynku- jako wynik analizy diagnostycznej obiektu. Budownictwo i Inżynieria Środowiska (2) 2011, s.353-360.

[5] Niezabitowska E., Kucharczyk-Brus B., Masły D.: Wartość użytkowa budynku. Verlag Dashofer, Warszawa 2003.

[6] Rutkowski L.: Metody i techniki sztucznej inteligencji. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2005.

DECISION MAKING MODEL FOR SELECTION OF RESIDENTIAL BUILDING RENOVATION SOLUTIONS

Summary

Making a decision about the scope of repair works made by an estate administrator requires both technical (evaluation of technical condition, selection of materials and methods of work) and economic (cost calculation, real estate appraisal) expertise as well as understanding of needs and preferences of users. The choice of scope of works and evaluation of acceptable variants should be made on the basis of many criteria, with consideration for the impact of works on property value and economical justification of the decisions.

The paper presents a model facilitating the decision on scope of repairs. It is based on the knowledge of experts in particular fields, expressed usually in the form of fuzzy evaluations and linguistic scales. This model can be applied to allocation of limited repair funds at the disposal of property administrators, such as housing associations.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Agnieszka DZIADOSZ[1]
Politechnika Poznańska
Mariusz REJMENT[2]
Politechnika Wrocławska

WPŁYW ZAKŁÓCEŃ NA OPÓŹNIENIA PROCESÓW BUDOWLANYCH

STRESZCZENIE

Na opóźnienia procesów budowlanych wpływ ma wiele różnorodnych czynników, w tym przede wszystkim warunki realizacyjne, które są charakterystyczne dla każdego przedsięwzięcia. Czynniki te wielokrotnie powodują odchylenia czasu trwania robót w stosunku do planowanego w harmonogramie, zakłócając prawidłowy rytm robót, jednocześnie powodując nie ukończenie przedsięwzięcia w terminie i przekroczenie założonego budżetu.

Przedmiotem dociekań autorów artykułu jest identyfikacja typów zakłóceń i ich klasyfikacja, wyszczególnienie przyczyn występowania oraz określenie ich wpływu na przebieg procesów budowlanych na przykładzie budowy obiektu handlowo-usługowo-biurowego w Poznaniu.

SŁOWA KLUCZOWE: zakłócenia, opóźnienia procesów budowlanych.

1. WPROWADZENIE

Zakłócenia przebiegu procesów budowlanych mogą być powodowane przez wiele czynników, których identyfikacja, w fazie planowania i przyjmowania wariantu realizacji robót jest trudna do jednoznacznego określenia. Wykorzystanie nowoczesnych technologii, nowatorskich rozwiązań materiałowo-konstrukcyjnych, zmiana rodzaju, zakresu i ilości robót w trakcie realizacji oraz sposobu ich etapowania, błędy i nieścisłości w dokumentacji projektowej, brak kompleksowego rozpoznania warunków na placu budowy to podstawowe determinanty wystąpienia niekorzystnych czynników wpływających na opóźnienia w przedsięwzięciach budowlanych. Wstępna analiza wspomnianych czynników umożliwia zaplanowanie działań zaradczych np. poprzez zaproponowanie alternatywnych rozwiązań.

Każde przedsięwzięcie budowlane wymaga indywidualnego podejścia do planowania oraz elastyczności w zakresie zarządzani nim [15]. Dlatego, też tak ważnym zadaniem jest odpowiedni nadzór przebiegu przedsięwzięcia, w tym bieżąca kontrola postępu robót umożliwiająca wczesne wykrycie ewentualnych opóźnień procesów budowlanych.

[1] agnieszka.dziadosz@put.poznan.pl
[2] mariusz.rejment@pwr.wroc.pl

2. TYPY I PRZYCZYNY OPÓŹNIEŃ PROCESÓW BUDOWLANYCH

Bazując na własnych doświadczeniach i wynikach badań przeprowadzonych przez autorów następujących publikacji [3, 5, 10, 14, 17, 18], w zakresie identyfikacji opóźnień procesów budowlanych, można wskazać podstawowe typy opóźnień oraz główne przyczyny ich występowania (tab.1, 2).

Do najczęściej spotykanych typów opóźnień zalicza się: przesunięcie rozpoczęcia lub zakończenia terminu roboty, wystąpienie robót dodatkowych, zwłoka będącą konsekwencją utrudnień w przepływie informacji w relacji inwestor-projektant-wykonawca lub zwłoka w dostawach materiałów. W pracy [7] sklasyfikowano różne rodzaje opóźnień niezależnie od przyczyn ich powstawania.

Tabela 1. Typy opóźnień

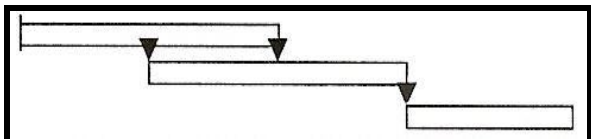
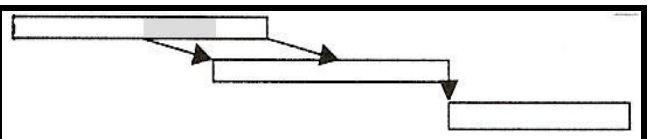
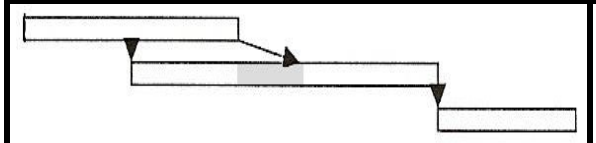
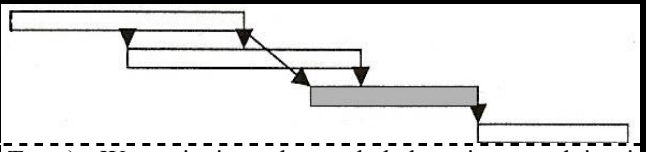
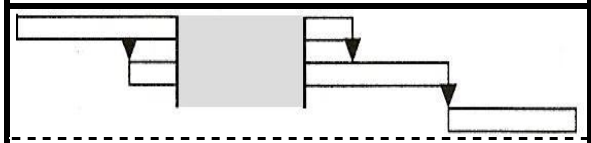
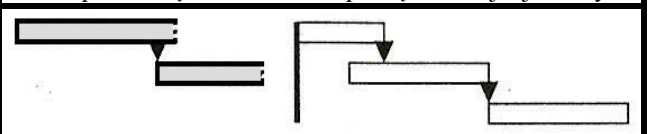
 Planowany harmonogram robót – „as planned”	 Typ a) Opóźnienie terminu rozpoczęcia/zakończenia robót lub realizacja robót w kolejności odmiennej niż planowano (np. spowodowana zmianą technologii, zmianami materiałowymi)
 Typ b) Wydłużony czas trwania roboty	 Typ c) Wystąpienie roboty dodatkowej powodującej przesunięcie terminu rozpoczęcia kolejnej roboty
 Typ d) Przerwanie realizacji robót spowodowanych np. niekorzystnymi warunkami atmosferycznymi	 Typ e) Opóźnienie postępu robót np. w wyniku braku doświadczenia wykonawcy, niskiej wydajności siły roboczej

Tabela 2. Klasyfikacje opóźnień procesów budowlanych ze względu na przyczynę powstania

Lp.	*Kategoria*	*Przyczyna powstania*
1	Wykonawca	- brak siły roboczej, - nieadekwatne doświadczenie wykonawcy, - trudności w finansowaniu prac przez wykonawcę, - nieefektywne planowanie i przygotowanie przedsięwzięcia (w tym bieżąca kontrola harmonogramu, kontrola zaawansowania postępu robót), - niski poziom wydajności siły roboczej, - błędy wykonawcze, konieczność wykonania robót dodatkowych, - przyjęcie za krótkiego czasu realizacji całego przedsięwzięcia, - błędy w sporządzaniu harmonogramu.
2	Inwestor	- opóźnienia w płatnościach ze strony inwestora, - wprowadzanie zmian w projekcie przez inwestora,
3	Projektant	- niska jakość projektu, - błędy projektowe - brak nadzoru autorskiego
4	Czynniki zewnętrzne	- opóźnienia w dostawach materiałów, - warunki atmosferyczne.

Nieco odmiennie przedstawiają się wyniki badań w przypadku inwestycji drogowych [10]. Do głównych przyczyn opóźnień czasowych zaliczane są trudności w procesie finansowania inwestycji, w tym opóźnienia w płatnościach, zmiany w umowach i ich wpływ na finansowanie, a także kontraktowanie zapotrzebowania na nietypowe materiały. Inny rodzaj opóźnień, często występujący w Polsce, wynika z procedur prawnych oraz trudnościami z uzyskiwaniem terenu pod inwestycję [1].

Reasumując należy stwierdzić, że istotnym źródłem powstawania opóźnień jest nieprecyzyjne rozpoznanie warunków realizacyjnych, nieefektywne przygotowanie i nadzór nad przedsięwzięciem oraz błędy w dokumentacji projektowej. Obieg dokumentacji oraz proces przekazania projektu zamiennego nie zawsze jest adekwatny do postępu robót. Pomimo rozwoju oprogramowania wspierającego zarządzanie przedsięwzięciami budowlanymi (np. MS Project, Primavera, Asta Powerproject) oraz popularyzowania różnych narzędzi i technik do analizy danych [8, 9, 12], zakres ich wykorzystania w firmach budowlanych jest niezadowalający.

3 TECHNIKI ANALIZY OPÓŹNIEŃ PROCESÓW BUDOWLANYCH

Opracowując harmonogram robót nie zakłada się wystąpienia czynników zakłócających. Dlatego też harmonogramy wykazują małą odporność na wszelkie zmiany czasu trwania robót, czego efektem są opóźnienia procesów budowlanych. Zauważalny jest brak wśród kadry zarządzającej przedsięwzięciem, zwyczaju analizowania opóźnień, wykorzystując jasno sprecyzowane techniki w ramach procedury. Jest to wynik ograniczonego czasu na podejmowanie decyzji oraz trudności w oszacowaniu w sposób ilościowy wpływu opóźnień na terminy zakończenia wybranych procesów oraz termin dyrektywny przedsięwzięcia.

Do podstawowych techniki analizy opóźnień można zaliczyć [2, 4, 6, 11]:

1. **Technikę globalnego wpływu** – nanoszenie wszystkich opóźnienia na harmonogram; całkowity czas wydłużenia przedsięwzięcia stanowi sumę wszystkich opóźnień, aczkolwiek z pominięciem ich wzajemnej zbieżności.
2. **Technikę wpływu netto** – uwzględnienie, na zaktualizowanym harmonogramie, efektu netto wszystkich opóźnień, natomiast wydłużenie czasu stanowi różnica pomiędzy planowanym a zaktualizowanym terminem wykonania robót (w technice tej nie wykorzystuje się sieci CPM).
3. **Technikę CPM** dopasowaną do harmonogramu („as-build") – włączenie zdarzeń opóźniających w sieć CPM.
4. **Technikę załamania (ang. The collapsing technique)** – uwzględnienie wszystkich typów opóźnień oraz równoczesności ich występowania, bazuje na metodzie ścieżki krytycznej CPM.
5. **Technikę migawkowa (ang. The snapshot technique)** – podzielenie przedsięwzięcia na okresy występowania zdarzeń opóźniających i porównanie dla każdego z okresów planowanego harmonogramu z zaktualizowanym.
6. **Technikę wpływu czasu** – podobna do techniki migawkowej, jednak uwaga skupiona jest na zdarzenia opóźniające, a nie na okresy występowania.

W literaturze przedmiotu rozwijane są nowe koncepcje związane z modyfikacjami harmonogramów poprzez uwzględnienie w nich czynników ryzyka lub lokalizowanie buforów czasu stanowiących swoistego rodzaju zabezpieczenie (m.in. metoda MOCRA, łańcuch krytyczny zgodnie z teorią ograniczeń – Theory of Constraints) [16]. Bardzo ważna jest kwestia poszukiwania metod określenia wielkości buforów oraz ich właściwa alokacja, zapewniająca stabilność harmonogramu przed negatywnym wpływem czynników zakłócających. Interesującą propozycję harmonogramów predyktywnych, odpornych na zakłócenia procesów budowlanych, zaproponował Klimek M. w pracy [13]. Autor przedstawił sposób przewidywania już na etapie

planowania możliwości wystąpienia czynników zakłócających oraz ich wpływ na opóźnienia procesów budowlanych. Proponowane w pracy [13] podejście proaktywne ma na celu zapewnić minimalizacje odchyleń rzeczywistych terminów realizacji procesów od terminów uprzednio zaplanowanych na etapie harmonogramowania oraz dotrzymanie planowanego terminu zakończenia przedsięwzięcia.

Wstępna analiza opóźnień powinna być prowadzona w oparciu o harmonogram bazowy przedsięwzięcia, a wszelkie zmiany (tj. wydłużenie czasu trwania, wprowadzenie robót dodatkowy) sukcesywnie w nim uwzględniane. Postępowanie takie pozwoli na zidentyfikowanie ewentualnych odchyleń czasu realizacji robót od zakładanych na etapie planowanie przedsięwzięcia oraz prognozowanie realnego terminu zakończenia.

4. KLASYFIKACJA OPÓŹNIEŃ NA PRZYKŁADZIE BUDOWY OBIEKTU HANDLOWO-USŁUGOWO-BIUROWEGO

Autorzy artykułu podjęli próbę porównania harmonogramu bazowego (ang. as-planned) z harmonogramem zaktualizowanym (ang. as-build) oraz zidentyfikowania czynników zakłócających przebieg procesu realizacji obiektu budowlanego w Poznaniu.

Obiekt ten łączy funkcję handlową, biurową i użytkową. Posiada 4 kondygnacje nadziemne, jedną podziemną (garaż) oraz łącznik. Przestrzeń użytkową budynku podzielono na dwie zasadnicze funkcje: salon sprzedaży aut i motocykli na parterze wraz z zapleczem biurowym salonu na kondygnacji +1 oraz część biurowo-usługową mieszczącą się na kondygnacjach od +1 do +3. Komunikację pionową budynku stanowi jedna, wspólną klatka schodowa z windą. Część podziemną zajmuje garaż wielostanowiskowy, do którego od zewnątrz prowadzi jedna rampa zjazdowa zlokalizowana od frontu budynku i zakończona bramą garażową segmentową. Obiekt zaprojektowany i wykonany został w konstrukcji żelbetowej, monolitycznej. Elewacje w przeważającej ilości zaprojektowano jako parawanowe, oparte na systemach fasad szklanych. Wybrane partie wykończone zostały tynkiem lub panelami aluminiowymi na systemowych podkonstrukcjach nośnych. Z uwagi na bezpośrednie sąsiedztwo ścian piwnicy nowoprojektowanego obiektu z istniejącą zabudową (tj. salon samochodowy i lakiernia) zdecydowano się na wykonanie części podziemnej jako ścianę z palisady.

Tabela 3. Klasyfikacja opóźnień procesów budowlanych (wybrane przykłady)

Grupa generalna Rodzaj	*Lp.*	*Charakterystyka przyczyny opóźnienia*	*Skutki*	*Wpływ na kolejne roboty*	*Wpływ na termin zakończenia przedsięwzięcia Typ opóźnienia*
„Kontrakt" Realizacja	1	Brak możliwości wykonania przecisku sterowanego z uwagi na bliskość fundamentów budynków sąsiadujących	Przeprojektowanie instalacji kanalizacyjnej, konieczność przerwania palisady	Zmiana sposobu prowadzenia dalszych robót z uwagi na przeprojektowanie sieci kanalizacyjnej (roboty dodatkowe w obrębie palisady wynikające ze zmiany ułożenia sieci)	Bardzo duży Typ c)
„Kontrakt" Realizacja	2	Konieczność wielokrotnego zmieniania stanowiska pracy palownicy na nierównym podłożu	Wykonanie co trzeciego pala, znaczne odchylenia pali od pionu	Brak możliwości systematycznego wykonania oczepu łączącego palisadę/ zwiększona ilość robót przy torkretowaniu	Bardzo duży Typ b) i e)

„Kontrakt" Realizacja	3	Braki w dostawach elementów deskowań	Przestoje w robotach żelbetowych	Konieczność zmiany kolejności wykonywania robót monolitycznych, żelbetowych	Duży Typ a)
„Kontrakt" Realizacja	4	Układanie mieszanki betonowej (beton podkładowy) w nieodpowiednich warunkach atmosferycznych	Niewłaściwe związanie mieszanki betonowej- odpryski /skucie warstwy	Brak możliwości wykonania izolacji przeciwwodnej z papy	Bardzo duży Typ a)
„Kontrakt" Projektowanie	5	Brak rozwiązania w projekcie wykonawczym sposobu odprowadzenia wody deszczowej z balkonów	Zalewanie wodami opadowymi elewacji budynku	Brak możliwości wykonania obróbek elewacji	Średni Typ a)
„Kontrakt" Projektowanie	6	Brak rozwiązania projektowego sposobu osadzenia przelewów awaryjnych na dachu łącznika	Zastoiny wód	Wstrzymanie robót związanych z wykonaniem obróbek elewacji w obszarze łącznika celem wykonania przewiertów (roboty dodatkowe, roboty zamienne).	Bardzo duży Typ d)
„Kontrakt" Projektowanie	7	Wprowadzenie zmian w projekcie przez inwestora w trakcie realizacji m.in. zmiana lokalizacji wykonanej częściowo ściany gk	Wyburzenie i wykonanie ponownie ściany w nowym miejscu	Roboty dodatkowe i zamienne powodujące przesunięcie zadań zaplanowanych w harmonogramie	Mały (zależy od rodzaju wprowadzonej zmiany) Typ c)

Według harmonogramu bazowego (ang. as-planned) czas realizacji obiektu o łącznej powierzchni użytkowej 4.500 m^2 wynosił 10 miesięcy. Planowany termin rozpoczęcia – przełom lipca i sierpnia 2011 r., zaś termin zakończenia robót budowlanych przewidziano na początek kwietnia 2012 r., w tym termin zakończenia robót w garażu podziemnym na dzień 28.03.2012.

Ze względu na szereg czynników zakłócających sprawny przebieg procesów budowlanych ostateczne oddanie obiektu nastąpiło z ponad miesięcznym opóźnieniem. Klasyfikację najistotniejszych przyczyn opóźnień i ich konsekwencje, a w szczególności wpływ na wydłużenie czasu realizacji przedsięwzięcia przedstawia Tabela 3.

Z uwagi na wymagania Zamawiającego (tj. stały przejazd przez plac budowy do budynku lakierni) inwestycja była etapowana. Wydzielono trzy działki robocze w obszarze parkingu podziemnego. Działka trzecia była realizowana z niewielkim przesunięciem czasowym w stosunku do konstrukcji budynku biurowego. Znaczące opóźnienia czasowe wystąpiły już na etapie robót ziemnych, przy wykonaniu ściany palisadowej oraz przecisku sterowanego (tab.3, poz.1). Z uwagi na znaczną głębokość, małą szerokość pomiędzy ścianą palisady a istniejącymi fundamentami lakierni oraz niedostateczne rozpoznanie warunków gruntowych w tym obszarze działki budowlanej (możliwość zalegania głazów, dużych fragmentów resztek gruzu budowlanego, itp.), podjęto dwie próby wykonania przecisku sterowanego, które zakończyły się niepowodzeniem. Przyczyną niepowodzenia były zakłócenia wytwarzanego pola elektromagnetycznego przez płytę żelbetową (na którą natrafiono wykonując dodatkowy kontrolny wykop) i inne pozostawione elementy metalowe (prawdopodobnie z wcześniejszych inwestycji). Niemożliwy był właściwy odczyt urządzenia naprowadzającego. Wykonawca zgłosił zastrzeżenia, jednocześnie zwracając się z prośbą do Projektanta o zaproponowanie alternatywnego rozwiązania (np. poprzez przeprowadzenie rurociągu w niecce posadzki). W nowym rozwiązaniu projektowym zaproponowano przeprowadzenie kanalizacji sanitarnej

przez projektowany garaż, co wiązało się z przerwaniem ściany palisady, wystąpieniem robót dodatkowych (tj. wykonanie dwóch ścian berlińskich), wpływając jednocześnie na zmianę kolejności wykonywania pali przez podwykonawcę. Konieczność zmiany stanowiska pracy palownicy i presja czasu (wynikająca z wykonywania co trzeciego pala) determinowały wykonanie oczepu łączącego palisadę. Miało to zasadnicze znaczenie dla robót ziemnych, których realizacja powinna rozpocząć się jedynie po wykonaniu palisady z oczepem, przy wykorzystaniu specjalnych rozpór. W obliczu kompensacji zakłóceń i widocznych opóźnień podjęto działania zaradcze, minimalizując odchylenia terminowe na etapie robót ziemnych.

Id.	Nazwa zadania	Cz. trw.	Czas trwania wg pbaz.	Odchylenie czasu trwania	Rozpoczęcie	Zakończenie	Rozpoczęcie wg pbaz.	Zakończenie wg pbaz.	Typ opóźnienia	Odch. rozpoczęcia	Odch. zakończenia
1	**Budynekhandlowo-usługow-biurowy [garaż podzien**	**213 dn**	**193 dn**	**20 dn**	**11-06-20**	**12-04-26**	**11-06-20**	**12-03-28**	**Typ b**	**0 dn**	**20 dn**
2	**Początkowe świadczenia Zamawiającego**	**5 dn**	**5 dn**	**0 dn**	**11-06-20**	**11-06-29**	**11-06-20**	**11-06-29**		**0 dn**	**0 dn**
8	**Prace przygotowawcze**	**18 dn**	**18 dn**	**0 dn**	**11-07-12**	**11-08-04**	**11-07-12**	**11-08-04**		**0 dn**	**0 dn**
13	**Garaż podziemny**	**206 dn**	**186 dn**	**20 dn**	**11-07-04**	**12-04-26**	**11-07-04**	**12-03-28**	**Typ b**	**0 dn**	**20 dn**
14	Przecisk sterowany-start przekładki kanalizacji	1 dzień	1 dzień	0 dn	11-08-01	11-08-01	11-08-01	11-08-01	Typ d	0 dn	0 dn
15	**Ścianka palisadowa**	**121 dn**	**121 dn**	**0 dn**	**11-07-04**	**11-12-23**	**11-07-04**	**11-12-23**		**0 dn**	**0 dn**
16	**Projekt, uzgodnienia, mobilizacja**	**12 dn**	**12 dn**	**0 dn**	**11-07-04**	**11-07-19**	**11-07-04**	**11-07-19**	**Wykonano w terminie**	**0 dn**	**0 dn**
22	**Wykonanie pali**	**43 dn**	**16 dn**	**27 dn**	**11-07-20**	**11-09-19**	**11-07-22**	**11-08-12**	**Typ b;Typ e**	**-2 dn**	*25 dn*
23	*Wyrównanie podłoża pod palownice*	2 dn	0 dn?	2 dn	11-07-20	11-07-21	Brak	Brak	Typ c	0 dn	0 dn
24	Pale w osi 8 (rampa)	0 dn	10 dn	-10 dn	11-07-22	11-07-22	11-07-22	11-08-04	Typ b	0 dn	-10 dn
25	Pale w osi 8	**14 dn**	**0 dn?**	**14 dn**	**11-07-22**	**11-08-10**	**Brak**	**Brak**	**Zmiana zakresu**	**0 dn**	**0 dn**
26	Pale w osi K-M/8 (rampa)	2 dn	0 dn?	2 dn	11-07-22	11-07-25	Brak	Brak	Zmiana zakresu	0 dn	0 dn
27	Pale w osi I-H/8 (rampa)	3 dn	0 dn?	3 dn	11-07-26	11-07-28	Brak	Brak	Zmiana zakresu	0 dn	0 dn
28	Pale w osi I-J/8 (rampa)	3 dn	0 dn?	3 dn	11-08-03	11-08-05	Brak	Brak	Zmiana zakresu	0 dn	0 dn
29	Pale w osi G-H/8 (rampa)	2 dn	0 dn?	2 dn	11-08-08	11-08-09	Brak	Brak	Zmiana zakresu	0 dn	0 dn
30	Pale w osi E-G/8	4 dn	0 dn?	4 dn	11-08-05	11-08-10	Brak	Brak	Zmiana zakresu	0 dn	0 dn
31	Pale w osi M	0 dn	4 dn	-4 dn	11-08-02	11-08-02	11-08-05	11-08-08	Typ b	-2 dn	-4 dn
32	**Pale w osi M**	**6 dn**	**0 dn?**	**6 dn**	**11-07-28**	**11-08-04**	**Brak**	**Brak**	**Zmiana zakresu**	**0 dn**	**0 dn**
33	Pale w osi M (B37) 1 sekcja	4 dn	2 dn	2 dn	11-07-28	11-08-02	11-08-05	11-08-08	Zmiana zakresu	-6 dn	-4 dn
34	Pale w osi M (B37) 2 sekcja	2 dn	0 dn?	2 dn	11-08-03	11-08-04	Brak	Brak	Zmiana zakresu	0 dn	0 dn
35	Pale w osiach 1-3 / E-M (z wyjatkami)	5 dn	5 dn	0 dn	11-08-08	11-08-12	11-08-05	11-08-11	Typ a	1 dzień	1 dzień
36	Pale w osi E-G/2	4 dn	0 dn?	4 dn	11-08-05	11-08-10	Brak	Brak	Typ a	0 dn	0 dn
37	Pale w osi A-E/2	2 dn	0 dn?	2 dn	11-08-11	11-08-12	Brak	Brak	Typ a	0 dn	0 dn
38	Pale w osi G-H/3	2 dn	0 dn?	2 dn	11-08-10	11-08-11	Brak	Brak	Typ a	0 dn	0 dn
39	Pale w osi A-E/9	2 dn	0 dn?	2 dn	11-08-11	11-08-12	Brak	Brak	Zmiana zakresu	0 dn	0 dn
40	Pale w osiach A-E (garaż)	5 dn	5 dn	0 dn	11-08-09	11-08-16	11-08-08	11-08-12	Zmiana zakresu	1 dzień	1 dzień
41	*Ścianki berlińskie*	**4 dn**	**0 dn?**	**4 dn**	**11-09-14**	**11-09-19**	**Brak**	**Brak**	**Typ c**	**0 dn**	**0 dn**
42	*Ściana belińska w B7*	2 dn	0 dn?	2 dn	11-09-16	11-09-19	Brak	Brak	Typ c	0 dn	0 dn
43	*Ściana berlińska G-H/3*	2 dn	0 dn?	2 dn	11-09-14	11-09-15	Brak	Brak	Typ c	0 dn	0 dn
44	**Rozpory narożne**	**2 dn**	**2 dn**	**0 dn**	**11-08-10**	**11-08-11**	**11-08-10**	**11-08-11**	**Wykonano w terminie**	**0 dn**	**0 dn**
47	**Oczep**	**13 dn**	**7 dn**	**6 dn**	**11-08-10**	**11-08-29**	**11-08-10**	**11-08-19**	**Typ e**	**0 dn**	*6 dn*
48	Oczep w osi 8 (rampa)	8 dn	3 dn	5 dn	11-08-10	11-08-22	11-08-10	11-08-12	Typ b	0 dn	5 dn
49	Oczep w osi M	4 dn	4 dn	0 dn	11-08-22	11-08-25	11-08-16	11-08-19	Wykonano w terminie	4 dn	4 dn
50	Oczep w osiach 1-3 / E-M (łącznik)	8 dn	2 dn	6 dn	11-08-18	11-08-29	11-08-18	11-08-19	Typ b	0 dn	6 dn
51	Oczep w osiach A-E (garaż)	9 dn	3 dn	6 dn	11-08-17	11-08-29	11-08-17	11-08-19	Typ b	0 dn	6 dn
52	*Wyrównanie oczepu*	8 dn	0 dn?	8 dn	11-11-28	11-12-07	Brak	Brak	Typ c	0 dn	0 dn
53	*Skuwanie i czyszczenie pali*	5 dn	0 dn?	5 dn	11-12-08	11-12-14	Brak	Brak	Typ c	0 dn	0 dn
54	Bentogrunt	20 dn	20 dn	0 dn	11-11-28	11-12-23	11-11-28	11-12-23	Typ d	0 dn	0 dn
55	**Roboty ziemne**	**66 dn**	**62 dn**	**4 dn**	**11-08-10**	**11-11-15**	**11-08-10**	**11-11-08**	**Typ b**	**0 dn**	**4 dn**
62	**Fundamenty**	**64 dn**	**58 dn**	**6 dn**	**11-08-23**	**11-11-23**	**11-08-23**	**11-11-15**	**Typ b**	**0 dn**	**6 dn**
67	**Słupy i ściany żelbetowe**	**51 dn**	**51 dn**	**0 dn**	**11-09-05**	**11-11-17**	**11-09-05**	**11-11-17**	**Wykonano w terminie**	**0 dn**	**0 dn**
72	Mur oporowy	15 dn	15 dn	0 dn	11-08-26	11-09-15	11-08-26	11-09-15	Wykonano w terminie	0 dn	0 dn
73	**Strop żelbetowy**	**71 dn**	**65 dn**	**6 dn**	**11-09-09**	**11-12-21**	**11-09-09**	**11-12-13**	**Typ b**	**0 dn**	*6 dn*
74	Strop biurowca (konsola w osi F - oś H)	10 dn	9 dn	1 dzień	11-09-09	11-09-22	11-09-09	11-09-21	Typ b	0 dn	1 dzień
75	Strop biurowca w osiach H-M	10 dn	9 dn	1 dzień	11-09-21	11-10-04	11-09-21	11-10-03	Typ b	0 dn	1 dzień
76	Strop garażu w osiach C/D-F	19 dn	8 dn	11 dn	11-10-04	11-10-28	11-10-04	11-10-13	Typ b	0 dn	11 dn
77	Strop garażu w osi A-C (stary dojazd do lakier	12 dn	6 dn	6 dn	11-12-06	11-12-21	11-12-06	11-12-13	Typ b	0 dn	6 dn
78	Koniec zakresu strop garażu	0 dn	0 dn	0 dn	11-12-13	11-12-13	11-12-13	11-12-13		0 dn	0 dn
79	**Posadzka**	**113,67 dn**	**101 dn**	**12,67 dn**	**11-08-16**	**12-01-30**	**11-08-16**	**12-01-11**	**Typ b**	**0 dn**	*12,67 dn*
80	Projekt posadzek	9 dn	9 dn	0 dn	11-08-16	11-08-26	11-08-16	11-08-26	Wykonano w terminie	0 dn	0 dn
81	**Podbudowa posadzki**	**54 dn**	**54 dn**	**0 dn**	**11-09-01**	**11-11-18**	**11-09-01**	**11-11-18**	**Wykonano w terminie**	**0 dn**	**0 dn**
85	**Warstwa wyrównawcza (przed stropem)**	**52 dn**	**52 dn**	**0 dn**	**11-09-07**	**11-11-22**	**11-09-07**	**11-11-22**	**Wykonano w terminie**	**0 dn**	**0 dn**
89	Warstwy jezdne (pod stropem)	6,67 dn	10 dn	-3,33 dn	12-01-20	12-01-30	11-12-27	12-01-11	Typ d;Typ c;Typ a	16 dn	12,67 dn
90	**Roboty wykończeniowe**	**132 dn**	**116 dn**	**16 dn**	**11-09-30**	**12-04-11**	**11-09-30**	**12-03-19**	**Typ b**	**0 dn**	*16 dn*
91	Warstwa torkretu	8 dn	10 dn	-2 dn	12-01-10	12-01-19	11-12-12	11-12-23	Typ d;Typ c;Typ a	18 dn	16 dn
92	Roboty tynkarskie na palisadzie	15 dn	15 dn	0 dn	12-01-27	12-02-16	12-01-04	12-01-25	Typ a	16 dn	16 dn
93	Roboty tynkarskie poza palisadą	10 dn	10 dn	0 dn	11-10-05	11-10-18	11-10-04	11-10-17	Wykonano w terminie	1 dzień	1 dzień
94	System docieplenia z tynkiem	10 dn	10 dn	0 dn	12-02-17	12-03-01	12-01-26	12-02-08	Typ a	16 dn	16 dn
95	Roboty malarskie	10 dn	10 dn	0 dn	12-03-28	12-04-11	12-03-06	12-03-19	Typ a	16 dn	16 dn
96	Malowanie oznakowań (posadzka poziom -1)	4 dn	4 dn	0 dn	12-03-28	12-04-02	12-03-06	12-03-09	Typ a	16 dn	16 dn
97	Malowanie oznakowań (słupy+ściany poziom	4 dn	4 dn	0 dn	12-03-28	12-04-02	12-03-06	12-03-09	Typ a	16 dn	16 dn
98	Roboty ślusarskie	5 dn	5 dn	0 dn	12-02-17	12-02-23	12-01-26	12-02-01	Typ a	16 dn	16 dn
99	Schody betonowe	2 dn	2 dn	0 dn	11-09-30	11-10-04	11-09-30	11-10-04	Wykonano w terminie	0 dn	0 dn
100	Pomieszczenie RG oś A/3	9 dn	9 dn	0 dn	11-11-16	11-11-28	11-11-09	11-11-22	Wykonano w terminie	4 dn	4 dn
101	Drzwi stalowe	5 dn	5 dn	0 dn	12-02-20	12-02-27	12-02-02	12-02-08	Typ a	12,67 dn	12,67 dn
102	Brama wjazdowa	2 dn	2 dn	0 dn	12-02-20	12-02-22	12-02-02	12-02-03	Typ a	12,67 dn	12,67 dn
103	**Instalacje sanitarne**	**118 dn**	**98 dn**	**20 dn**	**11-09-02**	**12-02-22**	**11-09-02**	**12-01-25**	**Typ b**	**0 dn**	**20 dn**
111	Instalacja hydrantowa	3 dn	3 dn	0 dn	11-12-22	11-12-27	11-12-14	11-12-16	Wykonano w terminie	6 dn	6 dn
112	Instalacja gazowa	2 dn	2 dn	0 dn	11-12-22	11-12-23	11-12-14	11-12-15	Wykonano w terminie	6 dn	6 dn
113	**Instalacje elektr.- uziom fundamentowy podp**	**52 dn**	**52 dn**	**0 dn**	**11-09-08**	**11-11-23**	**11-09-08**	**11-11-23**	**Wykonano w terminie**	**0 dn**	**0 dn**
117	**Instalacje elektryczne**	**120 dn**	**100 dn**	**20 dn**	**11-11-04**	**12-04-26**	**11-11-04**	**12-03-28**	**Typ b**	**0 dn**	**20 dn**
121	**Tereny zewnętrzny**	**97,67 dn**	**100 dn**	**-2,33 dn**	**11-10-26**	**12-03-19**	**11-10-05**	**12-02-29**	**Typ a;Typ b**	**15 dn**	**12,67 dn**
122	**Rampa zjazdowa**	**97,67 dn**	**100 dn**	**-2,33 dn**	**11-10-26**	**12-03-19**	**11-10-05**	**12-02-29**	**Typ a**	**15 dn**	**12,67 dn**
123	Podbudowa	5 dn	10 dn	-5 dn	11-10-26	11-11-03	11-10-05	11-10-18	Przyspieszenie	15 dn	10 dn
124	Warstwa wyrównawcza	5 dn	5 dn	0 dn	11-11-23	11-11-29	11-10-19	11-10-25	Typ a	22 dn	22 dn
125	Przepusty kablowe pod rampą	2 dn	2 dn	0 dn	11-11-30	11-12-01	11-10-26	11-10-27	Wykonano w terminie	22 dn	22 dn
126	Docieplenie muru oporowego	3 dn	3 dn	0 dn	11-12-02	11-12-06	11-10-28	11-11-03	Wykonano w terminie	22 dn	22 dn
127	Warstwa jezdna z nadlewkami	15 dn	15 dn	0 dn	12-01-30	12-02-20	12-01-12	12-02-01	Typ a	12,67 dn	12,67 dn
128	Ogrzewanie elektryczne rampy	5 dn	5 dn	0 dn	12-01-30	12-02-06	12-01-12	12-01-18	Typ a	12,67 dn	12,67 dn
129	Roboty ślusarskie i bariery ochronne	10 dn	10 dn	0 dn	12-03-05	12-03-19	12-02-16	12-02-29	Typ a	12,67 dn	12,67 dn
130	**Zakończenie robót - garaż (-1)**	**0 dn**	**0 dn**	**0 dn**	**12-04-26**	**12-04-26**	**12-03-28**	**12-03-28**		**20 dn**	**20 dn**

Rys. 1. Odchylenia czasów realizacji zadań w stosunku do harmonogramu bazowego

Wykonanie konstrukcji żelbetowej obiektu biurowego zakończyło się w planowanym terminie, jednak kosztem chwilowego przerwania i spowolnienia postępu robót na poziomie garażu podziemnego (m.in. w zakresie torkretowania ściany palisady – planowany termin rozpoczęcia: 12.12.2012, rzeczywisty: 10.01.2012 oraz wykonania warstw jezdnych posadzki). Ponadto po wykonaniu robót ziemnych stwierdzono znaczne odchylenia pali na wysokości, przekraczające warunki normowe. Wyrównywanie oczepu i skucie pali wpłynęło na prace wykończeniowe w części podziemnej (ok. 20 dni opóźnienia). Odchylenia czasu trwania od harmonogramu bazowego dla garażu podziemnego przedstawia rys. 1.

Z uwagi na stałe zmiany etapowania prac w trakcie realizacji permanentnie uaktualniano harmonogram ogólny budowy. Dodatkowo opracowano odrębny harmonogram szczegółowy robót wykończeniowych oraz harmonogram robót instalacyjnych z uwzględnieniem terminów dostaw materiałów i elementów. Natomiast nie były opracowywane harmonogramy alternatywne w odpowiedzi na warunki realizacyjne, jak również nie analizowano szczegółowo w trakcie realizacji opóźnień wybranych zadań i ich wpływ na termin końcowy przedsięwzięcia.

5. PODSUMOWANIE

Na przebieg procesów budowlanych wpływa wiele czynników, które trudne są do identyfikacji w fazie planowania z uwagi na ich losowy charakter. W artykule wymieniono kilka typów opóźnień oraz dokonano ich klasyfikacji. Z przytoczonego przykładu budowy obiektu handlowo-usługowo-biurowego wynika, że najczęściej występujące to:

- wydłużenie czasu realizacji roboty (np. wydłużenie czasu wykonania ściany palisadowej),
- przesunięcie rozpoczęcia czynności (np. roboty związane z torkretowaniem rozpoczęły się z prawie miesięcznym opóźnieniem),
- wystąpienie robót dodatkowych (tj. konieczność skucia pali i wyrównanie powierzchni oczepu)
- spadek postępu robót (m.in. na skutek regularnego przestawiania palownicy oraz wykonywania małych odcinków palisady, brak ciągłości pracy palownicy),

Zazwyczaj czynniki zakłócające nie są uwzględniane w harmonogramach. Dlatego też, interesującym rozwiązaniem jest alokacja buforów czasu, jako rezerwa z uwagi na możliwe do wystąpienia opóźnienia czasowe procesów budowlanych. Innym rozwiązaniem jest porównanie harmonogramu bazowego ze zaktualizowanym, w którym uwzględnione zostaną wszystkie występujące w trakcie realizacji opóźnienia oraz ich analiza zgodnie z jedną z dostępnych technik np. globalnego wpływu.

Piśmiennictwo

[1] Ahsan K., Gunawan I., Analysis of cost and schedule performance of international development projects, International Journal of Project Management, Vol. 28, 2010, s. 68-78.
[2] Alkass S., Mazerolle M., Harris F., Construction delay analysis techniques, Construction Management and Economics, Vol. 14, 1996, s. 375-394.
[3] Al-Momani A.H., Construction delay: a quantitative analysis, International Journal of Project Management, Vol. 18, 2000, s. 51-59.
[4] Arditi D., Pattanakitchamroon T., Selecting a delay analysis method in resolving construction claims, Vol. 24, 2006, s. 145-155.
[5] Assaf S.A., Al-Hejji S., Causes of delay in large construction projects, International Journal of Project Management, Vol. 24, 2006, s. 349-357.

[6] Braimah N., Ndekugri I., Factors influencing the selection of delay analysis methodologies, International Journal of Project Management, Vol. 26, 2008, s. 789-799.
[7] Bordoli D.W., Baldwin A.N., A methodology for assessing construction project delays, Construction Management and Economics, Vol. 16, 1998, s. 327-337.
[8] Gajzler M., Dziadosz A., Szymański P., Problematyka wybory metody wspomagającej podejmowanie decyzji w budownictwie, Czasopismo Techniczne z.1-B/2010, zeszyt 2 (ROK 107), s. 69-84.
[9] Gajzler M., Hybrid advisory systems and the possibilities of it usage in the process of industrial flooring repairs, in The 25th International Symposium on Automation and Robotics in Construction.ISARC-2008. Selected papers (June 26–29, Vilnius, Lithuania). Edited by E. K. Zavadskas, A. Kaklauskas,M. J. Skibniewski, 2008, s.459–464.
[10] Kaliba Ch., Muya M., Mumba K.,Cost escalation and schedule delays in road construction projects Zambia, International Journal of Project Management, Vol. 27, 2009, s. 522-531.
[11] Kao Ch.-K., Yang J.-B., Comparison of windows-based analysis methods, International Journal of Project Management, Vol. 27, 2009 s. 408-418.
[12] Kapliński O.: Development and usefulness of planning techniques and decision-making foundations on the example of construction enterprises in Poland, Technological and Economic Development of Economy, 2008, Vol.14, No.4, s. 492–502.
[13] Klimek M. Predyktywno-reaktywne harmonogramowanie produkcji z ograniczoną dostępnością zasobów, rozprawa doktorska AGH, Kraków, 2010.
[14] Leśniak A., Plebankiewicz A. (2010). Opóźnienia w robotach budowlanych. Zeszyty Naukowe WSOWL, 3/2010, s.332-339.
[15] Pasławski J.: Elastyczność w zarządzaniu realizacją procesów budowlanych, rozprawy nr 437, Wyd. Pol. Poznańskiej, Poznań, 2009.
[16] Połoński M., Pruszyński K., Wyznaczanie wielkości buforów czasu i terminu zakończenia przedsięwzięcia w harmonogramach budowlanych, [w:] Technologia i Zarządzanie w Budownictwie, Prace Naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej nr 91, Seria: Studia i Materiały nr 20, Wrocław 2008 s.289-298.
[17] Sambasivan M., Soon Y.W., Causes and effect delays in Malaysian construction industry, International Journal of Project Management, Vol. 25, 2007, s. 517-526.
[18] Sweis G., Sweis R., Hammad A.A., Shboul A., Delays in construction projects: The case of Jordan, International Journal of Project Management, Vol. 26, 2008, s. 665-674.

INFLUENCE OF DISTURBANCES ON DELAYS OF BUILDING PROCESSES

Summary

Construction processes delays can be caused by many different factors, including execution conditions of construction work which are different for each project. These factors cause delays in construction work in relation to the planned time schedule, disrupt the normal rhythm of construction work, and at the same time cause failure to complete projects on time, exceeding the planned budget.

The authors of the paper try to identify and classify types of delays. The authors also identified the causes of delays and their influence on construction processes, illustrating it with the construction of BMW car dealer building in Poznan.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Michał JUSZCZYK[1]
Agnieszka LEŚNIAK[2]
Krzysztof ZIMA[3]
Politechnika Krakowska

UDZIELANIE ZAMÓWIEŃ NA ROBOTY DODATKOWE W REALIZACJI INWESTYCJI PUBLICZNYCH

STRESZCZENIE

Roboty dodatkowe pojawiające się na etapie realizacji są powszechnie występującym elementem w procesie inwestycyjnym. Pod pojęciem robót dodatkowych rozumie się prace, które nie zostały przewidziane na etapie przygotowania dokumentacji projektowej. Można je wprowadzić do realizacji aneksem do umowy bądź oddzielną umową. W przypadku zamówień publicznych wprowadzenie robót dodatkowych musi zostać przeprowadzone zgodnie z prawem zamówień publicznych. Umożliwia to tryb zamówienia z wolnej ręki. W artykule przedstawiono przesłanki do jego zastosowania wynikające z Ustawy Prawo zamówień publicznych i dokonano ich konfrontacji z praktyką w oparciu o udzielone zamówienia.

SŁOWA KLUCZOWE: roboty dodatkowe, zamówienia publiczne,

1. WPROWADZENIE

Roboty dodatkowe można zdefiniować, jako te roboty, których nie przewidziano na etapie sporządzania dokumentacji projektowej. Ich występowanie podczas realizacji inwestycji budowlanych jest zjawiskiem powszechnym. Mogą wynikać z życzeń inwestora, który zdecydował się na wprowadzenie pewnych dodatkowych prac (np. zmiana funkcji, rozszerzenie zakresu prac) lub z konieczności ich wykonania - kiedy stają się one niezbędne do wykonania zamówienia podstawowego. Pojawienie się robót dodatkowych to podwyższenie kosztów inwestycji i prawdopodobieństwo nieterminowego ukończenia inwestycji. Z tych też powodów prowadzenie robót dodatkowych na etapie realizacji budowy wymaga szczególnej uwagi inwestora. Wykonawcy budowlani często sztucznie generują konieczność wykonania robót dodatkowych upatrując w nich źródło dodatkowych zysków. W przypadku zamówień publicznych wprowadzenie robót dodatkowych musi zostać przeprowadzone zgodnie z ustawą Prawo Zamówień Publicznych.

[1] mjuszczyk@izwbit.pk.edu.pl
[2] alesniak@izwbit.pk.edu.pl
[3] kzima@izwbit.pk.edu.pl

W artykule zwrócono uwagę na tryb zamówienia z wolnej ręki, który wykorzystywany jest w udzielaniu zamówień dodatkowych i uzupełniających umożliwiających m.in. wprowadzanie robót dodatkowych. Przedstawiono przesłanki do jego zastosowania wynikające z Ustawy Pzp [1] dotyczące czasu, wartości i konieczności uzasadnienia wyboru. Aby skonfrontować wymagania Ustawy z praktyką udzielania zamówień z wolnej ręki poddano analizie ogłoszenia o udzielonych zamówieniach w tym trybie.

2. ROBOTY DODATKOWE

Pojęcie robót dodatkowych wynika z kodeksu cywilnego art. 630 §1. Zgodnie z którym [2]: „Jeżeli w toku wykonywania dzieła zajdzie konieczność przeprowadzenia prac, które nie były przewidziane w zestawieniu prac planowanych będących podstawą obliczenia wynagrodzenia kosztorysowego, a zestawienie sporządził zamawiający, przyjmujący zamówienie może żądać odpowiednio podwyższenia umówionego wynagrodzenia. Jeżeli zastawienie planowanych prac sporządził przyjmujący zamówienie, może on żądać podwyższenia wynagrodzenia wtedy, gdy mimo zachowania należytej staranności nie mógł przewidzieć konieczności prac dodatkowych”. Pojęcie „roboty dodatkowe” przyjęło się w budownictwie jako analogia do pojawiającego się w KC pojęcia „prace dodatkowe [3].

Zjawisko występowania robót dodatkowych – nieprzewidzianych na etapie projektowania jest powszechnie występującym elementem procesu inwestycyjnego. Pojawienie się robót dodatkowych generuje dodatkowe koszty i może mieć istotny wpływ na niedotrzymanie terminu umowy. Wiele prac dotyczących przekroczenia kosztów realizacji inwestycji zwraca na to uwagę, upatrując w robotach dodatkowych główne przyczyny tego przekroczenia [4], [5]. W pracy [6], [7] zauważono m.in. celowe zniżanie kosztów inwestycji publicznych. Stwierdzono, że łatwiej jest uzyskać akceptację realizacji inwestycji, gdy przewidywany koszt jest mniejszy. Wg [6] najważniejsze dla inwestora jest rozpoczęcie robót, a pieniądze na ich realizację się znajdą. Ich nagły wzrost wytłumaczy się potem rozszerzeniem zakresu prac, zmianami funkcji użytkowych czy nieuwzględnionym wcześniej wyposażeniem.

Przyczyn wystąpienia robót dodatkowych może być wiele. W literaturze polskiej zwrócono na to uwagę m.in. w pracach [8], [9]. Autorzy wskazali wśród nich: błędne rozpoznanie warunków gruntowych (np. zła ocena nośności podłoża gruntowego, niepełna identyfikacja sieci infrastruktury podziemnej), błędy popełnione przez projektanta (np. błędne zestawienia materiałowe, brak spójności i jednoznaczności międzybranżowej w dokumentacji projektowej), przyczyny administracyjne (np. zmiany przepisów prawa w okresie realizacji inwestycji), warunki pogodowe, przyczyny leżące po stronie inwestora (zmiana założeń technologicznych i funkcjonalnych inwestycji, wzrost wymagań inwestora).

Pojawienie się robót dodatkowych bywa często przyczyną opóźnień w realizacji robót budowlanych [10], [11]. W pracy [12] prezentowano wyniki badań przeprowadzonych w Polsce, dotyczących przewidywalności czasu trwania budowy publicznych inwestycji drogowych. Wykazano, że w 44% analizowanych przypadków to konieczność wykonania robót dodatkowych warunkujących wykonanie zamówienia podstawowego była przyczyną niedotrzymania terminu wykonania umowy.

3. ROBOTY DODATKOWE A ZAMÓWIENIA DODATKOWE I UZUPEŁNIAJĄCE W ŚWIETLE USTAWY PZP

Pojawienie się konieczności wykonania robót dodatkowych w trakcie realizacji inwestycji publicznych wymaga ich właściwego wprowadzenia zgodnie z przepisami ustawy.

Jeżeli roboty dodatkowe nie wykraczają poza określenie przedmiotu zamówienia, ale nie zostały przewidziane w zestawieniu prac, będącym podstawą do wyliczenia ceny ofertowej można wprowadzić je do realizacji poprzez aneks do umowy [3]. Jest to możliwe wyłącznie

w przypadku wynagrodzenia kosztorysowego. Dokumentem, powszechnie stosowanym w takiej sytuacji jest tzw. protokół konieczności. Nie ma on obowiązujących wzorców, ale stanowi podstawę do rozpoczęcia wykonywania robót dodatkowych, a następnie uzyskania przez wykonawcę wynagrodzenia. Jego stosowanie wynika z art. 630 §2 Kodeksu Cywilnego, zgodnie z którym: „Przyjmujący zamówienie nie może żądać podwyższenia wynagrodzenia, jeżeli wykonywał prace dodatkowe bez uzyskania zgody zamawiającego". Należy jednak pamiętać, że możliwości zmiany umowy o roboty budowlane m.in. także w części dotyczącej wynagrodzenia wykonawcy ograniczone jest treścią art. 144 Ustawy Pzp zgodnie z którym: „Zakazuje się istotnych zmian postanowień umowy w stosunku do treści oferty, na podstawie której dokonano wyboru wykonawcy, chyba, że zamawiający przewidział możliwość dokonania takiej zamiany w ogłoszeniu lub specyfikacji istotnych warunków zamówienia". A zatem o możliwości zmiany umowy jeszcze przed jej zawarciem decyduje zamawiający na etapie ogłoszenia lub w siwz i określa warunki takiej zmiany. Do zmian istotnych należą [3]: zmiana wynagrodzenia, zmiana terminu wykonania, zmiana materiałów czy urządzeń niezbędnych do wykonania przedmiotu umowy, zmiana osób, które będą wykonywały zamówienie, rodzaj przyjętego w siwz wynagrodzenia. Powyższą sytuację, kiedy roboty wprowadzane są do realizacji poprzez aneks do umowy spotyka się zazwyczaj w przypadku tzw. robót zamiennych. Autorzy referatu sygnalizują jedynie to zagadnienie bez dalszej analizy gdyż nie jest ono bezpośrednio związane z tematem referatu.

W sytuacji, gdy roboty wykraczają poza określenie przedmiotu zamówienia zawarte w specyfikacji istotnych warunków zamówienia na zamówienie podstawowe pojawiają się tzw. zamówienie dodatkowe i zamówienie uzupełniające (art. 67 ust.1 pkt 5 oraz art. 140 ust. 3 Ustawy Pzp). Między tymi zamówieniami istnieją zarówno podobieństwa jak i różnice. W obu przypadkach zamówień [1], [3]:

- nie wprowadza się liczby udzielanych zamówień, ale wprowadza się ograniczenia co do ich wartości (50% wartości brutto umowy podstawowej w przypadku zamówień dodatkowych) i 50% wartości szacunkowej w przypadku zamówień uzupełniających,
- możliwa jest zamiana sposobu wynagrodzenia w stosunku do wynagrodzenia obowiązującego w zamówieniu podstawowym,
- gdy zmówienie dotyczy robót budowlanych zamawiający musi posiadać: dokumentacje projektową opisującą przedmiot zamówienia wraz ze specyfikacja techniczną wykonania i odbioru robót budowlanych, kosztorys inwestorki,
- warunki umowy nie musza być takie same jak w umowie na zamówienie podstawowe,
- zamówienia udziela się w trybie zamówienia z wolnej ręki.

Różnice pomiędzy zamówieniem dodatkowym a zamówieniem uzupełniającym zestawiono poniżej (tab.1)

Tablica 1. Różnice pomiędzy zamówieniem dodatkowym a uzupełniającym

Różnice	Zamówienie dodatkowe	Zamówienie uzupełniające
Czas udzielenia zamówienia	W okresie wykonywania zamówienia podstawowego	W ciągu 3 lat od podpisania umowy na zamówienie podstawowe (także po jego wykonaniu jeżeli realizacja trwała krócej niż 3 lata)
Przewidywalność wystąpienia zamówienia	nieprzewidywalne	należy przewidzieć możliwość udzielenia zamówienia w ogłoszeniu lub w siwz dotyczącej postępowania na zamówienie podstawowe
Tryb zamówienia podstawowego	Nieograniczone trybem udzielenia zamówienia podstawowego	Zamówienie podstawowe musi być udzielone w trybie przetargu nieograniczonego lub ograniczonego

Rodzaj przedmiotu zamówienia	Nie musi być identyczny z rodzajem przedmiotu zamówienia podstawowego (musi być robotą budowlaną)	Musi odpowiadać rodzajowi przedmiotu na zamówienie podstawowe

Źródło: opracowanie własne na podstawie [1], [3].

4. ROBOTY DODATKOWE W KONTRAKTACH PROPONOWANYCH PRZEZ FIDIC

Wzory umów proponowane przez FIDIC (Międzynarodową Federacja Inżynierów Konsultantów) są coraz częściej wykorzystywane w zamówieniach publicznych. Najbardziej popularne w Polsce są dwa wzory kontraktów: Warunki Kontraktu dla budowy – dla robót inżynieryjno-budowlanych projektowanych przez Zamawiającego tzw. „czerwona" książka [13] i Warunki Kontraktu dla Urządzeń oraz Projektowania i Budowy dla urządzeń elektrycznych i mechanicznych oraz robót inżynieryjno-budowlanych projektowanych przez Wykonawcę tzw. „żółta" książka [14].Roboty dodatkowe są w kontraktach FIDIC zdefiniowane jako Zmiany. Zgodnie z klauzulą 13.1 Zmiana obejmuje [13]:

(a) zmiany ilości każdej pracy objętej Kontraktem, jakkolwiek nie każda taka zmiana stanowi Zmianę,
(b) zmianę jakości i innych cech charakterystycznych którejkolwiek części pracy;
(c) zmianę poziomu, pozycji, czy też wymiarów którejkolwiek części Robót;
(d) rezygnacja z jakiejkolwiek pracy (jednak bez prawa zlecenia jej osobom trzecim),
(e) wszelkie dodatkowe prace, Urządzenia, Materiały lub usługi konieczne dla Robót Stałych, włącznie z towarzyszącymi im Próbami Końcowymi, wierceniami i innymi próbami i pracami badawczymi, lub
(f) zmiany w kolejności i terminach wykonywania Robót.

Z punkt e) wynika, że roboty dodatkowe to prace nieujęte w zakresie robót przewidzianych kontraktem, ale niezbędne do osiągnięcia celu (wykonania umowy). Zasady wprowadzania zmian w trakcie realizacji kontraktu reguluje klauzula 13 Zmiany i korekty, która podaje zasady: kto i w jakich okolicznościach może wystąpić z propozycją zmiany. Zgodnie z tą klauzulą zmiany mogą być zainicjowane przez inżyniera przed wydaniem świadectwa przejęcia dla robót przez wydanie polecenia lub żądanie, skierowane do wykonawcy, aby przedłożył ofertę na zmianę. Zatem inżynier (działający w imieniu zamawiającego) musi wydać polecenie zmiany. Bez tego polecenia wykonawca nie może wprowadzić żadnych zmian do robót stałych. Wprowadzenie zamiany do realizacji rozumianej jako robota dodatkowa odbywa się poprzez aneks do umowy.

W kontraktach FIDIC wykonawca ma natomiast możliwość przedłożenia własnej propozycji zmiany, ale tylko w przypadku, gdy zmiana ta przyniesie wymierne korzyści zamawiającemu. Sposób wprowadzenia takiej zmiany reguluje klauzula 13.2 Analiza Wartości. Kontrakt FIDIC nie przewiduje możliwości propozycji zmiany ze strony wykonawcy podyktowanej przede wszystkim korzyściami dla samego wykonawcy. Wykonawca bowiem zobowiązał się do wykonania wyspecyfikowanych w kontrakcie robót o określonej: technologii, parametrach i standardzie i na takich warunkach podpisał kontrakt.

Jeżeli jednak wzory kontraktów FIDIC są stosowane w inwestycjach publicznych powyższe zasady wprowadzania robót dodatkowych nie mają zastosowania gdyż prawo zamówień publicznych jest nadrzędne nad klauzulami proponowanymi przez FIDIC.

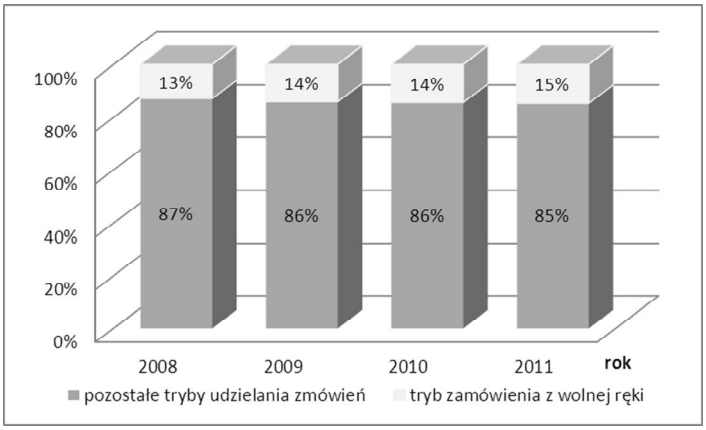
5. ZAMÓWIENIE Z WOLNEJ RĘKI – TRYB UDZIELANIA ZAMÓWIEŃ DODATKOWYCH I UZUPEŁNIAJĄCYCH W SEKTORZE PUBLICZNYM

Zamówienie z wolnej ręki jak wynika z art. 67 ust 1 Ustawy Pzp jest trybem, w którym można zlecić wykonanie robót budowlanych, ale po zaistnieniu wskazanych tam okoliczności. Ze względu na ograniczoną wielkość artykułu i obszerne przesłanki ustawy autorzy pominą cytat zwracając uwagę, ze przesłanki stosowania zamówienia z wolnej ręki dotyczą: wykonawcy zamówienia, wcześniejszych postępowań, ograniczenia co do wartości i czasu udzielenia zamówienia i innych.

W trybie tym nie publikuje się ogłoszeń o rozpoczęciu procedury, nie stosuje się specyfikacji istotnych warunków zamówienia, a wykonawca nie składa oferty. Jest to tryb niekonkurencyjny, w którym negocjacje przeprowadza się tylko z jednym wykonawcą. Mimo wielu ograniczeń, jakie nakłada ustawa tryb ten jest stosunkowo często wykorzystywany w zamówieniach publicznych. Wg Sprawozdania Urzędu Zamówień Publicznych [15] udział zamówienia z wolnej ręki sięgał 17,2% wszystkich udzielonych zamówień w 2010 roku.

Poniżej zestawiono dane dotyczące wykorzystania tego trybu w zamówieniach na roboty budowlane, a w celu bliższego poznania przeanalizowano 22 udzielone zamówienia.

Na podstawie informacji dostępnych z Biuletynu Zamówień Publicznych [16] ustalono, że w roku 2011 udzielono w Polsce 49442 zamówień na roboty budowlane w tym 7268 w trybie zamówienia z wolnej ręki. Udział tego trybu w udzielaniu zamówień na roboty budowlane w ostatnich 4 latach przedstawiono poniżej (rys.1). Wynika z niego, że utrzymuje się na tym samym poziomie w ciągu ostatnich lat i wynosi około 14%.



Rys.1 Tryb zamówienia z wolnej ręki na tle pozostałych trybów udzielania zamówień na roboty budowlane.

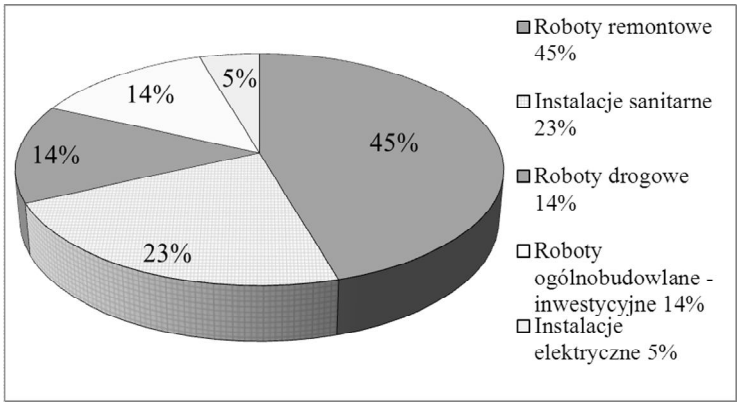
Szczegółowej analizie poddano 22 ogłoszenia o udzielonych zamówieniach na roboty budowlane w trybie z wolnej ręki, które ukazały się w grudniu 2011 roku na stronie Biuletynu Zamówień Publicznych [16], a zamawiającymi były jednostki sektora publicznego mające swoje siedziby na terenie miasta Krakowa.

Połowa (11) analizowanych ogłoszeń dotyczyła zamówień dodatkowych, a połowa zamówień uzupełniających. Średnia wartość zamówienia wynosiła 329568,51 zł. Wartość minimalna to zaledwie 2184,00 zł, a zamówienie dotyczyło prac uzupełniających polegających na wykonaniu instalacji elektrycznej i sanitarnej w ramach remontu szpitala. Maksymalna wartość pośród analizowanych zamówień wyniosła 2 780 000,00 zł. Było to zamówienie uzupełniające w zakresie robót drogowych. W większości analizowanych przypadków (60%) zamówienia udzielano na kwotę wyższą niż szacunkowa wartość zamówienia. Średnio przekraczała ona 25% oszacowania zamawiającego a maksymalnie aż 64%. Zauważyć należy jednak, że tryb ten nie jest trybem konkurencyjnym. Prowadzone są tutaj negocjacje, z jednym wykonawcą. Wśród 60%

analizowanych przypadków w wyniku negocjacji nie zmieniła się cena proponowana przez wykonawcę. Tylko w 27% badanych przypadków wykonawca obniżył cenę w stosunku do oszacowanej przez siebie wartości a w trzech przypadkach (13%) pozostały one sobie równe.

Jak wiadomo z artykułu art. 67 ust.1 Ustawy Pzp, wartość zamówienia dodatkowego i uzupełniającego nie może przekroczyć 50% zamówienia podstawowego. W badanych przypadkach średnia wartość zamówienia z wolnej ręki stanowiła 8% zamówienia podstawowego, maksymalnie osiągnęła 34% a minimalnie zaledwie 0,1%. Nie wiadomo jednak czy analizowane zamówienie było jedynym w ramach danego zamówienia podstawowego. Zatem nie można twierdzić, że taka była ostateczna wartość udzielonych zamówień dodatkowych i uzupełniających. Należy zwrócić uwagę, iż opierając się na danych pochodzących z Biuletynu Zamówień Publicznych [16] nie ma możliwości by w sposób bezpośredni dotrzeć do informacji na temat liczby udzielonych zamówień dodatkowych lub uzupełniających w ramach realizacji danego zmówienia podstawowego. Publikacja ogłoszenia o udzieleniu zamówienia z wolnej ręki nie jest powiązana z zamówieniem podstawowym. Informacje na temat wartości wszystkich udzielonych zamówień dodatkowych i uzupełniających uzyskać można zatem wyłącznie u samego zamawiającego. Jak powszechnie wiadomo uzyskiwanie informacji dotyczących finansów bezpośrednio u inwestorów nie jest łatwe nawet wtedy, gdy dotyczy inwestycji sektora publicznego.

Analizując rodzaje robót jakich dotyczyły rozważane zamówienia z wolnej ręki zdecydowanie najwięcej obejmowało roboty remontowe (45% udzielonych zamówień) a najmniej instalacje elektryczne (5%). Szczegóły zaprezentowano poniżej (rys.2).



Rys.2. Rodzaje robót udzielanych w trybie zmówienia z wolnej ręki.

Zdecydowana dominacja robót remontowych jest uzasadniona. Wiadomo, że w tego typu robotach najtrudniej przewidzieć zakres robót do wykonania na etapie sporządzania dokumentacji. Wybierając tryb zamówienia z wolnej ręki zamawiający ma obowiązek podać uzasadnienie faktyczne i prawne wyboru trybu oraz wyjaśnić, dlaczego udzielenie zamówienia jest zgodne z przepisami. W 8 z 22 analizowanych przypadków (36%) zamawiający ograniczyli się jedynie do uzasadnienia o treściach podobnych jak cytowane:

Przykład 1. Przedmiotową robotę budowlaną zleca się dotychczasowemu Wykonawcy. Zamówienie uzupełniające stanowi nie więcej niż 50% wartości zamówienia podstawowego i polega na powtórzeniu tego samego rodzaju zamówień, co określone w siwz do przetargu nieograniczonego. Zamówienie uzupełniające było przewidziane w ogłoszeniu o zamówieniu dla zamówienia podstawowego i jest zgodne z przedmiotem zamówienia podstawowego.

Przykład 2. Wykonanie zamówienia dodatkowego powierza się dotychczasowemu wykonawcy zamówienia podstawowego. Przedmiotem zamówienia są roboty budowlane. Zamówienie dodatkowe nie jest objęte zamówieniem podstawowym. Wartość zamówień dodatkowych nie przekracza 50% wartości realizowanego zamówienia. Wykonanie zamówienia

dodatkowego jest niezbędne do prawidłowego wykonania zamówienia podstawowego. Wykonanie zamówienia dodatkowego stało się konieczne na skutek sytuacji niemożliwej wcześniej do przewidzenia.

W przykładach tych zamawiający nie podali uzasadnienia faktycznego wyboru trybu, a swoje uzasadnienie ograniczyli wyłącznie do zacytowania artykułów Ustawy Pzp, co należy uznać za niewystarczające.

Artykuł 2 wspomnianej ustawy definiuje, że przez zamówienie na roboty budowlane należy rozumieć wykonanie albo zaprojektowanie i wykonanie robót budowlanych w rozumieniu ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. – Prawo budowlane (Dz. U. z 2006 r. Nr 156, poz. 1118, z późn.zm.) [17]. Zgodnie z powyższym może on zrealizować inwestycję dwoma sposobami: tzw. sposobem tradycyjnym lub w systemie zaprojektuj i wybuduj. W tym drugim przypadku jednemu zleceniobiorcy zamawiający powierzy zarówno wykonanie prac projektowych jak i wykonanie robót budowlanych. Jest to rozwiązanie szczególnie dobre dla inwestorów, którzy nie mają doświadczenia, ani niezbędnej wiedzy, by wykonać zaplanowaną przez siebie inwestycję [18]. Przygotowanie bowiem dokumentacji projektowej, zgłoszenie prac i uzyskania prawomocnych pozwoleń dla takich inwestycji leży w obowiązku wykonawcy. System ten minimalizuje ryzyka związane z projektowaniem i roszczeniami z tytułu wadliwiej, niekompletnej lub zawierającej nieoptymalne rozwiązania dokumentacji przygotowanej przez zamawiającego. Czy zastosowanie tego modelu realizacji przedsięwzięcia minimalizuje także ryzyko wystąpienia np. robót dodatkowych? W roku 2011 udzielono w Polsce 602 zamówienia na zaprojektowanie i wykonanie robót budowlanych. Tryb zamówienia z wolnej ręki zastosowano w blisko 10% wszystkich udzielonych zamówień. Procent ten jest wprawdzie mniejszy niż w przypadku zamówień dotyczących wyłącznie wykonania robót budowlanych, ale nie eliminuje całkowicie zamówień dodatkowych i uzupełniających.

6. PODSUMOWANIE

W przypadku sektora publicznego sposób wprowadzenia robót dodatkowych reguluje prawo zamówień publicznych wskazując tryb zamówienia z wolnej ręki. Częstość wykorzystania tego trybu w robotach budowlanych nie ma tendencji wzrostowej i od kilku lat utrzymuje się na tym samym poziomie. Ponieważ jego zastosowanie jest ograniczone, zamawiający mają obowiązek podać uzasadnienie faktyczne i prawne wyboru trybu. Analiza wybranych zamówień wykazała, że dość często nie podają oni uzasadnienia faktycznego ograniczając się wyłącznie do cytowania artykułów Upz. Wprowadzenie robót dodatkowych zgodnie z Ustawą - oddzielnym zamówieniem i umową nie daje niestety pełnego obrazu poniesionych kosztów budowy. Odmienny sposób proponują popularne WK FIDIC, w których roboty dodatkowe wprowadzane są do umowy aneksem ukazując całkowity koszt inwestycji. Jednak w sektorze publicznym, nawet w przypadku ich wykorzystania takie rozwiązanie nie jest możliwe z powodu nadrzędności zapisów Ustawy nad klauzulami FIDIC.

Piśmiennictwo

[1] Ustawa z dnia 29 stycznia 2004 r. – Prawo zamówień publicznych (Dz. U. z 2010 r. Nr 113, poz. 759 i Nr 161, poz. 1078, ze zm.)
[2] Kodeks Cywilny z dnia 23 kwietnia 1964 r. (Dz.U. Nr 16, poz.93 z późn.zm.).
[3] Grochalska D., Leszczyński Z., Wiktorowska E.: Zamówienia publiczne na roboty budowlane, PRESSCOM Sp. z o.o. Wrocław 2010.
[4] Oyewobi L. O., Oke1 A. A., Ganiyu1 B. O., Shittu1 A. A., Isa R. B. and Nwokobia L.: The effect of project types on the occurrence of rework in expanding economy, Journal of Civil Engineering and Construction Technology Vol. 2(6), pp. 119-124, June 2011

[5] Azhar N., Farooqui R. U., Ahmed S. M.: Cost Overrun Factors In Construction Industry of Pakistan, First International Conference on Construction In Developing Countries "Advancing and Integrating Construction Education, Research & Practice", 4-5. 08. 2008, Karachi,, Pakistan
[6] Połoński M.: Wiarygodność szacowanych kosztów planowanych inwestycji na tle barier w procesie inwestycyjnym. Acta Scientiarum Polonorum. Architectura 2007, nr 6(3), s. 35-41
[7] Flyvbjerg B., Holm M.S., Buhl S., Underestimating Costs in Public Works, Error or Lie? American Planning Association Journal 2002, 68, 3, s. 279–295.
[8] Czemplik A.: Prawdopodobieństwo wystąpienia robót dodatkowych w przedsięwzięciu budowlanym, Ekologia w inżynierii procesów budowlanych. Konferencja naukowa. Lublin-Kazimierz Dolny, 24-26 kwietnia 2003, Instytut Budownictwa i Architektury, s.75-78,
[9] Konior J.: Relacje rozmyte w dodatkowych i zamiennych robotach budowlanych, VI Ogólnopolskie Seminarium Zarządzanie Procesem Inwestycyjnym w Budownictwie, BUDIN 2004, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2004, s.75-81.
[10] Chang A. S-T., Reasons for cost and schedule increase for engineering design projects. Journal of Management in Engineering, ASCE, Vol. 18, No. 1, 2002, pp. 29-36.
[11] Leśniak A., Plebankiewicz A. Opóźnienia w robotach budowlanych, Zeszyty Naukowe WSOWL, 3/2010, s. 332-339.
[12] Czarnigowska A., Sobotka A., Przewidywalność czasu trwania budowy: publiczne przedsięwzięcia drogowe. Czasopismo Techniczne. Budownictwo. 1-B, Zeszyt 2/2010, s. 23-34.
[13] Warunki Kontraktu dla budowy – dla robót inżynieryjno-budowlanych projektowanych przez Zamawiającego (Czerwona Książka) Wydanie FIDIC 1999, wydanie ang.- pol. 2008.
[14] Warunki Kontraktu dla Urządzeń oraz Projektowania i Budowy dla urządzeń elektrycznych i mechanicznych oraz robót inżynieryjno-budowlanych projektowanych przez Wykonawcę , Wydanie FIDIC 1999, Wydanie angielsko- polskie 2008.
[15] Sprawozdanie Urzędu Zamówień Publicznych za 2010 r., www.uzp.gov.pl.
[16] Biuletyny Zamówień Publicznych, www.uzp.gov.pl.
[17] Prawo budowlane - ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. (Dz. U. z 2006 r. Nr 156, poz. 1118, ze zm.).
[18] Kosecki A.: Organizacyjne i ekonomiczne aspekty umów o projektowanie i budowę, Izba Projektowania Budowlanego „Wiadomości", 3(86), 1998.

AWARDING CONTRACTS FOR ADDITIONAL WORKS IN PUBLIC CONSTRUCTION INVESTMENTS

Summary

Additional works that appear at the stage of project performance are very common during the investment process. They can be defined as contingencies, not foreseen when developing design documentation. They may result from the requirements of the client, who has decided to introduce some additional works, or they can be necessary to carry out in order to complete the main contract. They can be annexed to the contract agreement (as proposed in FIDIC contracts), or introduced by a separate agreement. In case of public procurement, additional works must be carried out in accordance with the public procurement law. The paper focuses on the mode of a single-source procurement, used in awarding additional and complementary contracts to enable, among others, additional works to be introduced. The conditions for application of a single-source procurement under the law are presented herein, in terms of time, value and need to justify the selection. To compare the requirements of the law with the practice of awarding contracts several notices of contracts awarded under this mode, which appeared in Public Procurement Bulletins, were subject to analysis.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Ewa MARCINKOWSKA[1]
Krzysztof GAWRON[2]
Mariusz REJMENT[3]
Politechnika Wrocławska

ANALIZA STRATEGICZNA EFEKTYWNOŚCI INWESTYCJI DOTYCZĄCYCH ZAKUPU MIESZKAŃ WE WROCŁAWIU Z PRZEZNACZENIEM NA WYNAJEM

STRESZCZENIE

W artykule przedstawiono algorytm optymalnego postępowania dla inwestora, który przewiduje zakup mieszkania z przeznaczeniem na wynajem. Z uwagi na charakterystykę mieszkań oraz charakterystykę rynku wynajmu wyróżniono dwanaście wariantów decyzyjnych. Przedmiotem analizy jest badanie ekonomicznej efektywności poszczególnych wariantów inwestycyjnych w okresie dwunastu lat od momentu zakupu. Zastosowano formuły dyskontowe. Zauważono, że program inwestycyjny będzie realizowany w warunkach niedeterministycznych. Niepewnej zmienności poddana będzie stopa dyskontowa oraz zachowanie rynku wynajmu. Podjęto próbę rozwiązania zagadnienia przy zastosowaniu elementów teorii podejmowania decyzji. Pozwoliło to na wskazanie optymalnego postępowania inwestora w zależności od wybranego przez niego kryterium decyzyjnego.

SŁOWA KLUCZOWE: efektywność inwestycji dotyczących zakupu mieszkań na wynajem, kryteria wyboru wynajmu mieszkań

1. WPROWADZENIE

Wrocław jest jednym z większych w Polsce rynków wynajmu mieszkań. Od strony popytu rynek ten tworzy się z racji rozwoju gospodarczego miasta, skupienia w nim licznych ośrodków naukowych oraz przygranicznego położenia i kooperacji z firmami zagranicznymi. Od strony podaży rynek wynajmu mieszkań kształtują prywatni inwestorzy, którzy inwestują w zakup mieszkań, a następnie przeznaczają je na cele wynajmu. Wraz ze wzrostem zasobności społeczeństwa coraz częściej obserwowane są inwestycje w nieruchomości, przy czym znaczna ich część ograniczona jest do zakupu pojedynczego mieszkania.

Spośród zabudowy mieszkaniowej Wrocławia można wyodrębnić grupy budynków szczególnie dysponowane do zakupu, a następnie przeznaczenia na wynajem pojedynczych mieszkań.

[1] ewa.marcinkowska@pwr.wroc.pl
[2] krzysztof.gawron@pwr.wroc.pl
[3] mariusz.rejment@pwr.wroc.pl

Jedną z nich jest grupa powojennego budownictwa mieszkaniowego w przeważającej mierze w zabudowie osiedlowej zlokalizowanej pierścieniowo wokół śródmiejskiej części miasta. Charakterystyczne dla tej grupy są wielosegmentowe bloki mieszkalne o wysokości pięciu lub jedenastu kondygnacji wykonane w technologii wielkopłytowej. Poszczególne segmenty oraz zlokalizowane w nich mieszkania są wzniesione według kilkunastu typowych, powtarzalnych, rozwiązań projektowych spełniających kolejne normatywy budowania mieszkań obowiązujące do 1989 roku. Mieszkania mają rozkładowy układ funkcjonalny. Zostały zaprojektowane z przeznaczeniem dla określonej liczby zamieszkujących osób jako mieszkania jedno-, dwu-, trzy-, cztero- i pięcioosobowe. Większość mieszkań tej grupy została poddana modernizacji w okresie lat 1990-2000. Zazwyczaj mieszkania sprzedawane są wraz z wyposażeniem. W przeważającej mierze właścicielem tych nieruchomości zabudowanych są spółdzielnie mieszkaniowe, a indywidualne prawo własności lokalu mieszkalnego jest wyodrębnione w księdze wieczystej bez udziału w nieruchomości gruntowej.

Drugą grupę stanowi budownictwo mieszkaniowe powstałe po 1990 roku. Jest ono zlokalizowane w zabudowie plombowej lub na pojedynczych działkach budowlanych w centralnej części miasta oraz jako zespoły budynków wniesionych na obrzeżach miasta. Budynki mieszkalne tej grupy zbudowane są według indywidualnych projektów uwzględniających aktualne trendy architektoniczne i funkcjonalne. Nowo wznoszone mieszkania sprzedawane są w tzw. „stanie developerskim", co oznacza brak ich pełnego wykończenia i pozostawienie go przyszłemu właścicielowi. Własność lokalu mieszkalnego w tych domach obejmuje udział w nieruchomości gruntowej.

Zazwyczaj wynajem mieszkań nie jest traktowany docelowo. Zasadniczym celem zakupu jest lokata kapitału skierowana na wartość rezydualną nieruchomości, a też zapewnienie późniejszej możliwości zamieszkania przez inwestora lub jego rodzinę w określonej dzielnicy miasta. Tym nie mniej inwestor oczekuje, że zainwestowany kapitał przyniesie w okresie wynajmu zysk co najmniej podobny do uzyskiwanego z innych form inwestycji.

Dla każdej z grup inne są koszty zakupu $1m^2$ powierzchni użytkowej mieszkania. Koszty zakupu różnią się też w zależności od lokalizacji budynków oraz powierzchni mieszkania. Podobnie różnią się ceny wynajmu. Z uwagi na lokalizację, układ funkcjonalny i standard wykończenia mieszkania w każdej z wyróżnionych grup składają się one na inne rodzaje rynku wynajmu. Przedstawione zróżnicowanie pozwala zauważyć, że efektywność inwestycji dotyczącej zakupu mieszkania na wynajem jest inna dla każdego z wybranych wariantów postępowania.

Ekonomiczną efektywność inwestycji polegającej na zakupie mieszkania z przeznaczeniem na wynajem ocenia się, podobnie jak w przypadku innych rodzajów inwestycji, według formuł dyskontowych. Można jednak zauważyć, że niektórym składowym formuł dyskontowych nie można przypisać wartości zdeterminowanych w całym, wieloletnim okresie wynajmu. Wartości tych składowych bezpośrednio lub pośrednio wynikają z warunków gospodarczych, społecznych i kulturowych, a kształtowanie się tych warunków w okresie wieloletnim obciążone jest niepewnością. Inwestor dokonując zakupu mieszkania może oczekiwać bezpiecznej lokaty kapitału, ale też może oczekiwać zysków z przewyższających inne formy bezpiecznej lokaty. Zatem, aby wskazać optymalne postępowania inwestora należy przeprowadzić bardziej wnikliwą analizę. W literaturze przedmiotu, np. [3,4] zwraca się uwagę na fakt, że programy inwestycyjne w warunkach niedeterministycznych należy traktować przede wszystkim jako teoretyczne próby opanowania ryzyka i niepewności. Zauważa się też brak praktycznych algorytmów w odniesieniu tego typu działań inwestycyjnych. W artykule przedstawiono próbę analizy strategicznej przedstawionego problemu inwestorskiego przeprowadzonej przy użyciu elementów teorii podejmowania decyzji z zastosowaniem postępowania w warunkach niepewności oraz wybranych kryteriów decyzyjnych.

2. METODYKA POSTĘPOWANIA BADAWCZEGO I UZYSKANE WYNIKI LICZBOWE

Materiał badawczy do przeprowadzenia analiz zebrano z cen transakcyjnych sprzedaży oraz wynajmu mieszkań udostępnionych przez firmy obrotu nieruchomościami.

Przyjęto, że właściwym okresem zbadania efektywności wynajmu jest okres 12 lat. Jest on m.in. uzasadniony istniejącymi przepisami podatkowymi (w przypadku przeznaczenia mieszkania do sprzedaży), a także zmianami pokoleniowymi (które mogą spowodować zmianę decyzji inwestora, co do przeznaczenia mieszkania).

Rozwiązanie problemu wymagało przyjęcia prakseologicznego ciągu postępowania, w którym uzyskane wyniki cząstkowe rzutowały na metody zastosowane w następnym kroku ciągu badawczego.

Etap I

W wyniku wstępnych analiz zebranych danych stwierdzono znaczące różnice między ceną sprzedaży oraz ceną wynajmu 1m^2 p.u. mieszkań małych i mieszkań dużych. Postanowiono zatem poprowadzić odrębne analizy dla dwóch zasadniczych wariantów mieszkań:

- Wariant 1 - to mieszkania małe o powierzchni 25 – 38 m^2.
- Wariant 2 - to mieszkania o powierzchni 50 – 70 m^2.

Dalsza analiza zwróciła uwagę na duże wartości współczynników zmienności średniej ceny wynajmu w każdym z rozpatrywanych wariantów (tab. 1). Wskazało to na konieczność dalszego uporządkowania materiału badawczego z uwagi na przyczyny rozbieżności cen. Polegało ono na wyodrębnieniu podwariantów uwzględniających preferencje uczestników transakcji wynajmu. Ostatecznie przedmiot badań przyjął postać uwzględniającą następujące kryteria wyboru:

- **Wariant 1**– mieszkania o powierzchni 25-38 m^2.
  - **Wariant 1.1** - mieszkania w blokach wzniesionych do 1989r. bez uwzględnienia preferencji,
  - **Wariant 1.2 -** mieszkania w blokach wzniesionych do 1989r. z preferencją: mieszkania jedno- i dwuosobowe (tzw. kawalerki),
  - **Wariant 1.3 -** mieszkania w blokach wzniesionych do 1989r. z preferencją lokalizacji w częściach miasta wyróżniających się gęstością miejsc pracy,
  - **Wariant 1.4 -** mieszkania w blokach wzniesionych do 1989r. z preferencją lokalizacji w pobliżu ośrodków akademickich (wynajem dla studentów),
  - **Wariant 1.5** - nowe mieszkania w budynkach aktualnie wzniesionych na obrzeżu miasta bez uwzględnienia preferencji,
  - **Wariant 1.6** - nowe mieszkania aktualnie wzniesione w śródmiejskich dzielnicach miasta bez uwzględnienia preferencji,
- **Wariant 2 -** mieszkania o powierzchni 50-70 m^2,
  - **Wariant 2.1** - mieszkania w blokach wzniesionych do 1989r. bez uwzględnienia preferencji,
  - **Wariant 2.2 -** mieszkania w blokach wzniesionych do 1989r. z preferencją lokalizacji w częściach miasta wyróżniających się gęstością miejsc pracy,
  - **Wariant 2.3 -** mieszkania w blokach wzniesionych do 1989r. z preferencją lokalizacji z w pobliżu ośrodków akademickich (wynajem dla studentów),
  - **Wariant 2.4 –** mieszkania w blokach wzniesionych do 1989r. z preferencją lokalizacji w pobliżu centrum miasta,
  - **Wariant 2.5 -** nowe mieszkania w budynkach aktualnie wzniesionych na obrzeżu miasta bez uwzględnienia preferencji,

- **Wariant 2.6** - nowe mieszkania aktualnie wzniesione w śródmiejskich dzielnicach bez uwzględnienia preferencji.

Poszczególne warianty opisano liczbą 30-35 danych dotyczących cen sprzedaży oraz cen wynajmu mieszkania, wyliczono wartości średnie wraz z ich estymacją statystyczną (tab. 1). Z badań wykluczono mieszkania w budynkach superluksusowych. Wielkości finansowe wyrażono w Euro w celu zabezpieczenia ich wartości przed chwilowymi wahaniami rynku.

Tablica 1. Zestawienie wyników badań źródłowych oraz wybranych wyników wyliczeniowych w odniesieniu do wybranych wariantów postępowania inwestycyjnego

Lp.	Charakterystyka liczbowa* wariantu	Warianty											
		1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	Średnia cena wynajmu [€/1m^2/mc]	10,3	10,5	10,7	9,5	10,5	14,7	8,8	8,8	7,3	10,5	8,3	11,3
2	Średnia cena wynajmu [€/1m^2/rok]	123	126	129	114	126	177	105	105	87	126	99	135
3	Standardowy błąd średniej ceny wynaj. [€/1m^2/mc]	1,6	1,2	0,7	0,7	1,3	1,5	1,3	1,0	0,6	1,4	1,1	0,9
4	Współczynnik zmienności średniej [%]	16,0	11,5	6,3	7,9	12,9	10,5	15	11,2	8,5	13,8	13,6	7,7
5	Średnia cena sprzedaży [€/1m^2]	1750				1929	3000	1572				1658	2492
6	Standardowy błąd średniej ceny sprzed. [€/1m^2]	140				260	501	110				201	448
7	Współczynnik zmienność średniej ceny sprzedaży [%]	8,0				13,5	16,7	7,0				12,1	18.0
8	Koszt utrzymania [€/1m^2/rok]	95				60		95				60	
9	Wartość rezydualna [€/1m^2]	2027				2752	4355	1956				2357	3664

*Wartości podane w EU zostały przeliczone według relacji 1€ = 4 PLN

Etap II

Dla każdego wariantu oceniono ekonomiczną efektywność wynajmu na podstawie formuł dyskontowych, np. [1,2] opisujących wartość zaktualizowaną netto (NPV) oraz wskaźnik wartości zaktualizowanej netto (RNPV). Klasyczną postać formuły NPV przyjętą za [7] zmodyfikowano stosownie do wymagań rozpatrywanego zadania. W zmodyfikowanej formule uwzględniono wartość rezydualną nieruchomości oraz założenie, że nakłady inwestycyjne ponoszone są jednorazowo w momencie zakupu mieszkania. Wartość rezydualną określono jako wartość końcową nieruchomości po zakończeniu przewidywanego okresu wynajmu (tab. 1). Formule opisującej w niniejszym zadaniu wartość zaktualizowaną netto nadano następującą postać:

$$NPV = \left(\sum_{t=0}^{n} NCF_t \times CO_t \right) + RV \times CO_n - I \qquad (1)$$

gdzie: NPV - wartość zaktualizowana netto,
NCF_t - przepływy pieniężne netto związane z bieżącym funkcjonowaniem wynajmu w kolejnych latach okresu obliczeniowego,
RV - wartość rezydualna nieruchomości w roku t = n, kończącym okres obliczeniowy,
I - nakłady kapitałowe poniesione na zakup nieruchomości w roku t = 0,
CO_t - współczynnik dyskontowy dla kolejnych lat okresu obliczeniowego,
t - kolejny rok okresu obliczeniowego, t = 0,1,2,…n, n = 12,
r – stopa dyskontowa.

Do porównania rentowności poszczególnych wariantów zastosowano wskaźnik wartości zaktualizowanej netto (NPVR) w postaci:

$$NPVR = NPV / I \tag{2}$$

gdzie, oznaczenia jak w (1).

Składowe formuły (1) analizowano z uwagi na zdeterminowanie lub niepewność co do ich wartości. Uznano, że szczególną niepewnością charakteryzują się gospodarcze i społeczne warunki otoczenia wpływające na stopę dyskontową oraz kształtujące popyt na wynajem.

Tablica 2. Obliczenia przepływów pieniężnych dla wariantu 2.3 z uwzględnieniem czterech stanów otoczenia

Rok obliczeniowy t = 1,2, …,12	Roczne przepływy pieniężne w EU				Stopa dyskontowa w roku -t- r_1 V r_2		NCF_t x CO_t w stanach otoczenia w €			
	Z uwzględnieniem rocznej stopy inflacji w budownictwie mieszkan. r_i = 3%		Współczynnik popytu w roku -t- p_1 V p_2							
	Wpływ z wynajmu	Koszt utrzymania	$p_{1,t}$	$p_{2,t}$	$r_{1,t}$ [%]	$r_{2,t}$ [%]	$O_1(p_1,r_1)$	$O_2(p_1,r_2)$	$O_3(p_2,r_1)$	$O_4(p_2,r_2)$
1	87,0	9,5	0,90	0,75	3,5	3,5	67,0	67,0	56,0	56,0
2	89,6	9,8	0,90	0,75	4,0	4,0	66,0	66,0	55,0	55,0
3	92,3	10,1	0,87	0,75	4,0	4,5	66,0	63,0	54,0	54,0
4	95,1	10,4	0,84	0,73	3,5	4,0	63,0	62,0	55,0	54,0
5	97,9	10,7	0,81	0,70	3,0	3,5	61,0	59,0	53,0	53,0
6	100,8	11,0	0,79	0.68	2,5	3,5	61,0	59,0	53,0	51,0
7	103,9	11,3	0,76	0,66	2,0	2,5	61,0	59,0	53,0	51,0
8	106,9	11,6	0,73	0,64	2,0	2,5	59,0	58,0	52,0	51,0
9	110,2	12,0	0.70	0,62	2,0	2,0	57,0	57,0	51,0	51,0
10	113,6	12,3	0,67	0,60	2,0	2,0	56,0	56,0	50,0	50,0
11	116,9	12,7	0,64	0,58	2,0	2,0	56,0	56,0	49,0	49,0
12	120,4	13,1	0,60	0,56	1,5	1,0	54,0	54,0	49,0	49,0
$\sum NCF_t$ x CO_t							727,0	716,0	630,0	624,0

* Wartości podane w EU zostały przeliczone według relacji 1 € = 4 PLN

W okresie obliczeniowym t=0,1,2,..,n na wartości stopy dyskontowej -r- będą m.in. zależne od przebiegu procesu kryzysu finansowego oraz od terminów przygotowania i przejścia Polski w strefę euro. Wpływy te uwzględniono (tab. 2) wprowadzając dwa różne zbiory wartości -r-, tj. $\{r_1\}^n$ i $\{r_2\}^n$, z których każdy uwzględnia zmienne wartości stopy dyskontowej w poszczególnych latach okresu t=0, 1,2...,n.

Tablica 3. Macierz decyzyjna w warunkach niepewności z zastosowaniem wybranych strategicznych kryteriów decyzyjnych w rozpatrywanych wariantach postępowania inwestycyjnego

L.p.	Wariant	NPV (EU)* w stanach otoczenia				RNPV w stanach otoczenia				Ocena według kryterium decyzyjnego		
		$O_1(p_1r_1)$	$O_2(p_1r_2)$	$O_3(p_2r_1)$	$O_4(p_2r_2)$	$O_1(p_1r_1)$	$O_2(p_1r_2)$	$O_3(p_2r_1)$	$O_4(p_2r_2)$	Walda pesymistyczne	Walda optymistyczne	Savage'a
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	1.1	1251	1240	1235	1225	0,72	0,71	0,70	0,70	0,70	0.72	0,14
2	1.2	1324	1306	1312	1215	0,76	0,74	0,75	0,69	0,69	0,76	0,14
3	1.3	1309	1293	1189	1278	0,75	0,73	0,68	0,73	0,68	0,75	0,16
4	1.4	1133	1119	1119	1105	0,65	0,64	0,64	0,63	0,63	0,65	0,19
5	1.5	1384	1370	1417	1402	0,72	0,71	0,73	0,72	0,71	0,73	0,12
6	1.6	2512	2488	2512	2488	0,84	0,83	0,84	0,83	0,83	0,84	0,00
7	2.1	797	785	786	774	0,50	0,49	0,50	0,49	0,49	0,50	0,34
8	2.2	735	723	786	692	0,47	0,46	0,50	0,44	0,44	0,50	0,39
9	2.3	785	774	688	682	0,50	0,49	0,44	0,43	0,43	0,50	0,40
10	2.4	1083	1064	1083	1064	0,68	0,67	0,68	0,69	0,67	0,69	0,20
11	2.5	1040	1030	1070	1059	0,63	0,62	0,64	0,64	0,62	0,64	0,21
12	2.6	1986	1967	1986	1967	0,79	0,78	0,,79	0,78	0,78	0,79	0,06
13	Wybór wariantu według pesymistycznego kryterium decyzyjnego Walda: wariant 1.6 Wariant optymalny W opt = max RNPV {min RNPVi,j}, i = 1,2,…12, j = 1,2,3,4									0.83		
14	Wybór wariantu według optymistycznego kryterium decyzyjnego Walda: wariant 1.6 Wariant optymalny Wopt = max RNPV { max $RNPV_{i,j}$ }, i = 1,2,…12, j = 1,2,3,4										0,84	
15	Wybór wariantu według kryterium decyzyjnego Savage'a : wariant 1.6 Wariant optymalny Wopt = max b {min $b_{i,j}$ }, $b_{i,}$ = max $RNPV_{i,}$ – $RNPV_{i,,}$ i=1,2,..12, j = 1,2,3,4											0,00

* Wartości € przeliczono w relacji 1€ = 4 PLN

W zbiorze $\{r_2\}^n$ zawarto wartości zwiększające, w stosunku do zbioru $\{r_1\}^n$, stopy dyskontowe. Pozwoliło to na wprowadzenie do analizy marginesu bezpieczeństwa stanowiącego tzw. ”premię ryzyka” [4]. W okresie obliczeniowym t = 0,1,2..,n na kształtowanie się popytu na wynajem mieszkań wpływać będą czynniki podobne jak w przypadku wartości -r-, a ponad to przestrzenny i komunikacyjny rozwój miasta, wymagania kulturowe oraz warunki demograficzne określające popyt na mieszkania studenckie. Wnikliwa analiza tych czynników, przekraczająca rozmiary artykułu, pozwoliła na wyprowadzenie, odrębnie dla każdego z rozpatrywanych wariantów inwestycyjnych, dwóch zbiorów współczynników popytu -p-, tj. $\{p_1\}^n$ i $\{p_2\}^n$, z których każdy uwzględnia zmienne wartości popytu w poszczególnych latach okresu t=0,1,2,…n., (tab. 2). Wartość współczynnika popytu -p-, odzwierciedlającego wpływ koniunktury na rynku najmu, jest elementem obliczeń przepływów pieniężnych netto w kolejnych latach okresu obliczeniowego. Pozostałe składowe formuły (1) uznano za wartości zdeterminowane, ale zmieniające się w okresie obliczeniowym ze względu na stopę inflacji, wzrost cen gruntu, stopień zużycia technicznego i stopień zużycia funkcjonalnego budynków. Wyliczenie ich wartości było przedmiotem odrębnych analiz, np. [5].

Etap III

Przeprowadzone wyliczenia doprowadziły do oceny ekonomicznej efektywności poszczególnych wariantów w przypadku wystąpienia każdego z czterech rozpatrywanych stanów otoczenia. Są to stany: $O_1(p_1,r_1)$, $O_2(p_1,r_2)$, $O_3(p_2,r_1)$, $O_4(p_2,r_2)$. Nieznane jest jednak prawdopodobieństwo z jakim dany stan może wystąpić. Oznacza to, że postać zadania została sprowadzona do warunków niepewności. W celu rozwiązania zadania skorzystano z decyzyjnych kryteriów strategicznych, zaczerpniętych z teorii podejmowania decyzji, np. [6]. Dobór kryterium powinien odpowiadać możliwościom i intencjom inwestora.

Mogą one wyrażać ostrożne postępowanie inwestycyjne ukierunkowane na najmniejszą stratę w przypadku nieprzychylnych warunków otoczenia. Mogą też być ukierunkowane na najwyższy zysk przy założeniu najkorzystniejszych warunków otoczenia. Inwestor może też oczekiwać najmniejszej utraty okazji w stosunku do rozwiązania najlepszego w przypadku wystąpienia dowolnego z rozważanych stanów otoczenia. Wymienione wymagania inwestora można usatysfakcjonować wskazując odpowiadające im kryterium decyzyjne. Rozwiązanie problemu może przyjąć postać według postulatu optimum wyznaczonego na podstawie pesymistycznego kryterium Walda lub optymistycznego kryterium Walda, czy też według kryterium najmniejszej straty okazji Savage'a (tab. 3). Są to kryteria wyrażające w najbardziej ogólnym stopniu możliwe preferencje inwestora. Inne kryteria decyzyjne stosowane w warunkach niepewności, np. kryterium Hurwitza, czy kryterium Bayesa-Laplase'a, wymagałyby bliższego określenia indywidualnych oczekiwań inwestora w dostosowaniu do typu jego zachowania w warunkach ryzyka.

3. PODSUMOWANIE

Przedstawiona w artykule własna metoda analizy strategicznej ekonomicznej efektywności inwestycji polegających na zakupie mieszkań we Wrocławiu w celu wynajmu pozwoliła na obliczeniowe rozpoznanie zasadności takich przedsięwzięć. Dokonana dezagregacja zbioru mieszkań przeznaczonych do wynajmu wraz z uporządkowaniem ich w warianty odpowiednie do wyróżnionych preferencji popytu umożliwiła uwiarygodnienie charakteryzujących je liczbowych wartości średnich.

Spostrzeżenie, a następnie liczbowy opis niepewności warunków otoczenia doprowadził do zastosowania strategicznych kryteriów decyzyjnych i wskazania, przy uwzględnieniu przyjętych założeń, wariantu spełniającego postulat optimum.

Niezależnie od wytypowania wariantu optymalnego uzyskano wyniki (tab. 3) potwierdzające racjonalność (NPV>0) działania inwestycyjnego w każdym z rozpatrywanych wariantów.

Piśmiennictwo

[1] Allen D.H.: Economic Evaluation of Project, A Guide Institution of Chemical Engineers, Rugby, 1991.
[2] Block S.B, Hirt G.A.: Foundation of Financial Management, Irwin Inc., 1987.
[3] Blohm H., Luder K.: Investition, Verlag-Vahlen, Munchen, 1991.
[4] Colbe B.V., Lassmann G.: Betriebswirschaftstheorie 3. Investitionstheorie, Springer-Verlag, Berlin-Heidelberg-New York-London-Paris-Tokio-Hongkong, 1990.
[5] Marcinkowska E., Gawron K.: Śródmiejskie kamienice Wrocławia jako przedmiot obrotu nieruchomościami, Prace naukowe Instytutu Budownictwa PWr nr 87, Studia i Materiały nr 18, 2006.
[6] Peterson M.: An introduction to the decision theory. Cambrige University Press, 2009.
[7] Sierpińska M., Jachna T.: Ocena przedsiębiorstwa według standardów światowych, PWN, Warszawa, 1994.

STRATEGIC ANALYSIS OF INVESTMENTS EFFICIENCY CONCERNING PURCHASE OF APARTMENTS FOR RENT IN WROCŁAW

Summary

The paper presents an algorithm of an optimal procedure for the investor who is planning the purchase of an apartment for rent. Following apartments characteristics and the rental market characteristics the authors distinguished twelve decision variants. The subject of analysis is the examination of the economic efficiency of some particular investment variants in the period of twelve years since the moment of purchase. The discount formulae were applied. It can be noticed that the investment program will be implemented in non-deterministic conditions. The discount rate and rental market behaviour will be subjected to uncertain variability. The authors solved the problem by applying elements of the decision theory. It enabled the investor's optimal procedure to be indicated depending on his decision criterion.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Roman MARCINKOWSKI[1]
Marcin POKORA[2]
Politechnika Warszawska, Płock

HARMONOGRAMOWANIE PRACY SPECJALISTYCZNYCH ZESPOŁÓW ROBOCZYCH W WIELOOBIEKTOWYCH PRZEDSIĘWZIĘCIACH BUDOWLANYCH

STRESZCZENIE

Praca dotyczy nowego podejścia do harmonogramowania prac wykonywanych przez specjalistyczne zespoły robocze. Zaproponowano w niej metodę, zawierającą pewne cechy metody potokowej realizacji procesów na budowie, przy jednoczesnym uwzględnieniu zmienności potencjału specjalistycznych brygad zaangażowanego do wykonania prac na poszczególnych obiektach i zmienności frontów robót – działek roboczych. Metodę dedykuje się wykonawcom budowlanym. W tym kontekście sformułowano w modelu problemu decyzyjnego cały szereg ograniczeń, które planujący może określić w harmonogramowaniu prac realizowanych przez jego potencjał produkcyjny. Temu celowi podporządkowano też kryterium oceny jakości harmonogramu, wyrażające koszty strat z tytułu niepełnego wykorzystania specjalistycznych zasobów i z tytułu niedotrzymania dyrektywnych terminów zakończenia prac na obiektach. W pracy przedstawiono model sytuacji decyzyjnej i ogólną charakterystykę metody wyznaczania harmonogramów z bilansowaniem będących w dyspozycji zasobów. Problem ten, w kontekście przyjętego kryterium jakości planu, należy do trudnych zagadnień optymalizacji harmonogramów, dlatego rozwiązano go metodami symulacyjnymi.

SŁOWA KLUCZOWE: harmonogramowanie, specjalizacja w budownictwie, sterowanie pracą zespołów specjalistycznych, metody potokowe w budownictwie

1. WPROWADZENIE

Specjalizacja zespołów roboczych jest w budownictwie już faktem. Duży stopień mechanizacji oraz złożoność technologii procesów budowlanych, wymogły tworzenie zespołów specjalnie wyszkolonych i zorganizowanych. Zwiększyła się tym samym wydajność pracy w budownictwie oraz nastąpiło lepsze wykorzystanie specjalistycznych maszyn. O zaletach specjalizacji napisano bardzo wiele. Mniej się pisze o problemach związanych z koordynacją prac wykonywanych przez specjalizowane zespoły. Chodzi o pełne wykorzystanie takich zespołów w produkcji budowlanej. Trzeba zdawać sobie sprawę z tego,

[1] marcinkowski@pw.plock.pl
[2] marcinpokora@vp.pl

że czym większe są zespoły specjalistyczne (o większym potencjale wykonawczym), tym trudniejsze jest ich synchronizowanie w czasie i przestrzeni z innymi zespołami specjalistycznymi angażowanymi w proces budowlany.

Problem synchronizacji pracy specjalistycznych zespołów roboczych (brygad specjalistycznych) był i jest przedmiotem wielu prac naukowych – również w budownictwie. Opracowano w tym celu metodę pracy równomiernej [1], potokowe metody organizacji pracy [2] oraz metody harmonogramowania pracy specjalistycznych brygad, wykonujących prace specjalistyczne na wielu obiektach. We wszystkich tych podejściach przyjmowany był jednolity model organizacyjny, który możemy przedstawić następująco:

- Dany jest zbiór obiektów (frontów robót, działek roboczych) $O=\{O_1,O_2,...,O_j,...,O_n\}$, na których przewidziano do wykonania procesy robocze tworzące zbiór: $P=\{P_1,P_2,...,P_i,...,P_m\}$., przy czym, należy wykonać je na obiektach w ustalonym porządku technologicznym: $P_1 \prec P_2 \prec ... \prec P_i \prec ... \prec P_m$.
- Prace na zbiorze obiektów *O* będą realizowały specjalistyczne zespoły (brygady) tworzące zbiór: $B=\{B_1,B_2,...,B_i,...,B_m\}$, które są przeznaczone do realizacji poszczególnych procesów roboczych zbioru *M*.
- Harmonogram realizacji prac (zbiór *P*) przez brygady (zbiór *B*) wyznaczany jest na podstawie macierzy: $\mathbf{T}=[t_{ij}]_{mxn}$, w której t_{ij} – określa zużycie czasu brygady B_i na wykonanie procesu P_i na obiekcie O_j..

Wiemy też, że jeżeli obiekty są jednotypowe lub jednorodne [1], zastosowanie ma klasyczna metoda pracy ciągłej równomiernej.

Problem optymalnego harmonogramu, związany z kolejnością realizacji obiektów przez brygady, występuje wtedy, gdy obiekty są niejednorodne (elementy macierzy **T** nie charakteryzują się proporcjonalnością). Dla różnych uszeregowań obiektów w systemie realizacyjnym otrzymujemy wtedy odmienne harmonogramy, charakteryzujące się różnym wykorzystaniem środków produkcji (brygad) i czasem zajętości frontów robót (czasem trwania prac na obiektach). Zagadnienia te były przedmiotem analiz w tzw. systemie pracy potokowej [2].

W konkretnych metodach organizacji pracy potokowej, do tak określonego modelu, dołączane są inne ograniczenia w postaci sprzężeń pomiędzy pracą brygad na tych samych lub różnych obiektach, terminów dostępności brygad, terminów rozpoczęcia i zakończenia prac na obiektach itd., oraz kryteria optymalizacji planu. W metodach optymalizuje się czas wykonania wszystkich robót na zbiorze obiektów, sumy nieciągłości pracy brygad specjalistycznych oraz koszty strat z tytułu niekorzystnych zjawisk w proponowanych (jako rozwiązanie problemu) harmonogramach budowlanych. Kryteria te mają bardzo duże znaczenie dla planisty, bowiem charakteryzują samą metodę planistyczną, stanowiąc istotny element algorytmu obliczeniowego metody. Algorytmy metod są oparte o numeryczną metodę generowania rozwiązań częściowych, wraz z oceną możliwości ich przynależności do rozwiązania optymalnego na bazie sformułowanych kryterialnych ograniczeń (metoda podziału i ograniczeń [3]) oraz o metody symulacyjne [4, 5].

2. ISTOTA ORGANIZACJI PRACY SPECJALIZOWANYCH ZESPOŁÓW

Na problem organizacji pracy specjalizowanych zespołów (ew. brygad) można potrzeć z różnych punktów widzenia. Możemy potrzebować ustalić harmonogram wykonania obiektu budowlanego przez angażowane (w ramach celowych kontraktów) specjalistycznych brygad, możemy zarządzać budową wielu obiektów, na których chcemy synchronizować prace specjalistyczne, a możemy też poszukiwać programu produkcyjnego dla określonego potencjału wykonawczego budownictwa, zorganizowanego w jednostki specjalistyczne. W każdej sytuacji chodzi o synchronizację pracy specjalistycznych zespołów roboczych, jednak

w różnych warunkach ograniczających i celach. W pracy prezentujemy podejście do problemu, które ma strukturę elastycznego kreowania funkcji kryterialnej (dążeń) i możliwie szeroki zestaw ograniczeń, który może być każdorazowo dostosowywany do wymagań planisty.

Spójrzmy na zadanie sterowania pracą specjalistycznych zespołów roboczych przez pryzmat wykonawcy budowlanego lub wielu wykonawców, w zasięgu których jest realizacja kilku, a niekiedy kilkunastu obiektów budowlanych. Wykonawcy robót budowlanych kierują na budowy swoje zespoły specjalistyczne, przestrzegając technologicznej kolejności robót i dostosowując kierowany potencjał do zakresu prac na obiektach dla zespołów specjalistycznych. Na obiekt można skierować kilka zespołów jeżeli jest tam odpowiedni dla nich front robót – jest możliwość wydzielenia kilku działek roboczych.

W podjętym problemie sterowania pracą specjalistycznych zespołów roboczych, przyjmujemy organizację zasobów w brygady, a każda z nich składa się z od jednego do kilku zespołów podstawowych. Zespoły podstawowe to takie, które efektywnie realizują swoje prace i wykonują samodzielnie prace (procesy robocze) na jednej działce roboczej według przyjętej technologii wykonania robót.

Na obiektach, z uwagi na różny zakres prac i właściwości robót, planujący ustala liczby działek roboczych do prowadzenia robót specjalistycznych. Każda działka robocza musi umożliwiać efektywną pracę zespołu podstawowego brygady, musi umożliwiać pełne rozwinięcie prac przy wykorzystaniu dostępnych urządzeń pomocniczych i maszyn. Podziału ogólnego frontu robót na obiekcie na działki musi więc dokonać inżynier znający realia wykonania rozpatrywanych procesów budowlanych. Pamiętać należy też o tym, że wydzielenie kilku działek roboczych na jednym obiekcie dopuszcza możliwość zatrudnienia na tym obiekcie kilku zespołów podstawowych i wykonywanie tego samego procesu na kilku działkach równocześnie.

Planista musi uwzględniać zajętość zespołów podstawowych. Zespoły, które rozpoczęły prace na obiektach nie powinny być odwoływane i kierowane na inne zadania do czasu zakończenia zadań na wydzielonych działkach roboczych. Stąd, należy uwzględniać w planowaniu różną dostępność zespołów w skali czasu.

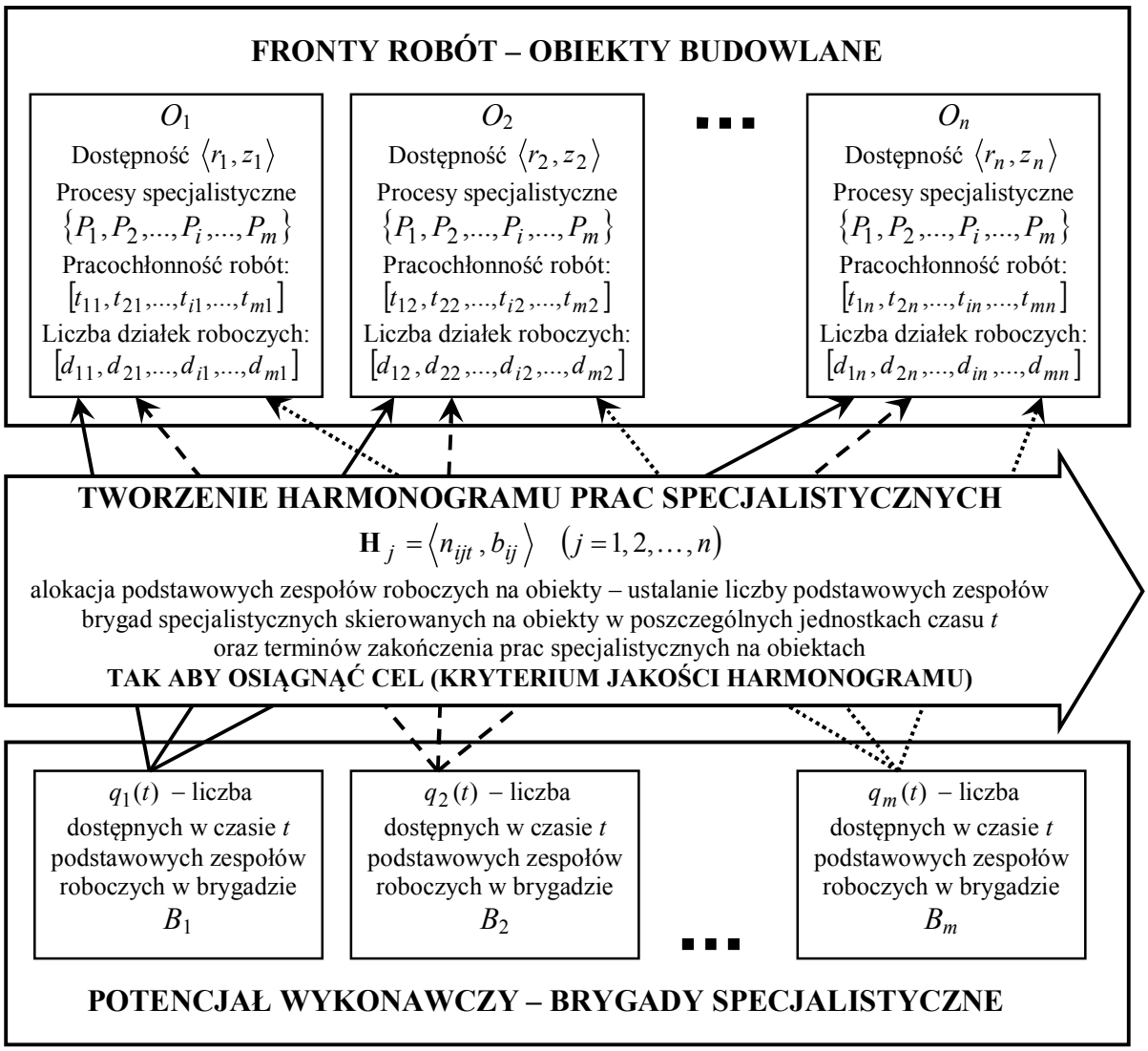
3. MODELOWA SYTUACJA PODJĘTEGO PROBLEMU

Spróbujmy syntetycznie przedstawić sytuację decyzyjną. Przyjmijmy, że planujący zajmuje się planowaniem prac realizowanych przez specjalistyczne brygady tworzące zbiór $B = \{B_1, B_2, ..., B_i, ..., B_m\}$. Brygady te składają się z podstawowych zespołów roboczych, których liczba w poszczególnych brygadach jest ustalona zmienną q_{it} $(i = 1, 2, \ldots, m, t = 0, 1, \ldots, H)$. Podstawowy zespół roboczy to taka jednostka robocza, która efektywnie wykonuje proces specjalistyczny na określonym froncie roboczym. Planujący rozpatruje zagadnienie planowania robót na obiektach tworzących zbiór $O = \{O_1, O_2, ..., O_j, ..., O_n\}$. Dla każdego obiektu są określone terminy możliwego rozpoczęcia robót oraz wymagany termin zakończenia planowanych prac. Terminy te będziemy określać dostępnością obiektu $\langle r_j, z_j \rangle$ (j = 1, 2, …n). Prace na obiekcie j nie mogą się wcześniej zacząć niż określa to termin r_j, zaś termin zakończenia z_j jest terminem, którego przekroczenie może nastąpić, ale skutkuje to naliczeniem kar dla wykonawcy robót, co powinno być wartościowane w ocenie jakości planu robót.

Prace budowlane, które podlegają planowaniu na obiektach (niekoniecznie wszystkich) tworzą zbiór procesów specjalistycznych $P = \{P_1, P_2, ..., P_i, ..., P_m\}$. W odniesieniu do tych procesów planujący określi na każdym obiekcie zbioru O liczbę działek roboczych. Działka robocza to front robót zapewniający efektywną pracę zespołowi podstawowemu. Jeżeli więc, planujący określi dwie – trzy działki robocze dla danej brygady, to oznacza, że dwa – trzy zespoły podstawowe tej brygady mogą pracować na obiekcie jednocześnie. Liczbę ustalonych

na obiekcie działek roboczych dla brygad oznaczamy zmiennymi d_{ij} $(i = 1,2,...,m;\ j = 1,2,...,n)$, gdzie „*i*" jest numerem brygady lub procesu (liczba brygad odpowiada liczbie procesów specjalistycznych), a „*j*" jest numerem obiektu.

Ilość pracy do wykonania na poszczególnych obiektach określać będziemy pracochłonnością procesów odniesioną do podstawowych zespołów roboczych. Pracochłonność tą oznaczymy zmienną t_{ij} określającą ilość zespoło-dni pracy *i*-tej brygady na *j*-tym obiekcie.

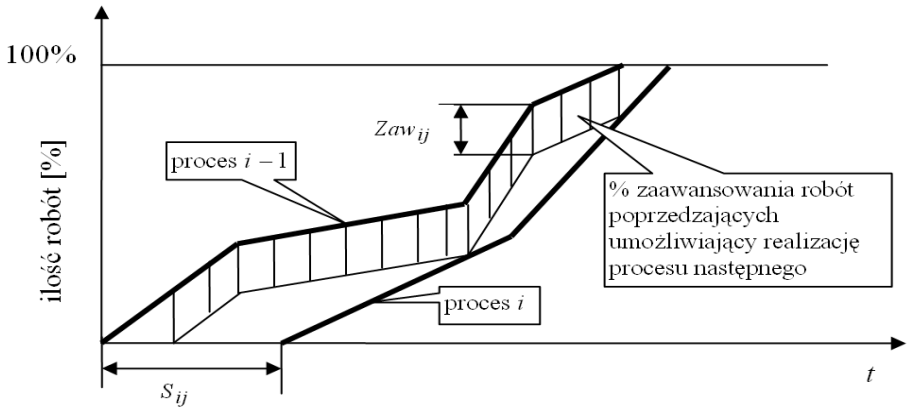


Rys. 1. Modelowa sytuacja podjętego problemu.

Mając ograniczoną w czasie dostępność podstawowych zespołów roboczych brygad, planujący ma za zadanie dokonać ich alokacji na obiekty w funkcji czasu, ustalając tym samym terminarz realizacji procesów specjalistycznych na poszczególnych obiektach. Terminarz ten powinien uwzględniać: kolejność technologiczną realizacji procesów specjalistycznych, konieczność zrealizowania robót, dostępność frontów robót (działek roboczych na obiektach) i inne specjalistyczne wymagania określone przez planującego. Modelową sytuację planistyczną przedstawiono schematycznie na rys. 1.

W harmonogramowaniu prac specjalistycznych brygad w systemie pracy potokowej, wymagane jest utrzymywanie na froncie roboczym odpowiedniego wyprzedzenia procesu

poprzedzającego w stosunku do postępującego za nim procesu. Modeluje się to zazwyczaj sprzężeniami s_{ij} (rys. 2) między procesami na poszczególnych obiektach. Ponieważ jednak dopuszcza się wykonywanie procesów w różnych tempie (tempo to zależy od liczby zespołów podstawowych skierowanych w danym czasie do realizacji robót na obiekcie), potrzebne jest zdefiniowanie niezbędnego zaawansowania procesu poprzedzającego w stosunku do procesu następującego po nim, i to w każdym momencie realizacji robót (rys. 2). Do modelu zadania wprowadzono konieczność definiowania macierzy $\mathbf{Zaw} = [Zaw_{ij}]_{mxn}$, w której elementy Zaw_{ij} określają dla obiektu j minimalny niezbędny procent zaawansowania procesu poprzedzającego (i–1), do tego, aby można było realizować proces następny (i). Planista określa go na podstawie znajomości technologii procesów budowlanych i potrzeb zwolnienia frontów robót.



Rys. 2. Podglądowy schemat interpretacji zaawansowania robót między dwoma kolejnymi procesami.

W rozwiązaniu zadania należy ustalić harmonogram realizacji procesów P_i na obiektach O_j, określając dla każdego obiektu $j : O_j \in O$:

$$\mathbf{H}_j = \langle n_{ijt}, b_{ij} \rangle \quad (j = 1, 2, \ldots, n), \tag{1}$$

gdzie: b_{ij} – termin zakończenia procesu P_i na obiekcie O_j;
n_{ijt} – liczba zespołów podstawowych pracujących przy realizacji procesu P_i na obiekcie O_j w czasie t (horyzont czasu planowania podzielono na przedziały jednostkowe).

Oczywiście, liczba pracujących zespołów podstawowych w każdej jednostce czasu nie może przekraczać ich dostępności określonej macierzą $\mathbf{Q} = [q_{it}]$. Chcielibyśmy przy tym, wyznaczyć taki harmonogram, który w maksymalny sposób angażuje posiadany przez wykonawcę potencjał produkcyjny i ustala terminy zakończenia prac na obiektach nie przekraczające terminów dyrektywnych.

Kryterium takie sformułowano w [5], sprowadzając ocenę jakości harmonogramu do minimalizacji kosztów strat z tytułu niewykorzystania potencjału wykonawczego i przekroczenia terminów dyrektywnych określonych wektorem **Z**:

$$Z = \sum_{i=1}^{m} \sum_{t=1}^{T_i^{\mathrm{b}}} \left(q_{it} - \sum_{j=1}^{n} n_{ijt} \right) \times C_i^{\mathrm{b}} \times \gamma_t + \sum_{j=Y} \left[T_j^{\mathrm{o}} - z_j \right] \times C_j^{\mathrm{o}}, \tag{2}$$

gdzie: $T_i^{\mathrm{b}} = \max_j \{b_{ij}\}$ – terminy zakończenia pracy przez brygady $i = 1,2,\ldots,m$ w rozpatrywanym przedsięwzięciu;

C_i^{b} – koszty jednostkowe strat spowodowane przestojem pracy zespołów podstawowych brygad $i = 1,2,\ldots,m$;

$T_j^{\mathrm{o}} = \max_i \{b_{ij}\}$ – terminy zakończenia pracy na obiektach $j = 1,2,\ldots,n$;

C_j^{o} – koszty jednostkowe strat z tytułu niedotrzymania terminów zakończenia robót na obiektach $j = 1,2,\ldots,n$;

γ_t – współczynnik istotności niewykorzystania dostępnego potencjału brygad w czasie $t = 1,2,\ldots,H$ (H – horyzont czasu planowania);

Y – zbiór obiektów, dla których $T_j^{o} > z_j$.

Pierwszy człon zależności (2) określa koszty strat z tytułu niewykorzystania dostępnych zespołów podstawowych brygad $i : B_i \in B$. Koszty jednostkowe strat C_i^{b} proponuje się określać według zasad przedstawionych w [6]. Uznaje się, że koszty tych strat powinny być różnie traktowane w bliższym i dalszym horyzoncie planu. Dążeniem planisty w harmonogramowaniu produkcji powinno być jak najpełniejsze wykorzystanie posiadanych zasobów czynnych, szczególnie w najbliższym czasie. Przestój danego zasobu w odległym dla planisty czasie jest mało znaczący. Przedsiębiorstwo budowlane będzie dążyło do uzyskania nowych zleceń, w których dany zasób będzie wykorzystany – dokonana zostanie korekta harmonogramu. Dlatego do funkcji celu (2) wprowadzono współczynnik γ_t, który decyduje o istotności wykorzystania potencjału produkcyjnego w różnych okresach czasu realizacji przedsięwzięcia. Przyjmuje się, że $\gamma_t \in \langle 1, 0 \rangle$.

Drugi człon zależności (2) określa koszty niedotrzymania terminów dyrektywnych zakończenia robót na obiektach. Podstawą do ich wyznaczenia jest określenie w harmonogramie terminów zakończenia robót T_j^{o} na obiektach $j : O_j \in O$ oraz znajomość kosztów jednostkowych strat z tytułu niedotrzymania terminów dyrektywnych zakończenia robót na obiektach z_j, które zostają określone przez planistę w początkowym etapie planowania robót budowlanych.

Przedstawiona sytuacja decyzyjna jest kompilacją problemów planowania przedsięwzięcia typu kompleks operacji [1, 4] i przedsięwzięcia realizowanego sposobem potokowym [2, 4]. Z metod potokowych zapożyczamy ustalony porządek robót budowlanych na obiektach i macierzowe opisywanie zakresu prac. Z metod harmonogramowania przedsięwzięć typu „kompleks operacji" pochodzi problem alokacji zasobów. Do tego dochodzi zmienność frontów robót dla brygad na poszczególnych obiektach i ograniczenia terminowe realizacji na nich robót. Wyznaczenie harmonogramu w tak złożonej sytuacji jest niezmiernie trudne. Konieczne jest bowiem monitorowanie różnych ograniczeń w toku opracowywania planu i to w funkcji upływającego czasu.

4. IDEA METODY ROZWIĄZANIA

Proces opracowania harmonogramu w komputerze musi podlegać pewnym przyjętym regułom analitycznym. Jeżeli przyjmiemy, że przedsięwzięcie ma strukturę taką jaka została przedstawiona na rys. 2, to w pierwszej kolejności należy wyznaczyć kolejkę prac dla brygad specjalistycznych. W przedsięwzięciach typu "kompleks operacji" robi się to poprzez

wyznaczanie wskaźników priorytetu dla poszczególnych zadań [7]. Wskaźniki te decydują o kolejności umieszczania zadań w układanym harmonogramie z analizą dostępności zasobów. Tu jednak zadania nie mają określonego czasu trwania, i ich ułożenie w harmonogramie zależy od przydziału liczby zespołów podstawowych do wykonania specjalistycznych prac. Przydziały zaś mogą być różne w skali upływającego czasu.

Drugim podejściem do problemu poszukiwania względnie dobrego harmonogramu jest zastosowanie metod symulacyjnych. Istotą ich jest badanie zachowania się systemów przy ustalonych drogą losowania (z określonych dopuszczalnych zbiorów) parametrach. Losować należy te charakterystyki, które decydują o rozwiązaniu harmonogramowym. W naszym przypadku są to uszeregowania obiektów w dostępie do zasobów i przydziały zespołów podstawowych do wykonania prac na obiektach.

Uszeregowanie obiektów modelujemy permutacjami zbioru *O*. Mogą one być generowane drogą losowania lub w formie uporządkowanego przeglądu zupełnego możliwych permutacji tego zbioru.

Liczby przydzielonych zespołów podstawowych do prac na obiektach mają wpływ na czas wykonania procesów specjalistycznych i ich możliwe umiejscowienie na skali czasu w harmonogramie (położenie to zależy od dostępności/zajętości zespołów). Losowe ustalanie przydziałów zespołów do obiektów nie przyniosło dobrych rezultatów – głównie z powodu niewykorzystywania dostępnych zespołów w czasie, spowodowanej niezmiennością przydziałów w czasie trwania robót specjalistycznych na obiekcie. Symulowanie liczby zespołów podstawowych w czasie jest zadaniem niewykonalnym z powodu zmienności ograniczeń (zespół przydzielony musi zakończyć pracę na działce roboczej). W tej sytuacji opracowano metodę harmonogramowania wykorzystującą szeregowanie obiektów w dostępie do zasobów i dokonywanie przydziału zespołów podstawowych na podstawie wskaźników porównawczych wyznaczanych jak w [8]. Opracowany dla tego problemu algorytm, przydziela w początkowej iteracji (w pierwszym wyznaczonym harmonogramie) zespoły podstawowe obiektom (w kolejności ich uszeregowania) w liczbie możliwych przydziałów, ustalanych wg zależności:

$$n_{ijt} = \max\{d_{ij}, q_{it}\} \tag{3}$$

Jest to sposób, który stosują zarządzający produkcją budowlaną w kierowaniu dostępnym potencjałem zespołów specjalistycznych. W kolejnych iteracjach algorytmu, poszukującego lepszego harmonogramu, wprowadzane są korekty pierwotnych przydziałów zespołów podstawowych do wykonania prac na obiektach, na podstawie analizy niezbędnego potencjału [8] do wykonania prac w określonych przedziałach czasu.

5. ZAKOŃCZENIE

Problemy harmonogramowania prac w budownictwie są modelowane na różne sposoby. Odpowiednio do tych modeli opracowywane są metody ich analizy, prowadzące do wyznaczenia harmonogramu optymalnego lub suboptymalnego. Te modele, dla których opracowano algorytmy dochodzenia do rozwiązań optymalnych są najczęściej wyidealizowane lub dotyczą zadań małych, które dla praktyki budowlanej są mało przydatne. Uważamy, że bardziej istotne dla planistów jest budowanie modeli planistycznych „przylegających" do praktyki budowlanej, niż wypracowanie algorytmów optymalizacyjnych. Oczywiście, zawsze celowe jest formułowanie celu planowania w formie jasno określonego kryterium. Niekoniecznie jednak trzeba zapewnić sposób dojścia do rozwiązania optymalnego. Planista bowiem, mając aplikację komputerową, w której może zamodelować rozwiązywaną sytuację planistyczną, jest w stanie generować różne dopuszczalne harmonogramy, z oceną ich jakości przez pryzmat funkcji kryterialnej – co powinien zapewniać program komputerowy.

Piśmiennictwo

[1] Marcinkowski R.: Metody harmonogramowania przedsięwzięć inżynieryjno-budowlanych. WAT, Warszawa 1995.
[2] Mrozowicz J.: Potokowe metody organizacji procesów budowlanych o charakterze deterministycznym. Monografia nr 14, Wydawnictwo Politechniki Wrocławskiej, 1982.
[3] Siudak M.: Badania operacyjne. Wydawnictwo Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1986.
[4] Praca zbiorowa pod redakcją Kaplińskiego O.: Metody i modele badań w inżynierii przedsięwzięć budowlanych. Polska Akademia Nauk, Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej, Warszawa 2007.
[5] Marcinkowski R.: Interaktywne planowanie przedsięwzięć budowlanych realizowanych w systemie pracy potokowej. Materiały Konferencji Naukowej Zarządzanie Procesami Inwestycyjnymi w Budownictwie, Wydział Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej, Kraków 2004, s. 93-100.
[6] Marcinkowski R.: Harmonogramowanie produkcji przedsiębiorstwa budowlanego. Przegląd Budowlany Nr 2/2007 str. 41-47
[7] Marcinkowski R., Pokora M.: Koncepcja szeregowania zadań dla brygad specjalistycznych w modelach przedsięwzięć typu „kompleks operacji". Prace Naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej Nr 91, Studia i Materiały Nr 20, Wrocław 2008, s. 259-268
[8] Marcinkowski R., Pokora M.: Rozdział i bilansowanie pracy specjalistycznych brygad roboczych w planowaniu wieloobiektowych przedsięwzięć budowlanych. Problemy Naukowo-Badawcze Budownictwa. t. V, Wydawnictwo Politechniki Białostockiej, Białystok 2008, s. 505-512.

SCHEDULING SPECIALIZED CREWS' WORK IN MULTI-OBJECT CONSTRUCTION PROJECTS

Summary

The study concerns a new approach to scheduling works performed by specialized work teams (crews). The authors present a method that incorporates certain aspects of the pipelining method applied to building process planning as well as both variability of crew's production capability and variability of working plots. The presented method is strongly recommended for the construction contractor. For such purpose, numerous constraints are imposed the model of a decision problem. While scheduling, the planner (contractor) is able to determine those constraints as production capability of the crew. To fulfil the purpose, the quality of the schedule is defined as loss cost that derives from underemployment of specialist resources and missing deadlines to complete works on site. The study presents a model of the decision problem along with the main characteristic of a scheduling method that includes levelling available resources. The problem described in the present paper, in the context of criteria established for schedule quality, is ranked as a difficult optimization issue and for this reason is solved within simulation techniques.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Edyta PLEBANKIEWICZ[1]
Renata KOZIK[2]
Politechnika Krakowska

WPŁYW JAKOŚCI DOKUMENTACJI PRZETARGOWEJ NA PRZYGOTOWANIE OFERT

STRESZCZENIE

Zamawiający publiczny chcąc zrealizować inwestycję budowlaną jest zobowiązany właściwie przygotować i przeprowadzić procedurę wyboru wykonawcy. W artykule przeanalizowano łącznie 94 postępowania dotyczące robót budowlanych, przeprowadzonych przez Urząd Miasta Krakowa oraz Urząd Miasta Szczecina w latach 2010, 2011. Uwagę skupiono na pytaniach zadawanych przez wykonawców w analizowanych procedurach. Wyniki badań wskazują, że najwięcej problemów przysparza wykonawcom przekazywana przez zamawiających dokumentacja projektowa. Dużo pytań dotyczyło także wymagań co do materiałów budowlanych. Braki i nieścisłości w dokumentacji powodują często konieczność wprowadzania zmian i uzupełnień przez zamawiających. Za pozytywny można uznać fakt, że w żadnym z analizowanych przypadków nie wystąpiła konieczność przedłużenia terminu składania ofert.

SŁOWA KLUCZOWE: inwestor publiczny, dokumentacja projektowa, siwz

1. WPROWADZENIE

Od właściwego przygotowania oferty przetargowej, zgodnego z wymaganiami zamawiającego, zależy w dużym stopniu możliwość wygrania przetargu przez wykonawcę. Często jednak oferent ma problem z odczytaniem intencji zamawiającego jak i wyznaczeniem właściwej ceny ofertowej. Przyczynę tego można upatrywać m. in. w błędach jakie zawiera dokumentacja przekazywana wykonawcy przez zamawiającego.

Zgodnie z ustawą Prawo zamówień publicznych [1] zamawiający, przygotowując postępowanie o udzielenie zamówienia publicznego, musi opracować dokument p.n. Specyfikacja istotnych warunków zamówienia (SIWZ), który określa m. in. jego wymagania i oczekiwania. Zasadniczą kwestią jest także właściwie opracowana dokumentacja opisująca przedmiot zamówienia. Powinna ona być przygotowana zgodnie z wymaganiami określonymi w art. 29-31 Prawa zamówień publicznych i wskazywać wykonawcy nie tylko przedmiot przyszłego świadczenia ale również wszystkie warunki i okoliczności, w jakich to świadczenie będzie wykonywane.

[1] eplebank@izwbit.pk.edu.pl
[2] rkozik@izwbit.pk.edu.pl

Błędy popełniane w SIWZ jak i opisie przedmiotu zamówienia są przyczyną m. in. szeregu pytań wykonawców, chcących przygotować prawidłowo ofertę przetargową.

Celem artykułu jest analiza wybranych procedur zamówień publicznych pod kątem pytań zadawanych przez oferentów.

2. OPIS PRZEDMIOTU ZAMÓWIENIA NA ROBOTY BUDOWLANE

Zamawiający publiczni zobligowani są do wyboru wykonawcy robót budowlanych zgodnie z zasadami przewidzianymi polskim prawem. Od dnia 2 marca 2004 roku obowiązuje w Polsce ustawa z dnia 29 stycznia 2004 roku Prawo zamówień publicznych (Dz. U. z 2010 r. Nr 113, poz. 759 i Nr 161, poz. 1078, ze zm.). Ustawa określa zarówno sposób przygotowania jak i szczegóły procedur udzielenia zamówienia.

Zgodnie z ustawą Pzp zamawiający, przygotowując postępowanie o udzielenie zamówienia publicznego, musi opracować dokument p.n. Specyfikacja istotnych warunków zamówienia (SIWZ), jak i właściwie opisać przedmiot zamówienia na roboty budowlane. Należy tu zaznaczyć, że zamówienie na roboty budowlane jest rozumiane zarówno jako zamówienie na realizację jak i łącznie zaprojektowanie i wykonanie robót budowlanych. W przypadku zamówienia na wykonanie robót budowlanych przedmiot zamówienia opisuje się za pomocą dokumentacji projektowej oraz specyfikacji technicznych wykonania i odbioru robót budowlanych. Zakres dokumentacji projektowej jest tu uzależniony m. in. od formy wynagrodzenia wykonawcy. W przypadku wygrodzenia ryczałtowego zamawiający nie musi przekazywać wykonawcy przedmiarów, a nawet jeśli są one przekazane, nie może żądać aby wykonawca na ich podstawie określał cenę kosztorysową. Jeżeli przedmiotem zamówienia jest zaprojektowanie i wykonanie robót budowlanych [2] w rozumieniu ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. - Prawo budowlane, zamawiający opisuje przedmiot zamówienia za pomocą programu funkcjonalno-użytkowego [3].

Zgodnie z art. 29 Pzp zamawiający opisuje przedmiot zamówienia w sposób jednoznaczny i wyczerpujący, za pomocą dostatecznie dokładnych i zrozumiałych określeń, uwzględniając wszystkie wymagania i okoliczności mogące mieć wpływ na sporządzenie oferty. Zamawiający powinien więc zapewnić, aby opis przedmiotu zamówienia nie stwarzał żadnych wątpliwości i możliwości dodatkowych interpretacji co do identyfikacji jakie roboty budowlane będą przedmiotem przyszłego świadczenia. Zamawiający powinien podać również wszystkie wymagania i okoliczności mogące mieć wpływ na sporządzenie oferty, do których należą np. warunki wykonywania robót budowlanych, wymogi dotyczące gwarancji na przedmiot zamówienia – jej zakres i okres obowiązkowego świadczenia z gwarancji, miejsce spełnienia świadczenia, świadczenia dodatkowe związane ze świadczeniem głównym i inne [4].

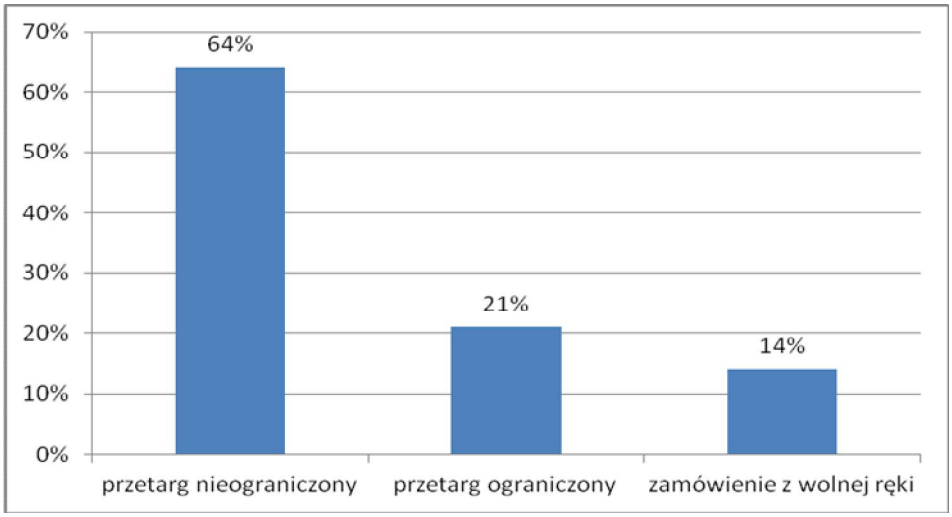
Do określenia przedmiotu zamówienia zamawiający ma obowiązek używania standardowych określeń technicznych, które są zwykle używane w danej branży i zrozumiałe dla przyszłych wykonawców.

Ustawa wskazuje również, iż przedmiotu zamówienia nie można opisywać w sposób, który mógłby utrudniać uczciwą konkurencję (art. 29 ust.2). Przedmiotu zamówienia nie można opisywać przez wskazanie znaków towarowych, patentów lub pochodzenia, chyba że jest to uzasadnione specyfiką przedmiotu zamówienia i zamawiający nie może opisać przedmiotu zamówienia za pomocą dostatecznie dokładnych określeń, a wskazaniu takiemu towarzyszą wyrazy "lub równoważny".

3. PROBLEMY WYKONAWCÓW Z PRZYGOTOWANIEM OFERTY – WYNIKI BADAŃ WŁASNYCH

O jakości przygotowywanych przez zamawiającego SIWZ oraz dokumentacji projektowej mogą w dużej mierze świadczyć pytania zadawane przez wykonawców w trakcie procedury przetargowej. W celu poznania problemów występujących przy opracowywaniu oferty przetargowej, poddano analizie wyniki zamówień na roboty budowlane ogłaszane przez Urząd Miasta Krakowa w latach 2010-2011.

W tym okresie odnotowano 14 postępowań. 9 (64%) postępowań ogłoszonych było w trybie przetargu nieograniczonego, 3 przetargu ograniczonego, 2 zamówienia z wolnej ręki. Strukturę trybów przedstawiono na rys. 1.



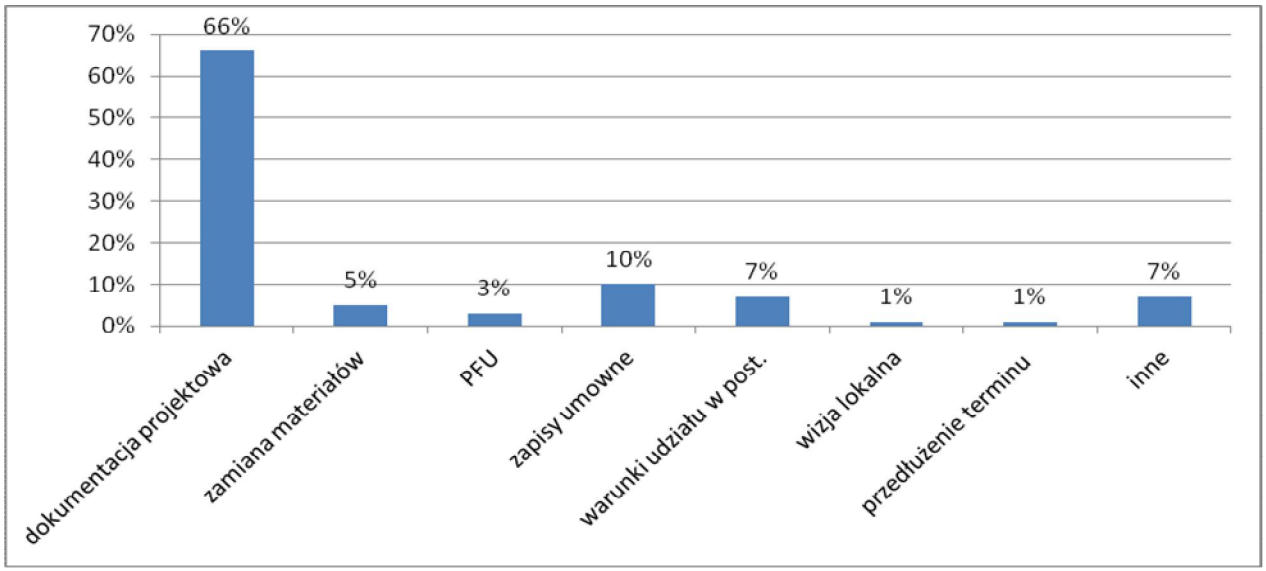
Rys. 1 Udział trybów udzielania zamówień publicznych w postępowaniach.
Źródło: opracowanie na podstawie badań własnych dokumentacji Urzędu Miasta Krakowa

Większość postępowań dotyczyła zamówienia na wykonanie robót budowlanych, tylko dwa dotyczyły zamówienia na zaprojektowanie i wykonanie robót budowlanych. W większości zamówień przewidziano wynagrodzenie ryczałtowe, w dwóch postępowaniach wyraźnie określono, ze wynagrodzenie będzie kosztorysowe. Należy zwrócić uwagę, że w kliku przypadkach rodzaj wynagrodzenia nie był precyzyjnie określony ani w SIWZ ani w proponowanych warunkach umownych. Jak już wcześniej wspomniano, forma wynagrodzenia ma decydujący wpływ na zakres przekazywanej wykonawcy dokumentacji projektowej i podstawy sporządzenia oferty.

W postępowaniach w trybach przetargowych złożono średnio 6,8 ofert (najmniej 3, najwięcej 16).

W dwóch postępowaniach wykonawcy nie zadali zamawiającemu żadnego pytania. Największa ilość złożonych pytań to 31. Średnio na postępowanie przypada 16 pytań. Na rys. 2 przedstawiono strukturę zadawanych pytań.

Znaczna większość pytań dotyczyła dokumentacji projektowej (66% pytań). Proszono tu przede wszystkim o wyjaśnienia do przedmiaru (30% pytań), część pytań dotyczyła także wyjaśnienia rozbieżności pomiędzy dokumentacją a przedmiarem. 7 pytań (10 %) dotyczyło zapisów umownych. Kilka pytań dotyczyło możliwości zamiany materiałów lub technologii zawartych w dokumentacji. 2 pytania dotyczyły programu funkcjonalno – użytkowego. Pozostałe pytania jak przedłużenia terminu składania ofert czy możliwości przeprowadzenia wizji lokalnej pojawiały się sporadycznie. W żadnym przypadku zamawiający nie podjął decyzji o przedłużeniu terminu składania ofert.

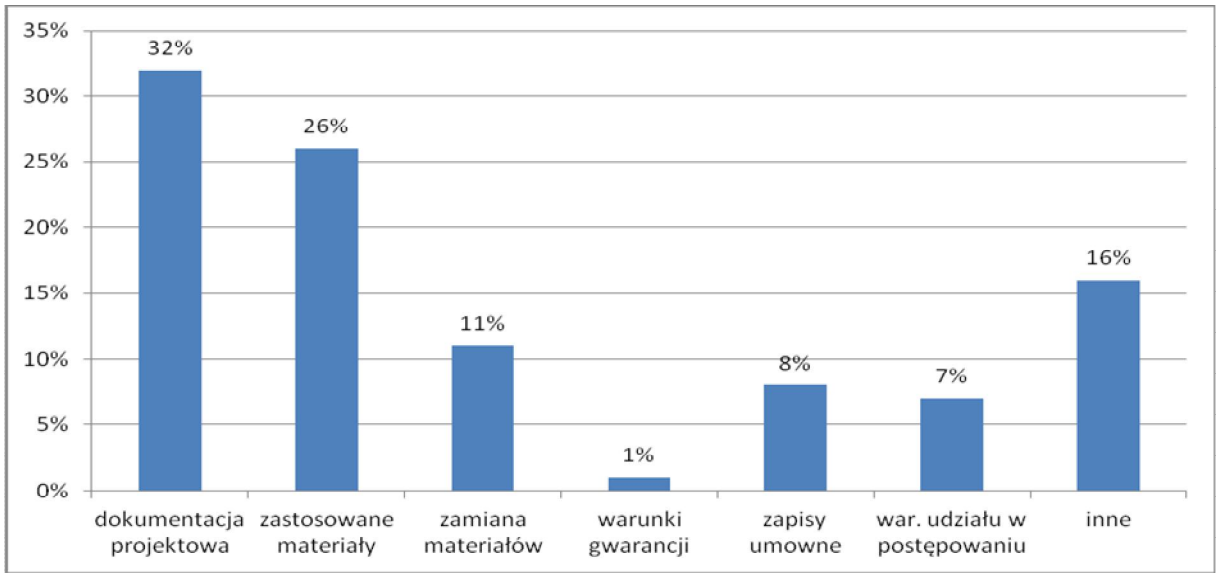


Rys. 2 Struktura zadawanych pytań (postępowania przeprowadzone przez Urząd Miasta Krakowa)
Źródło: opracowanie na podstawie badań własnych dokumentacji Urzędu Miasta Krakowa

Kolejne przeprowadzone przez autorki analizy dotyczyły ok. 80 postępowań przeprowadzonych przez Urząd Miasta Szczecina w latach 2010-2011.

Tylko jedna procedura przeprowadzona była w trybie negocjacji bez ogłoszenia, pozostałe w trybie przetargu nieograniczonego. Większość postępowań dotyczyła zamówienia na wykonanie robót budowlanych, tylko jedno dotyczyło zamówienia na zaprojektowanie i wykonanie robót budowlanych. W większości zamówień przewidziano wynagrodzenie ryczałtowe (58 postępowania – 82%), w 12 postępowaniach wyraźnie określono, że wynagrodzenie będzie kosztorysowe (ponad 15%). W 2 przypadkach forma wynagrodzenia nie była jasno określona. W analizowanych postępowaniach złożono średnio 3,7 ofert (najmniej 1, najwięcej 13).

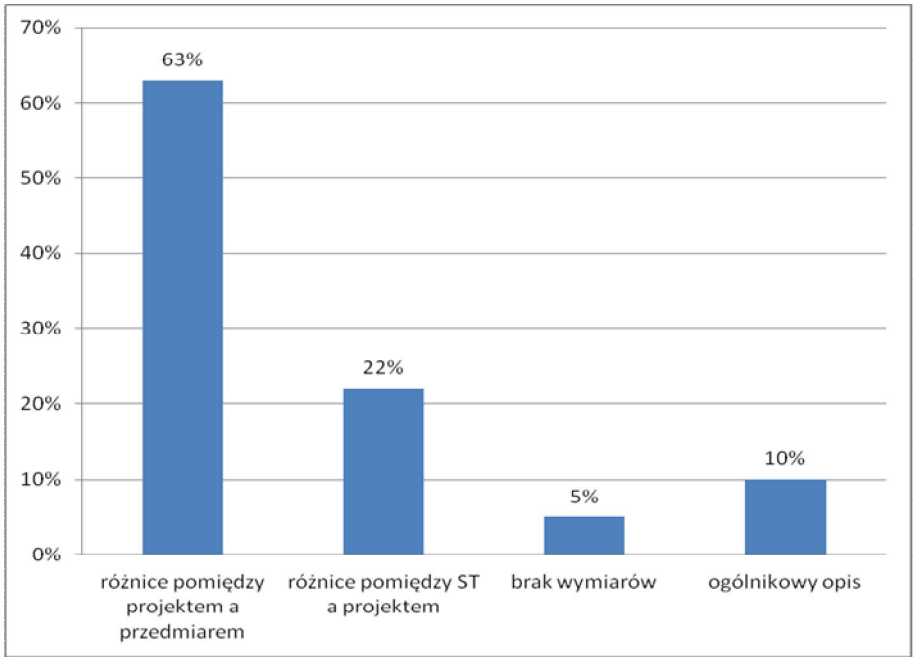
W ok. 40 postępowaniach wykonawcy nie zadali zamawiającemu żadnego pytania. Największa ilość złożonych pytań to 152. Średnio na postępowanie przypadało ok. 9 pytań. Do analizy pytań zadawanych przez oferentów wybrano 35 postępowań. Na rys. 2 przedstawiono strukturę zadawanych pytań.



Rys. 3 Struktura zadawanych pytań (postępowania przeprowadzone przez Urząd Miasta Szczecina)
Źródło: opracowanie na podstawie badań własnych dokumentacji Urzędu Miasta Szczecina

Podobnie jak w przypadku postępowań przeprowadzonych przez Urząd Miasta Krakowa, znaczna większość pytań dotyczyła dokumentacji projektowej (32% pytań). Spora część pytań związana była ze stosowanymi materiałami budowlanymi. Były to prośby zarówno o doprecyzowanie wymagań zamawiającego odnośnie materiałów jak i pytania związane z możliwością zastosowania zamienników. Stosunkowo niewiele wątpliwości oferentów budziły warunki udziału w postępowaniu, zapisy umowne i warunki gwarancji. Wśród innych zadawanych pytań można wymienić prośbę o podanie warunków dojazdu do placu budowy, wskazanie lokalizacji zaplecza budowy, wskazanie miejsca odkładu ziemi. Pytania dotyczyły także dostarczenia próbek, uwzględnienia zmiany podatku VAT.

W związku z tym, że największa ilość pytań związana była z dokumentacją projektową na rys. 4 przedstawiono zakres najczęściej pojawiających się wątpliwości oferentów związanych z projektem.



Rys. 4 Struktura zadawanych pytań dotyczących dokumentacji projektowej.
Źródło: opracowanie na podstawie badań własnych dokumentacji Urzędu Miasta Szczecina

Wśród pytań związanych z dokumentacją projektową najwięcej wątpliwości pojawiało się w związku z różnicami jakie występowały między projektem a przedmiarem robót. Oferenci zauważali także różnice pomiędzy specyfikacjami technicznymi a projektem. W niektórych przypadkach brak wymiarów w dokumentacji projektowej uniemożliwiał prawidłową wycenę a także budził w oferentach wątpliwości czy w ogóle tego typu elementy mają być uwzględnione w wycenie. Odnotowano również brak ujęcia pozycji w przedmiarze czy brak specyfikacji technicznych a także niepełne informacje w projekcie wykonawczym.

Tak jak i w poprzednim przypadku zamawiający w żadnym postępowaniu nie podjął decyzji o przedłużeniu terminu składania ofert.

4. PRZYCZYNY I SKUTKI PYTAŃ ZADAWANYCH PRZEZ WYKONAWCÓW

Analiza pytań kierowanych do zamawiających pozwala na wyszczególnienie błędów, które występują w opisie przedmiotu zamówienia na roboty budowlane. Do najczęściej występujących można zaliczyć:

- Ogólnikowy opis przedmiotu zamówienia, opisanie przez zamawiającego przedmiotu zamówienia w sposób niejednoznaczny i niewyczerpujący, za pomocą niedostatecznie

dokładnych i zrozumiałych określeń lub bez uwzględnienia wszystkich wymagań i okoliczności mogących mieć wpływ na sporządzenie oferty.

- Niekompletność dokumentacji projektowej (brak np. projektów wykonawczych, specyfikacji technicznych wykonania i odbioru robót, rysunków).
- Błędy w dokumentacji projektowej i specyfikacjach technicznych wykonania i odbioru robót [2].
- Różnice występujące w projekcie, specyfikacjach technicznych i przedmiarze.
- Podawanie nazw towarowych bez dopuszczenia ofert równoważnych.
- Nieprecyzyjne określenia co do równoważności produktów, niejednoznaczne, nieostre formułowanie kryteriów równoważności.

Sposób opisu przedmiotu zamówienia jest wyraźnie określony w rozporządzeniu, również specyfikacje techniczne są obowiązkowym dokumentem, który musi być przygotowany niezależnie od wartości czy zakresu zamówienia. Często błędy i nieścisłości są wynikiem opracowywania tych dokumentów przez różnych projektantów, należy pamiętać jednak, że odpowiedzialność za ich właściwe przygotowanie obciąża bezpośrednio zamawiającego. W niektórych przypadkach jednak zadawane pytania świadczą także o niewiedzy wykonawców - np. żądanie od zamawiających dostarczenia przedmiarów czy pytania o możliwości zmian w przedmiarze w przypadku wynagrodzenia ryczałtowego. W przypadku wynagrodzenia ryczałtowego zamawiający nie ma obowiązku dostarczania przedmiarów. W SIWZ powinno być wyraźnie wskazane, że przedmiary mają charakter pomocniczy i orientacyjny a cenę należy wyliczyć w oparciu o dokumentację projektową i specyfikacje techniczne. Pytania wykonawców mogą być jednak także podyktowane pewną asekurancką postawą w przypadkach gdy zapisy zamawiającego stwarzają wątpliwości co do formy wynagrodzenia.

Pytania odnośnie zastosowanych materiałów, elementów, technologii zamiennych powstają zazwyczaj, gdy materiały lub rozwiązania przyjęte w dokumentacji są dla wykonawcy trudno dostępne lub zbyt drogie a można zastąpić je odpowiednikami łatwiej dostępnymi i o niższej cenie. Zamawiający w specyfikacji powinien odpowiednimi zapisami dopuścić zastosowanie materiałów i rozwiązań równoważnych pod warunkiem, że zagwarantują one realizację robót zgodnie z wydanym pozwoleniem na budowę oraz zapewnią uzyskanie parametrów technicznych nie gorszych od założonych w dokumentacji i specyfikacjach technicznych wykonania i odbioru robót.

Ogólnie przyczynę pytań i wątpliwości można upatrywać w uchybieniach ze strony zamawiającego jak i oferentów. Zamawiający często nie udostępniają plików, które są niezbędne do prawidłowego przygotowania oferty, stosują sprzeczne zapisy. Niestety często zamawiający nie potrafią zapanować nad spójnością i kompletnością dokumentacji przekazywanej oferentom. Skutkiem niedokładnie opracowanej dokumentacji są jej późniejsze uzupełnienia o rysunki konstrukcyjne i przedmiary, co z kolei powoduje często zaangażowanie dodatkowych sił i środków zamawiającego do przygotowania odpowiedzi na pytania a także wprowadzania poprawek w dokumentacji.

Do uchybień ze strony wykonawcy należy zaliczyć niedokładne czytanie dokumentacji. Często wynika to z faktu, że oferenci dowiadują się za późno o postępowaniu i nie mają wystarczająco dużo czasu na dokładne przeanalizowanie wymagań zamawiającego.

W skrajnych przypadkach konieczność wprowadzania zmian i poprawek może skutkować wydłużeniem terminu składania ofert, co z kolei może się odbić niekorzystnie zarówno na wykonawcach jaki zamawiającym. Za pozytywny można uznać fakt, że w analizowanych postępowaniach, mimo często dużej ilości pytań nie doszło do tego typy sytuacji.

5. PODSUMOWANIE

Prawidłowo przygotowana dokumentacja przekazywana oferentom w procedurze przetargowej jest warunkiem złożenia przez wykonawców ofert spełniających wymagania zamawiającego.

W artykule dokonano analizy wybranych procedur zamówień publicznych. W niemal połowie procedur oferenci nie mieli żadnych pytań. Wśród postępowań znalazły się jednak i takie, gdzie oferenci zadali ponad sto pytań. Nie zawsze winą należy obarczać zamawiających, jednak fakt, że większość zapytań dotyczy dokumentacji projektowej, w tym sprzeczności jakie występują w jej poszczególnych elementach, świadczy o jej złym przygotowaniu. Przywiązując większą wagę do powierzenia przygotowania dokumentacji rzetelnym projektantom zamawiający może uniknąć angażowania środków i czasu, który musi być poświęcony na wprowadzanie niezbędnych poprawek. Z drugiej strony uważne studiowanie dokumentacji i znajomość przepisów obowiązujących w zamówieniach publicznych przez wykonawców, może zmniejszyć ilość czasami niepotrzebnie zadawanych pytań.

Piśmiennictwo

[1] Ustawa z dnia 29 stycznia 2004 r. – Prawo zamówień publicznych (Dz. U. z 2010 r. Nr 113, poz. 759 i Nr 161, poz. 1078, ze zm.).
[2] Kosecki A.: Zarządzanie przedsięwzięciem budowlanym jako usługa regulowana umową, cz.I, Przegląd Budowlany, 2003, 3, s.36-39, cz.II, Przegląd Budowlany, 2003, 4, s. 9-12.
[3] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 2 września 2004 r. w sprawie szczegółowego zakresu i formy dokumentacji projektowej, specyfikacji technicznych wykonania i odbioru robót oraz programu funkcjonalno – użytkowego (Dz.U. Nr 202, poz. 2072) z późniejszymi zmianami (kolejne zmiany z dnia 22 kwietnia 2005 r. Dz. U. Nr 75, poz. 2075, z dnia 23 kwietnia 2010 r. Dz. U. Nr 72, poz. 464 i z dnia 18 lutego 2011 r. Dz. U. Nr 42, poz. 217)
[4] Niemczyk R.: Opis przedmiotu zamówienia w praktyce. http://www.orgbud.pl/serwis/aktual/artykul88.php
[5] Leśniak A., Plebankiewicz E.: Błędy w specyfikacjach technicznych wykonania i odbioru robót budowlanych. Czasopismo Techniczne, 1-B, 2, 2010, s. 249-257.

TENDER DOCUMENTATION PRECISION AND ITS IMPACT ON OFFERS PREPARATION

Summary

In order to perform a building project a public awarding entity is required to prepare properly and execute the procedure for selecting the contractor. In the article the authors examine the case for a total of ninety-four public works contracts conducted by the City of Krakow and the City of Szczecin in the years 2010–2011. Attention was focused on the questions asked by the contractors in the analysed public procurements. The results of the research show that most problems the contractors have are design documentation prepared by public entities. Numerous questions were about the requirements for building materials. Incomplete tender documentation and inconsistencies in the documentation often result in the need to make changes and additions by the authorities. It can be regarded as a positive fact that in none of the analysed cases it was necessary to extend the deadline for submission of tenders.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Dariusz SKORUPKA[1]
Artur DUCHACZEK[2]
Artur SZLESZYŃSKI[3]
Wyższa Szkoła Oficerska Wojsk Lądowych we Wrocławiu

ZASTOSOWANIE METODY ELECTRE W OPTYMALIZACJI DOBORU ŚRODKÓW TRANSPORTU W MAGAZYNIE WYROBÓW BUDOWLANYCH

STRESZCZENIE

W pracy zaprezentowano możliwości zastosowania metody ELECTRE do optymalizacji doboru środków transportu w magazynie wyrobów i materiałów budowlanych. Przedstawiono także podstawowe założenia metody ELECTRE, jej wady i zalety.

SŁOWA KLUCZOWE: metoda ELECTRE, optymalizacja, logistyka

1. WPROWADZENIE

Elementem nierozerwalnie związanym z realizacją każdego przedsięwzięcia budowlanego są place budów, na których urządza się zarówno składowiska otwarte, jak i magazyny. Sposoby przechowywania wyrobów i materiałów budowlanych zależą od ich wrażliwości na wpływy atmosferyczne. Natomiast liczba i wielkość tych magazynów zależy m. in. od potrzeb wykonawców, niezbędnych zapasów i harmonogramu budowy. Problemy decyzyjne związanie z prawidłowym funkcjonowaniem placu budowy (w tym i magazynów) są zadaniami wymagającymi wielokryterialnego podejmowania decyzji. Nieprawidłowo funkcjonujące magazyny i składowiska są jednym ze źródeł zakłóceń procesu budowlanego.

Problem decyzyjny, jakim jest wybór środków transportu, można opisać za pomocą trzech zmiennych, tj. celu, wariantów decyzyjnych oraz użyteczności danego wariantu. W prostych problemach decyzyjnych funkcje celu determinuje ich użyteczność. Celem, a dokładniej funkcją celu, jest wyznaczenie wartości maksymalnej lub minimalnej danej funkcji [1], [2]. W przykładzie analizowanym w artykule będą to właściwości jezdne wózków widłowych (promień skrętu, wymiary geometryczne) oraz maksymalny udźwig wózka. Wariant decyzyjny wybierany jest ze zbioru rozwiązań dopuszczalnych dla danego problemu decyzyjnego [1], [2]. Ponieważ analizowany jest problem wyboru wielokryterialnego, to nie istnieje rozwiązanie optymalne typowe dla zadań programowania liniowego [1], [2], [3]. Każdy

[1] dareks100@interia.eu
[2] aduchaczek@poczta.wp.pl
[3] artur_szle@gazeta.pl

z ocenianych wózków spełnia przyjęte kryteria wyboru w pewnym stopniu, ale żaden nie spełnia wszystkich. Wybór konkretnego typu wózka jest wariantem decyzyjnym.

Porównując różne warianty decyzyjne oraz preferencje decydenta staramy się znaleźć rozwiązanie suboptymalne, które będzie najlepiej spełniało postawione kryteria decyzyjne. Użyteczność jest zmienną (parametrem) informującą o oczekiwanym wyniku przyjęcia wybranego wariantu decyzyjnego [4].

W problemach wielokryterialnego wspomagania decyzji ograniczenia sztywne mogą być przyczyną nieuzyskania rozwiązania danego zadania pomimo istnienia rozwiązań cząstkowych. Jednym z problemów wielokryterialnych występujących w logistyce magazynowej jest decyzja o zakupie wózków widłowych obsługujących magazyny firmy lub centrum logistycznego. W działalności magazynowej celem działań właściciela zasobu jest efektywne wykorzystanie powierzchni magazynowej. Zakup wózków widłowych rozważany na podstawie kryteriów zdefiniowanych przez dostępną powierzchnię magazynową oraz znajdujące się wewnątrz towary. Wariantami decyzyjnymi będą różne typy wózków widłowych dostępnych na rynku. Użytecznością analizowanego zadania będzie optymalne wykorzystanie powierzchni magazynowej oraz efektywne przemieszczanie ładunków w obszarze magazynu. Wymaganiami sztywnymi w tym przypadku będą: maksymalna wysokość regałów na których składowane są towary, szerokość alej pomiędzy regałami, maksymalna masa materiałów budowlanych składowanych na terenie magazynu, koszty zakupu i eksploatacji wózków widłowych oraz bezpieczeństwo eksploatacji powierzchni magazynowej.

Na podstawie przedstawionych sztywnych ograniczeń widać, że część z nich jest wzajemnie sprzeczna. Ograniczenia, które będą stanowiły wymagania, znajdują się we wzajemnym konflikcie np. wysokość regału, maksymalny dopuszczalny ciężar paczki oraz szerokość alei pomiędzy regałami. Chcąc podnosić duży ciężar (np. 200 kg) na pewną wysokość (np. 4 m) należy zapewnić przeciwwagę, która spowoduje, że wózek się nie przewróci. Przeciwwaga uzyskiwana jest w wyniku zwiększenia masy wózka oraz jego rozmiarów. Zwiększenie rozmiarów może być przyczyną nie mieszczenia się wózka w alei pomiędzy regałami. Oczywistym jest, że w procesie decyzyjnym należy odrzucić wszystkie te wózki, które nie będą mogły podnosić paczek o podanym (maksymalnym) ciężarze na wymaganą wysokość 4 m. Kolejnym kryterium dyskwalifikującym dany typ wózka są jego rozmiary, natomiast kryteriami oceniającymi warianty decyzyjne będą cena zakupu i kosztu obsługi serwisowej oraz bezpieczeństwo obsługi.

Z przedstawionego przykładu wynika, że wielokryterialne podejmowanie decyzji wymaga rozpatrzenia wzajemnych relacji pomiędzy wymaganiami, które jak pokazano wcześniej, mogą być względem siebie wzajemnie sprzeczne.

W pracy zaprezentowano możliwości zastosowania metody ELECTRE do optymalizacji doboru środków transportu w magazynie wyrobów i materiałów budowlanych. Przykłady jej zastosowania w innych obszarach budownictwa można znaleźć w pracach [5], [6], [7] i [8].

2. PODSTAWY TEORETYCZNE METODY ELECTRE

Metody ELECTRE, których prekursorem był Bernard Roy wywodzą się z francuskiej szkoły Université Paris-Dauphine [3]. Jak podaje M. Wolny [9] w metodach tych buduje się relacyjny system preferencji na podstawie tzw. relacji przewyższania. Uznajemy, że między parą wariantów decyzyjnych zachodzi sytuacja przewyższania na podstawie testów na przewyższanie, które polegają na stwierdzeniu zgodności między określoną parą wariantów decyzyjnych oraz stwierdzeniu braku niezgodności między określonymi wariantami [9].

Wszystkie rozwiązania powinny być ocenione za pomocą każdego z kryteriów, czego efektem są grafy skierowane odpowiadające poszczególnym kryteriom. Ocena ogólna

reprezentowana jest przez graf syntetyczny, który obrazuje kompromis między ocenami wszystkich kryteriów [10].

W przypadku metod ELECTRE decydent wyrażając swoje indywidualne preferencje dokonuje porównania dwóch dowolnych wariantów *a* i *b*. Może on reagować w jeden z trzech sposobów: oba warianty są równoważne, jeden wariant jest preferowany (słabo lub silnie) nad drugim lub oba warianty są nieporównywalne [11].

Istota metody ELECTRE polega na wykorzystaniu tzw. wskaźników zgodności i niezgodności, przyjmujących wartości z przedziału <0,1> [8]. Jednak jak podaje T. Kasprowicz [7] w przypadku gdy $a = b$ wartość wskaźnika zgodności oraz niezgodności jest nieokreślona. Wskaźnik zgodności obliczamy na podstawie wzoru (1) podanego m. in. w pracach [8], [10], [11] i [13]:

$$z(a,b) = \frac{1}{C}\sum_{f=1}^{m} c_f z_f(a,b) \quad , \quad \text{gdzie:} \quad C = \sum_{f=1}^{m} c_f \tag{1}$$

przy czym: - $z_f(a,b)$ oznacza wartość indeksu zgodności dla pary wariantów *a* i *b* dla *f*-tego kryterium (K_f),
- c_f oznacza wagę *f*-tego kryterium (K_f).

Wskaźnik niezgodności obliczamy stosując formułę (2) [10]:

$$n(a,b) = \begin{cases} 0 & \text{dla} N(a,b) = \emptyset, \\ \frac{1}{d}\max[g_f(a) - g_f(b)], & \\ K_f \in N(a,b) & \text{dla} N(a,b) \neq \emptyset, \end{cases} \tag{2}$$

gdzie: - d – to maksymalne odchylenie między skrajnymi wartościami tej samej skali,
- g_f – jest funkcją kryterialną,
- $N(a,b)$ – oznacza klasę kryteriów niezgodnie oceniających parę wariantów *a* i *b*.
- Δ_f – wielkość niezgodności dla *f*-tego kryterium, przy czym [10]:

$$\Delta_f = [g_f(a) - g_f(b)]. \tag{3}$$

W metodzie ELECTRE I wprowadzono pojęcie progu zgodności *pz* i niezgodności *pn*. Są to liczby z przedziału <0;1> [7], które są niezależne od wskaźników zgodności i niezgodności, przy czym progu zgodności *pz* jest bliski 1, a próg niezgodności *pn* bliski 0 [10]. Przyjmuje się, że wariant *a* przewyższa wariant *b* wtedy i tylko wtedy, gdy para (a,b) uzyskała wskaźnik zgodności $z(a,b) \geq pz$ oraz wskaźnik niezgodności $n(a,b) \leq pn$ [10].

Według P. Górnego [12], wada metody ELECTRE wynika z właściwości przyjętej relacji przewyższania, która umożliwia tworzenie się cykli w grafie, których interpretacja przy małych wartościach progu zgodności *pz* i dużych wartościach progu niezgodności *pn* budzi pewne zastrzeżenia. W celu eliminacji opisanej wcześniej wady metody ELECTRE I opracowano jej modyfikacje nazwane ELECTRE II i ELECTRE III [12].

W metodzie ELECTRE II, która jest ukierunkowana przede wszystkim na uszeregowanie wariantów, określa się relacje przewyższenia słabego i silnego, co ma wierniej wyrazić sądy decydenta i ułatwić uszeregowanie wariantów [12].

Metoda ELECTRE III wprowadza rozmytą relację przewyższenia, co oznacza że każdej parze wariantów (a,b) przypisuje się liczbę $\rho(a,b) \in [0,1]$ wyrażającą stopień przekonania decydenta do przewyższeniu *b* przez *a* [12]. Wartość wskaźnika wiarygodności $\rho(a,b)$,

określająca rozmytą relację przewyższenia, jest podstawą zbudowania dwóch preporządków (zstępującego i wstępującego) opierających się na algorytmie klasyfikacji, na podstawie których buduje się ranking wariantów decyzyjnych [9].

Ważnym elementem metody jest wyznaczenie odpowiednich wartości progów, gdyż w metodzie ELECTRE III model preferencji definiowany jest właśnie w postaci wartości progowych [11], takich jak próg równoważności *q* (patrz próg zgodności *pz* w metodzie ELECTRE I), próg preferencji *p* (patrz próg niezgodności *pn* w metodzie ELECTRA I) i próg veta *v* oraz współczynnik ważności kryterium *c*, inaczej waga kryterium *c*.

Najważniejszą różnicą pomiędzy wersją pierwsza a trzecią omawianej metody jest możliwość oceny wariantów decyzyjnych, które znajdą się w przedziale między progiem równoważności *q* a progiem preferencji *p* [9].

P. Sawicki w pracy [11] w sposób przejrzysty zaprezentował algorytm działania metody ELECTRE III. Opisał on też stosowaną procedurę obliczeniowa, którą podzielił na trzy etapy [8]. Etap I to konstrukcja macierzy ocen i definiowania preferencji decydenta, etap II obejmuje budowę wartościowanej relacji przewyższania *S*, i etap III to wykorzystywanie wartościowanej relacji przewyższania. Stopień przewyższenia *S* definiowany jest jako [11]:

$$S(a,b) = \begin{cases} z(a,b) & jeżeli\ n_j(a,b) \leq z(a,b),\ \ \forall j \\ z(a,b) & \prod_{j \in J(a,b)} \frac{1-n_j(a,b)}{1-z(a,b)} \end{cases} \tag{4}$$

gdzie: $J(a,b)$– zbiór kryteriów, dla których $n_j(a,b) > z(a,b)$.

Jak podaje K. Stachowiak [13] procedura destylacji eksploatuje całkowicie macierz wiarygodności, tworząc macierz przewyższania, w której pod pojęciem przewyższania w sensie ostrym rozumie się:

$$S(a,b) \geq \lambda_k \text{ oraz } S(a,b) \geq S(b,a) + s(\lambda_k), \tag{5}$$

gdzie $s(\lambda_k) = 0{,}3 - 0{,}15\lambda_k$, przy czym $\lambda_{k+1} = \lambda_k - s(\lambda_k)$.

Zapis $S(a, b)$ oznacza wiarygodność hipotezy, że wariant *a* przewyższa wariant *b*, natomiast λ_k oznacza wiarygodność w warstwie *k* (λ_k zmierza od 1 do 0). Przy czym omawiana procedura jest procedurą iteracyjną [13].

3. PRZYKŁAD ZASTOSOWANIA METODY ELECTRE III

W pracy zaprezentowano możliwości zastosowania metody ELECTRE III na przykładzie optymalizacji doboru wózków widłowych w magazynach wyrobów i materiałów budowlanych. W obliczeniach wykorzystano demonstracyjną wersję programu ELECTRE III/IV (wersja 3.1b Demo) dostępna na stronie http://www.lamsade.dauphine.fr. Wykorzystując program użytkownik aplikacji musi ustalić parametry wprowadzane w zakładkach programu, do których należą:

a) zakładka – *edycja kryteriów*: kryteria, współczynnik ważności kryterium *c* (liczba ze zbioru <0;1>, przy czy suma wag ma być równa 1), kierunek preferencji (rosnący lub malejący).
b) zakładka – *edycja rozwiązań*: dostępne rozwiązania,
c) zakładka – *edycja tabeli ocen* (rys. 1a): macierz ocen każdego z rozwiązań pod kątem wszystkich kryteriów,
d) zakładka - *edycja progów* (rys. 1b): współczynniki α i β dla progów równoważności *q*, preferencji *p* i veta *v,* tryb obliczeń (bezpośredni lub odwrócony).

W pracy korzystano z danych dostępnych na stronie internetowej *Firmy Lemarpol - Wózki Widłowe Sp. z o.o.* [14]. W analizach uwzględniono tylko wózki widłowe napędzane silnikiem wysokoprężnym charakteryzujące się udźwigiem 2000 kg. Wszystkie omawiane wózki posiadały środek ciężkości umieszczonym na wysokości 500 mm. Optymalizację przeprowadzono przede wszystkim pod kątem własności jezdnych wózków widłowych, które w największym stopniu wpływają na sprawne działanie magazynu.

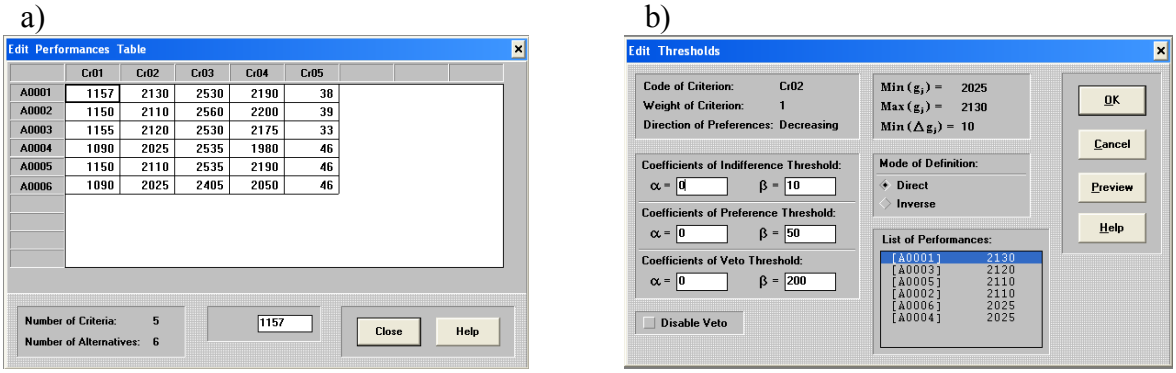
W tablicy 1 przedstawiono parametry wózków widłowych przyjętych do analiz. Założono sześć możliwych wariantów (alternatyw) oznaczonych symbolem A0001–A0006, był to wózek firmy Nissan, Toyota, Lyson i trzy wózki firmy Komatsu. Przyjęto pięć kryteriów analizy oznaczonych symbolem Cr01–Cr05, były to m.in. szerokość, wysokość i długość wózka, jego promień skrętu oraz moc silnika.

Tablica 1. Zastawienie parametrów wózków widłowych [14]

Nazwa wózka			Nissan DX-20	Toyota 8FD20	Lyson FD20T	Komatsu FD20NT-16	Komatsu FD20T-16	Komatsu FD25NT-16
Rodzaj silnika			Nissan QD32	Toyota 1DZ2	Yanmar 4TNE92	Komatsu 4D94LE	Komatsu 4D94LE	Komatsu 4D94LE
Oznaczenie wariantu			A0001	A0002	A0003	A0004	A0005	A0006
Kryterium	Cr01	Szerokość [mm]	1157	1150	1155	1090	1150	1090
	Cr02	Wysokość [mm]	2130	2110	2120	2025	2110	2025
	Cr03	Długość [mm]	2530	2560	2530	2535	2535	2405
	Cr04	Promień skrętu [mm]	2190	2200	2175	1980	2190	2050
	Cr05	Moc silnika [kW]	38	39	33	46	46	46

W przypadku tej metody różnica pomiędzy ocenianymi wariantami *a* i *b* może wskazywać na trzy potencjale sytuacje [11]:

- równoważności wariantów, wówczas gdy różnica ocen wariantu *a* oraz wariantu *b* mieści się w granicy tolerancji wyznaczonej progiem równoważności *q*,
- słaba preferencja wariantu, wówczas gdy różnica ocen wariantu *a* i *b* jest większa od progu równoważności *q* ale mniejsza od progu preferencji *p*,
- silna preferencja wariantu, wówczas gdy różnica ocen wariantu *a* i *b* jest większa od wartości progu preferencji *p*.



Rys. 1. Okna dialogowe aplikacji ELECTRE III/IV (wersja 3.1b Demo): a) edycja tabeli ocen, b) edycja progów (http://www.lamsade.dauphine.fr.)

W tablicy 2 zaprezentowano przyjęte w pierwszym wariancie obliczeń wartości progów (q, p, v) oraz ważność poszczególnych kryteriów (c). Progi w programie ustalane są z wykorzystaniem funkcji liniowej z zastosowaniem współczynnika kierunkowego α i wyrazu

wolnego β. W analizowanym przypadku przyjęto stałą wartość progów, tzn. ustalane były one tylko parametrem β (rys. 1b).

Jak podaje M. Wolny [9] próg równoważności q oznacza wartość, dzięki której można stwierdzić występowanie sytuacji równoważności lub preferencji między wariantami decyzyjnymi [9]. Próg preferencji p określa natomiast wartość, która wyznacza granicę różnicy oceny dwóch wariantów decyzyjnych, do której występuje sytuacja przypuszczania preferencji i od której występuje sytuacja silnej preferencji [9]. Obie wielkości (p i q) mogą być zdefiniowane zarówno jako stała dla każdego kryterium lub w postaci funkcji zależności od wartości ocen porównywanych wariantów decyzyjnych [9]. Próg równoważności q i próg preferencji p tworzą zatem pewne bariery dla wartości współczynników zgodności i niezgodności [10]. Próg veta v określa, które ze zgodnych par wariantów decyzyjnych cechuje sytuacja nieporównywalności. Dotyczy on tylko tych par wariantów decyzyjnych (a,b), które spełniły warunek zgodności, natomiast różnica w ocenach wariantów (b,a) względem odpowiedniego kryterium wyklucza sytuację przewyższenia [9].

Tablica 2. Przyjęte wartości progów dla poszczególnych kryteriów

Wyszczególnienie		Wartość progów			Ważność kryterium c
		równoważności q	preferencji p	veta v	
Cr01	Szerokość [mm]	2	30	100	3
Cr02	Wysokość [mm]	10	50	200	1
Cr03	Długość [mm]	5	50	200	2
Cr04	Promień skrętu [mm]	10	100	200	3
Cr05	Moc silnika [kW]	1	5	15	1

Użytkownik aplikacji ELECTRE III/IV (wersja 3.1b Demo) ma możliwość przejrzenia również wyników obliczeń pośrednich, w tym m.in. wartości danych w macierzy zgodności i macierzy wiarygodności (rys. 2).

Wskaźniki wiarygodności $\rho(a,b)$ były podstawą zbudowania dwóch preporządków opierając się na algorytmie klasyfikacji (rys. 3a). Na podstawie tych preporządków zbudowano ranking wariantów decyzyjnych (rys. 3b), który przedstawiono w sposób graficzny na rys. 3c.

a)

Concordance Matrix

	A0001	A0002	A0003	A0004	A0005	A0006
A0001	1	0.92	0.98	0.2	0.82	0
A0002	0.89	1	0.84	0.11	0.81	0
A0003	0.9	0.87	1	0.2	0.87	0
A0004	1	1	1	1	1	0.8
A0005	1	1	0.98	0.3	1	0.1
A0006	1	1	1	0.8	1	1

b)

Credibility Matrix

	A0001	A0002	A0003	A0004	A0005	A0006
A0001	1	0.92	0.98	0	0.82	0
A0002	0.89	1	0.84	0	0.81	0
A0003	0.9	0.87	1	0.0017	0.87	0
A0004	1	1	1	1	1	0.8
A0005	1	1	0.98	0	1	0.019
A0006	1	1	1	0.8	1	1

Rys.2. Macierz : a) zgodności, b) wiarygodności (http://www.lamsade.dauphine.fr.)

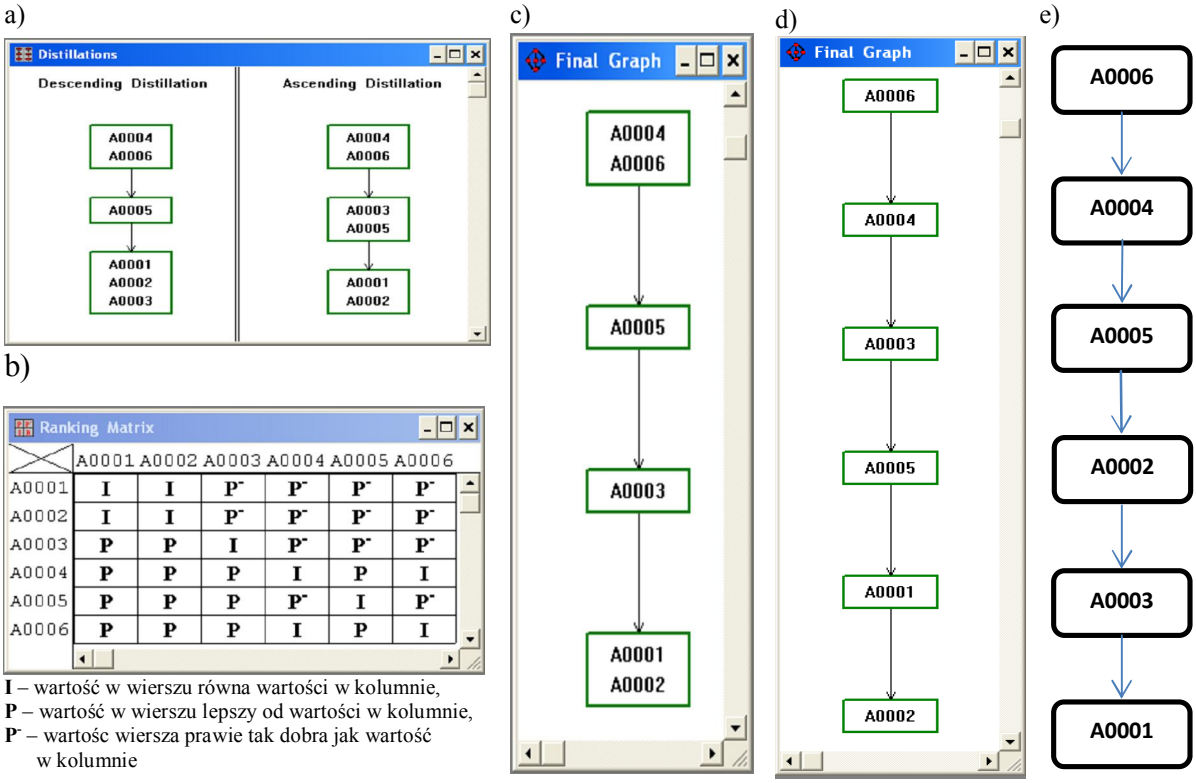
Przeprowadzona analiza wykazała, że przy założonych parametrach obliczeniowych powinny zostać wybrane warianty A0004 i A0006 (tzn. wózek Komatsu FD20NT-16 oraz Komatsu FD25NT-16), które są progowo lepsze od wszystkich pozostałych, a ich zaletą była niewielka szerokość i mały promień skrętu. W rozpatrywanym przykładzie najgorsze były natomiast warianty A0001 i A0002, tj. wózek widłowy Nissan DX-20 i Toyota 8FD20.

Przyjęte wartości progów (p, q, v) spowodowały, że nie została w sposób jednoznaczny ustalona hierarchia możliwych wariantów rozwiązań. Wyniki zaprezentowane w takiej formie uniemożliwiały natychmiastowe podjęcie decyzji, co do wyboru jednego wariantu. Z tego

względu w drugim wariancie obliczenia wykonano przy założeniu, że dla wszystkich pięciu kryteriów progi równoważności q, preferencji q i veta v są równe zero.

Wyniki obliczeń zaprezentowano na rys. 3d. Analizując dane zaprezentowane na tym rysunku można stwierdzić, że bez względu na przyjęty wariant obliczeń rozwiązanie A0006 jest optymalne, natomiast wariant A0002 jest najgorszy.

Jednak przy tak przyjętych progach obliczeniowych (p, q, v) wystarczające jest stosowanie opisanej w pracy [9] i [12] metody Bellingera, dla której wynik obliczeń zaprezentowano na rys. 3e.



Rys. 3. Okna dialogowe aplikacji ELECTRA III/IV (wersja 3.1b Demo): a) destylacja rosnąca i malejąca, b) tablica rankingowa oraz wykresy końcowe dla wariantu: c) I i d) II (http://www.lamsade.dauphine.fr.) oraz e) wyniki uzyskane metodą Bellingera

4. PODSUMOWANIE

Podsumowując, można zgodzić się z autorem pracy [12], że zaletą metody ELECTRE I jest jej prostota, która pozwala na posługiwanie się nią przez decydenta bez pomocy analityka. Wadą jej jest możliwość występowania cykli przy ocenie wariantów, co może skutkować wybraniem wariantu nie będącego optimum decyzyjnym.

W przypadku korzystania z metody ELECTRE III, która pozbawiona jest wady metody ELECTRE I, decydent posiadający odpowiednie oprogramowanie, powinien posiadać także wiedzę z zakresu optymalizacji wielokryterialnej, gdyż wymaga się od niego ustalenia odpowiednich wartości progów równoważności q, preferencji p i veta v. Na szczególną uwagę zasługuje próg veta v, którego przekroczenie powoduje, że wariant decyzyjny, który na danym kryterium ustępuje o więcej niż wartość prógu veta v nie może zostać uznany za lepszy pomimo, że wskazują na to pozostałe kryteria.

Można przyjąć, że zastosowanie metody ELECTRE III na niższych szczeblach zarządzania w obszarze problematyki związanej z szeroko rozumianą logistyką, jak i inżynierią budowlaną nie będzie miało większego znaczenia. Mimo, że metoda ta jest skutecznym

narzędziem optymalizacji wielokryterialnej to wymaga od osoby która z niej korzysta (decydenta lub użytkownika) posiadania specjalistycznego oprogramowania oraz wiedzy z obszaru optymalizacji wielokryterialnej. Metoda ELECTRE III przeznaczona jest do rozwiązywania problemów rankingu, zatem w większości przypadków rozwiązywanych w codziennej praktyce inżynierskiej lepsza będzie metoda ELECTRE I służąca właśnie do rozwiązywania problemów wyboru lub metoda Bellingera.

Piśmiennictwo

[1] Sikora W.: Badania operacyjne, red. W. Sikora, PWE, Warszawa 2008 r.
[2] Trzaskalik T.: Wprowadzenie do badań operacyjnych z komputerem, PWE, Warszawa 2003 r.
[3] Roy. B.: Wielokryterialne wspomaganie decyzji. WNT. Warszawa 1990 r.
[4] Wilson J.: Strategia. Wprowadzenie do teorii gier, WNT, Warszawa 2005.
[5] Szwabowski J., Deszcz J.: Metoda wielokryterialnej analizy porównawczej. Podstawy teoretyczne i przykłady zastosowań w budownictwie. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2001 r.
[6] Truchanowicz T.: Optymalziacja wilokryterialna w zintegrowanym zarządzaniu produkcją. Red. W. Kowalczewski, Zarządzanie nowoczesnym przedsiębiorstwem. Wydawnictwo Akademickie Dialog. Warszawa 2002 r.
[7] Kasprowicz T.: Inżynieria przedsięwzięć budowlanych. ITE Radom. Warszawa-Radom, 2002 r.
[8] Kapliński O. i inni: Metody i modele badań w inżynierii przedsięwzięć budowlanych. Wydawnictwo PAN KILiW IPPT. Warszawa 2007 r.
[9] Wolny M.: Wspomaganie decyzji kierowniczych w przedsiębiorstwie przemysłowym. Wieloatrybutowe wspomaganie organizacji przestrzennej komórek produkcyjnych z zastosowaniem teorii gier. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej. Gliwice 2007 r.
[10] Ignasiak E.: Optymalizacja projektów inwestycyjnych. Państwowe Wydawnictwo Ekonomiczne. Warszawa 1994 r.
[11] Sawicki P.: Zastosowanie WWD w logistyce. Metoda ELECTRE III. http://etacar.put.poznan.pl/piotr.sawicki/Dydaktyka/Etel/prezentacje/Etel_08_Wielokryt_new.pdf – dostęp 10.07.2011 r.
[12] Górny P.: Elementy analizy decyzyjnej. Akademia Obrony Narodowej. Warszawa 2004.
[13] Stachowiak K.: Wielokryterialna analiza decyzyjna w badaniach ekonomiczno-przestrzennych. http://www.zprie.amu.edu.pl/pliki/stachowiak_td.pdf - dostęp 12.07.2011r.
[14] http://www.wozki.biz/pl,wozki-nowe.html – dostęp 7.07.2011 r.

APPLICATION OF ELECTRE METHOD IN OPTIMIZED SELECTION OF MEANS OF TRANSPORT IN CONSTRUCTION PRODUCTS STOCK

Summary

The paper presents the use of ELECTRE methods to select from forklifts used in construction products warehouses. The article describes the theoretical base of ELECTRE methods and their application. Evaluation of selected forklifts was made using ELECTRE III / IV software. ELECTRE III method is used to solve problems of ranking. In case of common engineering problems ELECTRE I method is more favourable. The method is simple to use even for inexperienced managers. ELECTRE I method can be used to solve the task of optimal choice of decision-making option.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Anna SOBOTKA[1]
Dorota PAWLUŚ[2]
Daniel WAŁACH[3]
AGH Akademia Górniczo-Hutnicza
Agata CZARNIGOWSKA[4]
Politechnika Lubelska

BADANIE PROCESÓW LOGISTYCZNYCH PRZEDSIĘWZIĘĆ DROGOWYCH

STRESZCZENIE

Realizacja przedsięwzięć drogowych stanowi duże wyzwanie pod względem technicznym, ekonomicznym, organizacyjnym. Wielkość przedsięwzięć i skomplikowane warunki realizacji robót liniowych i obiektów drogowych wymagają wsparcia dobrze przygotowaną logistyką. Struktura systemu logistycznego, stosowane strategie zarządzania logistyką budowy oraz modele obsługi logistycznej wpływają na koszty logistyczne i w efekcie efektywność realizacji przedsięwzięć. Potrzeba uwzględnienia logistyki w zarządzaniu przedsięwzięciem zachodzi we wszystkich fazach cyklu inwestycyjnego (od koncepcji projektowych, poprzez budowę i eksploatację). W artykule zaprezentowano wyniki badań procesów logistycznych związanych z przepływami zasobów koniecznych do realizacji robót budowlanych: wyrobów budowlanych, ludzi (w tym zatrudniania podwykonawców, ale też innych uczestników przedsięwzięcia budownictwa drogowego, świadczących usługi na rzecz budowy). Wskazano podstawowe obszary racjonalizacji zadań logistycznych oraz zidentyfikowano podstawowe zakłócenia w przepływach logistycznych. Na podstawie analizy wyników badań oceniono możliwości i stopień zaawansowania wdrażania nowoczesnych koncepcji zarządzania łańcuchem dostaw przy realizacji przedsięwzięć drogowych.

SŁOWA KLUCZOWE: budowa dróg, logistyka, łańcuchy dostaw, zarządzanie

1. WPROWADZENIE

Przedmiotem badań były zadania i procesy logistyczne realizowane przez przedsiębiorstwa budowlane (konsorcja) - wykonawców odcinków autostrad, dróg ekspresowych i obwodnic, ponieważ ich obsługa logistyczna stanowi w dużym stopniu o powodzeniu przedsięwzięcia (kontraktu). Celem logistyki jest zaplanowanie, realizacja i kontrola prze-

[1] sobotka@agh.edu.pl
[2] dpawlus@agh.edu.pl
[3] walach@agh.edu.pl
[4] a.czarnigowska@pollub.pl

mieszczania i rozmieszczania ludzi lub dóbr, oraz działań wspierających z tym związanych, w systemie stworzonym dla osiągnięcia określonych celów (definicja wg Uchwały 14 Kom. Techn. Nr CEN/TC-273 EKN PM.T 1993).

Przemieszczanie (przepływ) zasobów od dostawcy do finalnego odbiorcy odbywa się przez bardziej lub mniej złożone łańcuchy dostaw i podlega zarządzaniu [1]. Zarządzanie logistyczne, tj. decyzje dotyczące logistyki podejmowane w sferze zaopatrzenia, produkcji i ewentualnie zbytu, zależą od wielu czynników stanowiących o warunkach realizacji budowy, a ich optymalizacja wpływa na wyniki techniczno-ekonomiczne przedsięwzięcia. Wiedza z badań stosowanych systemów i strategii zarządzania procesami logistycznymi na poszczególnych budowach dróg, dobre lub złe doświadczenia mogą być bardzo przydatne w racjonalizacji zarządzania logistycznego w innych przedsięwzięciach drogowych (benchmarking) jak i łańcuchach dostaw obejmującym cały cykl inwestycji budowlanej.

Badania obejmowały pięć rodzajów zasobów i ich przepływów. Były to zagadnienia:

- zaopatrzenia w wyroby budowlane – najobszerniejsze,
- zatrudnienia pracowników i podwykonawców robót budowlanych, tj. zaopatrzenie w zasoby ludzkie,
- zatrudnienia wykonawców usług specjalistycznych w tym geodezyjnych i transportowych,
- przepływów informacji,
- logistyki zwrotnej, w tym wywozu odpadów budowlanych (lecz nie analizowanych w tym artykule).

Badania miały charakter pilotażowy. Przeprowadzono je z użyciem kwestionariusza zawierającego pytania otwarte i półzamknięte, w formie wywiadu lub ankiety. Uzyskano odpowiedzi od 11 specjalistów (kierowników projektu, kierowników budów, specjalistów do spraw zaopatrzenia) z 11 różnych przedsiębiorstw, i dotyczących 11 osobnych budów..

W artykule przedstawiono wyniki badań i analizę podstawowych procesów logistycznych związanych z ww. zadaniami oraz zidentyfikowano podstawowe zakłócenia w przepływach zasobów. Na podstawie analizy wyników badań oceniono zarządzanie logistyczne na badanych budowach oraz stopień zaawansowania i możliwości wdrażania nowoczesnych koncepcji zarządzania łańcuchem dostaw przy realizacji przedsięwzięć drogowych.

2. WYNIKI BADAŃ I ICH ANALIZA

2.1 Logistyka zaopatrzenia w wyroby budowlane

Wyniki badań pozwoliły scharakteryzować logistykę zaopatrzenia w wyroby budowlane zużywane masowo w budownictwie drogowym, w szczególności w kruszywa, mieszanki betonowe, bitumiczne, tkaniny techniczne, prefabrykaty żelbetowe, stal itd.

Procesy prowadzące do dostarczenia wyrobów we właściwe miejsce, o właściwym czasie, jakości, ilości itd. (zasada 7W) [3] są, zdaniem respondentów, traktowane równorzędnie z procesami technologicznymi, choć pełnią rolę pomocniczą - nie tworzą wartości dodanej. Dlatego też w strukturach organizacyjnych budowy logistyką zaopatrzenia zajmuje się kierownik budowy (na mniejszych budowach) a na większych budowach wyspecjalizowane zespoły logistyków budowy. Działania logistyków wspierane są zarówno pod względem podejmowania decyzji, jak i planowania oraz organizowania fizycznych przepływów przez odpowiednie komórki w zarządzie dużych przedsiębiorstw, zwłaszcza w odniesieniu do dostaw o dużych kosztach zakupu i wyrobów strategicznych.

Dostawy pewnych wyrobów planowane są centralnie w przedsiębiorstwie (korporacji) realizującym wiele kontraktów, często wspólne dla wszystkich oddziałów i ich zadań. Wykorzystywane tu są korzyści skali. Jeżeli zamówienia realizowane są centralnie to ustalenie warunków transportu i terminów dostaw odbywa się indywidualnie dla danej budowy. Jednak,

jak wynika z badań, około 65% zaopatrzenia realizowane jest przez kierownictwo budowy, dla jednego kontraktu. Występują też przypadki zaopatrywania się w wyroby samodzielnie przez podwykonawców, ale zawsze po akceptacji jakości dostaw przez generalnego wykonawcę – dotyczy to robót „branżowych" tj. specjalistycznych (np. instalacji sanitarnych, oznakowań drogowych, ekranów itd.).

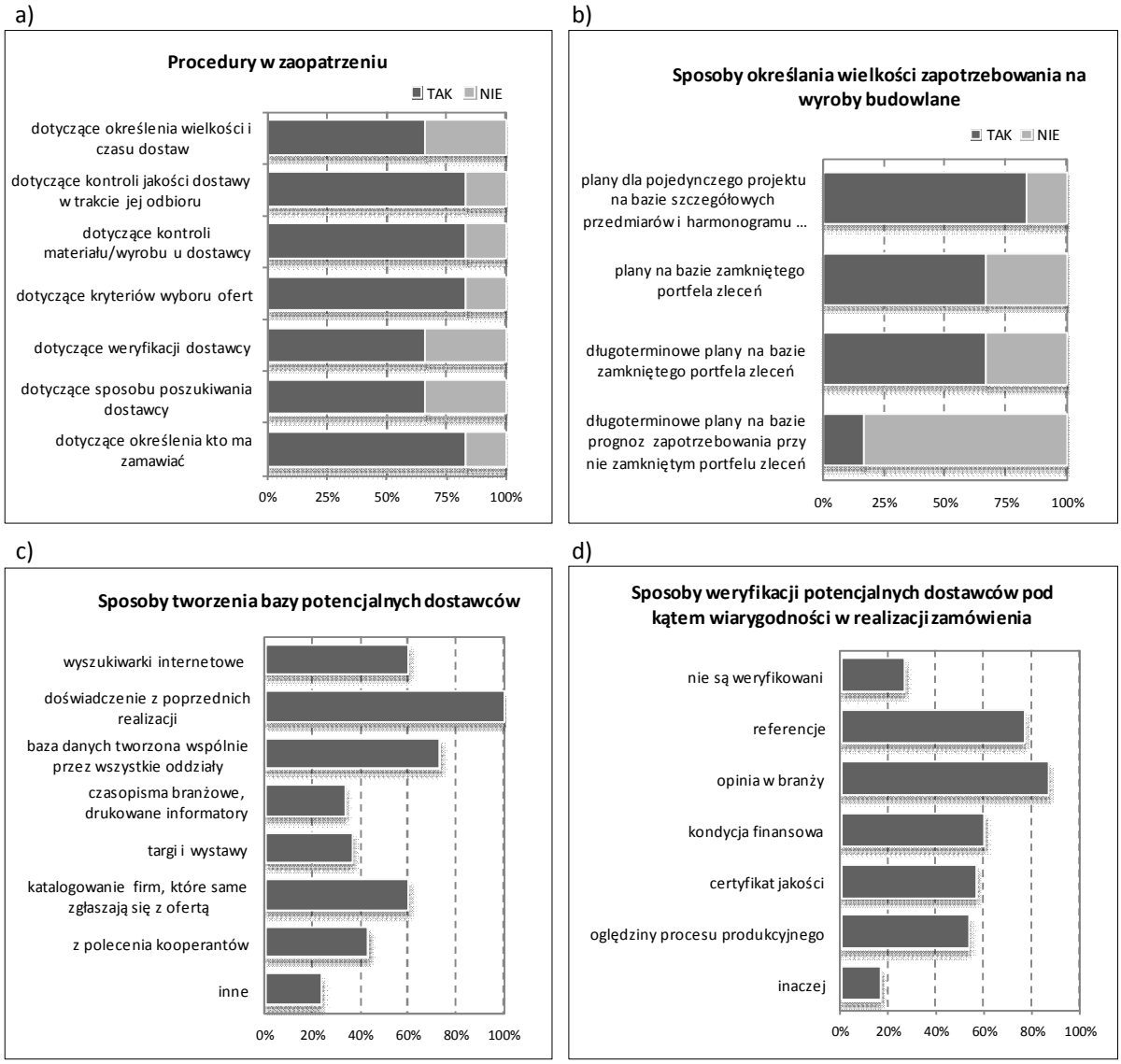
Z uwagi na wielkość zapotrzebowania, bardzo często poszczególne przedsięwzięcia obsługiwane są przez wielu dostawców kruszyw. Na przykład, na budowę autostrady A1 kruszywa do betonów i mieszanek asfaltowych dostarczane były m.in. ze Śląska (pociągiem wahadłowym o ładunku 1000 ton) oraz Szkocji (pociągiem i drogą morską: 50 tys. ton raz na tydzień do Gdańska i 100 tys. ton raz w miesiącu do Gdyni). Tak więc wyzwania logistyczne są ogromne. Przedsiębiorstwa-wykonawcy z zasady posiadają lub organizują własne wytwórnie mieszanek betonowych i bitumicznych na potrzeby swoich budów. Również często posiadają własne kopanie kruszywa.

Przedsiębiorstwa zwykle mają wypracowane procedury postępowania w zakresie wykonywania poszczególnych zadań i procesów, zapewniające wymaganą jakość obsługi logistycznej (rys. 1a), zwłaszcza dla dostaw o dużych wartościach – jednak 1/4 badanych nie przyznaje, by w ich przedsiębiorstwach ustalono formalne kryteria wyboru dostawcy, kontroli jakości wyrobów (zarówno u dostawcy, jak i w chwili przyjmowania dostaw), metod poszukiwania dostawców czy podziału odpowiedzialności za dostawy. Z aż 1/3 wypowiedzi wynika, że w przedsiębiorstwach nie występują sformalizowane procedury dotyczące sposobu poszukiwania wykonawców i ich weryfikacji. Jak często twierdzą respondenci, „procedury nie są ujęte w formie jednolitego dokumentu, ze względu na ograniczoną powtarzalność tak osób jak i kontraktów, i są na bieżąco modyfikowane zależnie od potrzeb", lecz działanie odbywa się zawsze według stałego schematu:

- postępowanie konkursowe – optymalizacja wyboru
- sprawdzenie zgodności oferty z potrzebami
- akceptacja zwierzchników, szczebla zależnego od kwoty transakcji
- podpisanie umowy wg wzorów obowiązujących w firmie
- kontrola dostaw, co do terminowości, jakości, rzetelności rozliczenia i świadczeń gwarancyjnych.

Zadaniem o kluczowym znaczeniu jest określenie zapotrzebowania na wyroby. Na rysunku 1b przedstawiono stosowane metody. Planowanie zapotrzebowania, tj. sposób określenia wielkości zużycia, dostaw i ich terminów odbywa się w różnych horyzontach czasowych i na różnych podstawach. Występują dostawy, które wymagają ścisłego planowania – zwłaszcza przy budowie obiektów typu mosty, wiadukty, gdzie termin odbioru a nawet trasa i czas transportu (duże konstrukcje prefabrykowane) jest ściśle wyznaczona. Planowanie dostaw i poszukiwanie dostawców odbywa się zanim portfel zleceń zostanie zamknięty – na bazie szacunkowej oceny zapotrzebowania dla budów, o które przed-siębiorstwo dopiero zamierza się starać – przedmiotem „poszukiwań" są zasoby, z których dostępnością mogą być kłopoty: kruszywa asfalty, geosyntetyki, oraz zakupów sprzętu, jednostek transportowych i wyposażenia, a horyzont planowania to zazwyczaj jeden rok.

W zdecydowanej większości przypadków dostawcami wyrobów budowlanych są bezpośrednio producenci. W znacznie mniejszym stopniu korzysta się z usług pośredników i hurtowni. Najczęściej stosowanym warunkiem płatności jest przelew w ustalonym terminie za każdą dostawę w ramach zamówienia Nieco rzadziej przyznawano się do udzielania zaliczki w chwili podpisania umowy i regulowania pozostałej należności - sukcesywnie w miarę dostaw, przelewem w wyznaczonym terminie płatności za każdą dostawę w ramach zamówienia, oraz płatność przelewem po zrealizowaniu całości dostaw. Inne formy rozliczeń stosuje się sporadycznie.



Rys.1. Wyniki z badań procesów logistycznych zaopatrzenia w wyroby budowlane

Cena w umowie z dostawcą jest z założenia stała w całym okresie trwania umowy, co potwierdziły wszystkie ankietowane przedsiębiorstwa, chociaż dopuszcza się możliwość jej zmiany podczas realizacji inwestycji (około 80% pozytywnych odpowiedzi).

Podstawowe trudności powodujące zakłócenia w zaopatrzeniu wyrobów to:

- zakłócenia w dostawach z winy dostawców (opóźnienia w terminach dostaw, np. z powodu awarii w kopalniach kruszyw);
- trudności transportowe: z drogami dojazdowymi, niekorzystna polityka państw, np. wzrost opłat drogowych, wysoki koszt, trudności w korzystaniu z tańszego transportu koleją;
- zła jakość towarów – reklamacje wadliwych partii dostaw.

Ryzyko z powodu zakłóceń w dostawach bywa kalkulowane (30% odpowiedzi) i uwzględniane jest w warunkach kontraktu.

2.2 Logistyka zasobów ludzkich

Jednym z rodzajów zasobów, które podlegają zarządzaniu logistycznemu są ludzie – pracownicy. Zasoby ludzkie tj. pracownicy są pozyskiwani (rekrutowani) do pracy, wdrażani do

realizacji zadań firmy, motywowani-nagradzani i zwalniani, a zatem podlegają przemieszczeniom w systemach przepływu dóbr.

Planowanie, jako jedna z funkcji zarządzania, zasobów ludzkich w przedsiębiorstwie może być rozumiane wąsko lub szeroko. Szeroko rozumiane planowanie zasobów ludzkich oznacza ogół decyzji zmierzających do określenia celów strategicznych i działań w ramach poszczególnych obszarów operacyjnych zarządzana zasobami ludzkimi w przedsiębiorstwie. Planowanie zasobów ludzkich w węższym znaczeniu oznacza „przewidywanie niezbędnej w określonym czasie i miejscu liczby pracowników o odpowiednich kwalifikacjach, zmian w stanie i strukturze zatrudnienia oraz wzajemnego przyporządkowania zatrudnionych pracowników do poszczególnych komórek organizacyjnych i stanowisk pracy" [2]. Te działania leżą w obszarze logistyki.

Upraszczając problematykę zasobów ludzkich w nawiązaniu do uzasadnienia prowadzonych badań można zauważyć, że jedną z przyczyn ograniczania zatrudnienia pracowników etatowych w przedsiębiorstwach budowlanych i zatrudniania „obcych", w tym podwykonawców, jest zmienny zakres realizowanej przez przedsiębiorstwa produkcji, co do wymaganych kwalifikacji jak i liczby pracowników.

Celem polityki kadrowej jest zatrudnianie pracowników na etat jest utrzymanie takich, którzy posiadają wiedzę, umiejętności i doświadczenie w wykonywaniu robót wymagających wysokich kwalifikacji, czyli przynoszących zyski. Są to zwykle, w odniesieniu do grupy pracowników nadzoru technicznego, sprawdzeni specjaliści wysokiej klasy zatrudnieni w przedsiębiorstwie nie tylko na jeden kontrakt, (chociaż jest to często stosowane). Natomiast w grupie pracowników fizycznych to pracownicy o kwalifikacjach odpowiednich do wykonywania typowych robót drogowych i mostowych oraz obsługi maszyn i urządzeń budowlanych, zatrudnieni na czas nieograniczony.

Płynność kadr w badanych przedsiębiorstwach jest duża, ale raczej nie utrudnia wykonywania zadań (tak twierdziło 75% respondentów).

Jednakże występują trudności, według ankietowanych przedsiębiorstw, w pozyski-waniu specjalistów wysokiej klasy: inżynierów, kierowników budów, majstrów, montażystów i specjalistów od instalacji, (c.o., gaz, wentylacja, klimatyzacja, instalacje ppoż.), osób z uprawnieniami do obsługi sprzętu budowlanego, tj. urządzeń i maszyn budowlanych używanych przy budowie dróg i mostów.

Wyniki badań odnośnie rodzaju i zakresu (robocizna R, materiały M, urządzenie budowlane w tym maszyny tzw. „sprzęt" S) zlecanych podwykonawcom robót przedstawiono na rys. 2a. Są to przeważnie roboty instalacyjne, wykończeniowe i inżynierskie, przede wszystkim w zakresie robocizny. W mniejszym zakresie zlecane są roboty brukarskie, ziemne i drogowe. Dodatkowe prace projektowe wykonywane są zazwyczaj we własnym zakresie.

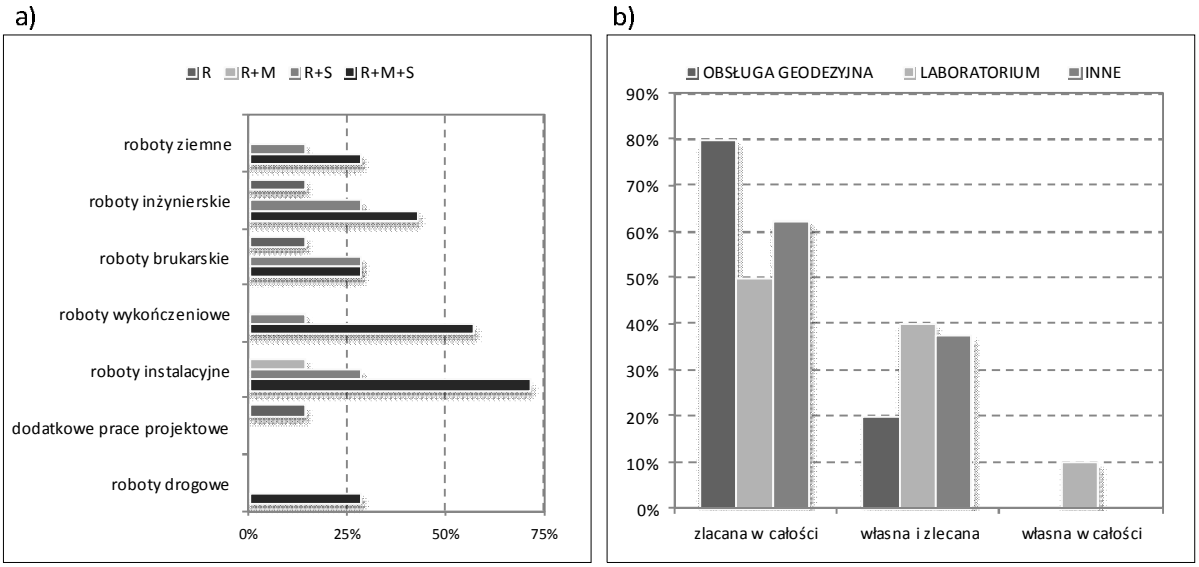
Proporcje w zatrudnieniu pracowników „własnych" a podwykonawców (liczba pracowników, wartość prac) są bardzo różne w zależności od rodzaju przedsięwzięcia i głównego profilu działalności przedsiębiorstwa. Z badań wynika, że nawet 90% robót zlecane jest podwykonawcom lub odwrotnie 90% robót wykonuje przedsiębiorstwo „siłami własnymi".

Do logistyki zarządzania zasobami ludzkimi w przedsięwzięciu budowlanym zaliczono w badaniach sferę usług specjalistycznych (geodezyjnych, laboratoryjnych i innych) oraz transportowych. Wyniki badań przedstawiono na rys.2b.

Jako główne zakłócenia i trudności, które pojawiają się w procesie budowlanym w związku z zatrudnieniem pracowników, ankietowani wymieniali:

- okresowy brak własnej fachowej siły roboczej w związku z równoległą realizacją kilku obiektów,
- nieterminowe realizacje przez podwykonawców powierzonych im zadań,
- okresowe problemy z zatrudnianiem wykonawców do robót kompleksowych,

– niewielka liczba przedsiębiorstw do wykonywania robót specjalistycznych określonego rodzaju i trudność w dostosowaniu terminów / harmonogramów robót zleceniodawcy i zleceniobiorcy,
– opóźnienia w terminach wykonania robót,
– zła jakość robót wykonywanych przez podwykonawców,
– problemy z badaniami laboratoryjnymi - oczekiwanie na wyniki, powtarzanie badań.



Rys. 2. Wyniki badań ankietowych dotyczące a) zadań i robót na placu budowy powierzanych podwykonawcom (R – robocizna, M – materiały, S – sprzęt); b) wykonywania usług specjalistycznych i inżynierskich.

2.3 Zaopatrzenie w sprzęt budowlany i środki transportowe

Roboty drogowe są w dużym stopniu zmechanizowane i gospodarowanie urządzeniami budowlanymi w tym maszynami i środkami transportowymi jest przedmiotem zarządzania logistycznego. Około 70% ankietowanych przedsiębiorstw posiada i wykorzystuje sprzęt własny lub leasingowany, realizując roboty budowlane oraz zatrudnia operatorów oraz kierowców na etat, natomiast pozostałe przedsiębiorstwa - wynajmują z operatorami maszyn. Przedsiębiorstwa ankietowane nie wypożyczają sprzętu własnego lub leasingowanego podwykonawcom. Na rynku jest dużo przedsiębiorstw wynajmujących urządzenia budowlane (maszyny: koparki, ładowarki, żurawie oraz kontenery, deskowania itd.). W większości przedsiębiorstw odpowiedzialność za serwisowanie sprzętu ponosi: oferent, spółka serwisowa, inżynier sprzętowy, dyrektor ds. realizacji.

Jako główne trudności w realizacji zmechanizowanych robót budowlanych wymieniono: awarie maszyn budowlanych, awarie sprzętu elektronicznego, uszkodzenia urządzeń budowlanych, przeglądy okresowe i serwis nowych maszyn.

Powyższe zakłócenia nie wpływają znacząco na terminowość realizacji procesów i nie są uwzględniane w kalkulacji ryzyka.

W zlecaniu usług transportowych lepsze warunki uzyskuje się od dużych przedsiębiorstw transportowych (oferują niższe ceny usług). Trudności w realizacji usług transportowych stwarzają ograniczenia w korzystaniu z dróg publicznych lokalnych i możliwości dojazdowych do frontów robót i składowisk. W zamówieniu podaje się trasy dojazdowe na budowę.

Z badań wynika, że decyzja o ustaleniu tras transportu zależy od różnych czynników i, w zależności od sytuacji i skali dostaw, jest podejmowana na podstawie:
– porozumień spisanych z zarządcami dróg gminnych, powiatowych i wojewódzkich,

– komisyjnych ustaleń najkrótszej trasy, w których bierze udział przedstawiciel firmy wykonawczej i przedstawiciel dostawcy,
– decyzji kierownictwa budowy po uzgodnieniu z zarządzającymi tymi drogami,
– analiz logistyków z firmy wykonawczej,
– propozycji przedsiębiorstwa transportowego w uzgodnieniu z kierownictwem budowy wg uzgodnionych stawek,
– uzgodnień między kierowcą a logistykiem,
– decyzji dostawcy.

Natomiast trudności i zakłócenia związane ze środkami transportowymi i transportem to wpływające na koszty i terminowość robót:
– niekorzystne warunki atmosferyczne,
– w samochodach uszkodzenia opon,
– konieczność przestrzegania rygorystycznych przepisów, co do maksymalnego obciążenia osi pojazdu,
– powszechnie obowiązujące przepisy prawa dotyczące zakazu ruchu samochodami ciężarowymi i ewentualna konieczność uzyskania odpowiednich zezwoleń – przeoczone na etapie planowania,
– opóźnienia w wykonawstwie.

Czynniki te nie są uwzględniane w kalkulacji ryzyka, pomimo że wykonawcy robót drogowych zobowiązani są między innymi do remontu dróg po zakończeniu budowy (przykładowy koszt remontu wynosi 300 tys. zł za km – na podstawie wypowiedzi ankietowanych).

3. PODSUMOWANIE

Wyniki badań ankietowanych przedsiębiorstw, którymi były głównie przedsiębiorstwa z dużym doświadczeniem (np. Skanska powstała w 1887r.) w realizacji trudnych przedsięwzięć, wykonujące odcinki autostrad, dróg ekspresowych i obwodnice miast wskazują na dobrą organizację i wysoki poziom zarządzania obsługą logistyczną realizowanych robót budowlanych.

Przedsiębiorstwa budowlane stosują outsourcing robót budowlanych, zlecając podwykonawcom do wykonania wiele zadań z wygranego przetargu, ale nie stosują outsorcingu obsługi logistycznej. Wynika to z przekonania, że logistyka zwłaszcza zaopatrzenia w wyroby (kruszywa, mieszanek betonowych i bitumicznych, prefabrykatów, stali itd.) realizowana samodzielnie, przez własne zespoły logistyków zapewnia przede wszystkim:
– zakup towarów o lepszej jakości, spełniającej rygorystyczne wymagania;
– uzyskanie wymaganej koordynacji procesów logistycznych i technologicznych, tj. koordynacja harmonogramów robót budowlanych i zadań logistycznych;
– wpływ, na jakość robót zlecanych podwykonawcom dostarczając im o odpowiedniej jakości i terminie materiały;
– korzystanie z efektu skali, ponieważ stosowane w robotach drogowych materiały zużywa się w ogromnych ilościach a także o dużej wartości;

W zaopatrzeniu większości wyrobów do robót drogowych, łańcuchy logistyczne są krótkie. Zwykle występują tylko trzy ogniwa (dla materiałów używanych w sposób masowy), są to: producent, transport, plac budowy.

Obsługa logistyczna budowy i zarządzanie logistyką traktowane jest w przedsiębiorstwach - wykonawcach, jako „core competency", – czyli umiejętności i funkcje, które są podstawowymi źródłami przewagi konkurencyjnej i których przedsiębiorstwo nie

powinno nigdy przekazywać, wpływające w sposób zasadniczy na sukces. Zapewniają fundamentalną podstawę dla osiągnięcia wartości dodanej.

Ankietowane przedsiębiorstwa przyznają, że nie analizują kosztów obsługi logistycznej w formie wyceny kosztów. Trudno ocenić, jakim kosztem realizują stojące przed nimi wyzwania logistyki. Nie padła pozytywna odpowiedź, czy stosują metody matematyczne tj. rachunek optymalizacyjny w podejmowaniu decyzji w zarządzaniu łańcuchem dostaw [1]. Koszty budowy dróg są wysokie np. koszt budowy niektórych odcinków autostrady A1 50 mln zł na 1 km (dane od wykonawcy). Może optymalizacja zaopatrzenia z punktu minimalizacji kosztów przyniosłaby obniżenie kosztów budowy? Obecnie podstawowym kryterium jest zapewnienie ciągłości robót (dbanie by nie było zjawiska przerw pracy z powodu braku zasobów) i jakości dostarczanych zasobów. Należy jednak pamiętać, że system realizacji przedsięwzięcia typu „generalne wykonawstwo" (w przeważającej liczbie kontraktów) jest pod względem elastyczności zaopatrzenia w wyroby bardziej „sztywny" niż system „design-build", w którym są większe możliwości wdrożenia innowacyjności technologicznych z uwzględnieniem logistyki przedsięwzięcia w całym jego cyklu.

Artykuł opracowano w ramach projektu badawczego nr 2124/B/T02/2011/40.

Piśmiennictwo

[1] O'Brien W.J., Formoso C.T., Vrijhoef R., and London K.A.: Construction supply chain management. Handbook. CRC Press Taylor &Francis Group. LLC, USA, 2009.
[2] Pocztowski A.: Zarządzanie zasobami ludzkimi. Zarys problematyki i metod. Antykwa, Kraków 1998.
[3] Sobotka A.: Logistyka przedsiębiorstw i przedsięwzięć budowlanych. Wyd. Uczelniane AGH, Kraków 2010.

SURVEY ON LOGISTIC PROCESSES OF ROAD PROJECTS

Summary

Road projects are a technical, financial, and organizational challenge. The scale of these projects, and usually complex conditions of their delivery, require a carefully analysed logistic support. The structure of a project logistic system, construction logistic management strategies and models of logistic services have a considerable impact on project costs, and therefore – on the project's outcome. Logistic processes are present at all stages of the project life cycle – from earliest design concepts, through construction, to operation phase. The paper presents results of a survey on logistic flows of resources required for the construction phase: construction materials, workforce, subcontractors and other entities that provide the project with services. The results allowed main areas for potential improvement to be established and main reasons for disruption in logistic flows to be identified. The survey provided input for assessing possibilities, or the actual level, of implementing the concept of supply chain management (SCM) to road construction.

KOMPOZYTY
W
BUDOWNICTWIE

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Renata KOTYNIA[1]
Katedra Budownictwa Betonowego Politechnika Łódzka

UDZIAŁ KOMPOZYTÓW POLIMEROWYCH W NOŚNOŚCI NA ŚCINANIE WZMOCNIONYCH BELEK ŻELBETOWYCH

STRESZCZENIE

Praca dotyczy zagadnienia wzmacniania stref przypodporowych belek żelbetowych na ścinanie przy użyciu materiałów kompozytowych. Zaproponowano metodę obliczania udziału zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie elementów wzmocnionych sposobem „S", „U" i „W", popartą komentarzem i doświadczalną weryfikacją.

SŁOWA KLUCZOWE: nośność, ścinanie, żelbet, wzmocnienie, materiał kompozytowy

1. WPROWADZENIE

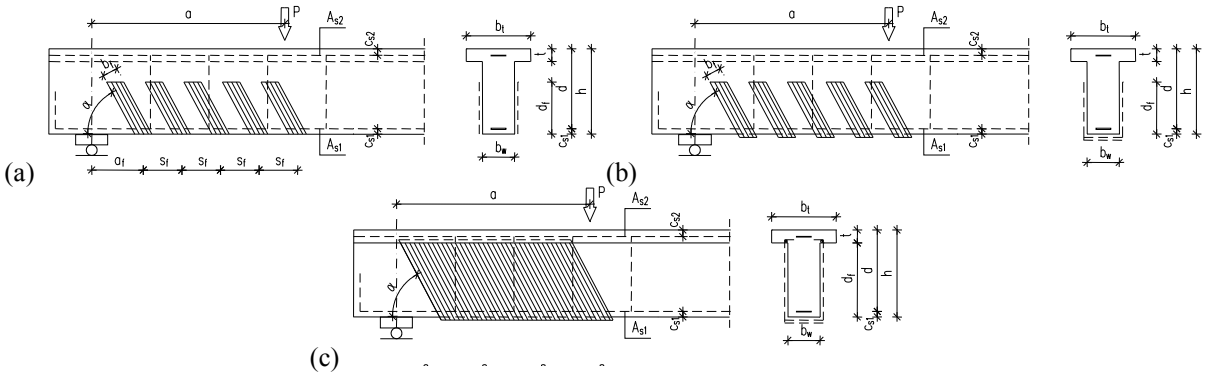
Zagadnienie nośności na ścinanie stref przypodporowych w konstrukcjach żelbetowych jest przedmiotem intensywnych badań doświadczalnych prowadzonych w ośrodkach badawczych na całym świecie od ponad 100 lat.

Problem ścinania staje się tym bardziej złożony, gdy ze względu na niedobór nośności istniejącego zbrojenia poprzecznego element wymaga wzmocnienia. Wówczas można zastosować tradycyjne, powszechnie znane w praktyce inżynierskiej sposoby wzmacniania konstrukcji żelbetowych lub materiały kompozytowe przyklejane na zewnętrznej powierzchni elementów, pełniące rolę dodatkowego ich zbrojenia na ścinanie. Kompozyty polimerowe zbrojone różnymi typami włókien są odporne na wpływy atmosferyczne, agresywne środowisko oraz oddziaływania dynamiczne. Ponadto z uwagi na kilkakrotnie mniejszy ciężar w porównaniu ze stalą są łatwiejsze w stosowaniu oraz ich użycie skraca czas niezbędny do wykonania wzmocnienia.

Problem wzmacniania na ścinanie przy użyciu kompozytów jest znacznie trudniejszy niż w wypadku tradycyjnego żelbetu, ze względu na:
- idealnie sprężystą charakterystykę wytrzymałościową materiałów kompozytowych,
- anizotropową budowę kompozytów, co staje się istotne przy ich obciążaniu pod kątem do głównego kierunku włókien,
- wrażliwość włókien na zagięcia, zwłaszcza w miejscach krawędzi przekrojów,
- niebezpieczeństwo przerwania włókien przy stosowaniu mechanicznych łączników,
- wrażliwość przyczepności kompozytu do betonu na wiele czynników (wytrzymałość betonu, stan jego powierzchni, sztywność kompozytu, jakość wykonania wzmocnienia).

[1] renata.kotynia@p.lodz.pl

W zależności od sposobu przyklejenia materiału kompozytowego na powierzchni belki, można wyróżnić trzy rodzaje wzmocnienia stref przypodporowych na ścinanie: „S” – przyklejane jedynie na bocznych powierzchniach belki (bez kotwienia końców), „U” – przyklejane jednocześnie na powierzchniach bocznych i spodniej oraz „W” - w postaci zamkniętych strzemion obejmujących cały przekrój belki (rys. 1).



Rys. 1. Sposoby wzmocnienia belek na ścinanie materiałami FRP (a) „S”, (b) „U”, (c) „W”

Mimo dużej liczby publikacji dotyczących wzmacniania żelbetowych belek wzmocnionych na ścinanie przy użyciu materiałów kompozytowych, większość obowiązujących zaleceń normowych opiera się na założeniach, zaadaptowanych z wytycznych do projektowania stalowego zbrojenia na ścinanie w typowych konstrukcjach żelbetowych [1, 2]. W świetle tych założeń udział zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie określa się na podstawie uśrednionych efektywnych odkształceń zbrojenia kompozytowego. Takie podejście nie uwzględnia różnic charakterystyk materiałowych stali i materiałów kompozytowych oraz wzajemnego oddziaływania poprzecznego zbrojenia stalowego i kompozytowego.

Autorka zaproponowała w pracy własną metodę obliczania udziału zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie elementów wzmocnionych sposobem „S”, „U” i „W”, popartą komentarzem i doświadczalną weryfikacją wykonaną na podstawie badań obcych i własnych. Analizę wyników doświadczalnych wykorzystanych w tej pracy autorka przedstawiła w [4].

2. METODOLOGIA OBLICZANIA NOŚNOŚCI NA ŚCINANIE

Wszystkie publikowane dotąd metody obliczania elementów żelbetowych wzmocnionych na ścinanie materiałami kompozytowymi, przyklejanymi na powierzchni betonu [1, 2, 3], zakładały, że nośność wzmocnionego elementu jest sumą trzech składników: nośności betonu V_c, poprzecznego zbrojenia stalowego V_s i kompozytowego V_f.

$$V_R = V_c + V_s + V_f \tag{1}$$

Siłę poprzeczną przenoszoną przez beton można policzyć jak dla elementu bez poprzecznego zbrojenia stalowego zgodnie z obowiązującymi normami dotyczącymi konstrukcji żelbetowych. Udział stalowych i kompozytowych strzemion w nośności na ścinanie jest uwzględniany w podobny sposób, jak zbrojenia spinającego ukośną rysę. Nośność na ścinanie stalowego zbrojenia można wyznaczyć na podstawie klasycznej analogii kratownicowej, a nośność kompozytowych strzemion zależna od sposobu wzmocnienia będzie zaproponowana w dalszej części referatu.

3. AUTORSKA PROPOZYCJA OBLICZANIA UDZIAŁU KOMPOZYTOWEGO ZBROJENIA W NOŚNOŚCI NA ŚCINANIE

Podstawowe założenie stanowi mechanizm zniszczenia wzmocnionego elementu dostosowany do sposobu wzmocnienia. Analizę typów zniszczenia belek wzmocnionych na ścinanie materiałami kompozytowymi FRP przedstawiono w pracy [4]. O zniszczeniu elementów wzmocnionych sposobem „S” i „U” decyduje odspojenie zbrojenia kompozytowego od betonu. Natomiast w elementach wzmocnionych obwodowymi pętlami (typ „W”) zniszczenie rozpoczyna się odspojeniem kompozytu od bocznych powierzchni belki, co po przekroczeniu jego wytrzymałości na rozciąganie doprowadza do zerwania tego zbrojenia. W dwóch pierwszych typach wzmocnienia („U” i „S”) obowiązują warunki przyczepności taśmy do betonu na długości jej zakotwienia L_i poza krawędź rysy niszczącej. Natomiast w wypadku wzmocnienia obwodowego (typu „W”) można uznać za poprawne przyjęcie hipotezy kratownicowej.

Na podstawie wyników doświadczalnych badań [4] uzasadnione jest przyjęcie założenia o nierównomierności naprężeń w kompozytowych strzemionach na długości ukośnej rysy. Taka opinia upoważnia autorkę do analizowania warunków przyczepności każdej przeciętej taśmy osobno, odpowiednio do jej długości zakotwienia poza krawędź rysy.

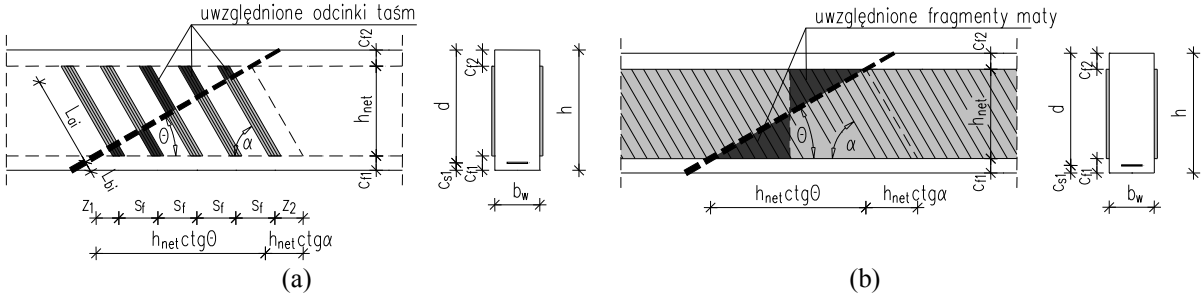
3.1. Metoda obliczania udziału zbrojenia kompozytowego typu „S” i „U” w nośności na ścinanie

W modelu „S” i „U” analizowane są warunki zakotwienia każdej z taśm przeciętych ukośną rysą niszczącą. W zależności od położenia rysy względem grupy taśm, różna będzie długość ich zakotwienia poza krawędź rysy. Udział zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie w modelach „S” i „U” można wyrazić sumą sił P_i przenoszonych przez każdą z taśm przeciętych tą rysą

$$V_f = 2\sum_{i=1}^{n_{f\,min}} P_i \sin\alpha \tag{2}$$

W zależności od wartości kąta Θ nachylenia ukośnej rysy niszczącej oraz kąta α nachylenia zbrojenia kompozytowego do podłużnej osi elementu, różna jest liczba przeciętych taśm n_{fmin}, opisana zależnością

$$n_{f\,min} = \frac{h_{net}}{s_f}\left(\mathrm{ctg}\Theta + \mathrm{ctg}\alpha\right) \tag{3}$$



Rys. 2. Schemat obliczania długości zakotwienia zbrojenia FRP przyklejonego na bocznych powierzchniach belki (typ „S”) wzmocnionej (a) taśmami, (b) matami

W każdym z modeli „S” i „U” rozważane są dwa możliwe przypadki wzajemnego położenia grupy taśm względem ukośnej rysy (pokazane na rys. 2 i 3):

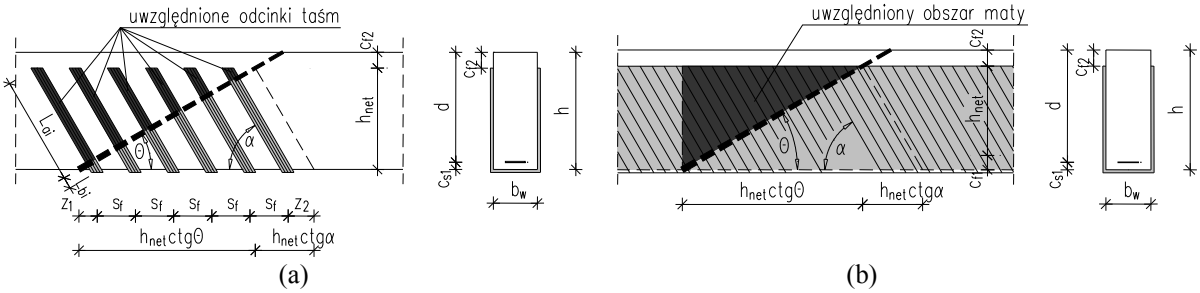
- pierwszy, w miejscu końca przyklejonego zbrojenia $z_1 = z_2 = s_f$, wtedy długość zakotwienia $L_0 = 0$,

$$z_1 = z_2 = \frac{h_{net}(\mathrm{ctg}\alpha + \mathrm{ctg}\theta) - n_{f\,min} s_f}{2} \tag{4}$$

- drugi, kiedy początek rysy znajduje się przed końcem pierwszej taśmy.

Długość L_0 można wyrazić wzorem:

$$L_0 = z_1 \frac{\sin\theta}{\sin(\alpha + \theta)} \tag{5}$$



Rys. 3. Schemat obliczania długości zakotwienia zbrojenia FRP przyklejonego w sposób „U” przy wzmocnieniu (a) taśmami, (b) matami

W każdej z trzech procedur obliczania nośności zbrojenia kompozytowego („S”, „U” i „W”), autorka uwzględniono trzy możliwe wartości kąta nachylenia ukośnej rysy niszczącej, zależne od stopnia istniejącego stalowego zbrojenia poprzecznego ρ_s, określone na podstawie badań doświadczalnych [4] jako:

- $\theta = 35^o$ dla $\rho_s < 0{,}1\ \%$
- $\theta = 40^o$ dla $0{,}1\ \% \le \rho_s < 0{,}2\ \%$
- $\theta = 45^o$ dla $\rho_s \ge 0{,}2\ \%$

Zgodnie z założeniami pokazanymi na rys. 2 i 3 w obliczeniach nośności na ścinanie uwzględnia się krótszy z odcinków zakotwienia taśmy poza krawędź ukośnej rysy, opisany zależnością

$$L_{i_{min}} = \min\begin{cases} L_{ai} = L_o + iL_s \\ L_{bi} = L_f - (L_o + iL_s) \end{cases} \tag{6}$$

gdzie: $L_s = \dfrac{s_f \sin\theta}{\sin(\alpha + \theta)}$

Każda z przeciętych taśm przenosi siłę rozciągającą P_i zależną od długości odcinka przyklejonej taśmy, określoną na podstawie modelu przyczepności kompozytu do betonu [5] i wyrażoną zależnością:

$$P_i = \beta_1 b_f \sqrt{2E_f t_f G_f} \tag{7}$$

gdzie: G_f – energia pękania betonu przy odspojeniu kompozytu,

$$G_f = 0{,}308\beta_w^2\sqrt{f_{ct}}\,, \qquad \beta_w = \sqrt{\frac{2{,}0 - b_f / b_c}{1{,}0 + b_f / b_c}}$$

b_f – szerokość taśmy, b_c – współpracująca szerokość betonu

$b_c = s_f \sin\alpha$ - dla taśm, $b_f / b_c = 1{,}0$ - dla ciągłych mat

β_1 – współczynnik określający warunki przyczepności kompozytu do betonu

$\beta_1 = 1{,}0$ jeśli $L_i > L_e$, $\beta_1 = \sin(\pi L / 2L_e)$ jeśli $L_i \le L_e$

Efektywna długość zakotwienia kompozytu L_e określa zależność

$$L_e = a + \frac{1}{2\lambda_1}\ln\frac{\lambda_1 + \lambda_2 \mathrm{tg}(\lambda_2 a)}{\lambda_1 - \lambda_2 \mathrm{tg}(\lambda_2 a)} \tag{8}$$

gdzie: $\lambda_1 = \sqrt{\dfrac{\tau_{max}}{\delta_o E_f t_f}}$, $\lambda_2 = \sqrt{\dfrac{\tau_{max}}{(\delta_f - \delta_o) E_f t_f}}$

$\tau_{max} = \alpha_1 \beta_w f_{ct}$, $\alpha_1 = 1{,}5$,

$$a = \frac{1}{\lambda_2}\arcsin\left[0{,}99\sqrt{\frac{\delta_f - \delta_o}{\delta_f}}\right], \qquad \delta_f = \frac{0{,}4107}{\sqrt{f_{ct}}},\ \delta_o = 0{,}0195\beta_w f_{ct}$$

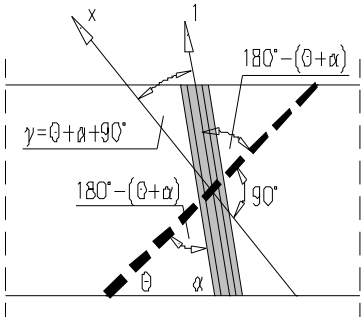
W zależności od położenia ukośnej rysy względem grupy taśm, udział zbrojenia kompozytowego można opisać dwiema granicznymi nośnościami tego zbrojenia na ścinanie, odpowiadającymi minimalnej n_{fmin} i maksymalnej n_{fmax} liczbie taśm przeciętych ukośną rysą:

$$V_{f1,2} = 2\sum_{i=1}^{n_{f\,min},\,n_{f\,max}} P_i(L_i)\sin\alpha \tag{9}$$

Pierwsza wartość V_{f1} określa minimalną, a druga V_{f2} maksymalną nośność tego zbrojenia na ścinanie.

3.2. Określenie wpływu nachylenia włókien kompozytu do kierunku działania naprężeń rozciągających

Rozważając możliwość nieosiowego obciążenia zbrojenia kompozytowego, przeciętego ukośną rysą, autorka proponuje uwzględnić ten fakt w postaci redukcji modułu sprężystości podłużnej kompozytu E_f. Materiały kompozytowe mają budowę ortotropową, co oznacza różne ich warunki wytrzymałościowe w kierunku równoległym i prostopadłym do włókien. Kierunek działania obciążenia ma decydujące znaczenie na siły rozciągające przenoszone przez zbrojenie przecięte rysą (rys. 4).



Rys. 4. Nieosiowe obciążenie włókien kompozytu skrzyżowanego z rysą

Z analizy wytrzymałościowej materiałów kompozytowych o budowie ortotropowej opisanej w pracach [3] i [4] wynika, że moduł sprężystości kompozytu w kierunku obciążenia E_x można wyrazić funkcją kąta γ nachylenia włókien do kierunku działającego obciążenia:

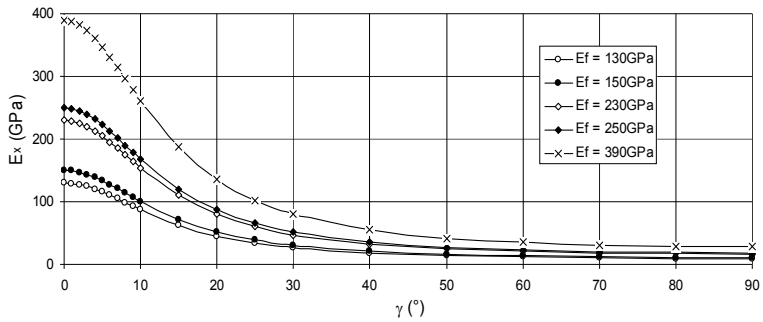
$$E_x(\gamma) = E_f k_E \tag{10}$$

gdzie: $k_1 = \dfrac{E_1}{E_2}$, $k_2 = \dfrac{E_1}{G_{12}}$, $k_E = \dfrac{1}{\cos^4\gamma + k_1 \sin^4\gamma + (k_2 - 2\nu)\cos^2\gamma \sin^2\gamma}$.

Współczynniki k_1 i k_2 (tab. 1) określają odpowiednio wpływ modułu sprężystości podłużnej E_1 i poprzecznej E_2, oraz wpływ modułu odkształcenia postaciowego G_{12} oraz współczynnika Poissona przyjętego jako $\nu = 0{,}35$ [4]. Graficzną interpretację wpływu E_f i γ dla włókien węglowych przedstawiono na rysunku 5.

Tablica 1. Wartości współczynników k_1 i k_2 [3]

Typ włókien	k_1	k_2
szklane, $E_f \leq 80$ GPa	4,42	8,76
szklane, $E_f > 80$ GPa	2,44	5,06
węglowe	13,6	19,10
aramidowe	15,30	27,80



Rys. 5. Wpływ nachylenia włókien węglowych do osi obciążenia na moduł sprężystości E_x

W elementach wzmocnionych sposobem „S" (rys. 2) w obliczeniach uwzględnia się tylko krótsze odcinki zakotwienia taśm poza krawędź rysy. Natomiast w belkach wzmocnionych sposobem „U" (rys. 3), w nośności na ścinanie uwzględnia się tylko te odcinki taśm, które są położone nad ukośną rysą (po przeciwnej stronie zakotwienia).

Wówczas siłę przenoszoną przez każdą z przeciętych taśm można policzyć według (11) w zależności :

$$P_i = \beta_1 b_f \sqrt{2k_E E_f t_f G_f} \quad \text{dla} \quad L_i \leq L_e \quad \text{oraz} \quad P_i = b_f \sqrt{2k_E E_f t_f G_f} \quad \text{dla} \quad L_i > L_e \tag{11}$$

a nośność zbrojenia kompozytowego opisuje wzór (9).

Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych nośności zbrojenia kompozytowego dla belek wzmocnionych sposobem „S" i „U" zamieszczono odpowiednio na rysunkach 6 i 7.

3.3. Metoda obliczania nośności na ścinanie zbrojenia kompozytowego typu „W"

Wyniki badań elementów wzmocnionych sposobem „W" potwierdzają, że po odspojeniu odcinków zbrojenia kompozytowego na bocznych powierzchniach belki, do zniszczenia dochodzi na skutek zerwania tego zbrojenia. W pełni uzasadnione jest więc przyjęcie modelu kratownicowego i wyrażenie nośności kompozytu w podobny sposób, jak poprzecznego zbrojenia stalowego. Wpływ nieosiowego obciążenia kompozytu oraz braku odpowiednio przygotowanej krawędzi belki autorka uwzględnia w postaci globalnego współczynnika $k = 0{,}45$, określonego empirycznie. Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych nośności zbrojenia kompozytowego typu „W" zamieszczono na rysunku 7.

$$V_f = \frac{2b_f t_f}{s_f} k f_f z(\mathrm{ctg}\theta + \mathrm{ctg}\alpha)\sin\alpha \tag{12}$$

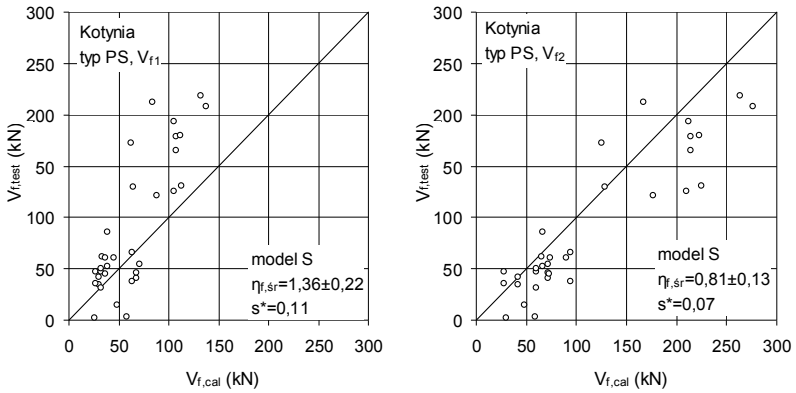
4. WERYFIKACJA DOŚWIADCZALNA AUTORSKIEJ METODY OBLICZANIA UDZIAŁU ZBROJENIA KOMPOZYTOWEGO W NOŚNOŚCI NA ŚCINANIE

Dla każdej z analizowanych serii belek o przekroju prostokątnym wzmocnionych sposobem „S”, „U” lub „W” – oznaczonych odpowiednio PS, PU lub PW, porównano średnie wartości współczynnika wzmocnienia określonego wzorem:

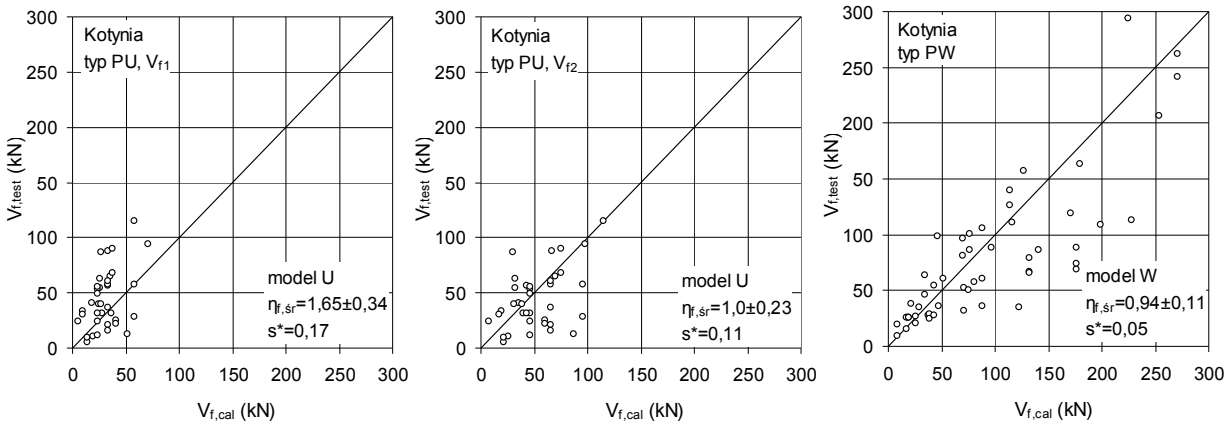
$$\eta_{f,śr} = V_{f,test} / V_{f,cal} \pm s^* t_{N,95\%} \tag{13}$$

gdzie: s* jest odchyleniem standardowym średniej arytmetycznej, obliczanym jako $s^* = \sqrt{\frac{1}{n(n-1)}\sum_{i=1}^{n}\left(\eta_{fi} - \eta_{f,śr}\right)^2}$, n – liczba wyników tej samej wielkości, i – numer pomiaru, $\eta_{f,i}$ – kolejny wynik współczynnika w danej serii wyników, $\eta_{f,śr}$ – średnia wartość współczynnika wzmocnienia, $t_{N,95\%}$ - współczynnik wynikający z teorii tzw. rozkładu Studenta, zależny od poziomu ufności i liczby pomiarów, przyjęty w pracy na poziomie ufności 95%. Zapis $\eta_{f,śr} \pm s^* t_{N,95\%}$ należy interpretować w ten sposób, że odchylenie wyniku $\eta_{f,i}$ od wartości średniej $\eta_{f,śr}$ o wartość $s^* t_{N,95\%}$ wystąpi z prawdopodobieństwem 95%.

Porównanie wyników nośności zbrojenia kompozytowego w belkach ze wzmocnieniem typu „S” (rys. 6) określa średnie wartości $\eta_{f,śr}$ odpowiadające minimalnej $V_{f1}^{(s)}$ i maksymalnej $V_{f2}^{(s)}$ granicy tych nośności, przy stosunkowo niedużym rozrzucie wyników.



Rys. 6. Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych nośności na ścinanie zbrojenia kompozytowego typu „S” w belkach prostokątnych [4]



(a) (b) (c)

Rys. 7. Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych nośności na ścinanie zbrojenia kompozytowego typu: a) i b) „U” oraz c) „W” [6]

W wypadku belek wzmocnionych sposobem „U” wyniki doświadczalne mieszczą się w przedziale dolnej i górnej granicy wartości obliczeniowych V_{f1} i V_{f2} (rys. 7a, b). Porównanie belek wzmocnionych sposobem „W” (rys. 7c) również potwierdza poprawność przyjętej metody obliczeniowej.

5. PODSUMOWANIE

Zgodność wyników doświadczalnych i obliczeniowych świadczy o poprawności zaproponowanej przez autorkę metody obliczania udziału zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie. Obliczeniowa nośność V_{f1} belek wzmocnionych sposobem „U” jest zaniżona w stosunku do wyników doświadczalnych $\eta_{f1,śr}^{(u)} = 1,65 \pm 0,34$, podczas gdy wartość V_{f2} odpowiada tej z badań $\eta_{f2,śr}^{(u)} = 1,0 \pm 0,23$. Analiza porównawcza belek wzmocnionych sposobem „W” również potwierdza poprawność przyjętej metody obliczeniowej, dla której $\eta_{f1,śr}^{(w)} = 0,94 \pm 0,11$. Na uwagę zasługuje fakt, że proponowany model obliczeniowy dla elementów wzmocnionych sposobem „S” i „U” uwzględnia wpływ nieosiowego obciążenia kompozytu, nie analizowany jak dotąd w żadnych oficjalnych zaleceniach. Uogólnieni powyższych wniosków wymaga analizy większej liczby wyników doświadczalnych badań belek o przekroju teowym i wysokości powyżej 500mm, wzmocnionych na ścianie przy użyciu kompozytów polimerowych.

Piśmiennictwo

[1] fib Technical Report, Bulletin No 14 (2001) Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures, 2001.
[2] ACI 440.2R-08. ACI Committee 440, Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. American Concrete Institute, Detroit, MI, 2008.
[3] CNR DT 200. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures, National Research Council, Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction, 2004.
[4] Kotynia R.: Wzmacnianie żelbetowych belek na ścinanie za pomocą kompozytów polimerowych. Rozprawa habilitacyjna, Łódź, 2011.
[5] Lu X.Z., Teng J.G., Ye L.P., Jiang J.J.: Bond-slip models for FRP sheets/plates externally bonded to concrete. Engineering Structures, Vol. 27 (6), s. 938-950, 2005.

POLYMER COMPOSITES CONTRIBUTION IN SHEAR CAPACITY OF STRENGTHENED REINFORCED CONCRETE BEAMS

Summary

The paper concerns shear strengthening of reinforced concrete beams with polymer composites. A method of calculating composite contribution in the shear capacity of RC beam strengthened with S", "U" and "W" systems is proposed. A comparison of calculated and test shear FRP contribution confirms correctness of the proposed method for all types of strengthening.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Renata KOTYNIA[1]
Krzysztof LASEK[2]
Michał STAŚKIEWICZ[3]
Katedra Budownictwa Betonowego, Politechnika Łódzka

DOŚWIADCZALNE BADANIA ŻELBETOWYCH BELEK WZMOCNIONYCH NA ZGINANIE PRZY UŻYCIU NAPRĘŻONYCH TAŚM CFRP

STRESZCZENIE

W pracy przedstawiono wyniki doświadczalnych badań żelbetowych belek wzmocnionych na zginanie przy użyciu naprężonych taśm z włóknami węglowymi, przyklejanych na spodniej powierzchni tych elementów. Na ogół istniejące konstrukcje żelbetowe wymagające wzmocnienia są obciążone przed wzmocnieniem. Aby uwzględnić ten wpływ na efektywność wzmocnienia, przyjęto dwa stopnie obciążenia belek przed wzmocnieniem, odpowiadające 25% i 75% nośności belki niewzmocnionej. Program badań obejmował pięć elementów wzmocnionych pod wstępnym obciążeniem wywołanym ciężarem własnym lub jednocześnie ciężarem własnym i dodatkowym obciążeniem zewnętrznym w postaci sił skupionych. Kolejnym rozpatrywanym parametrem był wpływ przyczepności kompozytu na efektywność wzmocnienia. Badania wykazały wysoką efektywność tego typu wzmocnienia zarówno w stanie granicznym nośności (wzrost nośności w zakresie 1,7 do 2,2 nośności elementu niewzmocnionego), jak i w stanie granicznym użytkowalności poprzez zamknięcie rys i ograniczenie ugięć.

SŁOWA KLUCZOWE: taśmy CFRP, sprężanie, wzmacnianie, belki żelbetowe, zginanie

1. WPROWADZENIE

Materiały kompozytowe z włókien węglowych (Carbon Fiber Reinforced Polymer - CFRP) w postaci sztywnych laminatów i wiotkich mat są już dość powszechnie stosowane do wzmocnień konstrukcji żelbetowych metodą przyklejania na zewnętrznej powierzchni betonu przy użyciu epoksydowej zaprawy klejowej. Wiele badań doświadczalnych przeprowadzonych na zginanych żelbetowych elementach wzmocnionych kompozytami CFRP wykazało dość niską efektywność tej techniki, spowodowaną zniszczeniem elementu na skutek nagłego odspojenia tego materiału od powierzchni betonu w obszarze rys typowych dla zginania.

[1] renata.kotynia@p.lodz.pl
[2] krzysztof.lasek@p.lodz.pl
[3] michal.staskiewicz@p.lodz.pl

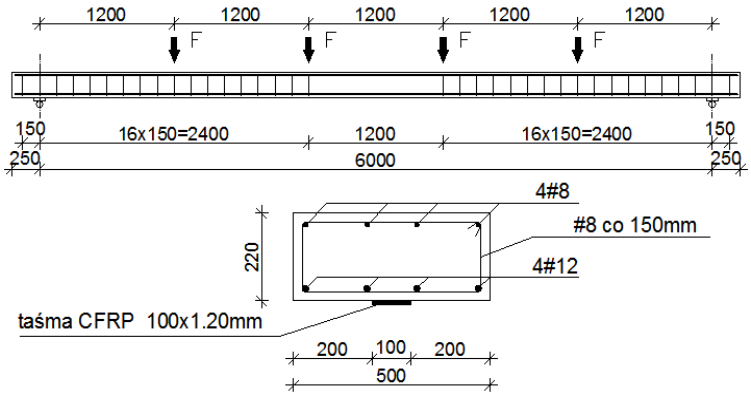
Mimo, że wzmocnienie konstrukcji przy użyciu biernych taśm CFRP zwiększa jej nośność, nie wpływa jednak znacząco na poprawę warunków użytkowalności (tzn. szerokości rozwarcia rys i ugięć). W celu zwiększenia tego wpływu na stan graniczny użytkowalności oraz poziom wykorzystania wytrzymałości taśm na rozciąganie, zaproponowano wstępne ich naprężenie. Pozwoliło to zmniejszyć ugięcia wzmacnianych elementów, zmniejszyć rozwarcie rys, ograniczyć naprężenia w stalowym zbrojeniu podłużnym, zmniejszyć odkształcenia żelbetowego elementu oraz znacząco zwiększyć jego nośność.

Wzmacnianie istniejących konstrukcji żelbetowych wymaga uwzględnienia poziomu obciążenia konstrukcji przed wzmocnieniem. W doświadczalnych badaniach elementów wzmocnionych czynnie na ogół nie uwzględnia się historii obciążenia elementu przed wzmocnieniem. W celu przeanalizowania tego zagadnienia autorzy pracy zaproponowali program badań doświadczalnych obejmujący elementy wzmocnione przy dwóch różnych stopniach obciążenia, wywołanych odpowiednio ciężarem własnym i obciążeniem zewnętrznym odpowiadającym 25 i 75% nośności elementu niewzmocnionego. Innym analizowanym parametrem był wpływ przyczepności taśm CFRP na efektywność wzmocnienia. W tym celu część belek wzmocniono taśmami przyklejonymi na całej ich długości, a w innym przypadku wzmocnienie stanowiła nieprzyklejona naprężona taśma zakotwiona jedynie na końcach.

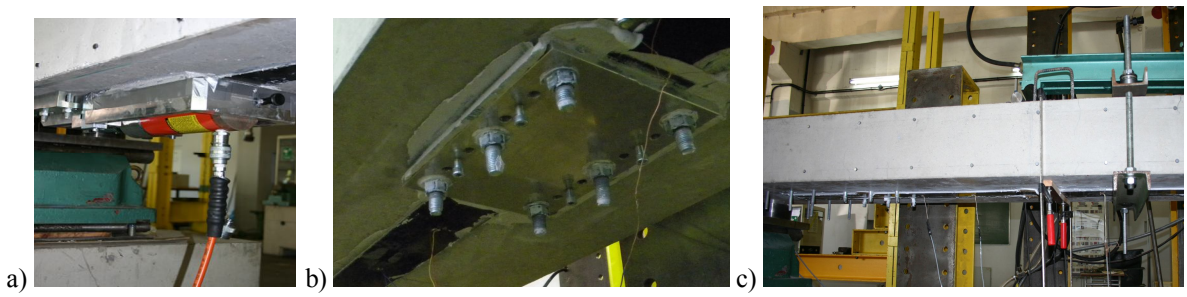
2. OPIS BADAŃ

Program badań realizowanych w laboratorium Katedry Budownictwa Betonowego Politechniki Łódzkiej obejmował pięć jednoprzęsłowych, wolnopodpartych belek (od P3 do P7), wzmocnionych przy użyciu wstępnie naprężonych taśm z włókien węglowych CFRP. Belki o przekroju poprzecznym 500×220mm i rozpiętości w osiach podpór 6000mm zbrojono dołem czterema prętami żebrowanymi o nominalnej średnicy 12mm (ρ_s=0,5%), a górą czterema prętami o średnicy 8mm. Zbrojenie poprzeczne stanowiły strzemiona o nominalnej średnicy 8mm w rozstawie 150mm. Do wykonania elementów użyto betonu towarowego klasy C30/37.

Belki wzmocniono taśmami o szerokości 100mm i grubości 1,2mm pod niezmiennym obciążeniem (o różnej intensywności) utrzymywanym, aż do uzyskania przez klej wymaganej wytrzymałości. W celu zbadania wpływu stopnia obciążenia na efektywność wzmocnienia, belki P3, P5 oraz P7 wzmocniono pod ciężarem własnym, który stanowił około 25% nośności belki niewzmocnionej (co odpowiada zewnętrznemu obciążeniu w postaci sił skupionych $2F_p$=6,1kN). Belkę P4 i P6 wzmocniono pod obciążeniem w postaci sił skupionych $2F_p$=13,7kN, które łącznie z ciężarem własnym ($2F_p$=6,1kN) wyniosło $2F_p$=19,8kN, co odpowiada około 75% nośności niewzmocnionej belki. Belki badano pod obciążeniem złożonym z 4 skupionych sił położonych w rozstawie 1200mm (rys. 1).



Rys. 1. Sposób zbrojenia i wzmocnienia belek żelbetowych



Rys. 2. Wzmocnienie elementów: a) P3, b) P4, c) P7

Sposób zakotwienia taśm był kolejnym analizowanym parametrem. W tym celu pierwsze cztery belki zostały wzmocnione przy użyciu systemu sprężająco-kotwiącego S&P, składającego się ze stalowych płyt kotwiących mocowanych śrubami do spodniej powierzchni belki (rys. 2a, b). Belkę P7 naprężono przy użyciu tego samego systemu z jednostopniową redukcją siły sprężającej, polegającej na przyklejeniu skrajnych odcinków taśmy o długości 1000mm w sposób bierny. W pierwszym etapie, klej naniesiono tylko w środkowej części naprężonej taśmy, na odcinku o długości około 3600mm (z pominięciem skrajnych odcinków o długości 1000mm z każdej strony) i przyklejono naprężoną taśmę do spodu belki. Po 72 godzinach na końcach przyklejonego odcinka taśmy zamontowano mechaniczne kotwy w postaci obejm z kształtowników stalowych skręcanych śrubami, dociskających taśmę do powierzchni betonu (rys. 2c). System naprężający zdemontowano, a skrajne fragmenty taśmy o długości 1000mm przyklejono w sposób bierny.

W celu określenia wpływu przyczepności materiału kompozytowego do powierzchni betonu w belkach P5 i P6 klej naniesiono wyłącznie w miejscu zakotwienia, dzięki czemu taśma pełniła rolę zewnętrznego ściągu, a siła sprężająca przekazywana była na belkę punktowo. Na odcinku między zakotwieniami taśma pozostawała nieprzyklejona.

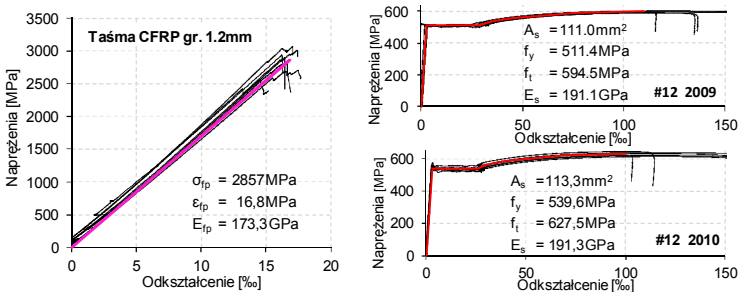
W trakcie badań mierzono odkształcenia betonu w strefie rozciąganej i ściskanej, odkształcenia zbrojenia stalowego w środku rozpiętości belki, odkształcenia taśmy CFRP oraz pionowe przemieszczenia elementu. W tym samym czasie obserwowano postęp zarysowania i przyrost szerokości rozwarcia wybranych rys. Dodatkowo rejestrowano reakcje podporowe z 4 czujników siły typu CL 16, umieszczonych na podporach belki, po 2 z każdej strony. Wszystkie czujniki podłączone były do uniwersalnego miernika współpracującego z komputerem typu IBM PC oraz własnym oprogramowaniem PC LAB. Po obciążeniu belek P4 i P6 do poziomu 2F=25,9kN, wykonano sześciokrotny proces odciążenia i obciążenia elementu, po którym, stopniowo zwiększano obciążenie, aż do zniszczenia belki. Poziomy naprężenia taśm w chwili wzmacniania zestawiono w tablicy 1.

3. WYNIKI BADAŃ

W trakcie badań określono charakterystykę wytrzymałościową użytych materiałów (betonu, zbrojenia stalowego, taśm CFRP i kleju). W badaniach wytrzymałościowych betonu i zaprawy klejowej określono odpowiednio wytrzymałości betonu na ściskanie (f_c), rozciąganie metodą rozłupywania ($f_{ct,sp}$) i kleju na ściskanie (f_{ac}). Wyniki badań wytrzymałościowych betonu, zaprawy klejowej oraz taśm CFRP i stali zbrojeniowej zamieszczono na rysunku 3.

W badaniach wzmacnianych belek zaobserwowano jeden mechanizm zniszczenia polegający na odspojeniu taśm od powierzchni betonu, które postępowało od strefy czystego zginania, gdzie zapoczątkowane było rysami od zginania, w kierunku jednej z podpór, następnie dochodziło do wysunięcia taśmy z blach kotwiących lub całkowitego odspojenia taśmy w przypadku biernego zakotwienia belki (rys. 4a). W przypadku belki P6 wzmocnionej nieprzyklejoną taśmą nastąpiło gwałtowne wysunięcie taśmy z zakotwienia (rys. 4b).

Nazwa belki	Beton		Zaprawa
	f_c	$f_{ct,sp}$	f_{ac}
	MPa	MPa	MPa
P3	35,3	2,65	57,9
P4	46,7	3,48	
P5	33,8	3,13	
P6	44,0	3,50	
P7	50,3	3,60	



Rys. 3. Charakterystyka wytrzymałościowa taśm CFRP i stali zbrojeniowej

W przypadku belki P7 odspojenie nastąpiło w miejscu zmiany siły rozciągającej w taśmie i postępowało w kierunku środka belki, skutkując całkowitym oderwaniem taśmy od powierzchni betonu. Po zniszczeniu belki widoczny był charakterystyczny układ rys w betonowej otulinie przypominający kształtem „rybie ości" (nazwa angielska: *„fishbones"*), podobny, jak w belce P4 (rys. 4c)

Rys. 4. Belki po zniszczeniu a) P3 - zakotwienie czynne), b) P6 - wysunięcie taśmy, c) P4 - odspojenie taśmy

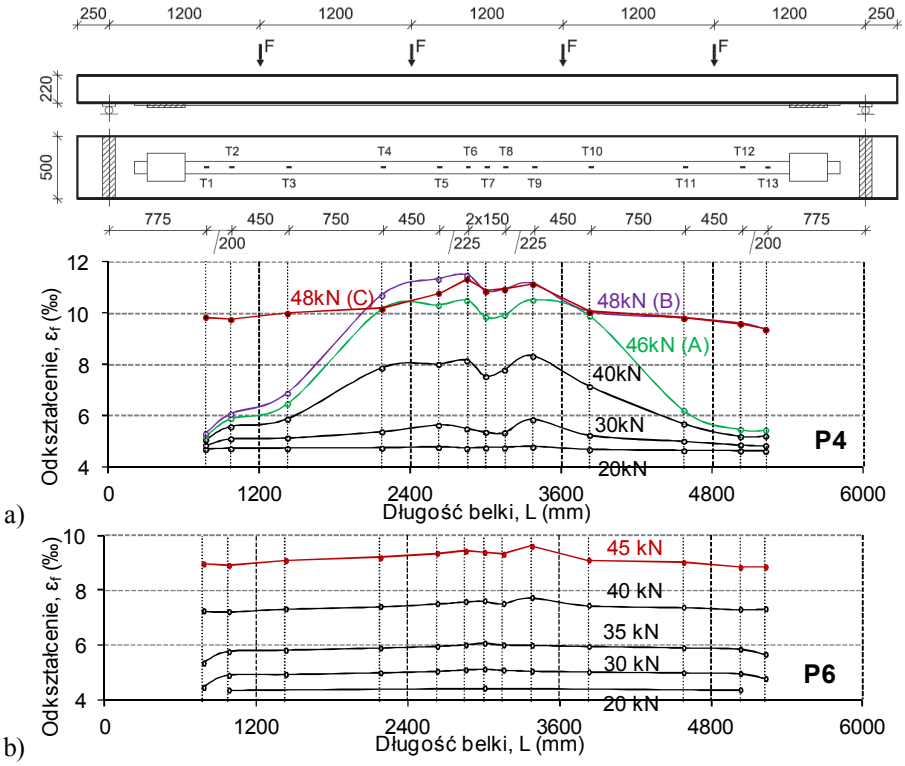
W przypadku belki P5 doszło do zmiażdżenia betonu w miejscu przyłożenia siły. Taki stan mogło spowodować skręcanie przekroju wywołane nieosiowym położeniem taśmy CFRP na długości belki. Wraz ze wzrostem obciążenia zewnętrznego wzrastała wartość momentu skręcającego, gdyż siła w taśmie przekazywana była na belkę wyłącznie w miejscu jej zakotwień. Na przyczynę takiego zniszczenia wskazywać mogą również różnice w reakcjach podporowych i charakter zarysowania (zmiażdżenia betonu) górnej powierzchni elementu.

Tablica 1: Zestawienie wyników badań

Belka	$2F_P$ (kN)	$2F_p / 2F_{u0}$ (-)	$2F_u$ (kN)	$2F_u / 2F_{u0}$ (-)	ε_{fp} (‰)	σ_{fp} (MPa)	$\varepsilon_{f,test}$ (‰)	η_ε (-)	Sposób zniszczenia:
P3	6,1	0,25	52,6	2,19	5,20	913 (0,31 f_{fu})	9,30	0,87	Odspojenie, wysunięcie taśmy z systemu kotwiącego
P4	19,8	0,76	48,3	1,86	4,75	834 (0,28 f_{fu})	6,85	0,69	Odspojenie, wysunięcie taśmy z systemu kotwiącego
P5	6,1	0,25	46,8	1,95	4,60	816 (0,27 f_{fu})	6,90	0,68	Zmiażdżenie betonu w miejscu siły skupionej
P6	19,8	0,76	45,1	1,73	4,40	780 (0,26 f_{fu})	5,00	0,56	Wysunięcie taśmy z systemu kotwiącego
P7	6,1	0,23	50,4	1,92	5,10	885 (0,33 f_{fu})	6,40	0,68	Odspojenie taśmy w miejscu zmiany siły naprężającej

F_p - obciążenie w chwili wykonywania wzmocnienia
F_{u0} - obliczeniowa nośność niewzmocnionej belki (cal.), $2F_{u0}$ = 24kN (P3, P5), 26kN(P4, P6, P7)
F_u - obciążenie graniczne belki wzmocnionej (test)
ε_{fp} - odkształcenia taśmy CFRP w chwili wzmocnienia
σ_{fp} - naprężenia w taśmie w chwili wzmocnienia
f_{fu} - graniczna wytrzymałość taśmy (test)
$\varepsilon_{f,test}$ - zarejestrowane w badaniu odkształcenia taśmy od chwili wzmocnienia do zniszczenia belki
η_ε - stopień wykorzystania wytrzymałości taśmy na rozciąganie, $\eta_\varepsilon = (\varepsilon_{f,test} + \varepsilon_{fp}) / \varepsilon_{f,u}$
$\varepsilon_{f,u}$ - graniczne odkształcenia taśmy (test) $\varepsilon_{f,u}$ = 16,8‰

Postępujące odspojenie taśmy wyraźnie widać na wykresie odkształceń taśmy na długości belki (rys. 5a). Najpierw doszło do odspojenia taśmy w obszarze środkowych sił obciążających (46kN – A), które postępowało w kierunku jednej z podpór (48kN – B) i doprowadziło do odspojenia odcinka taśmy przy przeciwległej podporze (48kN – C). W chwili odspojenia taśmy na odcinku między zakotwieniami, działała ona jak ściąg, aż do wysunięcia z jednego z zakotwień. W przypadku belek P5 i P6 z nieprzyklejoną taśmą, wspomniany wyżej efekt obserwowany był od samego początku badania (rys. 5b).



Rys. 5. Odkształcenia taśmy CFRP przy kolejnych poziomach obciążenia belek: a) P4 i b) P6

Niezależnie od zastosowanego sposobu zakotwienia taśm, stopnia ich odkształcenia podczas naprężenia i obciążenia elementu w chwili wzmacniania, zniszczenie rozpoczynało się w chwili, gdy przyrost odkształceń w taśmie osiągał wartość od 5 do 7‰. Obserwacje potwierdzają wyniki badań elementów wzmacnianych w bierny sposób, w których do odspojenia kompozytu dochodzi przy porównywalnych odkształceniach taśmy [1, 2].

4. ANALIZA WYNIKÓW PRZEPROWADZONYCH BADAŃ

Zestawienie odkształceń i odpowiadających im naprężeń w taśmach w chwili ich przyklejania do powierzchni betonu zamieszczono w tablicy 1. Stopień wzmocnienia belek wyrażony został stosunkiem obciążenia niszczącego elementu wzmocnionego i obliczeniowej nośności elementu niewzmocnionego $2F_u/2F_{u0}$. Nośność belki niewzmocnionej określono na podstawie obliczeniowej analizy odkształceń i nośności zginanych elementów żelbetowych, w której zastosowano model nieliniowej analizy żelbetowych elementów prętowych według prof. Kamińskiej i Czkwianianca [5]. Model uwzględnia naprężenia normalne oraz przyjmuje nieliniową zależność σ-ε dla betonu strefy ściskanej, doświadczalne zależności σ-ε dla stali zbrojeniowej, zasadę *tension stiffening*, założenie, że rysy prostopadłe do osi pręta są rozmyte na jego długości oraz zasadę zachowania płaskiego przekroju. Obliczeniowa nośność przekroju jest wyznaczona z warunków równowagi sił i momentów w przekroju, dla kolejnych stanów odkształcenia przekroju, przy którym zostają osiągnięte graniczne odkształcenia któregoś

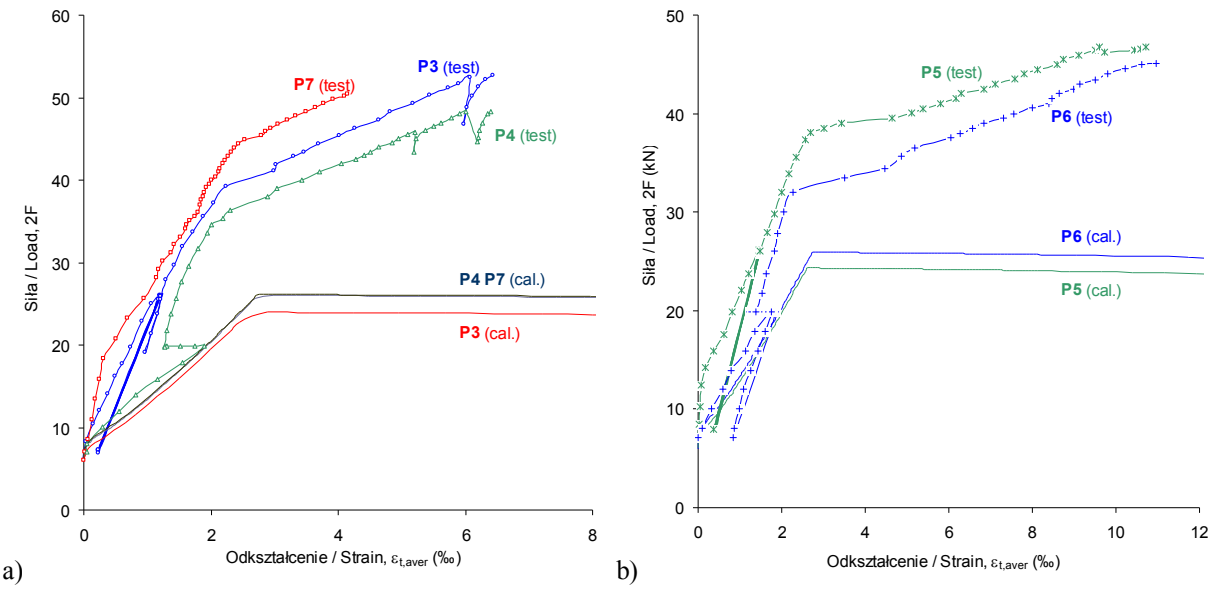
z materiałów: betonu ε_{cu}=3,5‰ lub stali ε_{su}. W analizowanych w pracy badaniach o nośności przekroju niewzmocnionego decyduje osiągnięcie granicznych odkształceń betonu w strefie ściskanej. Opisany model obliczeniowy stosowano wielokrotnie już wcześniej do obliczeniowej weryfikacji badań żelbetowych belek niewzmocnionych i wzmocnionych taśmami CFRP [1, 2], uzyskując bardzo dobrą zgodność wyników obliczeniowych i doświadczalnych. Taka zgodność wyników skłoniła autorów do analizy porównawczej nośności doświadczalnych belek wzmocnionych taśmami CFRP i obliczeniowych belek niewzmocnionych. Na rysunku 6 zamieszczono doświadczalne i obliczeniowe zależności 2F–$\varepsilon_{t,aver}$ (obciążenie – średnie odkształcenie betonu w poziomie zbrojenia rozciąganego) pomierzone w elementach wzmocnionych przy użyciu czujników indukcyjnych położonych w obszarze czystego zginania belki oraz obliczone na podstawie opisanego w pracy modelu obliczeniowego w belkach niewzmocnionych.

Stopień wzmocnienia belek wahał się od 1,73 w belce P6 (wzmocnionej pod wstępnym obciążeniem 0,76F_{u0} przy naprężeniu taśmy ε_{fp}=4,40‰) do 2,19 w belce P3 (wzmocnionej pod ciężarem własnym odpowiadającym obciążeniu 0,25F_{u0} i naprężeniu taśmy ε_{fp}=5,20‰).

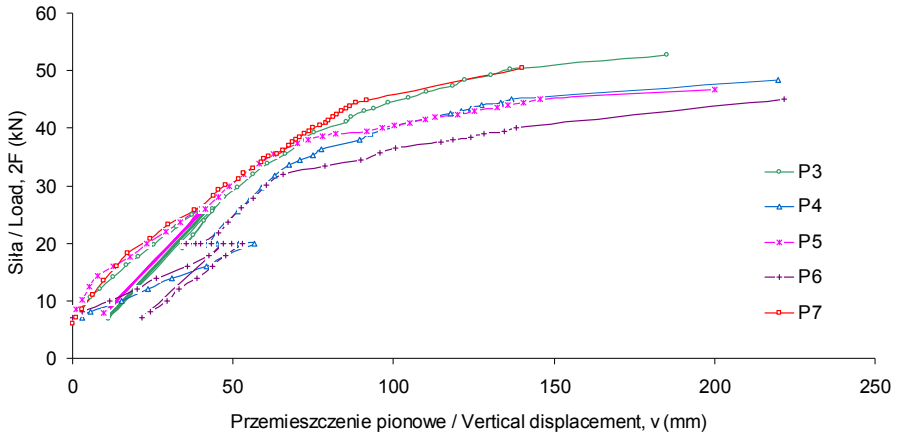
Wpływ wstępnego naprężenia taśmy na nośność wzmocnionych elementów i wolniejszy przyrost odkształceń można łatwo zauważyć porównując wykresy uśrednionych odkształceń betonu w poziomie zbrojenia rozciąganego, w funkcji obciążenia (rys. 6).

Kąt pochylenia wykresów 2F–$\varepsilon_{t,aver}$ belek P5 i P6 z nieprzyklejoną taśmą CFRP było większe niż belek wzmocnionych tą samą taśmą, ale przyklejoną do spodniej powierzchni. Przemieszczenia pionowe belki P4, wzmocnionej pod obciążeniem odpowiadającym aż 76% nośności elementu nie wzmocnionego, taśmą naprężoną do poziomu 4,75‰, były przed uplastycznieniem zbrojenia zaledwie o 15% większe niż przemieszczenia pozostałych belek (P3, P7, rys. 7), wzmocnionych pod ciężarem własnym. Dopiero po uplastycznieniu zbrojenia zwykłego te różnice są znacznie większe. Podobny efekt można zaobserwować z porównania dwóch belek (P5, P6, rys. 7) wzmocnionych nieprzyklejonymi taśmami.

Porównując natomiast ugięcie belek wzmocnionych z zastosowaniem kleju i bez wpływu przyczepności, różnica widoczna jest dopiero po uplastycznieniu zbrojenia stalowego. Ugięcie wszystkich belek do chwili uplastycznienia zbrojenia przy porównywalnych poziomach obciążenia rosło w porównywalny sposób, niezależnie od obecności kleju jak i poziomu obciążenia elementu w chwili wzmacniania. Po uplastycznieniu zbrojenia odkształcenia belek P5 i P6 wzmocnionych nieprzyklejoną taśmą kotwioną na końcach, przy porównywalnych poziomach obciążenia rosły szybciej.



Rys. 6. Wykresy odkształceń w poziomie dolnego zbrojenia w betonie



Rys. 7. Wykres przemieszczeń pionowych środka belki

Wyniki badań potwierdzają, że wzmocnienie czynne w belkach P4 i P6 spowodowało zmniejszenie ugięć elementów uzyskanych podczas ich wstępnego obciążenia. Wykresy ugięć potwierdzają opinię o znaczącym wpływie stopnia naprężenia taśmy CFRP na kąt pochylenia wykresu 2F–$\varepsilon_{t,aver}$ wzmacnianego elementu, (a tym samym łagodniejszy przyrost przemieszczeń pionowych), co wyraźnie widać z porównania wykresów belki P3 i P4, wzmocnionych czynnie przy odkształceniach taśmy odpowiednio 5,2‰ i 4,75‰ (rys. 6).

Badania wykazały, że nawet bardzo wysoki poziom wstępnego obciążenia belki odpowiadający 0,76F_{u0} nie wpłynął negatywnie na pochylenie wykresu 2F–$\varepsilon_{t,aver}$ (a tym samym przyrost przemieszczeń pionowych) przed i po uplastycznieniu zbrojenia głównego. Tak duże wstępne obciążenie elementu przed wzmocnieniem skutkuje jedynie nieznacznie niższą nośnością belek, niezależnie od obecności kleju. Nachylenie odpowiednich wykresów ugięcie-obciążenie analizowanych belek jest zbliżone zarówno w zakresie od wzmocnienia (po wstępnym obciążeniu) do uplastycznienia zbrojenia zwykłego, jak i po jego uplastycznieniu aż do zniszczenia. Obserwacje te potwierdzają opinię o dużej efektywności wzmocnienia czynnego. Mimo bardzo wysokiego stopnia obciążenia belki, który przekracza stan graniczny użytkowalności tego elementu, a przy uwzględnieniu współczynników bezpieczeństwa jest bliski stanowi granicznemu nośności, aplikacja wzmocnienia pozwoliła znacząco zmniejszyć powstałe odkształcenia i przemieszczenia oraz zmniejszyć kąt pochylenia wykresu 2F–$\varepsilon_{t,aver}$, do poziomu porównywalnego z belkami wzmocnionymi pod ciężarem własnym. W belce P3, którą charakteryzował najwyższy stopień wzmocnienia ($2F_u / 2F_{u0}$ = 2,19), w chwili zniszczenia elementu odkształcenia taśmy osiągnęły wartość odpowiadającą 0,82$\varepsilon_{f,u}$.

5. WNIOSKI KOŃCOWE

Na podstawie analizy wyników badań belek wzmocnionych na zginanie przy użyciu wstępnie naprężonych kompozytów można wysunąć następujące wnioski:

1) Badania wykazały wysoką efektywność wzmocnienia żelbetowych belek wzmocnionych czynnie w zakresie od 1,7 do 2,2 nośności elementu niewzmocnionego.
2) Na ogół powodem zniszczenia wzmocnionych belek była utrata przyczepności między kompozytem i betonem postępująca od środkowej części elementu w kierunku podpór zakończona ostatecznie wysunięciem taśmy z zakotwienia.
3) Wzmacnianie zginanych elementów żelbetowych przy użyciu naprężonych taśm kompozytowych typu CFRP jest bardzo skuteczne zarówno w stanie granicznym nośności, jak i użytkowalności, zwłaszcza gdy elementy wzmacniane są silnie obciążone przed wzmocnieniem. Możliwe jest znaczące ograniczenie odkształceń i ugięć wzmacnianego elementu.

4) Badania wykazały istotny wpływ przyczepności taśmy do betonu na odkształcalność belek po uplastycznieniu zbrojenia głównego. Belki wzmocnione nieprzyklejoną taśmą wykazały mniejszą sztywność po uplastycznieniu zbrojenia podłużnego oraz mniejszą nośność niż belki wzmocnione taśmą przyklejoną do powierzchni betonu.

Wzmacnianie elementów zginanych przy użyciu naprężonych taśm CFRP wymaga dalszych badań doświadczalnych, w celu określenia wpływu: stopnia istniejącego zbrojenia zwykłego, stopnia zbrojenia kompozytowego, parametrów wytrzymałościowych stali, betonu i taśm na maksymalne odkształcenia kompozytu w chwili zniszczenia belki.

Przedstawione w opracowaniu badania stanowią część szerszego programu badawczego finansowanego z projektu unijnego „Innowacyjne środki i efektywne metody poprawy bezpieczeństwa i trwałości obiektów budowlanych i infrastruktury transportowej w strategii zrównoważonego rozwoju”.

Piśmiennictwo

[1] Kamińska M. E., Kotynia R.: Doświadczalne badania żelbetowych belek wzmocnionych taśmami CFRP, „Badania doświadczalne elementów i konstrukcji betonowych”, Z. 9, Wyd. Kat. Bud. Bet. PŁ, Łódź 2000.
[2] Kotynia R., Kamińska M. E.: Odkształcalność i sposób zniszczenia żelbetowych belek wzmocnionych na zginanie materiałami CFRP, „Badania doświadczalne elementów i konstrukcji betonowych”, Z. 13, Wyd. Kat. Bud. Bet. PŁ, Łódź 2003.
[3] Trintafillou T. C., Deskovic N., Deuring M.: Strengtheningof concrete structures with prestressed fiber reinforced sheets, “ACI Structures Journal” 1992, nr 89(3), s. 235–244.
[4] Kotynia R., Walendziak R., Stoecklin I., Meier U.: RC Slabs Strengthened with Prestressed and Gradually Anchored CFRP Strips under Monotonic and Cycling Loading, “Journal of composites for constructions” 2011, Nr 4-5.
[5] Czkwianianc A., Kamińska M. E.: Metoda nieliniowej analizy żelbetowych elementów prętowych. KILiW PAN IPPT, Studia z Zakr. Inżynierii nr 36, W-wa 1993.

TESTS ON REINFORCED CONCRETE BEAMS STRENGTHENED IN FLEXURE WITH PRESTRESSED CFRP STRIPS

Summary

The paper presents experimental research into reinforced concrete beams strengthened for flexure with prestressed CFRP strips. Before strengthening beams were exhausted to 25% or 75% of load capacity of a non-strengthened beam. The research showed high efficiency of strengthening with pretension strips. Strengthening ratio varied in the range of 1,9 to 2,2 of the non-strengthened beam. Flexural strengthening of RC beams with pretension CFRP strips is very effective for both ultimate limit state and serviceability limit state, especially in case of highly exhausted elements before strengthening. Using of the active strengthening system results in significant reduction of strains in concrete and mid-span deflections, and increase in stiffness of tested elements.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Jacek NURZYŃSKI[1]
ITB Warszawa

WŁAŚCIWOŚCI AKUSTYCZNE PANELI KOMPOZYTOWYCH ORAZ PERSPEKTYWA ICH ZASTOSOWANIA W BUDOWNICTWIE OGÓLNYM

STRESZCZENIE

Zainteresowanie elementami kompozytowymi w budownictwie stale wzrasta i należy przewidywać, że wykorzystanie polimerów zbrojonych włóknami zarówno w sensie ilościowym jak też odnośnie zakresu ich stosowania będzie coraz większe. Oprócz zastosowań stricte konstrukcyjnych pojawiają się próby wykonywania kompozytowych przegród budowlanych, ścian i stropów przeznaczonych do budownictwa ogólnego, również do budownictwa mieszkaniowego. Zasadnicze znaczenie dla możliwość szerszego zastosowania tego typu rozwiązań będą miały zagadnienia akustyczne. Nie parametry wytrzymałościowe, ale właściwości akustyczne mogą zadecydować o przyszłości polimerów w budownictwie ogólnym. Zakład Akustyki ITB przeprowadził serię badań laboratoryjnych izolacyjności akustycznej prototypowych paneli kompozytowych przygotowanych przez firmę Mostostal Warszawa. W referacie przedstawiono bardziej szczegółowo wyniki drugiej serii tych badań oraz wypływające z nich wnioski, wyniki pierwszej serii były prezentowane już wcześniej [1, 2]. Badania obejmowały cztery różne typy elementów, różne konfiguracje i układy konstrukcyjne. Badano pełnowymiarowe modele przegród ściennych i stopowych oraz mniejsze elementy wykonane w takich samych układach i konfiguracjach.

SŁOWA KLUCZOWE: akustyka, izolacyjność akustyczna, elementy kompozytowe

1. WPROWADZENIE

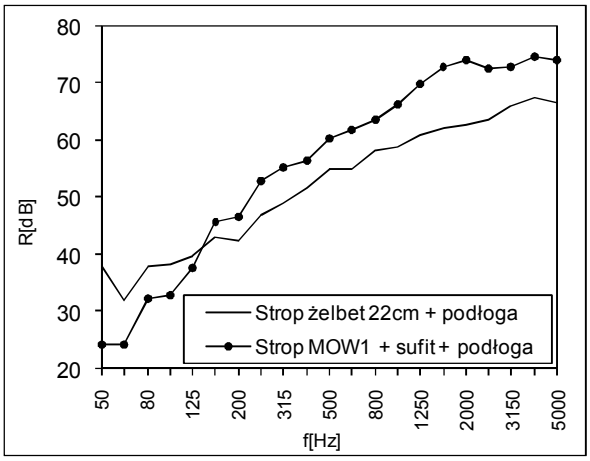
Polimery zbrojone włóknami są stosowane w budownictwie już od dłuższego czasu, głównie jako elementy konstrukcyjne, epoksydowo-bazaltowe pręty zbrojeniowe czy kompozytowe elementy wzmacniające. Powstały pierwsze mosty kompozytowe, kładki dla pieszych, pomosty itp. Znane są również zastosowania elementów kompozytowych w budownictwie ogólnym, w tym również, jako przegrody w budynkach mieszkalnych [3]. Można przewidywać, że wzrost udziału FRP (Fibre Reinforced Polymers) w budownictwie, w sensie ilościowym, ale także w sensie zakresu stosowania, jest już tylko kwestią czasu. Koncepcja rozbudowy Eurokodów zakładająca włączenie do nich również metod projektowania elementów kompozytowych potwierdza taką prognozę [4].

[1] J.Nurzynski@itb.pl

Elementy kompozytowe mają wiele cech atrakcyjnych dla budownictwa, dużą wytrzymałość przy niewielkim ciężarze, odporność na korozję i na działanie czynników zewnętrznych, łatwość formowania i uzyskiwania różnorodnych kształtów, a także stosunkowo prosty sposób łączenia elementów. Jednak w przypadku budownictwa ogólnego, a zwłaszcza mieszkaniowego, o możliwości szerszego zastosowane elementów kompozytowych w postaci przegród budowlanych decydującą rolę będą odgrywały parametry użytkowe, a przede wszystkim uzyskiwana izolacyjność akustyczna. Badania paneli kompozytowych pod kątem ich właściwości akustycznych albo nie były w Europie prowadzone, albo ich wyniki nie są publikowane. W referacie przedstawiono rezultaty drugiej serii badań prototypowych paneli kompozytowych przeprowadzonych w Zakładzie Akustyki ITB oraz wnioski, jakie z nich wypływają. Wyniki pierwszej serii badań były prezentowane już wcześniej [1, 2]. Panele były wykonane w postaci płyt warstwowych, których rdzeń stanowiła pianka poliuretanowa, a okładziny były wykonane z kompozytu epoksydowo-szklanego, bardziej szczegółowa charakterystyka konstrukcyjna jest podana we wcześniejszej publikacji [2]. Wszystkie badania były wykonane na stanowisku zgodnym z PN EN ISO 140-1;1999 [5], procedury pomiarowe i aparatura zgodne z PN EN ISO 140-3;1999 [6], wskaźniki jednoliczbowe obliczone wg PN-EN ISO 717-1 [7]. Prototypowe panele zostały przygotowane do badań przez Mostostal Warszawa.

2. PIERWSZA SERIA BADAŃ AKUSTYCZNYCH PŁYT KOMPOZYTOWYCH

Wyniki pierwszej serii badań akustycznych przeprowadzonych wcześniej w ITB wykazały, że izolacyjność akustyczna pojedynczych przegród wykonanych z płyt kompozytowych jest stosunkowo słaba, występuje wyraźna analogia do stosownych w budownictwie przemysłowym paneli warstwowych z okładzinami wykonanymi z blachy profilowanej [2]. W przypadku pojedynczych płyt wartości wskaźnika izolacyjności akustycznej R_{A1} mieściły się w granicach 25dB ÷ 27dB. Oprócz pojedynczych płyt badania obejmowały również różne układy konstrukcyjne. W przypadku grubszego elementu MOW-1, traktowanego jako wstępny model płyty stropowej, wykonano pomiary izolacyjności akustycznej płyty z kombinacją dodatkowych warstw izolacyjnych tj. lekkim układem podłogowym, oraz z sufitem podwieszonym (150mm wełna szklana + 12,5mm płyta gipsowo kartonowa).



Rys. 1. Izolacyjność akustyczna układu stropowego z paneli MOW-1 i płyty żelbetowej 22cm

Układy stropowe z podłogą i podwieszonym sufitem mogą osiągać stosunkowo dobrą izolacyjność akustyczną, wyniki badań laboratoryjnych można uznać za obiecujące (rys. 1). Celowe są dalsze prace nad układami, w których elementem nośnym są płyty kompozytowe natomiast rolę izolacji akustycznej przejmują warstwy wykończeniowe. Tego typu rozwiązanie jest stosowane również obecnie w stosunku do tradycyjnych stropów masywnych, gdzie

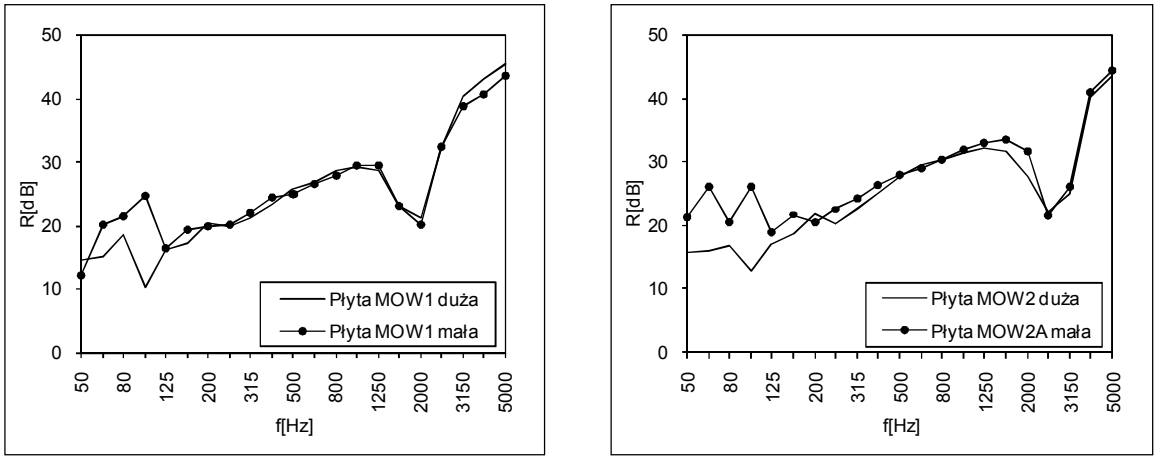
w zakresie dźwięków uderzeniowych konieczne jest wykonanie pływającej podłogi lub innego układu podłogowego zwiększającego izolacyjność akustyczną samej płyty stropowej.

W przypadku przegród ściennych MOW-2 i MOW-3, oprócz pojedynczych płyt badano izolacyjność akustyczną układów podwójnych z pustką powietrzną oraz z wełną mineralną pomiędzy płytami. W układzie podwójnym z pustką powietrzną wzrost izolacyjności akustycznej w porównaniu z pojedynczą płytą jest niewielki, stosowanie takiego rozwiązania z akustycznego punktu widzenia jest nieracjonalne. Układy podwójne z wypełnieniem wełną mineralną, charakteryzowały się znacznie wyższymi wartościami wskaźnika izolacyjności akustycznej właściwej R_w = 39dB ÷ 49dB, jednak ze względu na słabą izolacyjność w zakresie niskich częstotliwości wartości wskaźników R_{A1} i R_{A2} w rozpatrywanych przypadkach były już znacznie niższe R_{A1} = 33dB ÷ 42dB.

3. MAŁE ELEMENTY KOMPOZYTOWE

Modyfikacja konstrukcyjna przegród wykonanych z paneli kompozytowych może polegać na podziale całej przegrody na mniejsze elementy stosując np. żebra lub usztywnienia. Możliwe jest także wykorzystanie mniejszych płyt tylko jako elementy wypełniające konstrukcję szkieletową wykonaną z innego materiału. Efekt akustyczny, jakiego można się spodziewać stosując takie rozwiązanie ilustrują wyniki drugiej serii badań laboratoryjnych przeprowadzonych na mniejszych elementach (139cm x 245cm) wyciętych z badanych wcześniej dużych próbek [2].

W przypadku pojedynczej płyty parametry akustyczne małych elementów tj. wartości wskaźników jednoliczbowych, charakterystyka izolacyjności akustycznej oraz położenie częstotliwości krytycznej, są bardzo podobne jak uzyskiwane w badaniach standardowych na dużych przegrodach. Istotna różnica pojawia się w zakresie niskich częstotliwości, gdzie izolacyjność akustyczna uzyskiwana przez małe elementy jest wyraźnie większa (rys. 2). Ten efekt może powodować pewien wzrost wartości jednoliczbowych wskaźników izolacyjności akustycznej w porównaniu z dużymi przegrodami o takiej samej konstrukcji (tab. 1).



Rys. 2. Pojedyncze elementy płytowe MOW1 oraz MOW2, wyniki badań laboratoryjnych izolacyjności akustycznej właściwej wykonanych na małych i dużych próbkach

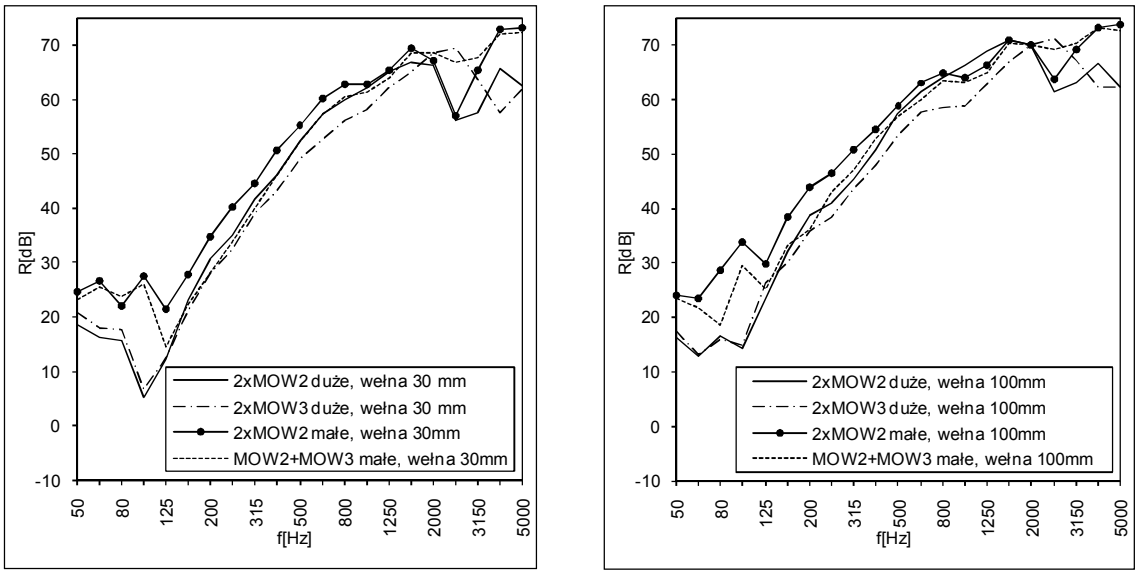
Również przegrody podwójne z wełną mineralną pomiędzy płytami badane na małych próbkach wykazują wyraźnie większą izolacyjność akustyczną w zakresie niskich częstotliwości, w tym przypadku efekt ten ma już zdecydowanie większe znaczenie. Niskie częstotliwości, ze względu na przebieg charakterystyki izolacyjności akustycznej właściwej przegrody podwójnej, mają decydujący wpływ na wartości wskaźników jednoliczbowych, w badanych przypadkach wskaźniki R_{A1} małych elementów były już o kilka decybeli wyższe niż uzyskiwane w standardowych badaniach dużych przegród (tab. 1).

Tablica 1. Zestawienie wartości wskaźników izolacyjności akustycznej małych i dużych elementów MOW

Konstrukcja przegrody	Małe elementy S = 3,4 m^2			Duże elementy S = 10,4 m^2		
	$R_w(C; C_{tr})$	R_{A1}	R_{A2}	$R_w(C; C_{tr})$	R_{A1}	R_{A2}
	dB			dB		
MOW1	27(-2;-3)	25	24	27(-2;-4)	25	23
MOW2A	29(-2;-2)	27	27	28(-1;-4)	27	24
MOW2-wełna 30mm-MOW2	49(-4;-10)	45	39	39(-6;-13)	33	26
MOW2-wełna 30mm-MOW3	44(-5;-11)	39	33	40(-7;-16)	33	24
MOW2-wełna 100mm-MOW2	57(-4;-10)	53	47	48(-6;-14)	42	34
MOW2-wełna 100mm-MOW3	52(-4;-10)	48	42	49(-7;-15)	42	34

Chociaż powyższe spostrzeżenia odnoszą się tylko do wyników kilku pojedynczych badań, a omawiany efekt jest dość zróżnicowany to jednak zaobserwowana tendencja występująca w zakresie niskich częstotliwości jest we wszystkich analizowanych przypadkach bardzo wyraźna (rys. 2, 3). W przypadku układu podwójnego z przestrzenią 100 mm wypełnioną wełną mineralną wartości wskaźników jednoliczbowych wynoszą R_w = 57dB, R_{A1} = 53 dB, R_{A2} = 47 dB, co pozwala już poważnie zastanawiać się nad możliwością zastosowania tego typu przegrody w budownictwie ogólnym [8].

Obserwacje dotyczące izolacyjności akustycznej mniejszych elementów w zakresie niskich częstotliwości świadczą również o dużej wrażliwości paneli kompozytowych na sposób rozwiązania szczegółów konstrukcyjnych. Wymiary płyt, proporcje czy sposób zamocowania krawędzi płyty mogą znacząco wpływać na uzyskiwane właściwości akustyczne.

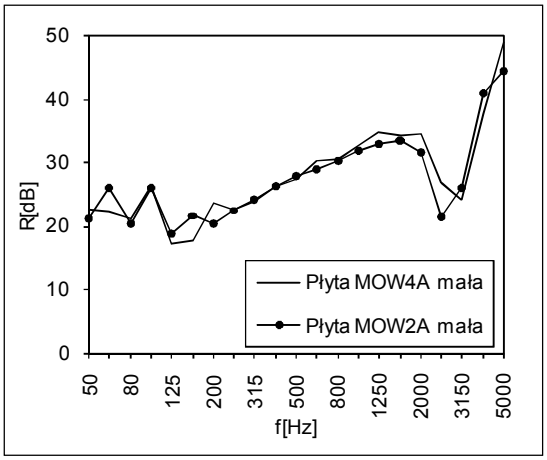


Rys.3. Podwójne układy płytowe MOW2 oraz MOW3, wyniki badań laboratoryjnych izolacyjności akustycznej właściwej wykonanych na małych i dużych próbkach (grubość wełny mineralnej 30mm i 100mm)

4. SZCZEGÓŁY KONSTRUKCYJNE A IZOLACYJNOŚĆ AKUSTYCZNA PŁYT

4. 1. Modyfikacja konstrukcyjna paneli kompozytowych

Możliwość modyfikacji konstrukcyjnej samej płyty pod kątem poprawy jej właściwości akustycznych jest dość ograniczona. Próba zmniejszenia sztywności połączenia występującego pomiędzy okładzinami a rdzeniem, poprzez wprowadzenie po jednej stronie elastycznej wkładki EPDM pomiędzy rdzeniem a okładziną (płyta MOW4), nie przyniosło znaczącego efektu (rys. 4). Wniosek ten dotyczy pojedynczych płyt oraz różnych badanych układów podwójnych [9]. Również gęstość pianki stosowanej do wykonania rdzenia tylko w niewielkim stopniu wpływa na właściwości akustyczne płyty, związana z gęstością sztywność pianki wpływa głównie na położenie częstotliwości koincydencji.



Rys. 4. Modyfikacja konstrukcyjna płyty, porównanie wyników badań pojedynczych płyt MOW4 i MOW2

Także zwiększenie grubości rdzenia, a przez to całkowitej grubości płyty, podobnie jak w przypadku typowych płyt warstwowych, nie przynosi pozytywnych skutków akustycznych, grubsze płyty mogą mieć nawet mniejszą izolacyjność akustyczną [2]. Korzystny efekt daje natomiast zwiększenie grubości samych okładziny, jednak prowadzi to jednocześnie do zwiększenia ciężaru całego elementu.

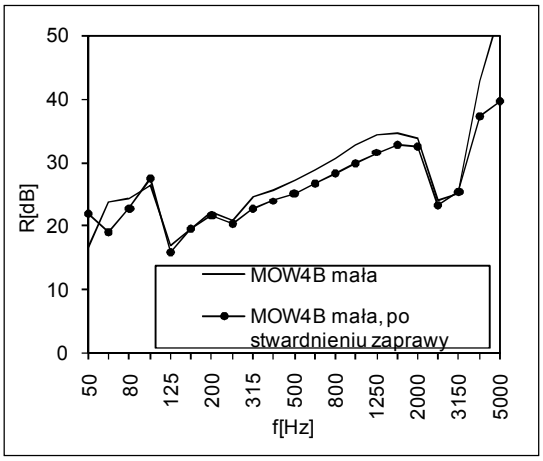
W przypadku przegród podwójnych modyfikacja konstrukcyjna zmierzająca do poprawy parametrów akustycznych może polegać na zastosowaniu niesymetrycznych układów mieszanych poprzez różnicowanie grubości płyt w obu warstwach lub zastosowanie płyt o różnej budowie np. różnej sztywności rdzenia. W układach mieszanych, w których zastosowano płyty o różnej grubości lub płyty o różnej gęstości (sztywności) rdzenia łagodniej przebiega obniżenie izolacyjności akustycznej w rejonie częstotliwość koincydencji (rys. 2, 3), co jednak, ze względu na inne efekty związane z tym układem konstrukcyjnym, w rozpatrywanych przypadkach ostatecznie nie wpłynęło korzystnie na wartości wskaźników jednoliczbowych.

4.2. Sztywność zamocowania płyty na obwodzie

Duży wpływ na właściwości akustyczne lekkich elementów budowlanych ma sztywność zamocowania krawędzi płyty na obwodzie [10]. Efekt ten można zaobserwować również w przypadku omawianych paneli kompozytowych, co ilustruje zestawienie wyników badania pojedynczej płyty zaraz po jej zamontowaniu w otworze badawczym (mokra zaprawa, krawędź swobodna nie usztywniona) oraz po stwardnieniu zaprawy i usztywnieniu krawędzi (rys. 5). Obniżenie izolacyjności akustycznej w zakresie średnich częstotliwości na skutek sztywnego zamocowania krawędzi jest bardzo wyraźne. Analogiczny efekt występował po zwiększeniu

sztywności zamocowania płyty za pomocą drewnianych klinów rozmieszczonych równomiernie na całym obwodzie [9].

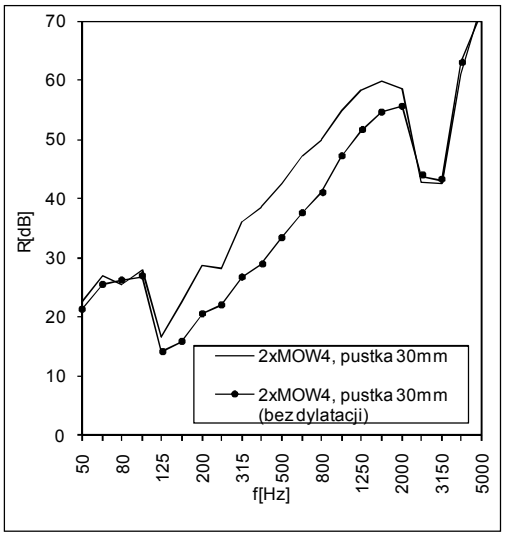
W przypadku układów podwójnych, zwłaszcza bez wypełnienia materiałem dźwiękochłonnym, usztywnienie zamocowania krawędzi płyty również powoduje pewne obniżenie izolacyjności akustycznej w zakresie średnich i wysokich częstotliwości oraz spadek wskaźników jednoliczbowych, który w badanych przypadkach wynosił ok. 2dB. W układach podwójnych wypełnionych materiałem dźwiękochłonnych efekt ten jest łagodniejszy.



Rys. 5. Wpływ sztywności zamocowania krawędzi płyty na jej izolacyjność akustyczną.

4.3. Dylatacja w przegrodach podwójnych

W warunkach rzeczywistych podwójne układy ścienne mogą być wykonane z pełną dylatacją na całym obwodzie, taka sytuacja występuje np. w przypadku zabudowy mieszkaniowej szeregowej czy bliźniaczej. Obie warstwy ściany są wówczas wykonane po obu stronach dylatacji, dzięki czemu są od siebie pod względem akustycznym całkowicie odseparowane, nie występują mostki akustyczne.



Rys. 6. Wpływ oddylatowania płyt na izolacyjność akustyczną ściany, układ podwójny bez wypełnienia

Jednak w praktyce, zwłaszcza w budownictwie wielorodzinnym, częściej występuje sytuacja, w której przegrody podwójne są mocowane na obwodzie do wspólnych elementów konstrukcyjnych tj. stropów i ścian poprzecznych. Stopień połączenia krawędzi obu warstw

przegrody na obwodzie za pośrednictwem obramowania ma istotny wpływ na uzyskiwaną izolacyjność akustyczną, jest zależny od stosunku masy powierzchniowej samych płyt do masy elementów konstrukcyjnych, do których są zamocowane. Wpływ ten można zilustrować porównując wyniki badań uzyskane dla tej samej próbki zamontowanej dwoma sposobami tj. obie warstwy ściany są rozdzielone, zamontowane „okrakiem" na dylatacji, oraz obie warstwy są po tej samej stronie dylatacji we wspólnym obramowaniu (rys. 6).

Wpływ powiązania na obwodzie obu warstw lekkiej ściany z paneli kompozytowych jest szczególnie wyraźny w przypadku przegród z pustką powietrzną, bez wypełnienia wełną mineralną. Pomimo, że ściana stanowiska badawczego w laboratorium miała bardzo dużą masę w porównaniu do masy badanej przegrody, była wykonana z cegły silikatowej grubości 25 cm, powiązanie obu warstw spowodowało znaczący spadek izolacyjności akustycznej (rys.6). Po wypełnieniu przestrzeni pomiędzy płytami materiałem dźwiękochłonnym obniżenie izolacyjności jest już znacznie łagodniejsze, a przy większym odstępie między obiema warstwami ściany prawie niezauważalne.

5. PODSUMOWANIE

Izolacyjność akustyczna pojedynczych przegród wykonanych z paneli kompozytowych jest stosunkowo słaba, występuje wyraźna analogia do stosownych w budownictwie przemysłowym płyt warstwowych z okładzinami wykonanymi z blachy profilowanej

Układy stropowe z podłogą i podwieszonym sufitem mogą osiągać stosunkowo dobrą izolacyjność akustyczną. Rozwiązania, w których elementem nośnym są płyty kompozytowe natomiast rolę izolacji akustycznej przejmują warstwy wykończeniowe mogą być obiecujące. Tego typu rozwiązania są stosowane również obecnie np. w przypadku różnego rodzaju stropów masywnych, gdzie w zakresie dźwięków uderzeniowych konieczne jest stosowanie pływającej podłogi lub innego układu podłogowego zwiększającego izolacyjność akustyczną samej płyty.

Małe elementy kompozytowe, zwłaszcza zastosowane w układach podwójnych z wełną mineralną, w porównaniu z dużymi przegrodami o takiej samej konstrukcji wykazują wyższą izolacyjność akustyczną w zakresie niskich częstotliwości i wyższe wartości wskaźników jednoliczbowych. Modyfikacja konstrukcyjna przegród wykonanych z paneli kompozytowych może polegać na podziale całej przegrody na mniejsze elementy stosując np. żebra lub usztywnienia. Możliwe jest także wykorzystanie mniejszych płyt tylko jako elementy wypełniające konstrukcję szkieletową wykonaną z innego materiału.

Próby modyfikacji konstrukcyjnej samej płyty pod względem akustycznym nie przyniosły pozytywnych efektów. Wprowadzenie elastycznej wkładki EPDM, zwiększenie grubości płyty, czy też zmiana gęstości i sztywności pianki rdzenia tylko w niewielkim stopniu wpływa na jej właściwości akustyczne. Z kolei warunki zamocowania płyt na obwodzie, dylatacja w układach podwójnych i sztywność zamocowania krawędzi, mają istotny wpływ na izolacyjność akustyczną.

Badania właściwości akustycznych elementów kompozytowych nie były wcześniej prowadzone, lub rezultaty takich badań nie zostały rozpowszechnione. Uzyskane wyniki pozwalają na ocenę możliwości zastosowania tego typu materiałów w budownictwie, oraz wskazanie ewentualnego zakresu tego zastosowania i kierunków dalszych badań.

Piśmiennictwo

[1] J. Nurzyński Experimental study on the sound insulation of composite panels intended for se in a building. Internoise 2010. 39th International Congress and Exposition on Noise Control Engineering. Noise and Sustainability. Proceeding, Lisbon, Portugal, 13-16 June, 2010. Lisboa: Sociedade Portuguesa de Acustica, 2010.
[2] Nurzyński J., Poneta P. Izolacyjność akustyczna paneli kompozytowych określona w yniku badań. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej. Budownictwo i Inżynieria Środowiskowa 2011, nr 276, z.58, nr 3/2011/3, s.115-122. 2011.
[3] InnoVida Panels, Composite Structural Insulated Panels (CSIPs). Quality manual, standards for construction of house. http://www.innovida.com/innovidapanels.asp
[4] Marek KAPROŃ, Roman GAJOWNIK, Sebastian WALL, Przyszłość eurokodów w Polsce – nowe kierunki rozwoju. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej Nr 276 Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (3/11/I) 2011, pp. 101-114.
[5] PN-EN ISO 140-1;1999 Akustyka. Pomiar izolacyjności akustycznej w budynkach i izolacyjności akustycznej elementów budowanych. Wymagania dotyczące laboratoryjnych stanowisk badawczych bez przenoszenia bocznego.
[6] PN-EN 20140-3;1999 Akustyka. Pomiar izolacyjności akustycznej w budynkach i izolacyjności akustycznej elementów budowanych. Pomiary laboratoryjne izolacyjności od dźwięków powietrznych elementów budowlanych.
[7] PN-EN ISO 717-1Akustyka. Ocena izolacyjności akustycznej w budynkach i izolacyjności akustycznej elementów budowlanych. Izolacyjność od dźwięków powietrznych.
[8] PN-B-02151-3 Akustyka Budowlana. Ochrona przed hałasem w budynkach. Izolacyjność akustyczna przegród w budynkach oraz izolacyjność akustyczna elementów budowlanych.
[9] Praca ITB NA-55/2009 (2.5.1.13) ManuBuild, Otwarty system budownictwa, zagadnienia akustyczne. Sprawozdanie 2009.
[10] Nurzyński J. Acoustic performance of lightweight plasterboard walls, empirical study on the effect of plasterboard fixing conditions in P. Fazio, H. Ge, J. Rao, G. Desmarais. Research in Building Physics and Building engineering. Taylor & Francis/Balkema GB 2006, pp 819-826.

ACOUSTIC PERFORMANCE OF COMPOSITE PANELS AND THEIR POSSIBLE USE IN A BUILDING

Summary

The interest in composite elements in building industry is systematically increasing. Beside strictly constructional applications also use of composite panels for building partitions, floors and walls in public and also residential buildings are more often taken into consideration. For such applications the acoustical performance of panels is of critical importance. Not strength and resistance but the sound insulation may decide of the future of possible composite elements extensive use in buildings. Acoustics Department of ITB carried out two series of sound insulation tests for prototype composite panels manufactured by Mostostal Warszawa. The paper presents more detailed the results of the second measurement series and relevant conclusions. The results of the first part were presented earlier [1, 2]. Elements of four different structural types were investigated. The elements were installed in different arrangement and configurations as a wall or floor partition. Full scaled standard samples of walls and floors were tested as well as smaller elements of the same structure.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Paweł PONETA[1]
Mostostal Warszawa S.A.

UPRZEMYSŁOWIENIE PROCESU PREFABRYKACJI KOMPOZYTOWYCH ELEMENTÓW INFRASTRUKTURY DROGOWEJ

STRESZCZENIE

Jednym z największych wyzwań stojących przed inżynierami budownictwa lądowego i wodnego jest projektowanie oraz wykonywanie konstrukcji będących w stanie spełniać wymagania nowoczesnej architektury, przy jednoczesnym ograniczeniu kosztów związanych z ich projektowaniem, realizacją i utrzymaniem. Rozwiązaniem tego problemu mogą być materiały kompozytowe typu FRP. Do niedawna ich zastosowanie w branży budowlanej ograniczało się do wzmacniania istniejących już struktur. W ostatnich latach poczyniono próby wykorzystania ponadprzeciętnych właściwości tych materiałów w całkowicie nowych konstrukcjach, m.in. w elementach infrastruktury drogowej. Rozwojem tych ostatnich, zajmuje się konsorcjum realizujące projekt Trans-IND – projekt badawczy finansowany przez Komisję Europejską (www.trans-ind.eu). Niniejszy referat przedstawia rezultaty osiągnięte na przestrzeni pierwszych dwóch lat funkcjonowania tego czteroletniego projektu.

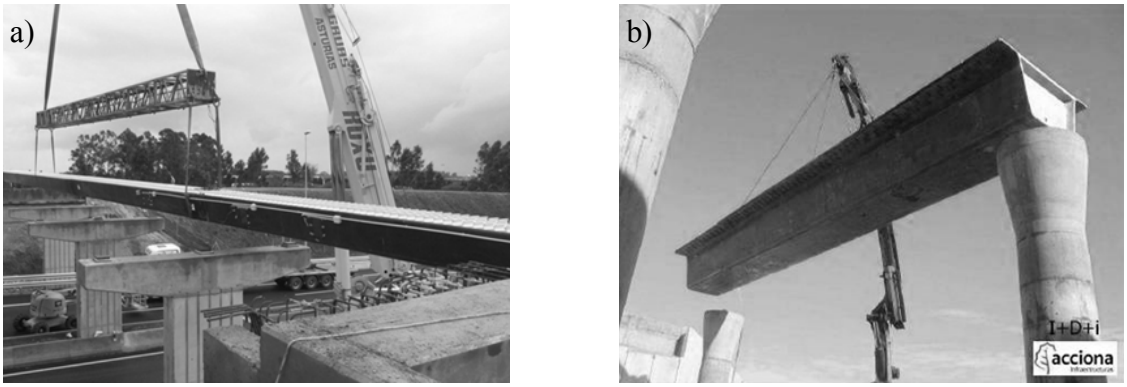
SŁOWA KLUCZOWE: kompozyty, CFRP, GFRP, żywica epoksydowa

1. WSTĘP

Trans-IND jest czteroletnim projektem badawczym finansowanym przez Komisję Europejską, prowadzonym w ramach siódmego programu ramowego (FP7), którego celem jest opracowanie nowego, uprzemysłowionego procesu budowlanego nakierowanego na projektowanie, realizację i utrzymanie głównych elementów konstrukcji infrastruktury drogowej wykonanych z kompozytów włóknistych o osnowie polimerowej (ang. Fibre Reinforced Polymers - FRP). W obszarze badań konsorcjum realizującego projekt Trans-IND znajdują się zarówno konstrukcje (mosty drogowe, kładki dla pieszych), jak również elementy wyposażenia (m.in. bariery energochłonne oraz akustyczne).
Idea projektu zrodziła się z doświadczeń zdobytych, przez firmę Acciona Infraestructuras (koordynatora technicznego projektu Trans-IND), przy realizacji dwóch wiaduktów autostradowych, zaprojektowanych i wykonanych z materiałów kompozytowych typu FRP. Pierwszym z nich, a zarazem pierwszym tego typu obiektem w Hiszpanii, jest 4 przęsłowy wiadukt, o długości 46m, wybudowany w 2004 roku, w ciągu Autostrady Kantabryjskiej [1].

[1] p.poneta@mostostal.waw.pl

Konstrukcje wiaduktu stanowią dźwigary główne, wykonane z kompozytu węglowego, połączone ze sobą za pomocą żelbetowej płyty pomostowej (rys.1). W drugim obiekcie, wybudowanym w Madrycie, w ciągu autostrady M-111, zastosowano kompozytowe dźwigary skrzynkowe oraz kompozytowe, tracone deskowanie żelbetowej płyty pomostowej (rys. 1). Ten trzy przęsłowy wiadukt, o całkowitej długości przęseł wynoszącej 34m powstał w 2008 roku [2].



Rys. 1. a) budowa pierwszego kompozytowego wiaduktu w Hiszpanii (2004); b) montaż kompozytowego przęsła wiaduktu w ciągu autostrady M-111, w Madrycie (2008); źródło: Acciona Infraestrucutras.

Efekty uzyskane w wyniku pierwszych doświadczeń potwierdziły możliwość zaprojektowania i wykonania mostu drogowego przy użyciu materiałów kompozytowych typu FRP. Obydwie realizacje opierały się na ręcznej metodzie produkcji głównych elementów wiaduktów (dźwigarów głównych, elementów płyty pomostowej). Do budowy elementów kompozytowych wykorzystano tzw. pre-preg (skrót od ang. pre-impregnated). Jest to wstępnie przesączona tkanina z włókien szklanych lub węglowych, przechowywana, aż do momentu wbudowania, w obniżonej temperaturze (-18°C). Materiał ten układa się w specjalnie przygotowanej formie, gdzie w późniejszym czasie poddawany jest procesowi mechanicznej konsolidacji oraz obróbce termicznej. Rozwiązanie to okazało się być mało konkurencyjnym cenowo w stosunku do tradycyjnych materiałach budowlanych takich jak beton czy stal. Główną tego przyczyną jest pracochłonny, ręczny proces produkcji.

Dzięki skrupulatnej analizie ekonomicznej uwzględniającemu koszt każdej, pojedynczej czynności niezbędnej do realizacji obu obiektów m.in. kosztów siły roboczej, materiałów, energii, transportu, montażu oraz przyszłych kosztów takich jak eksploatacji i konserwacji wywnioskowano, że automatyzacja procesów pozwoliłaby osiągnąć poziom konkurencyjnymi w stosunku do tradycyjnych rozwiązań, a nawet je przewyższyć. Przeprowadzone analizy posłużyły jako baza do opracowania koncepcji projektu Trans-IND: „Uprzemysłowienie procesu budowy infrastruktury transportowej wykonanej z kompozytów polimerowych". Spodziewane rezultaty projektu pozwolą na wprowadzenie, istotnych dla branży, innowacyjnych rozwiązań w zakresie infrastruktury drogowej, które pozostaną przy tym konkurencyjne cenowo. W niniejszej pracy przedstawiono niektóre wyniki uzyskane po dwóch latach realizacji czteroletniego projektu badawczo-rozwojowego.

2. SKŁAD KONSORCJUM I CELE PROJEKTU

2.1. Konsorcjum projektu

Konsorcjum, które pracuje nad rozwojem projektu zainicjowanego w czerwcu 2009 roku, składa się z 20 parterów, m.in. z uniwersytetów oraz europejskich centrów badawczych, które wspierają przedsiębiorstwa działające w branży materiałów kompozytowych oraz szeroko pojętej inżynierii budowlanej.

Koordynacja projektem została powierzona przedsiębiorstwu Mostostal Warszawa. Pozostali partnerzy to: Acciona Infraestructuras – hiszpański lider w sektorze budownictwa; Umeco Structural Materials – światowy lider w sektorze innowacyjnych materiałów kompozytowych; ASM Centrum Badań i Analiz Rynku – centrum badawcze specjalizujące się w badaniach branży budowlanej; D'Appolonia – włoska spółka inżynierska, aktywna w sektorze badań nad materiałami kompozytowymi; Tecnalia – hiszpańskie centrum badawczo- rozwojowe; Fraunhofer-IPA – jeden z głównych instytutów badawczych w Niemczech; Huntsman Advanced Materials – lider w zakresie produkcji żywic; ITIA-CNR – włoski instytut technologii przemysłowych i automatyzacji; IVW – niemiecki instytut badawczy materiałów kompozytowych; Mikrosam – producent maszyn dla przemysłu kompozytowego; Semantic Systems – spółka high-tech specjalizująca się w rozwiązaniach IT; TNO – największy, holenderski instytut badawczy; Politechnika z Drezna – uczelnia posiadająca doświadczenie w rozwiązaniach bazujących na technologii RFID; Politechnika regionu Marche – specjalizująca się w badaniach nieniszczących; Van Wees – lider w produkcji maszyn włókienniczych; ZRMK – słoweńska spółka inżynierska; Solintel – hiszpańska spółka high-tech specjalizująca się w doradztwie z zakresu inżynierii; Atos Origin – międzynarodowy lider w branży IT.

2.2. Cele projektu

Głównym celem projektu jest uprzemysłowienie procesu produkcji elementów kompozytowych FRP, wykorzystywanych do realizacji konstrukcji inżynierskich infrastruktury drogowej, uwzględniając ich cały cykl życia od opracowania koncepcji poprzez projektowanie, produkcję, logistykę, montaż na placu budowy, konserwację i utrzymanie, aż po rozbiórkę. Jednym z zadań obecnie realizowanych jest opracowanie platformy projektowej, która ma za zadanie integrować i usprawniać cały proces budowy infrastruktury drogowej.

Skupiono się na opracowaniu konstrukcji przęseł kompozytowych o rozpiętości od 10 do 40 m oraz zaprojektowaniu systemów barier energochłonnych i akustycznych. Dodatkowo opracowano technologie produkcji tych elementów. Będą one częścią sporządzanego katalogu rozwiązań projektowych dla infrastruktury drogowej.

Do dalszych celów projektu należy wybudowanie i przetestowanie kompozytowego obiektu mostowego wykorzystującego opracowane technologie oraz opracowanie zaleceń normatywnych w zakresie projektowania tego typu konstrukcji.

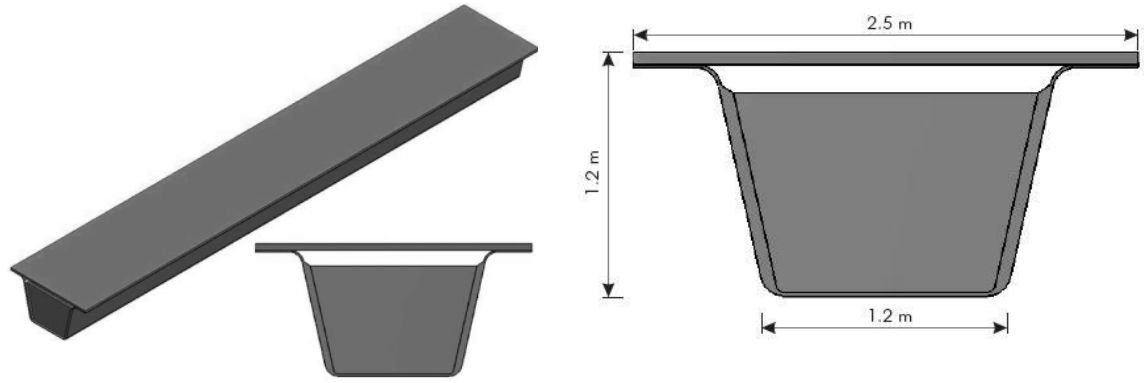
3. KOMPOZYTOWE PRZĘSŁA MOSTOWE

3.1. Dźwigary główne

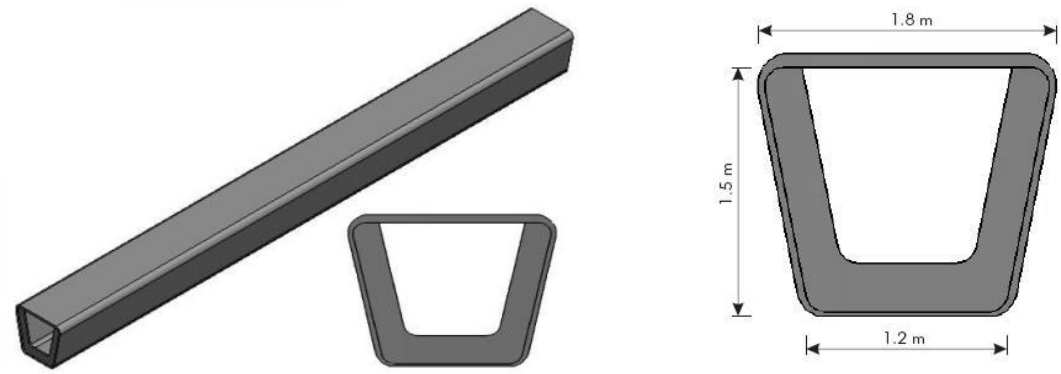
W ramach projektu zaprojektowano trzy różne rozwiązania dla dźwigarów głównych (rys. 2 i 3). Konstrukcja każdego z nich została zoptymalizowana pod kątem jak najlepszego wykorzystania materiałów (włókna węglowego i szklanego oraz żywicy epoksydowej). Analizy przeprowadzono dla różnych rozpiętości oraz klasy obciążeń. W zależności od konkretnego przypadku projektowego możliwe jest zastosowanie również materiałów przekładkowych w postaci pianek PVC.

Uwzględniając kształt zaprojektowanych elementów zaprojektowano i wykonano także specjalne maszyny, które są przeznaczone do automatycznej produkcji dźwigarów. Opracowano technologię łączącą proces ciągłego nawijania (ang. filamen winding) oraz automatycznego układania taśm kompozytowych (ang. automated tape placement). W podobny sposób jest budowany przez firmę Boeing kadłub samolotu 787 Dreamliner. Proces polega na naprzemiennym zautomatyzowanym nawijaniu i układaniu przesyconych żywica epoksydową włókien na obracającej się formie. Możliwe jest także zastosowanie przesyconego wcześniej

materiału (pre-preg), natomiast najbardziej ekonomiczne jest zastosowanie przesycania suchego włókna (tzw. online impregnation). Maszyna sterowana jest programem, który układa włókna zgodnie ze zoptymalizowanym wcześniej projektem. Kolejnym etapem procesu jest wygrzewanie elementu w temperaturze 80°C oraz usunięcie demontowanej formy. Maszyna stworzona, w ramach projektu, do produkcji dźwigarów jest unikatowa na skalę światową i pozwala na produkcję elementów o długości do 40 metrów.



Rys. 2 Koncepcja dźwigara zoptymalizowana dla rozpiętości od 10 do 15 m.



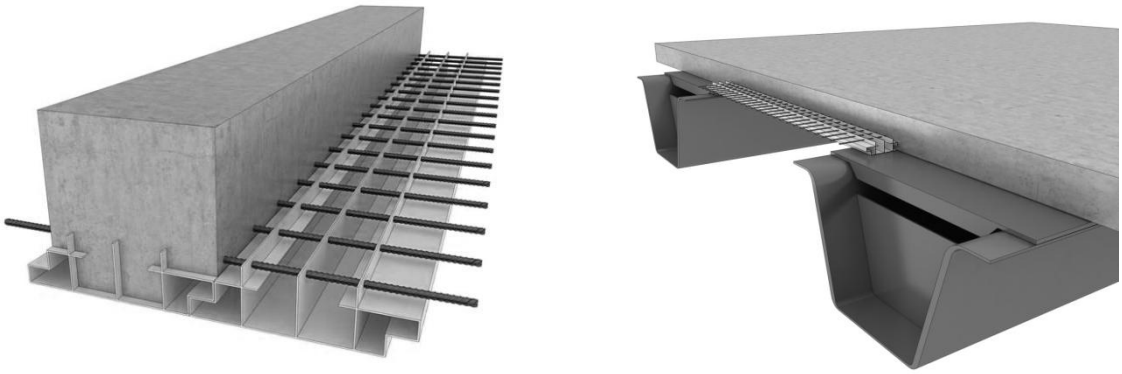
Rys. 3. Koncepcja dźwigara zoptymalizowana dla rozpiętości od 15 do 30 m.

Obecnie prowadzone są testy maszyny oraz badania materiałowe elementów w niej uzyskanych. Uzyskany stopień zbrojenia kompozytów wynosi od 55 do 60% i jest dużo wyższy niż dla elementów wykonanych ręcznie (40%). Ograniczenie zużycia żywicy, przy jednoczesnym zachowaniu przesycenia włókien, poprawia pracę kompozytu, zmniejsza jego wagę oraz koszt produkcji i transportu.

3.2. Panele pomostu

Integralną częścią koncepcji kompozytowego przęsła jest płyta pomostowa. Opracowano uniwersalne rozwiązanie tego elementu, pasujące do wszystkich sporządzonych koncepcji dźwigarów głównych. Rozwiązanie to opiera się na połączeniu kompozytu z wółkien szklanych o osnowie polimerowej (GFRP) będącego jednocześnie elementem nośnym i deskowanie traconym, z betonem oraz zbrojeniem stalowym (rys. 4).

Część kompozytową pomostu zaprojektowano, w technologii przeciągania (ang. pultrusion), przy uwzględnieniu różnych warunków podparcia oraz sposobów pracy konstrukcji (przęsło, wspornik). Przeanalizowano stan montażowy oraz użytkowy. Do obliczeń przyjęto właściwości kompozytowych materiałów uzyskanych w maszynie pultruzyjnej firmy Acciona Infraestructuras (tab. 1).

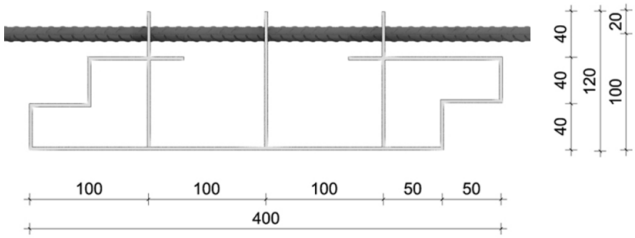


Rys. 4. Koncepcja zintegrowanego pomostu kompozytowego

Tablica 1. Właściwości laminatu GFRP wykonanego przez firmę Acciona Infraestrucutras.

Gęstość	2000kg/m^3	
Moduł Younga	E_x= 26,4 GPa	E_y= 10,83 GPa
Moduł Kirchhoffa	G_{xy}= 2,515 GPa	
Współczynnik Poissona	ν_{xy}= 0,250	
Zawartość włókna w przekroju	V_f= 0,6	
Wytrzymałość na rozciąganie	F_{m_x} = 261,3 MPa	F_{m_y} = 29,9 MPa
Wytrzymałość na ściskanie	F_{c_x} = -276 MPa	F_{c_x} = -113,5 MPa
Wytrzymałość na ścinanie w płaszczyźnie xy	S= 44 MPa	

Zaprojektowano element kompozytowy jako przekrój otwarto – zamknięty zapewniający odpowiednie, pełne zespolenie kompozytu z nadbetonem wykorzystując typu perfobond wykorzystywane w konstrukcjach stalowo – betonowych. Płytę pomostową zaprojektowano dla dźwigarów o maksymalnym rozstawie (w świetle) wynoszącym 3,5m oraz dla wsporników o wysięgu do 1,7m. Aby zapewnić odpowiednie wykorzystanie przekroju zaprojektowano przekroje kompozytowe o różnych grubościach ścianki (od 3 do 6mm). Na poniższym rysunku przedstawiono przykładowe wymiary kompozytowego elementu pomostu.

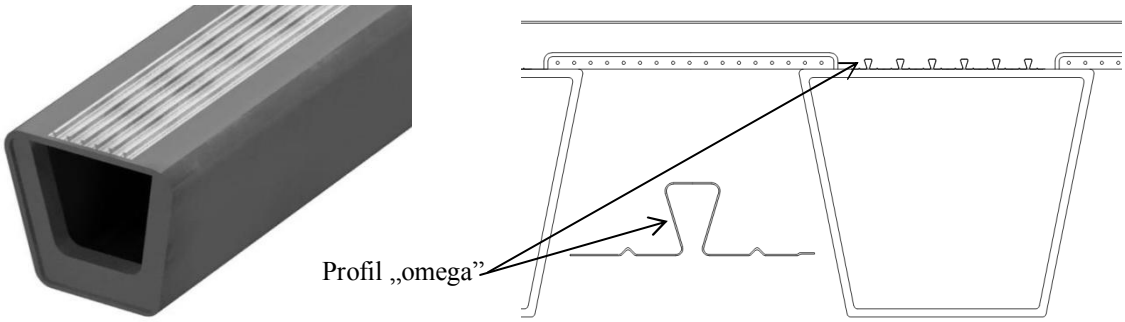


Rys. 5. Przykładowy, kompozytowy element płyty pomostowej

3.3. Połączenia

W ramach projektu Trans-IND stworzono kilka koncepcji połączeń, które w jego dalszej fazie zostaną wykonane i przebadane. Jedną z nich jest hybrydowe połączenie pomiędzy kompozytowym, trapezoidalnym dźwigarem oraz betonową płytą pomostową (rys. 6). Jako elementy łączące zostały zastosowane zarówno łączniki mechaniczne (stalowe elementy w postaci odwróconych profili typu omega, zakotwione w górnej półce belki) jak i odpowiedni klej (na bazie żywicy epoksydowej). Po zamocowaniu profili są przez nie przeprowadzane pręty stalowe (w kierunku równoległym do osi dźwigara) gwarantujące odpowiedni stopień zespolenia pomiędzy belką oraz płytą pomostową. Obecnie (drugi kwartał 2012 roku) prowadzone są analizy

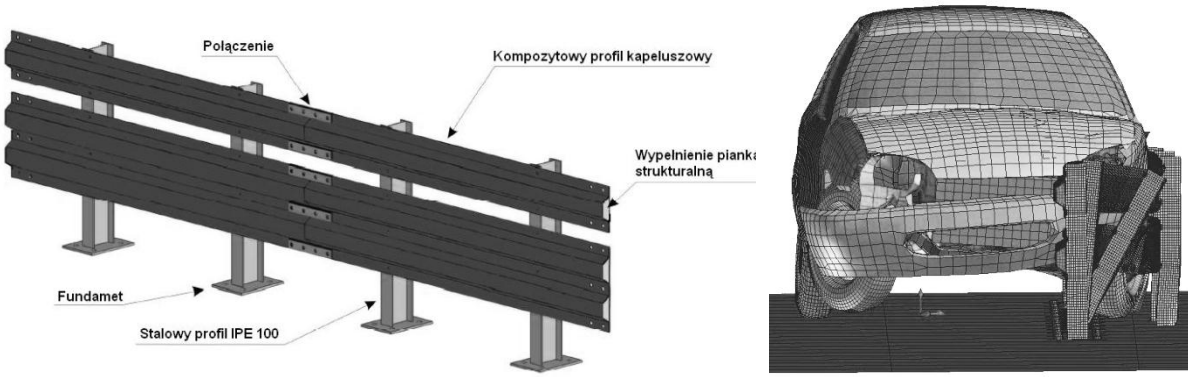
numeryczne mające na celu uszczegółowienie oraz zoptymalizowanie zaproponowanego połączenia.



Rys. 6. Koncepcja zespolenia konstrukcji dźwigara kompozytowego wraz z betonową płytą pomostu

4. KOMPOZYTOWE ELEMENTY BARIER OCHRONNYCH

Projekt wraz z analizą wytrzymałościową kompozytowo-stalowych barier ochronnych został wykonany przez spółkę D'Appolonia (rys. 7). Natomiast w instytucie IVW (Institut für Verbundwerkstoffe) opracowano ich technologię produkcji. Uwzględniono normy w zakresie bezpieczeństwa drogowego (m.in. EN 1317-2.) Do prowadzonych analizach zastosowano oprogramowanie PAM CRASH 2G umożliwiające wykorzystanie nieliniowych modeli zachowywanie się materiałów (zarówno stali i betonu jak i kompozytów FRP) pod obciążeniem dynamicznym jakim jest uderzenie samochodu.

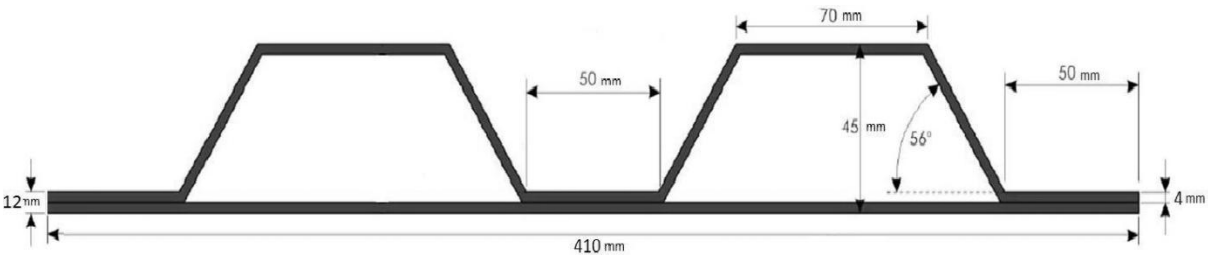


Rys. 7. Projekt koncepcji bariery energochłonnej. Obliczenia wykonane podczas projektowania bariery energochłonnej zgodnie z Normą Europejską EN 1317-2.

Bariery ochronne opracowane w ramach projektu Trans-IND składają się z:

- profili wykonanych z materiałów kompozytowych, rozmieszczonych wzdłużnie (rys. 8),
- wypełnienia w postaci pianki strukturalnej pozwalające na maksymalne pochłonięcie energii podczas zderzenia,
- stalowych łączników oraz profili podtrzymujących elementu rozmieszczone wzdłużnie,
- stalowych płyt łączących profile kompozytowe z fundamentami.

Ciekawym aspektem systemu barier jest metoda produkcji ich składowych elementów kompozytowych. Zamknięty profil kapeluszowy, z rdzeniem w postaci pianki strukturalnej, jest wykonany z kompozytu szklanego termoplastycznego (rys. 8). Tego typu materiały mogą być ze sobą łączone za pomocą spawania, co też jest wykorzystywane w produkcji barier. W zautomatyzowanym procesie spawania (ang. continous compession moulding) profil kapeluszowy wraz z rdzeniem piankowym zostaje zespolony termicznie z płaskim profilem.



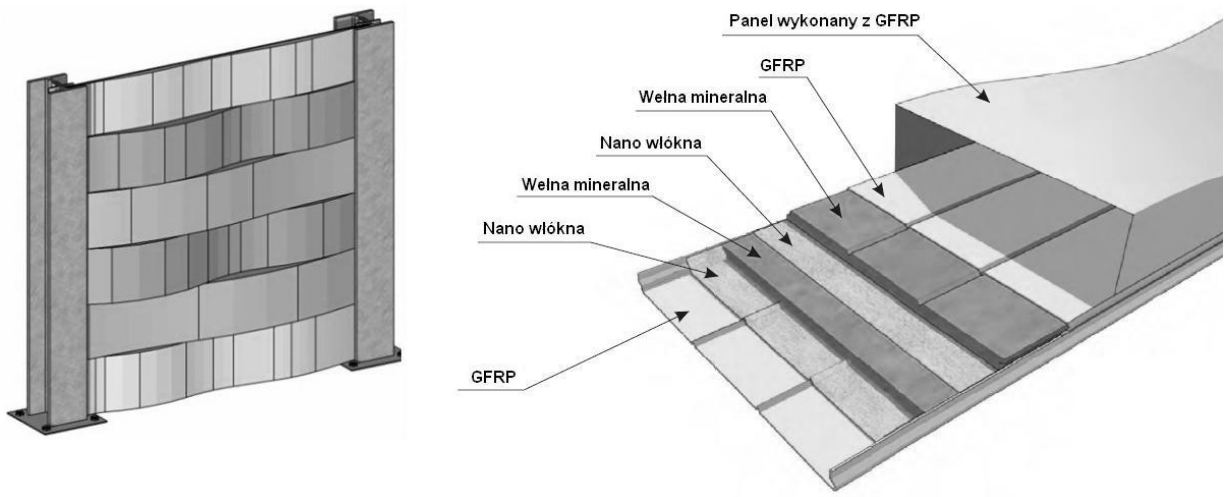
Rys. 8. Przekrój poprzeczny jednego z elementów kompozytowych systemu barier bezpieczeństwa.

Obecnie prowadzone są prace mające na celu weryfikację zarówno założeń projektowych jak i przeprowadzonych analiz teoretycznych. Równolegle są prowadzone prace nad ulepszeniem procesy produkcyjnego.

5. KOMPOZYTOWE PANELE EKRANÓW AKUSTYCZNYCH

W ramach realizowanego projektu firma Solintel z Hiszpanii opracowała trzy rodzaje kompozytowych barier akustycznych. Koncepcje te różnią się od siebie zarówno paramentami akustycznymi jak i walorami architektonicznymi:

- Bariery akustyczne zwykłe – składające się z kompozytowych paneli typu sandwicz oraz konstrukcji wsporczej wykonanej z pultruzyjnych profili FRP.
- Bariery akustyczne z roślinnością – konstrukcja wsporcza przystosowane do zasadzenia roślin ozdobnych.
- Bariery akustyczne o zakrzywionych liniach – składające się z paneli typu sandwicz wyposażonych w powłokę wykonaną z nano-włókien (rys. 9).



Rys. 9. Koncepcja bariery akustycznej.

Panele akustyczne wykonane są w technologii infuzji (ang. infusion resin). Natomiast jako ich konstrukcję wsporcze przyjęto typowe, dwuteowe profile kompozytowe wykonane metodą pultruzji.

Według dotychczasowych analiz, ocenia się, że większość obecnie wykorzystywane barier akustycznych będzie wymaga napraw w perspektywie 10 lat. Wynika to głównie z korozji oraz degradacji materiałów z jakich są wykonane.

Konsorcjum realizujące projekt Trans-IND próbuję rozwiązać ten problem poprzez stworzenie systemu barier akustycznych stworzonych z dużo bardziej odpornych chemicznie materiałów, jaki są kompozyty włókniste o osnowie polimerowej.

6. PODSUMOWANIE

Po dwóch latach trwania projektu Trans-IND przedstawiono uzyskane w nim, rezultaty odnoszące się do materiałów kompozytowych znajdujących zastosowanie przy konstruowaniu różnego typu elementów infrastruktury drogowej. Partnerzy tworzący konsorcjum, pochodzący z różnych krajów Europy, opracowali nowoczesny design głównych elementów mostowych, zaprojektowanych i wykonanych w całości przy zastosowaniu kompozytów typu FRP. W szczególności, prace konsorcjum koncentrowały się na następujących elementach:

- kompozytowych przęsłach mostowych (dźwigary główne, płyta pomostu),
- połączeniach,
- barierach energochłonnych,
- barierach dźwiękochłonnych (akustycznych).

Głównym celem przeprowadzanych analiz było zoptymalizowanie geometrii, tak aby w pełni wykorzystać konstrukcyjne właściwości materiałów kompozytowych przy jednoczesnym uwzględnieniu aspektów architektonicznych. Szczegóły techniczne odnoszące się do wszystkich opracowanych elementów zostały zamieszczone w katalogu Trans-IND, który jest opublikowany na stronie internetowej projektu (www.trans-ind.eu). Nowy, zindustrializowany system produkcji wypracowany dzięki projektowi, ma ambitny cel zrewolucjonizowania w przyszłości sposobów realizacji obiektów infrastrukturalnych dzięki zastosowaniu innowacyjnego materiału jakim są kompozyty FRP.

Piśmiennictwo:

[1] Mires, J., Calvo, I., Pineda, L., Botello, F., Gomez, M., Primi, S. oraz Bonilla, J., "Pierwszy most w Hiszpanii zbudowany z polimerów wzmacnianych włóknami węglowymi", FRPRCS-8, Patras, Grecja, 2007, str. 596-597.

[2] Gutierrez, E., Primi, S., Mires, J.M. and Calvo, I., "Badania konstrukcji mostu drogowego z włókien węglowych: zachowanie quasi-statyczne oraz krótkoterminowe", Journal of Bridge Engineering, 13, 3, 2008, str. 271-281.

INNOVATIVE PROCESSES FOR STRUCTURAL ELEMENTS IN COMPOSITE MATERIALS FOR TRANSPORT INFRASTRUCTURES

Summary

Nowadays one of the biggest challenges for civil engineers is designing structures that are able to satisfy current architectural requirements and, at the same time, include design, construction and maintenance costs.

The solution lies in the world of composite materials. In the past these materials were indeed used in civil engineering almost only for strengthening existing structures. Over the past decades, structural applications for new constructions have been proposed to expand the application of composite materials. In this context, Trans-IND is a project funded by the European Commission within the Seventh Framework Programme (2007-2013) and led by a Consortium of twenty European partners including research centres, universities and industrial companies.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Lech WŁASAK[1]
Jerzy JURCZUK[2]
Mostostal Warszawa S.A.

NOWE KONCEPCJE KOMPOZYTOWYCH POMOSTÓW DROGOWYCH

STRESZCZENIE

W pracy zaprezentowano koncepcje trzech drogowych, prefabrykowanych pomostów kompozytowych, stworzonych w dziale badawczo-rozwojowym firmy Mostostal Warszawa. Do ich użyto żywicy epoksydowej zbrojonej włóknami (szyte tkaniny szklane i węglowe) oraz rdzeni z pianek. Panele warstwowe wykonano w jednym procesie - metodą infuzji lub w dwóch procesach: infuzji i sklejenia ze sobą, uzyskanych tą drogą elementów.

Potwierdzono możliwość stosowanie tej metody do produkcji warstwowych płyt pomostowych, przedstawiono napotkane problemy oraz doświadczenia zebrane podczas wykonywania ich prototypowych modeli.

SŁOWA KLUCZOWE: pomost drogowy, panel warstwowy, kompozyt FRP, infuzja

1. WSTĘP

W Polsce 30% mostów drogowych jest użytkowana od ponad 50 lat [1]. W tym czasie zwiększyło się natężenie ruchu drogowego oraz uległy zmianie wytyczne i normy do projektowania obiektów mostowych. Z tego powodu współczesne przeprawy są konstruowane z myślą o dużo większych obciążeniach niż starsze konstrukcje, a te ostatnie należy często dostosowywać do nowych wymagań. Drogą prowadzącą do tego celu jest zarówno wzmacnianie lub wymiana istniejącego ustroju nośnego jak i obniżenie masy własnej obiektu lub jego elementów składowych.

W mostach, o konstrukcji stalowej lub zespolonej, z żelbetową płytą pomostową, jej waga stanowi znaczny udział w masie całego przęsła. Z kolei mosty o pokładzie drewnianym mają lekki pomost, jednak zwykle o bardzo małej nośności. W obu przypadkach sposobem podwyższenia klasy obciążenia mostu może być wykonanie pomostu z kompozytów włóknistych o osnowie polimerowej (ang. fiber reinforced polymers - FRP). W pierwszym z nich zmniejszymy ciężar płyty pomostowej, przez co odciążymy dźwigary główne i/lub inne główne elementy konstrukcyjne obiektu, natomiast w drugim przy podobnej masie pomostu zwiększamy jego nośność. Średni ciężar ustroju nośnego pomostu wykonanego z kompozytów FRP wynosi od 0,6 do 1,5kN/m^2, a betonowego od 4,0 do 5,0kN/m^2 [2].

[1] l.wlasak@mostostal.waw.pl
[2] j.jurczuk@mostostal.waw.pl

W pracy [3] dokonano analizy kosztów dla mostów kompozytowych i stalowych. Nakłady potrzebne na budowę przemawiają za tradycyjną konstrukcją, jednak po uwzględnieniu kosztów utrzymania obiektu w całym jego cyklu życia, bardziej ekonomiczne okazują się mosty kompozytowe. Wynika to z ich wysokiej odporności na warunki atmosferyczne. Zależnie od rodzaju włókien oraz osnowy, elementy FRP mogą być odporne zarówno na kwasy jak i zasady [4]. Daje to możliwość budowy obiektów mostowych w agresywnych środowiskach, w których tradycyjne konstrukcje nie zdają egzaminu.

Aby uzyskać elementy kompozytowe o wysokich, powtarzalnych właściwościach należy, przy ich wytwarzaniu, utrzymać ścisły reżim technologiczny. Jest to trudne do uzyskania na placu budowy, dlatego tego typu elementy są zwykle prefabrykowane w zakładach produkcyjnych, przewożone na miejsce docelowe i dopiero tam łączone. Pozwala to na przyśpieszenie budowy mostu i ograniczenie do minimum uciążliwości z nią związanych, co jest szczególnie ważne podczas modernizacji istniejących obiektów. Dzięki małej masie oraz dużej sztywności prefabrykatów kompozytowych, ich transport jest tańszy i łatwiejszy niż transport analogicznych elementów wytworzonych z betonu lub stali.

Pierwszy most z kompozytów FRP wybudowano w 1982 roku w Miyun (Chiny) [5]. Pionierską realizacją na terenie Polski jest kładka na terenie Grupowej Oczyszczalni Ścieków w Łodzi oddana do użytku w 1999 roku [6]. Drugim i jak na razie jedynym tak dużym kompozytowym obiektem jest kładka dla pieszych nad drogą S11 w Gądkach koło Poznania oddana do użytku w 2008 roku [7]. Jednak do dziś w Polsce nie powstał jednak żaden kompozytowy most drogowy. W USA pierwszy z nich wzniesiono w Kansas w 1996 roku. W ciągu kolejnych ośmiu lat wybudowano tam lub zmodernizowano, przy wykorzystaniu materiałów FRP, ponad sto obiektów tego typu [8]. Świadczy to o pozytywnych doświadczeniach inwestorów, projektantów oraz wykonawców mostów z kompozytów włóknistych o osnowie polimerowej i zachęca do zajęcia się tą tematyką.

Niniejsza praca ma na celu przedstawienie koncepcji trzech pomostów kompozytowych, stworzonych w dziale badawczo-rozwojowym Mostostalu Warszawa, udzielenie odpowiedzi czy da się je wykonać metodą infuzji oraz opisanie doświadczeń i napotkanych problemów podczas wykonywania ich prototypowych modeli.

2. CHARAKTERYSTYKA MATERIAŁÓW DO PRODUKCJI PANELI KOMOPZYTOWYCH

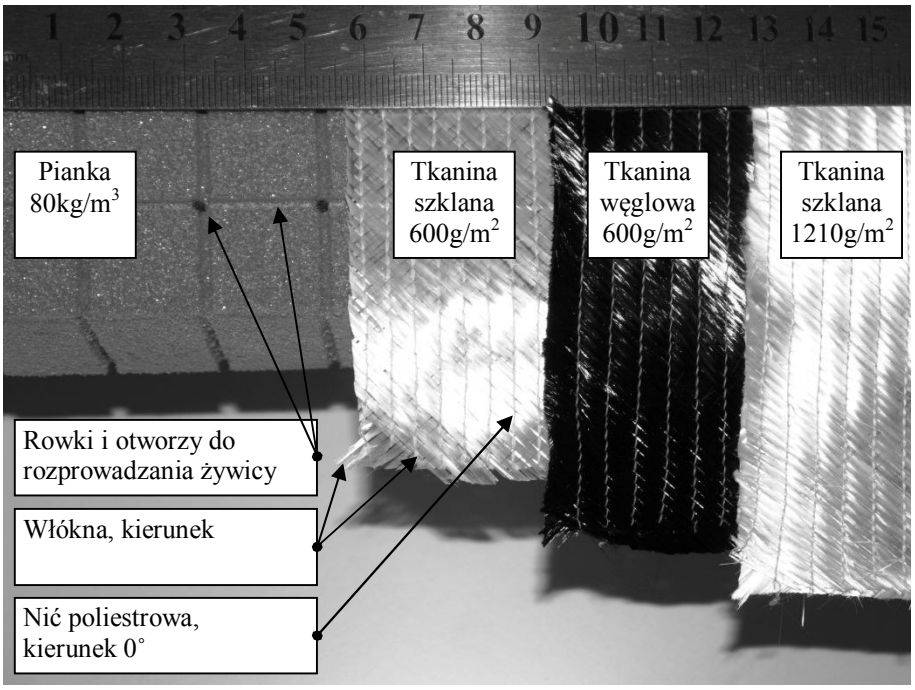
2.1. Tkaniny

Do budowy płyty pomostowej zostały użyte trzy rodzaje szytych tkanin dwukierunkowych, o ułożeniu włókien +45° i -45° w stosunku do głównego kierunku tkaniny. Materiały różniły się gramaturą (600 i 1210g/m^2) oraz rodzajem włókien: szklane (typu E-glass), węglowe (typu carbon HT) (rys 1). Właściwości włókien podane przez producenta (Saertex) przedstawiono w (tab. 1).

Tablica 1. Właściwości włókien użytych do budowy pomostu

Właściwość	Jednostki	Włókno szklane E-glass	Włókno węglowe Carbon HT
Gęstość	[g/cm^3]	2,6	1,7
Moduł Younga (równolegle do włókien)	[GPa]	73	235
Moduł Younga (prostopadle do włókien)	[GPa]	73	15
Wytrzymałość na rozciąganie	[MPa]	2200	4800
Współczynnik rozszerzalności cieplnej	[10^{-6}/K]	5	-0,1
Wydłużenie graniczne	[%]	3,5	1,5

Źródło: http://www.saertex.com/produkt_technik/produkte/fasereigenschaften/



Rys. 1. Materiały zastosowane do budowy pomostu

2.2. Żywica

Osnowa w materiałach FRP jest ośrodkiem przekazującym obciążenia, redystrybuującym naprężenia podczas przerwania części włókien, wypełniającym pustki między włóknami oraz chroniącym włókna od środowiska zewnętrznego [9]. Jako osnowę kompozytów użyto produkt firmy Huntsman (żywica Araldite LY 1564 SP, utwardzacz XP 3486). Jest to dwuskładnikowa termoutwardzalna żywica epoksydowa. Tego typu tworzywo charakteryzuje się trójwymiarową siatką cząsteczkową nadającą mu cechy izotropowe oraz lepszymi właściwościami mechanicznymi niż np. żywice poliestrowe. Aby uzyskać najlepsze parametry wytrzymałościowe należy, po utwardzeniu żywicy, wygrzewać element przez 8 godzin w temperaturze 80˚C.

2.3. Pianka

W dwóch koncepcjach płyt pomostowych zastosowano rdzenie z pianki konstrukcyjnej z tworzyw sztucznych. Miały one na celu wypełnić pustki (projektowane pomosty nie są konstrukcjami monolitycznymi), usztywniać ścianki kompozytowe i przenosić częściowo obciążenia pionowe. Dodatkowo, dzięki wyciętym rowkom oraz pionowym otworom, żywica była szybciej i równomierniej rozprowadzana w trakcie wykonywania pomostu.

Użyto pianek z serii Divinycell H, wyprodukowanych przez firmę DIAB, o gęstości 48 i 80kg/m^3. Ich parametry przedstawiono w (tab. 2).

Tablica 2. Właściwości pianek użytych do budowy pomostu

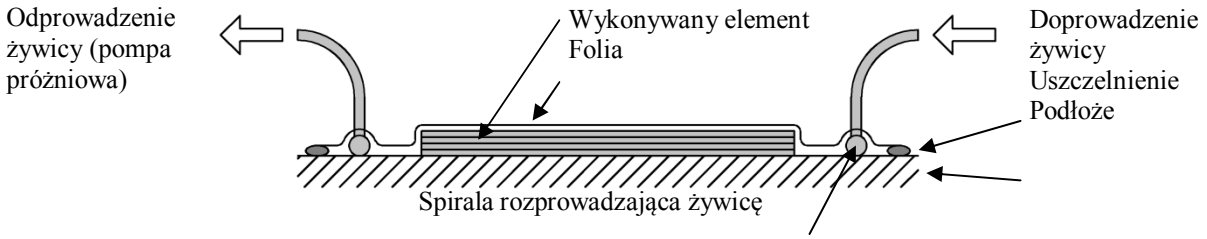
Właściwość	Jednostki	Pianka H45	Pianka H80
Gęstość	[kg/m^3]	48	80
Wytrzymałość na ściskanie	[MPa]	0,6	1,4
Moduł Younga przy ściskaniu	[MPa]	50	90
Wytrzymałość na rozciąganie	[MPa]	1,4	2,5
Moduł Younga przy rozciąganiu	[MPa]	50	90

Źródło: http://www.diabgroup.com/europe/literature/e_pdf_files/ds_pdf/H_DS_EU.pdf

3. WYTWARZANIE PANELI KOMPOZYTOWYCH METODĄ INFUZJI

Panele kompozytowe będące elementami składowymi płyty pomostowej, zostały wytworzone metodą infuzji. W tym procesie, wykonywany element wraz ze spiralami doprowadzającymi i odprowadzającymi żywice jest przykrywany folią, która jest uszczelniana po obwodzie. Następnie, powietrze spod foli jest odpompowywane za pomocą pompy próżniowej. Po odkręceniu zaworu doprowadzającego żywicę, zaczyna się przesycanie elementu.

Infuzja pozwala uzyskać element o wyższej zawartości objętościowej włókien w kompozycie niż w metoda ręcznego nakładania żywicy. Stosunek ilości włókien do osnowy przekłada się na wytrzymałość kompozytu. Jest on jeszcze wyższy dla elementów wytworzonych metodą pultruzji (przeciągania), jednak ta ostatnia wymaga dużo wyższych, początkowych, nakładów finansowych. Za infuzją przemawia również możliwość swobodnego kształtowanie wymiarów elementu (w pultruzji taka zmiana pociąga za sobą konieczność wykonania nowej formy). W przypadku wykonywania, pionierskich w skali kraju, drogowych pomostów kompozytowych, możliwość prostego modyfikowania wytwarzanych paneli przy jednoczesnym zachowaniu wysokich parametrów wytrzymałościowych jest cechą kluczową, dlatego do produkcji paneli wybrano metodę infuzji (rys. 2). Drogą infuzji wykonywano cały panel, lub jego elementy składowe, które były następnie ze sobą klejone.

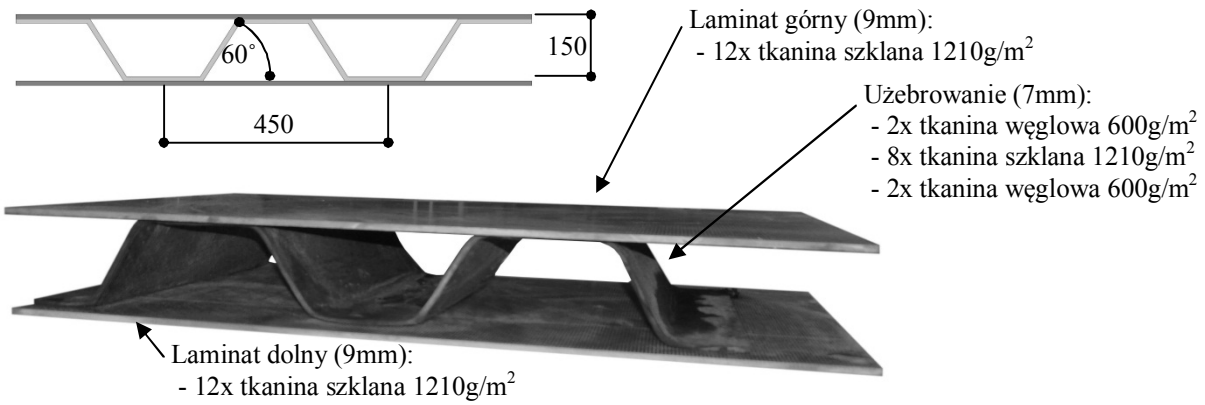


Rys. 2. Schemat procesu infuzji

4. KONCEPCJE POMOSTÓW KOMPOZYTOWYCH

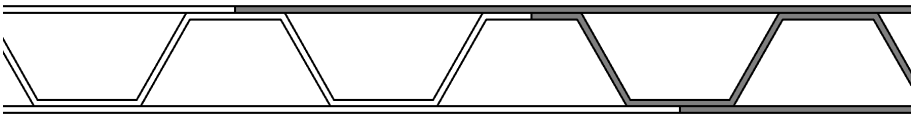
4.1. Koncepcja nr 1

Prefabrykowany panel stanowiący element płyty pomostowej składa się z trzech laminatów: dwóch płaskich (górnego i dolnego) oraz trzeciego, znajdującego się pomiędzy nimi, pełniącego rolę użebrowania (rys. 3). Elementy składowe zostały wytworzone w trzech niezależnych procesach infuzji i następnie sklejone ze sobą żywicą epoksydową.



Rys. 3. Schemat pomostu oraz zdjęcie wykonanego elementu

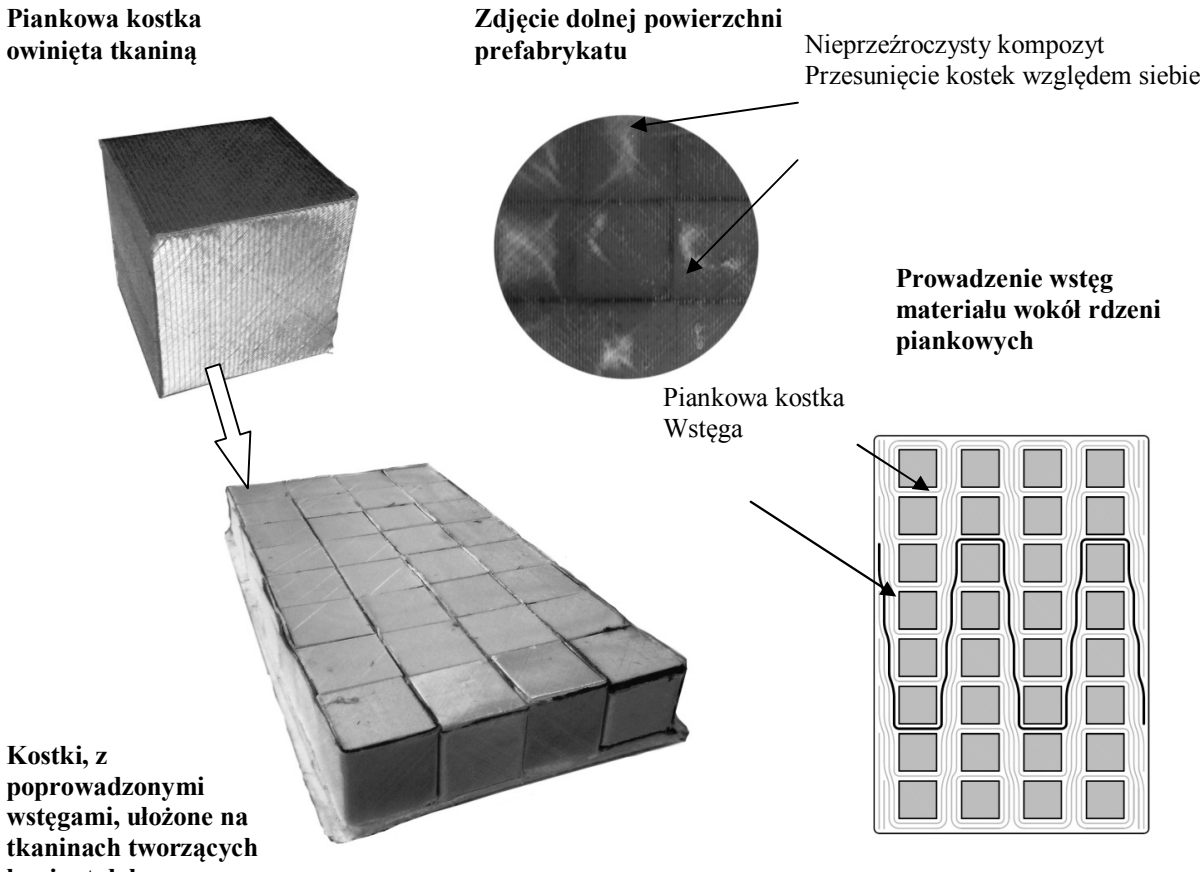
Nie przewidziano możliwości montażu płyty pomostowej na poprzecznicach, jedynie na elementach równoległych do osi mostu. Panel musi mieć szerokość mostu oraz użebrowanie prostopadłe do kierunku podparcia. Aby połączyć ze sobą poszczególne prefabrykaty należy wykonać je z laminatami (górnym i dolnym) przesuniętymi względem siebie (rys. 4.). Elementy należy skleić ze sobą żywicą epoksydową.



Rys. 4. Schemat łączenia prefabrykatów pomostu nr 1

4.2. Koncepcja nr 2

Podobnie jak w poprzedniej koncepcji, na dole i górze panelu znajdują się laminaty składające się z 12 warstw tkaniny szklanej o gramaturze 1210g/m^2. Część środkowa jest wypełniona piankowymi sześciennymi kostkami (48kg/m^3), o długości boku wynoszącej 15cm, owiniętymi tkaniną szklaną (600g/m^2). Dodatkowo pomiędzy kostkami są poprowadzone wstęgi tkaniny (szklana + węglowa, 600g/m^2) tworząc użebrowanie płyty. Każda kostka przylega do dwóch żeber głównych, składających się z czterech wstęg materiału, tj. ośmiu tkanin (4 szklanych i 4 węglowych). Owinięcie kostek poprawia przenoszenie na żebra, sił ścinających powstających przy hamowaniu pojazdów. Schemat pomostu przedstawiono na (rys. 5).



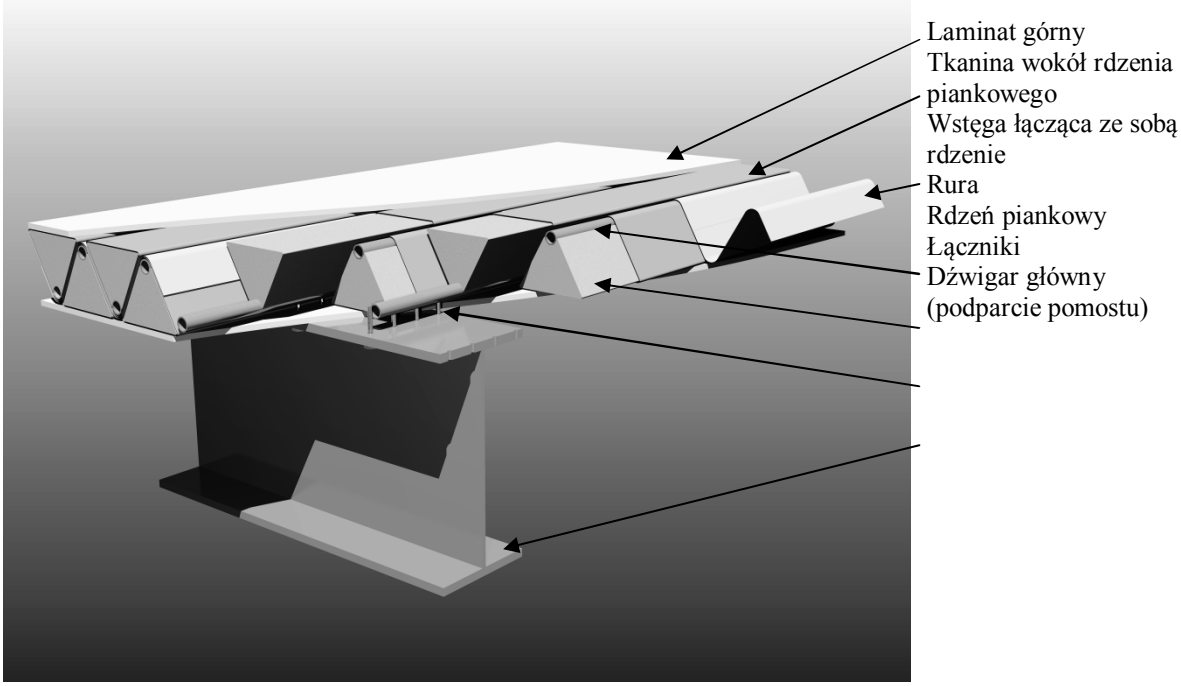
Rys. 5. Schemat budowy pomostu nr 2

Panel wykonano w jednym procesie infuzji. Masa metra kwadratowego wynosi 75kg. Panel musi mieć szerokość mostu oraz użebrowanie prostopadłe do kierunku podparcia. Łączenie kolejnych prefabrykatów następuje analogicznie jak w pierwszej koncepcji.

Z przyczyn ekonomicznych, w dalszych projektach rozważa się, zastąpienie rdzeni wyprodukowanych przez firmę DIAB, rdzeniami wykonanymi np. z pianki poliuretanowej. Użycie rdzeni o różnej wysokości daje możliwość utworzenia spadków jezdni, np. przekroju daszkowego.

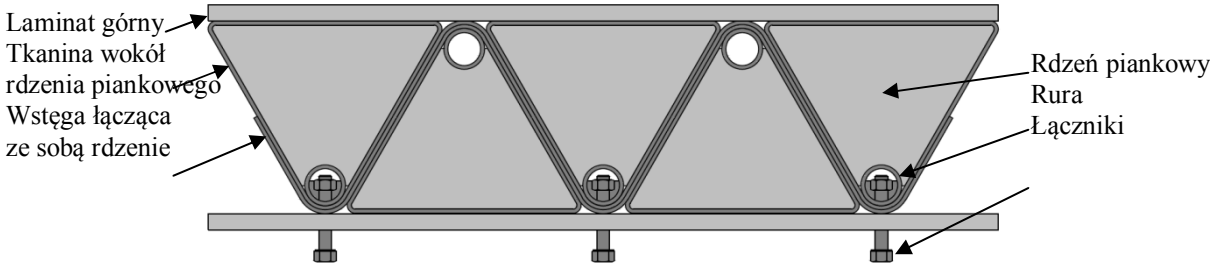
4.3. Koncepcja nr 3

Ostatnią koncepcję pomostu przedstawiono na (rys. 6 i 7). Podobnie jak w dwóch poprzednich dolną i górną część płyty stanowią laminaty z 12 warstw tkaniny szklanej o gramaturze 1210g/m^2. Elementem podstawowym prefabrykatu jest rdzeń piankowy (w kształcie graniastosłupa prostego o podstawie trapezu równoramiennego z wyciętym półkolem na krótszej podstawie) z przylegającą rurą (stalowa lub kompozytowa). Obie części są owinięte czterokrotnie tkaniną szklaną (600g/m^2). Aby lepiej połączyć ze sobą kolejne rdzenie, pomiędzy nimi jest poprowadzona wstęga (2 tkaniny węglowe o gramaturze 600g/m^2).



Rys. 6. Schemat budowy pomostu nr 3 - perspektywa

Przy budowie prototypowego panelu, aby go uprościć pod względem wykonawczym, zrezygnowano z rur. Prefabrykat został utworzony w jednym procesie infuzji z rdzeniem o grubości 15cm. Masa metra kwadratowego pomostu wyniosła 73kg (w tym 19kg żywicy). Docelowo rury mają służyć do mocowania pomostu do dźwigarów za pomocą śrub (w rurach będą znajdować się nakrętki), umożliwić montaż barier ochronnych i balustrad oraz ułatwiać transport i układanie rdzeni w formie.



Rys. 7. Schemat budowy pomostu nr 3 - przekrój

Prefabrykat należy wykonać, na szerokość mostu, z rurami prostopadłymi do kierunku podparcia. Łączenie kolejnych prefabrykatów analogicznie jak w poprzednich koncepcjach.

5. WNIOSKI Z DOŚWIADCZEŃ W WYTWARZANIU PANELI

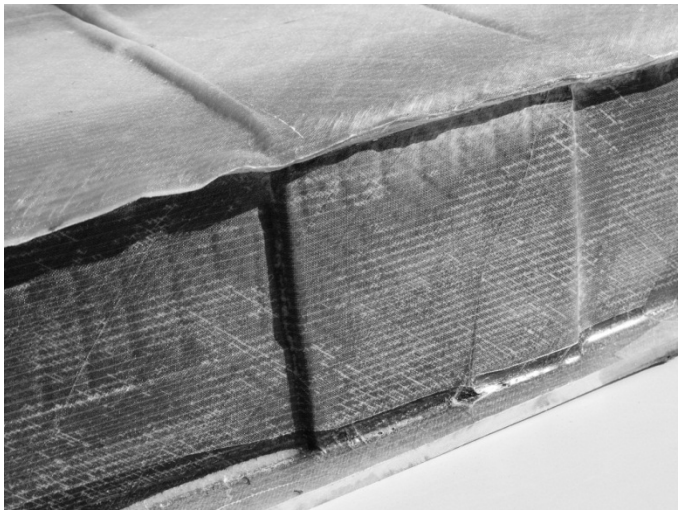
Wszystkie przedstawione koncepcje pomostów drogowych z kompozytów FRP można wykonać w procesie infuzji.

Przy wykonywaniu pierwszego pomostu największą trudnością było uzyskanie równych i równoległych powierzchni laminatu tworzącego użebrowanie. Należy rozważyć użycie formy i kopyta. Aby ułatwić układanie tkanin oraz poprawić pracę laminatu należy zaokrąglić naroża formy.

Przy wykonywaniu elementów o dużej objętości (koncepcja nr 2 i 3) zaobserwowano ich samoistne podgrzewanie, będące skutkiem wiązania żywicy (jest to proces egzotermiczny). Maksymalna odnotowana temperatura, na powierzchni prefabrykatu, wynosi 34˚C, przy temperaturze otoczenia ~20˚C. Przypuszcza się, że jest to przyczyna niejednolitego stopnia przeźroczystości dolnych laminatów (por rys. 5). W przypadku wykonywania jeszcze grubszych pomostów należy rozważyć chłodzenie elementu.

W dwóch ostatnich koncepcjach, podczas wypompowywania powietrza, rdzenie piankowe zostały ściśnięte z góry i boku przez otaczające je powietrze. W wyniku nacisku elementy te poprzesuwały się wzajemnie. Na (rys. 8) możemy zaobserwować, przesunięcie rdzeni w płaszczyźnie poziomej (por. rys. 5) oraz pofałdowany górny laminat. Ten ostatni błąd wynika z niewystarczającego dociśnięcia do siebie rdzeni.

Rozwiązaniem powyższych problemów może być zastosowanie formy otaczającej wykonywany prefabrykat z wszystkich stron oprócz góry. Takie rozwiązanie powinno również podnieść powtarzalność wykonywanych elementów.



Rys. 8 Pomost nr 2 – błędy wykonawcze

6. PODSUMOWANIE

Pierwszy pomost jest najłatwiejszy do wykonania, można również z łatwością zweryfikować jakość tworzących go laminatów. Jednak ich klejone połączenie będzie bardzo narażone na pękanie w wyniku koncentracji naprężeń zmęczeniowych. Dla pozostałych modeli dużo trudniej wskazać mechanizm zniszczenia. Gdyż połączenie laminatów z rdzeniem jest wykonywane w jednym procesie, na dużo większej powierzchni. Dlatego do dalszych badań wybrano pomosty z rdzeniem piankowym.

Na początku kolejnego etapu prac zostanie przeprowadzona analiza numeryczna obu wybranych koncepcji w celu zoptymalizowania ich wymiarów oraz użytych materiałów. Uzyskane tą drogą dane pozwolą zbudować pełnowymiarowe prototypy, które zostaną poddane laboratoryjnym badaniom statycznym i dynamicznym (zmęczeniowym). Wykonanie tych prac jest planowane do końca roku 2012. W pierwszej kolejności będzie rozwijana trzecia koncepcja. Zastosowano w niej innowacyjny, niespotykany wcześniej system mocowań zarówno panelu pomostowego do dźwigarów głównych jak i elementów wyposażenia (balustrady, bariery).

Piśmiennictwo

[1] Bień J.: Uszkodzenia i diagnostyka obiektów mostowych. Warszawa, WKŁ, 2010.
[2] Karbhari V. M.,Wang D., Gao Y.: Processing and performance of bridge deck subcomponents using two schemes of resin infusion. Composite Structures, nr 51/2001, s. 257-271.
[3] Kendall D.: The business case for composites in construction. Reinforced Plastics, nr 7/2008, s. 20-27.
[4] Bijen J.: Durability of engineering structures: design, repair and maintenance. Cambridge, Woodhead Publishing, 2003.
[5] Zobel H., Karwowski W.: Kompozyty polimerowe w mostownictwie - pomosty wielowarstwowe. Geoinżynieria drogi mosty tunele, nr 2/2006, s. 42-49.
[6] Zobel H., Karwowski W., Wróbel M.: Kładka z kompozytu polimerowego zbrojonego włóknem szklanym. Inżynieria i Budownictwo, nr 2/2003, s. 107-108.
[7] Grotte B., Karwowski W., Mossakowski P., Wróbel W., Zobel H., Żółtowski P.: Stalowa, łukowa kładka dla pieszych z podwieszonym pomostem z kompozytów polimerowych nad drogą S-11 pod Kórnikiem, Inżynieria i Budownictwo 1-2/2009, s. 69-73.
[8] O'Connor J. S.: GRP bridge decks and superstructures in the USA. Reinforced Plastics, nr 6/2008, s. 26-31.
[9] Muc A.: Mechanika kompozytów włóknistych. Kraków, Księgarnia Akademicka, 2003.

NEW CONCEPTS OF FRP BRIDGE DECKS

Summary

The paper includes detailed description of three road bridges decks concepts designed and manufactured using FRP (fibre reinforced polymers) materials. The presented development took place at the Research and Development Department of Mostostal Warszawa S.A.. The paper presents problems encountered and the experience gained during the manufacturing stage of their models prototyping stage. To build the prototypes a polymeric material (epoxy resin) reinforced with fibres (glass and carbon fabrics) and foam core material were used. The prefabricated prototypes are made in one process called resin infusion and/or in two processes of resin infusion and bonding, using structural epoxy adhesives.

The main conclusion of the research done is the confirmation of the possibility of using the new method for production of road bridge deck sandwich panels.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Henryk ZOBEL[1]
Wojciech KARWOWSKI[2]
Politechnika Warszawska

BADANIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE NOWYCH POŁĄCZEŃ MECHANICZNO-KLEJOWYCH DLA MOSTÓW Z ELEMENTÓW KOMPOZYTOWYCH PRODUKOWANYCH METODĄ PULTRUZJI

STRESZCZENIE

Zaproponowano i przedstawiono **autorskie rozwiązania nowego typu połączeń** dla elementów z kompozytów polimerowych wzmacnianych włóknami szklanymi stosowanych w mostach. Opierając się na normie PN-EN 13706 oraz normach z nią związanych wykonano wybrane badania materiałowe. Uwzględniono trójwarstwową budowę ścianki wybranego elementu kompozytowego i modyfikacje badań związane z duża grubością ścianki. Następnie porównano zaproponowane połączenia, **poddając je badaniom statycznym pod kątem wytrzymałości na rozciąganie. We wnioskach oraz podsumowaniu wskazano połączenie, które najlepiej spełnia postawione kryteria nośności. Zwrócono też uwagę na szczególną formę zniszczenia kompozytu uzyskaną w badaniach.**

SŁOWA KLUCZOWE: GFRP, połączenie mechaniczno-klejowe, badania materiałowe, wytrzymałość połączenia na rozciąganie

1. WSTĘP

Kompozyty polimerowe wzmacniane włóknami są materiałami, które znajdują coraz większe zastosowanie w wielu dziedzinach inżynierii lądowej z mostownictwem na czele. Newralgicznymi miejscami w konstrukcjach mostowych wykonanych z elementów kompozytowych są wzajemne połączenia tych elementów. Specyfika tematu powoduje, że ich rozwiązania konstrukcyjne w większej części spoczywają na barkach inżynierów mostownictwa. Głównie ze względu na niezbędną w procesie projektowania połączeń wiedzę o przenoszonych obciążeniach oraz możliwych metodach wznoszenia, z czego to drugie determinuje dostępność do połączeń, wpływając na ich geometrię.

Poszukiwane są coraz to nowe sposoby łączenia mostowych konstrukcji kompozytowych, do których to poszukiwań zaliczają się przedstawione poniżej badania. Stworzone w ich ramach połączenia mogą stanowić alternatywę dla typowych połączeń

[1] h.zobel@il.pw.edu.pl
[2] w.karwowski@il.pw.edu.pl

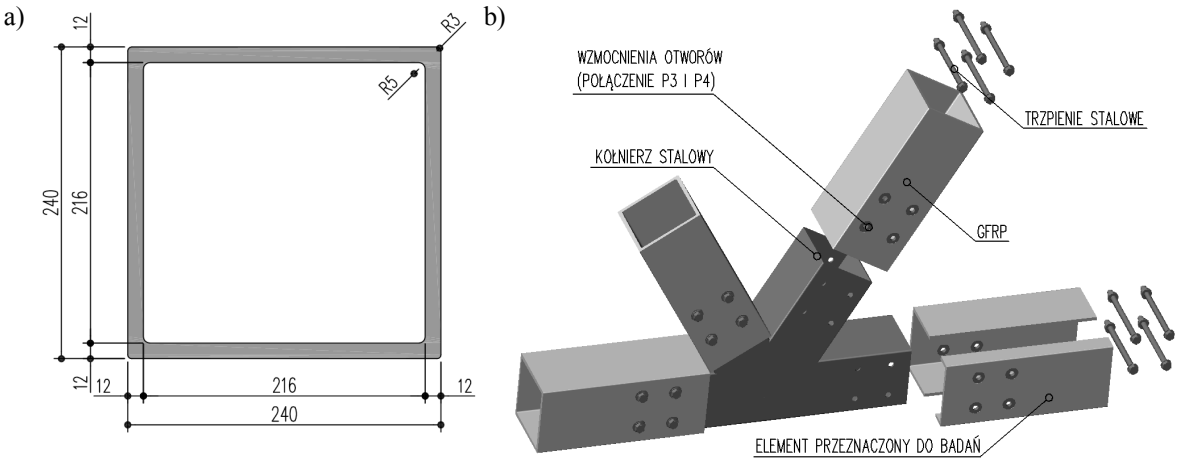
mechanicznych stosowanych obecnie w obiektach mostowych z elementów kompozytowych produkowanych metodą pultruzji.

Badania wykonano w ramach Projektu Badawczego Własnego MEiN nr 4 T07E 061 29 „Materiałowo-konstrukcyjne uwarunkowania złączy w obiektach mostowych z kompozytów polimerowych” realizowanego w latach 2005-2008.

2. ELEMENT KOMPOZYTOWY WYBRANY DO ŁĄCZENIA

System połączeń opracowano do łączenia elementu kompozytowego przedstawionego na rys. 1a. Wpływ na wybór miała uniwersalność jego geometrii, która spowodowała, że został on wcześniej zastosowany zarówno jako element dźwigara mostu drogowego (most w West Mill [1]), jak i stanowił pręt konstrukcji kratownicowej tymczasowego mostu drogowego (prototypowy obiekt kratownicowy zrealizowany na uniwersytecie w Akwizgranie [2]). W momencie podejmowania decyzji o badaniach, był to najsztywniejszy przekrój zamknięty produkowany przemysłowo na rynku europejskim.

Prosta geometria przekroju elementu w połączeniu ze schowanym w obrysie odpowiednim połączeniem pozwoli zastosować go w przyszłości w wielu konstrukcjach mostowych, np. kratownicowych (rys. 1b).



Rys. 1. Element kompozytowy wybrany do łączenia: a) przekrój poprzeczny, b) rozwiązanie jednego z możliwych węzłów kratownicy.

3. RODZAJE SPRAWDZANYCH POŁĄCZEŃ

Jako kryterium porównawcze dla badań przyjęto przenoszoną przez połączenia osiową siłę rozciągającą (rys. 4a). Jest to jedno z wielu koniecznych kryteriów, które powinno spełnić połączenie. Na jego wybór jako kryterium wyjściowego wpływ miały dwa podstawowe czynniki. Pierwszym z nich była zakładana mała wrażliwość układu pomiarowego na ewentualne błędy wykonawcze związane np. z właściwą geometrią rozmieszczenia otworów oraz geometrią samych otworów, a także błędy badawcze związane np. z niewłaściwą geometrią przyłożenia siły. Drugim czynnikiem, przemawiającym za przyjęciem tego kryterium, były znacznie mniejsze wymagania odnośnie gabarytów pojedynczej próbki niż np. w przypadku przyjęcia kryterium nośności połączenia na zginanie, gdzie niezbędne byłoby wykonanie połączenia w oparciu o cały przekrój kwadratowy, a nie jedną ściankę, jak w niniejszym przypadku.

Uwzględniając nośność oraz geometrię łączonych elementów zdecydowano się na przyjęcie układu czterosworzniowego (rys. 4).

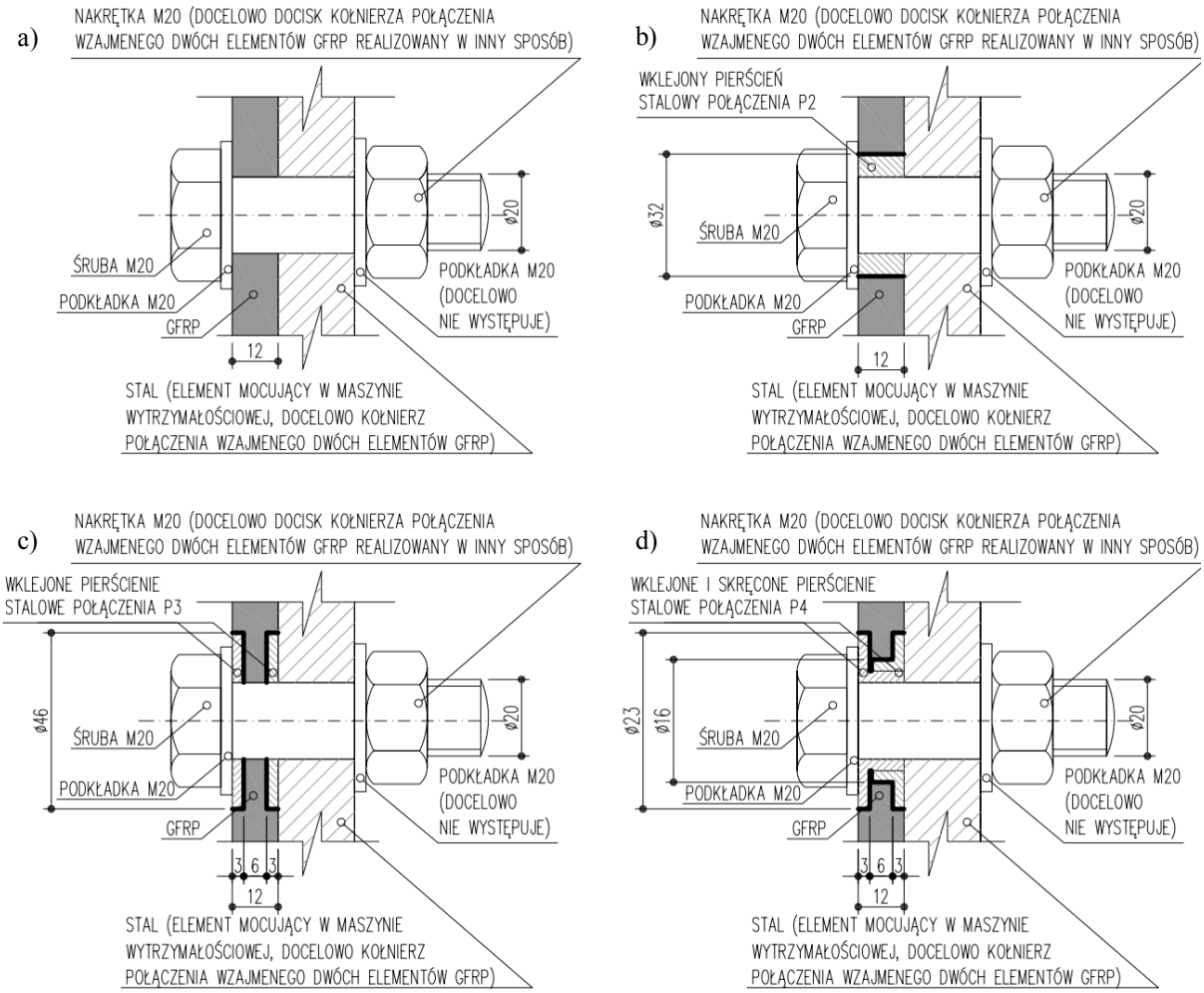
Do badań wybrano cztery rodzaje połączeń różniące się sposobem wzmocnienia ścianki otworu (lub brakiem wzmocnienia). Były to połączenia (rys. 2):

P1 – typowe połączenie sworzniowe stosowane we współczesnych konstrukcjach kładek dla pieszych, średnica otworu pod sworzeń oraz sworznia - Ø20,

P2 – typowe połączenie sworzniowe stosowane we współczesnych konstrukcjach kładek dla pieszych o zwiększonej średnicy sworznia, średnica otworu pod sworzeń z pierścieniem oraz sworznia z pierścieniem - Ø32,

P3 – nowe rozpatrywane połączenie, którego wzmocnienie stanowią dwa płaskie pierścienie stalowe o gr. 3 mm wpuszczone w warstwę zewnętrzną ścianki kompozytu, mające za zadanie wzmocnienie krawędzi otworu, średnica otworu pod sworzeń oraz sworznia Ø20, średnica zewnętrzna pierścieni Ø46,

P4 – nowe rozpatrywane połączenia będące modyfikacją połączenia P3 - posiada takie same pierścienie wzmacniające krawędzie otworu jak połączenie P3, ale połączone poprzez gwintowane kołnierze, które powodują, że układ pierścieni jest dociskany do rdzenia przekroju ścianki kompozytu, jednocześnie obecność kołnierzy wymusza zwiększenie średnicy otworu pod sworzeń, średnica otworu pod sworzeń Ø32, średnica sworznia Ø20, średnica zewnętrzna pierścieni Ø46.

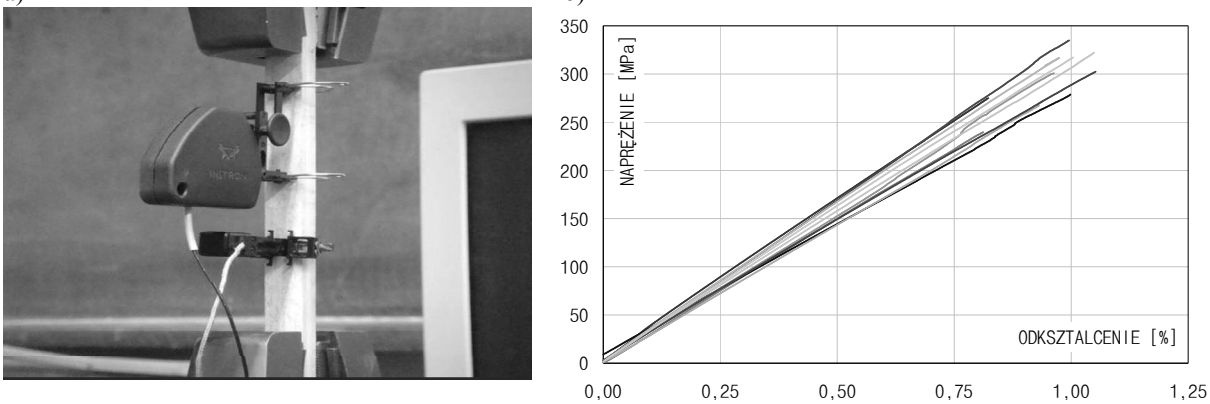


Rys. 2. Przekroje poprzeczne przez pojedynczy otwór każdego z połączeń (wraz ze sposobem zamocowania do płyty stalowej elementu kotwiącego w maszynie wytrzymałościowej): a) połączenie P1, b) połączenie P2, c) połączenie P3, d) połączenie P4.

4. BADANIA MATERIAŁOWE

Badania wytrzymałości na rozciąganie w kierunku podłużnym oraz poprzecznym, a także modułów sprężystości przy rozciąganiu w tych kierunkach wykonano w oparciu o wytyczne normowe [3, 4]. Pierwsza z nich wymienia właściwości, jakie powinny lub mogą być określone dla kompozytu, a także odpowiadające im metody badań. Natomiast pozostałe normy opisują szczegółowo sposób przygotowania próbek, przeprowadzania badań i opracowywania wyników dla wyżej wymienionych właściwości.

a) b)



Rys. 3. Badania na rozciąganie osiowe próbki: a) próbka z zamontowanymi ekstensometrami w maszynie wytrzymałościowej, b) wykres odkształcenie-naprężenie dla 10 rozciąganych próbek o gr. 12 mm i osi próbki równoległej do osi belki

Tablica 1. Porównanie wartości właściwości materiału kompozytowego gwarantowanych przez producenta, wymaganych przez normę PN-EN 13706-3 dla klasy E23 oraz otrzymanych w badaniach [3, 5].

Parametr	Wartość wg producenta	Wartość wg PN-EN 13706-3 dla klasy E23	Wartości z badań
Wartości dla całego przekroju			
Wytrzymałość na rozciąganie - osiowo - $f_{t,0^o}$ [MPa]	240	240	309,8
Wytrzymałość na rozciąganie - poprzecznie - $f_{t,90^o}$ [MPa]	50	50	45,1
Moduł sprężystości - osiowo - E_{0^o} [GPa]	23	23	31,2
Moduł sprężystości - poprzecznie - E_{90^o} [GPa]	8,5	7	7,4
Współczynnik Poissona - osiowo - $\nu_{0^o,\,90^o}$ [-]	0,23	-	0,316
Współczynnik Poissona - poprzecznie - $\nu_{90^o,\,0^o}$ [-]	0,09	-	0,231
Wartości dla rdzenia			
Wytrzymałość na rozciąganie - osiowo - $f_{Ct,0^o}$ [MPa]	-	-	409,4
Wytrzymałość na rozciąganie – poprzecznie - $f_{Ct,90^o}$ [MPa]	-	-	9,4
Moduł sprężystości – osiowo - E_{C0^o} [GPa]	-	-	40,8
Moduł sprężystości – poprzecznie - E_{C90^o}[GPa]	-	-	9,7
Współczynnik Poissona – osiowo - $\nu_{C0^o,\,90^o}$ [-]	-	-	0,390
Współczynnik Poissona – poprzecznie - $\nu_{C90^o,\,0^o}$ [-]	-	-	0,079

Wybrane właściwości materiału, z którego wykonano element będący przedmiotem badań mają wartości minimalne przedstawione w tablicy 1. Są to wartości gwarantowane przez producenta lub wymagane przez normę PN-EN 13706-3 dla materiału klasy E23 [3, 5]. Badania materiałowe przeprowadzano dla warstwy środkowej kompozytu (rdzenia), o zbrojeniu równoległym do osi belki, oraz dla całego przekroju kompozytu, który należy taktować jako wielokierunkowo zbrojony.

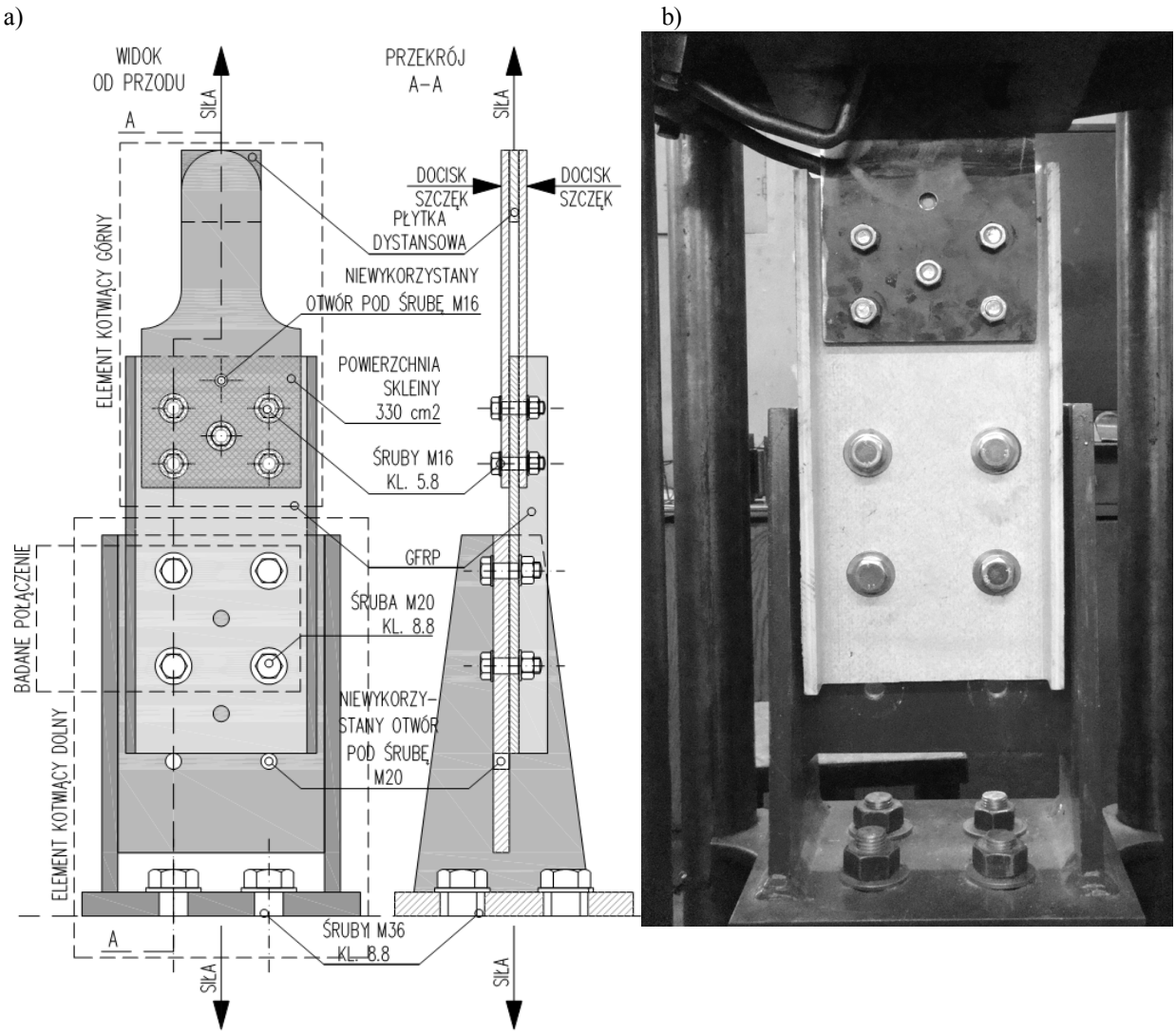
W obydwu przypadkach problematyczne było przestrzeganie grubości próbek narzucanych przez normy. W przypadku całego przekroju ścianki kompozytu grubość próbki

wynosiła 12 mm, a norma ogranicza ten zakres do przedziału od 2 mm do 10 mm. Próbki rdzenia przygotowywano szlifując próbkę wyjściową – z każdej strony zdejmując warstwę zewnętrzną o grubości 3 mm. Próby dalszego szlifowania kończyły się niepowodzeniem. Dostępny osprzęt nie pozwalał na odpowiednie przytrzymanie próbek rdzenia cieńszych niż 6 mm. A w przypadku rdzenia grubość normowa powinna wynosić 1 mm lub 2 mm.

Badania prowadzono na maszynie wytrzymałościowej Instron 3382 z użyciem dwóch ekstensometrów mechanicznych (rys. 3).

5. BADANIA LABORATORYJNE POŁĄCZEŃ

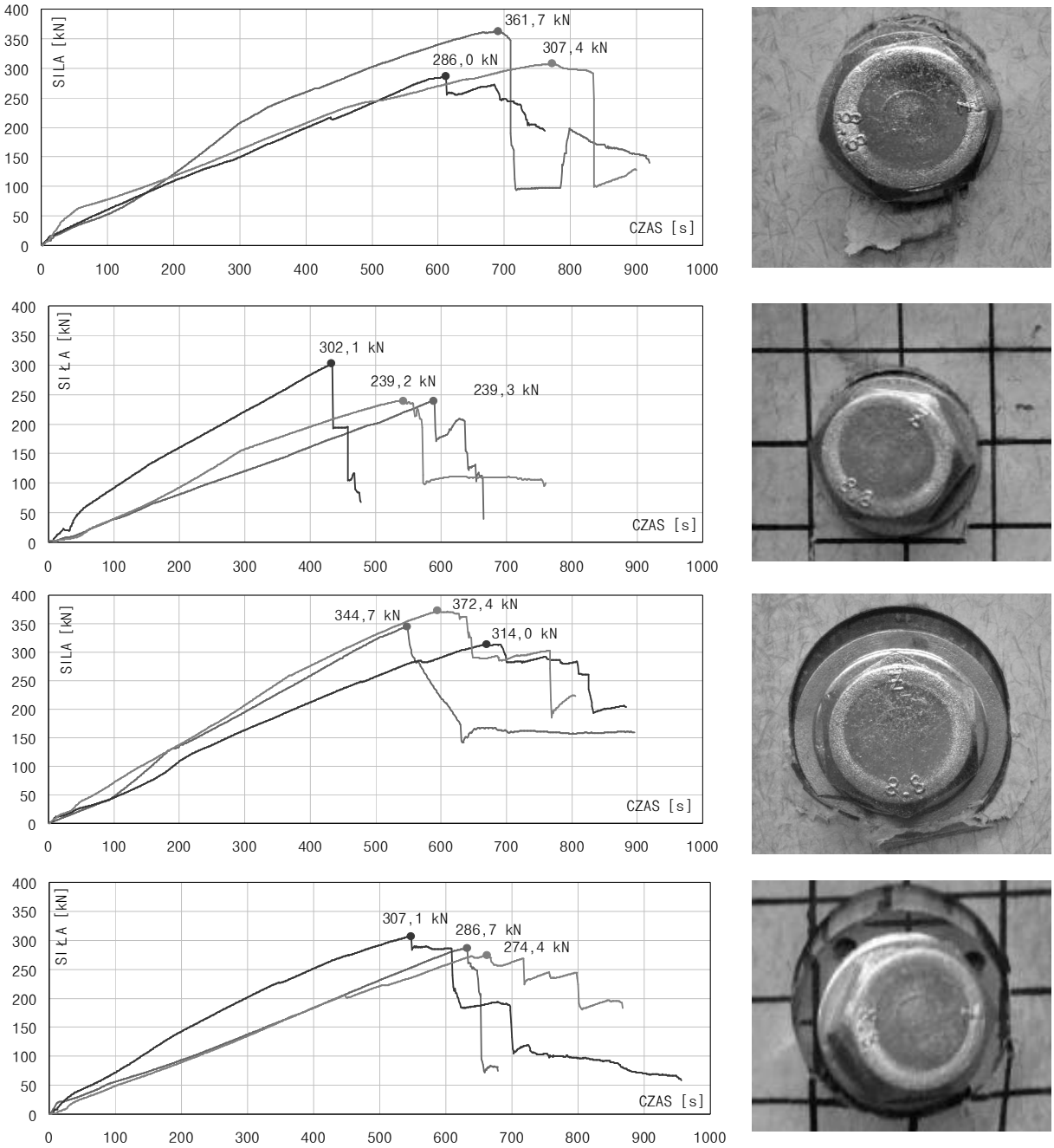
W związku z brakiem norm dotyczących badania połączeń w konstrukcjach kompozytowych, a także nowatorskim charakterem badanych połączeń, badania wytrzymałościowe prowadzono w oparciu o własne procedury.



Rys. 4. Element kompozytowy z wmontowanymi badanymi połączeniami zamontowany w maszynie wytrzymałościowej: a) schemat stanowiska z zamontowaną próbką, b) zdjęcie stanowiska z zamontowaną próbką.

Procedury te obejmowały liczbę próbek poddanych badaniu, sposób zamocowania oraz obciążania próbek w maszynie wytrzymałościowej oraz przebieg obciążania wraz mierzonymi w trakcie niego wartościami, a także samo kryterium zniszczenia.

W ramach dostępnego materiału zdecydowano się na wykonanie oraz poddanie badaniu trzech próbek z każdego rodzaju połączeń. Taką liczbę próbek uznano za minimalną, pozwalającą na przeprowadzenie prostej analizy statystycznej.



Rys. 5. Wykresy przyrostu siły w czasie oraz reprezentatywne zniszczenie pojedynczych otworów w badaniach próbek z połączeniami – kolejno od góry: P1, P2, P3 oraz P4.

Opracowano autorski sposób zamocowania próbek w maszynie wytrzymałościowej (rys. 4).

Próbki obciążano osiowo siłą rozciągającą realizowaną za pomocą maszyny wytrzymałościowej Amsler o zakresie obciążeń 0-500 kN zmodyfikowanej w celu cyfrowej akwizycji wyników. Prędkość przyrostu obciążenia – realizowana manualnie przez operatora maszyny - wynosiła 0,6-0,9 mm/min. z małymi korektami.

Jako kryterium zniszczenia połączeń przyjęto całkowitą utratę nośności przez połączenie, sygnalizowane przez spadek wartości wprowadzanej siły rozciągającej do zera.

Jako kryterium porównawcze dla połączeń przyjęto maksymalną siłę przenoszoną przez połączenia w trakcie badania.

Tablica 2. Zestawienie wyników nośności badanych połączeń.

Typ połączenia	Numer próbki	Nośność	Nośność średnia	Uwagi	Nośność średnia po odrzuceniu wyników
		[kN]	[kN]		[kN]
P1	1	361,7	318,4 (100%)	Wynik odrzucony ze względu na zbyt duże siły wprowadzone w połączenie przy jego montażu i stworzenie połączenia ciernego	296,7 (100%)
	2	286,0		-	
	3	307,4		-	
P2	4	239,3	260,2 (82%)	Wynik odrzucony ze względu na niesymetryczną dystrybucję obciążenia w połączeniu	239,2 (81%)
	5	302,1		Wynik odrzucony ze względu na niesymetryczną dystrybucję obciążenia w połączeniu	
	6	239,2		-	
P3	7	344,7	343,7 (108%)	-	358,5 (121%)
	8	314,0		Wynik odrzucony ze względu na niesymetryczną dystrybucję obciążenia w połączeniu	
	9	372,4		-	
P4	10	286,7	289,4 (91%)	-	289,4 (98%)
	11	307,1		-	
	12	274,4		-	

W oparciu o uzyskane przebiegi badań wykonano wykresy przyrostu przenoszonej przez połączenie siły w czasie (rys. 5), przyrostu przemieszczenia połączenia w rozciąganej próbce w czasie oraz zależności siły od przemieszczenia.

Przy obliczaniu końcowych wartości nośności połączeń obliczano średnią nośność z nieodrzuconych wyników. Wyniki przedstawiono w tablicy 2.

6. WNIOSKI

Połączenie P3 jest najlepszym połączeniem spośród zbadanych pod względem przenoszenia osiowych sił rozciągających. Przemawiają za tym wyniki przeprowadzonych badań wytrzymałościowych. Przyjęta w oparciu o badania nośność połączenia na rozciąganie jest o 21% wyższa od nośności połączenia typowego P1. Potwierdza to również ultradźwiękowa analiza zniszczonych próbek oraz komputerowa analiza MES, nieujęte w niniejszym opracowaniu (analizy te przedstawiono w poz. [6]).

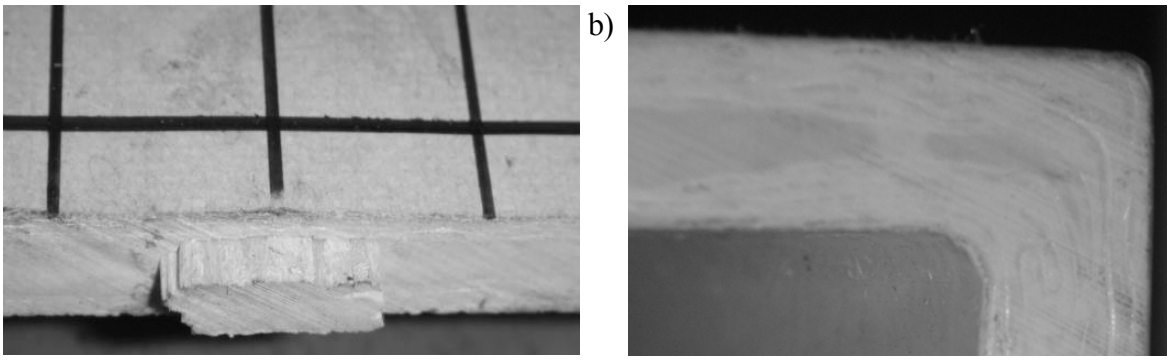
W przypadku zniszczenia połączeń P3 oraz P4 stwierdzono nietypową formę zniszczenia kompozytu w połączeniu – ścięcie międzywarstwowe (rys. 6a). W podejściu do zagadnień związanych z obliczaniem nośności połączeń sworzniowych lub zbliżonych materiał kompozytowy traktowany jest zazwyczaj jak materiał jednorodny na grubości. Podejście to w tym wypadku wydaje się niewystarczające.

W przypadku trójwarstwowej budowy kompozytu o różniących się właściwościami rodzajach warstw badania materiałowe powinny uwzględniać rozpoznanie każdej z tych warstw osobno.

Kompozyt polimerowy wzmacniany włóknami ciągłymi produkowany metodą pultruzji jest materiałem bardzo niejednorodnym. W badaniach materiałowych zauważalny jest spory

rozrzut wyników. Spostrzeżenie o niejednorodności potwierdza również wzrokowa ocena materiału (rys. 6b).

a) b)



Rys. 6. Detale ścianki badanego elementu kompozytowego: a) wypchnięty rdzeń w następstwie ścinania międzywarstwowego, b) niejednorodny przekrój ścianki w narożniku.

Piśmiennictwo

[1] Cannin L.: Connections for West Mill Bridge, Proceedings of 6th CoSACNet Workshop, Warwick 2002
[2] Trumpf H.: Design and testing o fan inventive GFRP-truss-bridge for 40t trucks and 30m span, Proceedings of OBRAE Conference 2005 - Bridge Engineering with Polymer Composites, Zurich 2005
[3] PN-EN 13706:2004 Wzmocnione kompozyty tworzywowe. Specyfikacje profili formowanych metodą przeciągania.
[4] PN-EN ISO 527:1998 Tworzywa sztuczne. Oznaczanie właściwości mechanicznych przy statycznym rozciąganiu.
[5] Fiberline Composites A/S: Podręcznik projektowania "Fiberline Design Manual", 2003
[6] Raport z badań w ramach Projektu Badawczego Własnego MEiN nr 4 T07E 061 29 „Materiałowo-konstrukcyjne uwarunkowania złączy w obiektach mostowych z kompozytów polimerowych" realizowanego w latach 2005-2008.

STRENGTH TESTS OF NEW MECHANICAL-ADHESIVE JOINTS FOR BRIDGES MADE OF PULTRUDED FRP ELEMENTS

Summary

The authors' solution for a new type of connections between GFRP bridge elements is proposed and presented. Research on the materials was performed following PN-EN 13706 and other relevant codes. Three layers structure of a wall of a selected element and modification of the tests due to the wall thickness were analysed. the proposed connections were compared using static tests (tension strength). In conclusions and summary there is indicated the connection which is the best under maximum strength criteria defined in this case study. A particular failure mode of the connection is pointed out. Finally, some problems of future research are presented.

MATERIAŁY
BUDOWLANE

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Andrzej AJDUKIEWICZ[1]
Alina KLISZCZEWICZ[2]
Politechnika Śląska

WŁAŚCIWOŚCI DORAŹNE I REOLOGICZNE BETONÓW KONSTRUKCYJNYCH NA KRUSZYWACH Z RECYKLINGU

STRESZCZENIE

Przedstawiono wyniki doraźnych i długotrwałych badań laboratoryjnych betonów na kruszywach z recyklingu (BKR) o wytrzymałościach na ściskanie w przedziale od 40 MPa do 110 MPa, z różnym udziałem kruszyw z recyklingu (tylko grube, lub grube i drobne). Betony pierwotne, z których pozyskiwano kruszywa wtórne, w wieku kilkunastu lat, były wykonane na różnych kruszywach (otoczakowe – w przewadze kwarcyt, granit, bazalt).

Badania prowadzono w zakresie podstawowych właściwości wytrzymałościowych, odkształcalności doraźnej i opóźnionej. W badaniach położono szczególny nacisk na długotrwały skurcz i pełzanie oraz na wczesny skurcz. We wnioskach przedstawiono podobieństwa i różnice w zachowaniu się betonów na kruszywach z recyklingu (BKR) w stosunku do betonów na nowych kruszywach naturalnych (BKN) pod doraźnym i stałym obciążeniem długotrwałym.

SŁOWA KLUCZOWE: betony na kruszywach z recyklingu (BKR), betony na nowych kruszywach naturalnych (BKN), odkształcenia doraźne, skurcz, pełzanie, wczesny skurcz.

1. WPROWADZENIE

Recykling betonu jest powszechnie akceptowany i wprowadzony do praktyki (patrz nowy dokument *fib TG3.8* [1] z 2011r). Gruz betonowy pozyskany z rozbiórki konstrukcji, wykonanych z betonu o stosunkowo dużej wytrzymałości, może stanowić źródło kruszywa do betonów całkiem nowej generacji. Należy zatem rozważać stosowanie takiego betonu jako kruszywa do nowego betonu (z konstrukcji do konstrukcji). Konieczne są jednak bardziej dokładne badania betonów z takimi kruszywami, niedawne bowiem badania wskazują na pewne istotne różnice właściwości betonów na kruszywach z recyklingu (BKR) i na nowych kruszywach naturalnych (BKN). Dotyczy to w szczególności relacji pomiędzy wytrzymałością na ściskanie i rozciąganie w BKR, w porównaniu z BKN tej samej klasy.

[1] andrzej.ajdukiewicz@polsl.pl
[2] alina.kliszczewicz@polsl.pl

Podobne różnice stwierdzane są w badaniach modułów sprężystości, a także w zmianach właściwości betonów w czasie. Te obszary są dotąd jeszcze słabo rozpoznane. Stanowi to często barierę we wprowadzaniu BKR do zastosowań konstrukcyjnych. Szeroki zakres badań BKR podsumowano poniżej.

2. MIESZANKI BETONOWE W BADANIACH

Serie betonowych mieszanek wykonano na trzech rodzajach kruszyw (z recyklingu lub nowych: otoczakowego - w przewadze kwarcyt oraz łamanego - granitowego i bazaltowego. Podstawowe dane dla oryginalnych betonów podano w (tab. 1).

Tablica 1. Skład i właściwości oryginalnych betonów (BKN) na różnych rodzajach kruszyw użytych (po przekruszeniu) jako kruszywo z recyklingu

Rodzaj grubego kruszywa	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]		Moduł sprężystości [GPa]	Gęstość [kg/dm^3]	Skład mieszanek [kg/m^3]				
					Cement CEM I	Woda	Piasek	Grube kruszywo	
	$f_{cm(28)}$	$f_{cm(\infty)}$	$E_{cm(28)}$	ρ_{cm}			0÷2	2÷8	8÷16
otoczakowe	37,7	44,8	31,9	2,35	304*	165	586	650	717
granit	44,1	60,5	26,9	2,39	300*	149	600	700	700
bazalt[&]	84,8	110,1	48,3	2,61	500**	123	565	444	1008

[&] mieszanki z superplastyfikatorem (15 kg/m^3) i pyłem krzemionkowym (50 kg/m^3);
*CEM I 32,5; **CEM I 42,5

W każdej, przygotowanej do badań, serii mieszanki betonowe były bardzo podobne, ale kruszywa różniły się stosownie do proporcji kruszywa z recyklingu: NN – kruszywo w całości nowe, zarówno grube, jak i drobne (piasek), RN – grube kruszywo z recyklingu i nowe kruszywo drobne (piasek), RR - grube i drobne kruszywo z recyklingu. Składy mieszanek zestawiono w (tab. 2).

Tablica 2. Składy mieszanek betonowych z kruszywem otoczakowym (O), granitowym (G) i bazaltowym (B) stosowane w badaniach (kruszywa z recyklingu wg tab.1) w [kg/m^3]

Symbol Betonu	Cement CEM I 32,5* 42,5**	Woda		Piasek (nowy)		Kruszywo nowe		Kruszywo z recyklingu			
		Projekt	Dodatk	0÷1	0,8÷2	2÷8	8÷16	0÷2	2÷4	4÷8	8÷16
ONN	300*	148	-	364	243	708	708	-	-	-	-
ORN	300*	148	33	329	220	-	-	-	183	366	732
ORR	300*	148	76	-	-	-	-	530	177	353	706
GNN	500**	180	-	314	210	611	612	-	-	-	-
GRN	500**	180	-	295	196	-	-	-	164	327	655
GRR	500**	180	27	-	-	-	-	478	159	319	638
BNN	455**	108	-	310	310	620	827	-	-	-	-
BRN	455**	108	-	277	277	-	-	-	185	369	738
BRR	455**	108	13	-	-	-	-	547	182	365	729

Uwaga: w seriach z bazaltem (B) w mieszankach stosowano pył krzemionkowy 45 kg/m^3 i superplastyfikator 8 kg/m^3

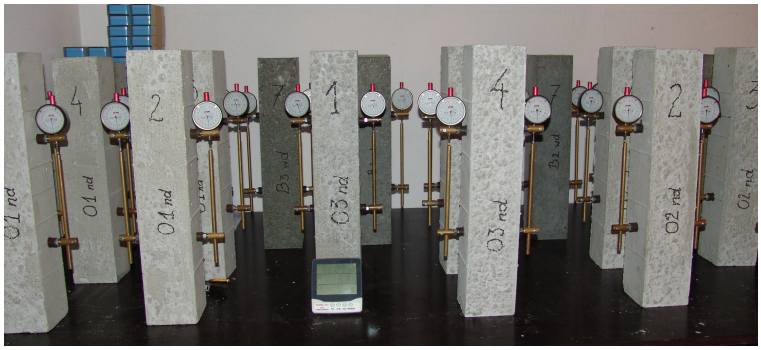
3. OGÓLNY ZAKRES BADAŃ

3.1. Badania doraźne

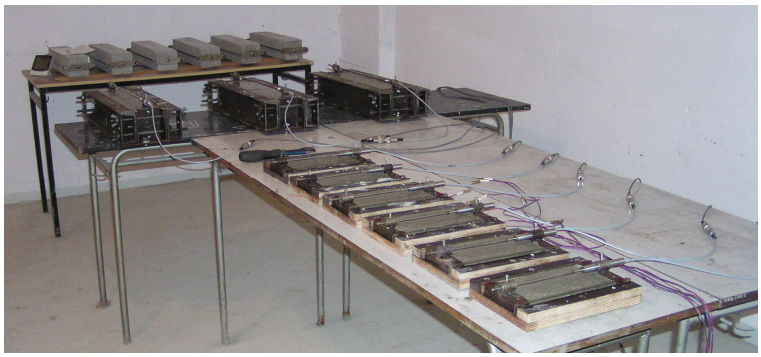
Wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie (przez rozłupywanie) badano po 1, 3, 7, 14, 28, 56 i 90 dniach na próbkach walcowych ∅150×300mm. Moduły sprężystości i współczynniki Poissona, jak również relacje σ_c-ε_c badano na próbkach walcowych ∅150×300mm po 28 dniach i 90 dniach. Badano również wytrzymałość na ściskanie i przyczepność metodą pull-out na próbkach sześciennych 150×150×150mm po 28 dniach. Próbki sześcienne stosowano także w badaniach nasiąkliwości, wodoprzepuszczalności i mrozoodporności (150 cykli). Większość badań doraźnych była prezentowana wcześniej [2], a niektóre z nich były powtórzone, jako towarzyszące przy obecnie prezentowanych badaniach. Te same składy betonów stosowano do wykonania próbek w badaniach długotrwałych.

3.2. Badania długotrwałe

Rys. 1. Widok stanowisk do badań pełzania pod kontrolowanym stałym obciążeniem na próbkach 100×100×500mm



Rys. 2. Długotrwałe badania skurczu



Rys. 3. Badania wczesnego skurczu

Długotrwały skurcz i pełzanie betonu dla 3 serii (9 mieszanek) podanych w (tab. 2), badano każdorazowo na sześciu próbkach 100×100×500 mm dla każdego betonu, w okresie ponad jednego roku. Długotrwałe obciążenie w badaniach pełzania było realizowane w pełzarkach sprężynowych (rys.1) w wieku 40 do 56 dni (wówczas stwierdzano ponad 80% końcowego skurczu przy RH≈70%). Do czasu obciążenia próbki były przechowywane w pomieszczeniu klimatyzowanym, w temperaturze 18±1°C i RH≈70%. Intensywność długotrwałego obciążenia przyjęto jako około 30% nominalnej wytrzymałości na ściskanie, uzyskanej z badanych w dniu obciążania sześciu próbek ∅150×300mm dla każdego betonu. Siły kontrolowano siłownikami, a odkształcenia pełzania mierzono czujnikami zegarowymi. Badania skurczu rozpoczęto bezpośrednio po rozformowaniu próbek (po 24 godzinach). Ze względów technicznych,

w początkowym okresie, odkształcenia od skurczu mierzono aparatem Amslera, a następnie czujnikami zegarowymi 0,001mm (rys. 2).

Oddzielnie, dla wszystkich betonów, badano wczesny skurcz od chwili zabetonowania, oprzyrządowania form i podłączenia do aparatury (około 20 min) do około 200 godzin. Do badań wczesnego skurczu zaprojektowano dwa rodzaje specjalnie skonstruowanych form (patrz rys.3):

- do badań skurczu w warstwach przypowierzchniowych betonu wykonano formy o wymiarach 20×80×200mm,
- w celu umożliwienia nawiązania wyników badań skurczu wczesnego i długotrwałego zmodyfikowano 3 tradycyjne formy stalowe do beleczek o wymiarach 100×100×500mm.

Obydwa rodzaje form umożliwiały przesuw twardniejącej mieszanki betonowej. Pomiaru odkształceń próbek dokonywano czujnikami indukcyjnymi (rys. 3). W całym okresie badania mierzono również temperaturę wewnątrz próbek. Badania przeprowadzano kolejno dla poszczególnych mieszanek, przy zachowaniu stałej wilgotności RH≈70% i temperatury otoczenia 18±1°C.

4. WYNIKI BADAŃ

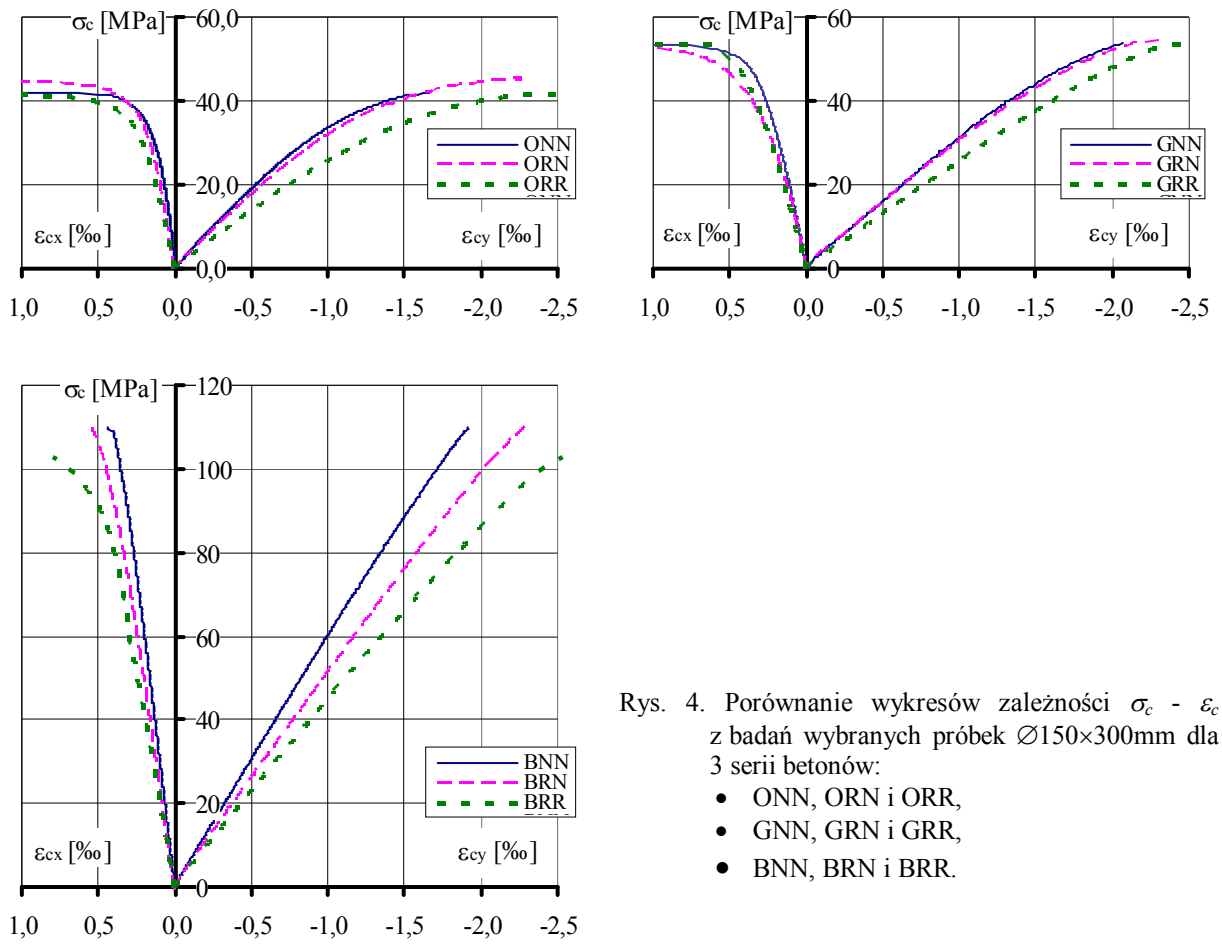
Wybrane wyniki badań doraźnych i długotrwałych zestawiono w (tab. 3). Podstawowe właściwości betonów podano w kolumnach 2 do 6. Są to kolejno: wytrzymałości walcowe na ściskanie f_{cm}, wytrzymałości na rozciąganie (przez rozłupywanie) f_{ctm}, moduły sprężystości E_{cm}, współczynniki Poissona ν_{cm}, gęstości stwardniałego betonu ρ_{cm}.

W kolumnach 7, 8 (tab. 3) przedstawiono główne wartości skurczu betonu: $\varepsilon_{c,s}(t_0)$ pomierzone w czasie t_0, tj. w dniu obciążania próbek do badań pełzania oraz $\varepsilon_{c,s}(t_1)$ pomierzone w czasie t_1, tj. w dniu odciążania próbek po badaniach pełzania. W kolumnach 9, 10, 11 (tab. 3) podano łączne wartości odkształceń skurczu i pełzania: $\varepsilon_{c,c+s}(t_0)$ - początkowe odkształcenia w czasie t_0, $\varepsilon_{c,c+s}(t_1)$ - odkształcenia bezpośrednio przed odciążeniem, czyli w czasie t_1, oraz $\varepsilon_{c,c+s}(t_2)$ odkształcenia bezpośrednio po odciążeniu. W kolumnie 12 zamieszczono współczynniki pełzania φ_{360}, a w kolumnach 13, 14 podano wartości masy utraconej wody przez beton: $\Delta g(t_0)$ do czasu obciążenia i $\Delta g(t_1)$ do czasu odciążenia ($t_1 \approx t_0$ + 360 dni). Na (rys. 4) dla 3 badanych serii betonów przedstawiono porównanie wykresów zależności σ_c - ε_c z badań wybranych próbek ∅150×300mm.

Niektóre wyniki uzyskane z badań próbek były potwierdzone w badaniach prostych belek i słupów. Wyniki opublikowano stosunkowo niedawno w [3] i [4].

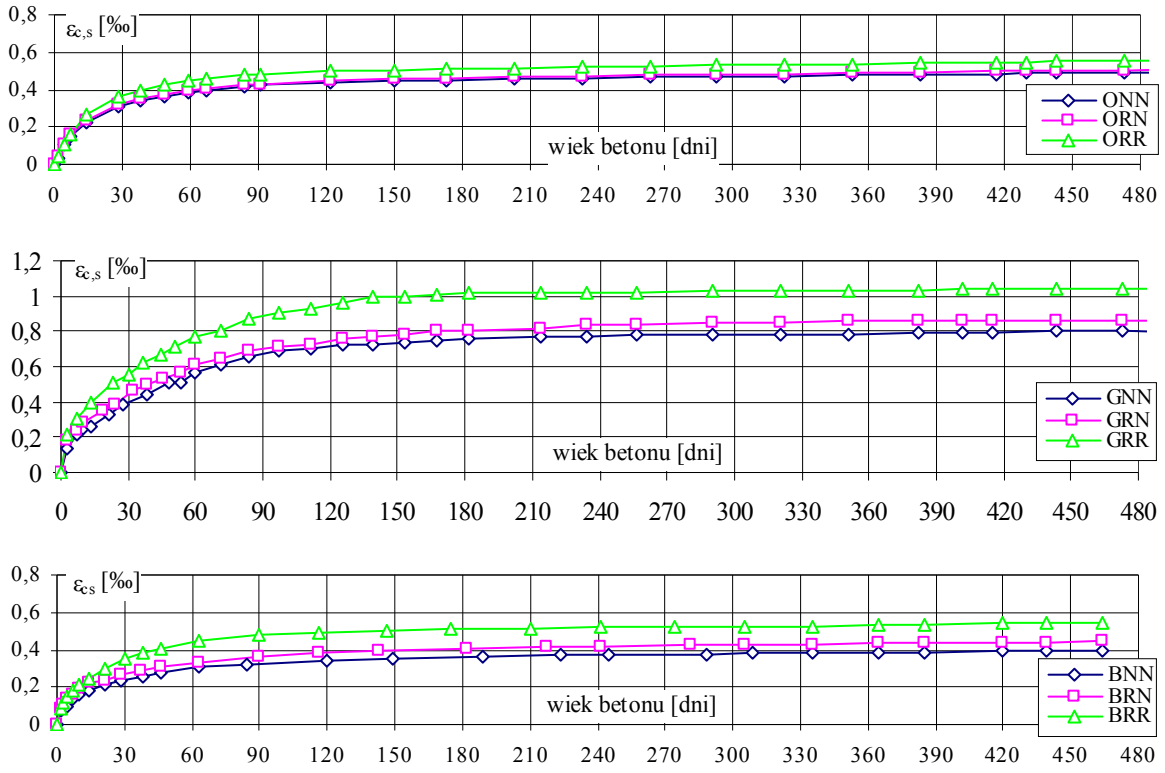
Tablica 3. Właściwości betonów i wyniki badań długotrwałych (360 dni)

Symbol betonu	Właściwości betonu					Wyniki badań długotrwałych							
						Skurcz		Pełzanie				Utrata wody	
	f_{cm}	f_{ctm}	E_{cm}	ν_{cm}	ρ_{cm}	$\varepsilon_{c,s}(t_0)$	$\varepsilon_{c,s}$	$\varepsilon_{c,c+s}(t_0)$	$\varepsilon_{c,c+s}(t_1)$	$\varepsilon_{c,c+s}(t_2)$	φ_{360}	$\Delta g(t_0)$	$\Delta g(t_1)$
	MPa	MPa	GPa		kg/dm^3	‰	‰	‰	‰	‰		kg/m^3	kg/m^3
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
ONN	42,61	3,0	38,7	0,16	2,39	0,36	0,48	0,52	1,44	1,02	1,53	31,9	38,6
ORN	45,19	2,9	35,4	0,16	2,34	0,36	0,50	0,56	1,57	1,09	1,56	32,1	41,7
ORR	41,61	3,0	27,4	0,16	2,29	0,39	0,55	0,65	1,86	1,34	1,61	39,3	51,2
GNN	53,64	3,9	32,1	0,17	2,40	0,17	0,29	0,55	1,37	0,99	1,35	18,2	21,4
GRN	54,40	3,8	30,6	0,18	2,33	0,20	0,33	0,57	1,40	1,01	1,38	21,9	25,3
GRR	53,36	3,6	25,8	0,19	2,27	0,26	0,41	0,58	1,48	1,09	1,40	27,3	32,9
BNN	103,2	7,8	61,2	0,20	2,68	0,25	0,29	0,54	0,85	0,35	0,43	10,9	13,6
BRN	107,7	6,5	50,9	0,20	2,53	0,28	0,33	0,63	0,96	0,42	0,43	12,2	15,0
BRR	101,1	6,2	45,2	0,21	2,50	0,31	0,41	0,72	1,14	0,65	0,45	15,6	18,2



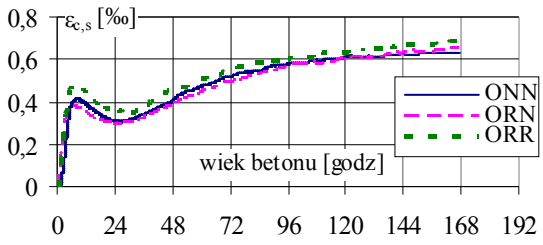
Rys. 4. Porównanie wykresów zależności σ_c - ε_c z badań wybranych próbek ∅150×300mm dla 3 serii betonów:

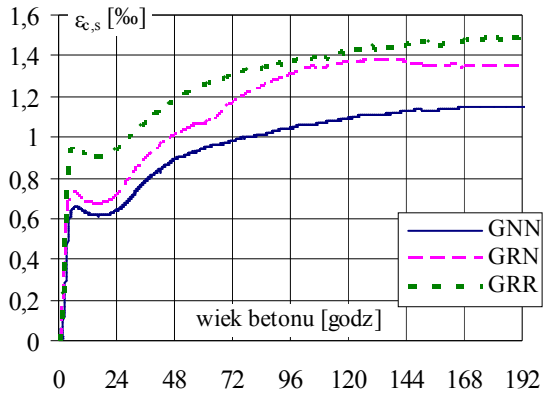
- ONN, ORN i ORR,
- GNN, GRN i GRR,
- BNN, BRN i BRR.

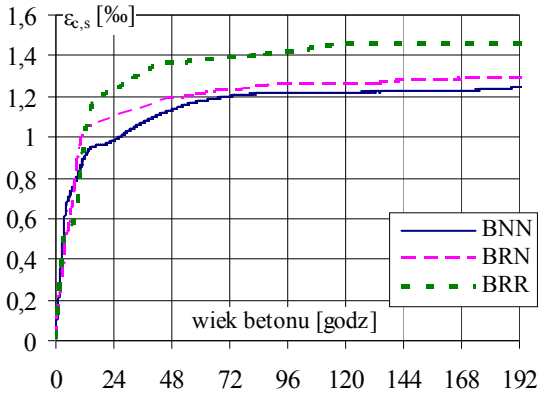


Rys. 5. Odkształcenia skurczowe ($\varepsilon_{c,s}$) mierzone na próbkach 100×100×500mm

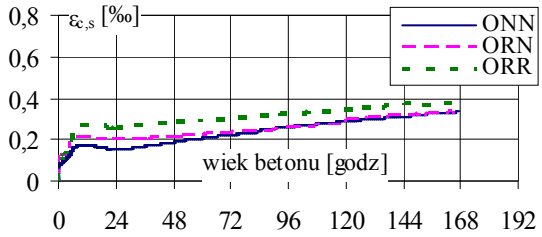
Rys. 6. Odkształcenia wczesnego skurczu betonu ($\varepsilon_{c,s}$) pomierzone na próbkach 20×80×200mm

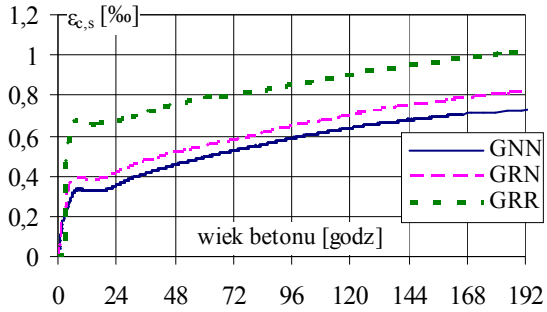


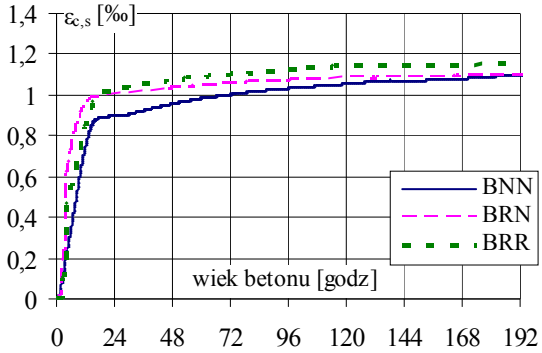




Rys.7. Odkształcenia wczesnego skurczu betonu ($\varepsilon_{c,s}$) pomierzone na próbkach 100×100×500mm







Wyniki badań wczesnego skurczu betonów w postaci porównawczych wykresów odkształceń skurczowych ($\varepsilon_{c,s}$) przedstawiono na (rys. 6) i (rys. 7). W celu ułatwienia analizy porównawczej wyników badań wczesnego skurczu w (tab. 4) zestawiono, dla wszystkich badanych betonów, maksymalne wartości odkształceń wczesnego skurczu ($\varepsilon_{c,s}$) (średnie z wyników pomiarów z 6 lub 3 próbek), a także wartości skurczu po 24 godzinach, kiedy to rozpoczynano pomiary skurczu długotrwałego w badaniach podstawowych (rys. 5).

W początkowym okresie badań odkształceń betonów zwykłych (na kruszywach otoczkowych i granitowych) zarejestrowano w małych próbkach 20×80×200mm niewielkie odkształcenia, wskazujące na pęcznienie betonów. Po około 30 minutach rozpoczął się wyraźny przyrost odkształceń od wczesnego skurczu, który po około 7÷9 godzinach osiągał w betonach zwykłych wartości maksymalne (pierwsza faza). Następnie zaobserwowano stopniowy spadek

Tablica 4. Porównanie wyników badań odkształceń wczesnego skurczu betonów ($\varepsilon_{c,s}$) w [‰]

Rodzaj próbki	Symbol betonu								
	ONN	ORN	ORR	GNN	GRN	GRR	BNN	BRN	BRR
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
maksymalne wartości odkształceń od skurcz betonu ($\varepsilon_{c,s}$) w [‰]									
20×80×200mm	0,41	0,38	0,47	0,65	0,73	0,95	0,96	1,06	1,19
Po czasie [godz]	9,0	8,6	9,0	8,1	7,3	7,8	16,2	13,1	17,0
100×100×500mm	0,17	0,23	0,27	0,33	0,39	0,67	0,89	0,97	1,02
Po czasie [godz]	9,8	7,7	9,4	9,8	9,0	9,0	17,4	15,8	19,0
wartości odkształceń wczesnego skurcz betonu ($\varepsilon_{c,s}$) w 24 godz. pomiarów w [‰]									
20×80×200mm	0,30	0,30	0,36	0,64	0,72	0,94	0,99	1,09	1,23
100×100×500mm	0,15	0,20	0,27	0,35	0,42	0,67	0,90	1,01	1,03

odkształceń (faza druga), a po 24÷30 godzinach stwierdzono ponownie wzrost odkształceń - skurcz od wysychania (faza trzecia). W betonach wysokowartościowych zaobserwowano nieco inny przebieg odkształceń. W początkowej fazie badań nie stwierdzono pęcznienia betonu, ale silny przyrost odkształceń od skurczu (faza pierwsza). Faza druga, czyli spadek odkształceń, był zaledwie zasygnalizowany, a wykresy odkształceń po krótkiej stabilizacji przeszły w fazę trzecią. Dalszy przyrost odkształceń od skurczu w betonach wysokowartościowych był wyraźnie wolniejszy niż w betonach zwykłych. W poszczególnych betonach w ramach badanych serii (O, G, B) stwierdzono podobny przebieg odkształceń od skurczu. Zaobserwowano jednak wyraźnie większe odkształcenia skurczowe w betonach z kruszywami z recyklingu.

W analizie porównawczej wyników badań wczesnego skurczu betonu ($\varepsilon_{c,s}$) na próbkach 100×100×500mm stwierdzono wyraźnie mniejsze odkształcenia skurczowe i słabiej zaznaczoną fazę drugą w stosunku do wyników uzyskanych z badań próbek 20×80×200mm. W badaniach temperatur wewnątrz próbek betonowych nie stwierdzono istotnych zmian w całym okresie badania (wahania w granicach ±1°C).

5. WNIOSKI

Badaniami przeprowadzonymi dla szerokiej grupy betonów na kruszywach z recyklingu potwierdzono, że zastosowanie odpowiednio wybranych i przygotowanych kruszyw z recyklingu, przy starannym projektowaniu mieszanek, prowadzi do uzyskania betonów konstrukcyjnych nawet wysokowartościowych (100 MPa).

Na podstawie analizy wyników przedstawianych badań można sformułować następujące wnioski:

- wytrzymałość pierwotnego betonu ma istotny wpływ na mechaniczne właściwości betonu na kruszywie z recyklingu (BKR), jak również udział kruszywa z recyklingu i naturalnego (nowego); umożliwia to uzyskanie betonu z recyklingu o porównywalnej wytrzymałości na ściskanie w stosunku do betonu pierwotnego,
- w projektowaniu mieszanek BKR możliwe jest stosowanie bardzo podobnych procedur do znanych z projektowania betonów na kruszywach naturalnych (BKN); konieczna jest jednak korekta ilości wody, zależna od zwiększonej porowatości kruszywa z recyklingu; w celu uzyskania odpowiedniej konsystencji i urabialności utrzymującej się w czasie betonowania; konieczne jest zatem wstępne nawilżenie kruszywa, wyprzedzające betonowanie i wówczas zmiany stosunku woda/cement w zaczynie są stosunkowo małe,
- w zakresie BWW właściwości BKR mogą być znacząco poprawione przez stosowanie superplastyfikatorów i pyłu krzemionkowego, podobnie do BWW-BKN,

- stosowanie w pełni kruszywa z recyklingu (grubego i drobnego) niewiele zmniejsza wytrzymałość na ściskanie, ale bardziej istotnie wpływa na obniżenie wytrzymałości na rozciąganie, jak również modułu sprężystości,
- zastąpienie drobnej frakcji 0÷2mm kruszywa z recyklingu przez naturalny piasek poprawia właściwości betonu na kruszywach wtórnych - patrz (tab. 3),
- długotrwałe badania betonów z różnym udziałem kruszywa z recyklingu wskazuje na istotny wpływ całkowitego skurczu (15% do 25%) w porównaniu do BKN,
- różnice w odkształceniach od pełzania są mało istotne w normalnych warunkach; wzrost współczynnika pełzania φ_{360} był oszacowany na nie więcej niż 3% w BKR w porównaniu z BKN.

Należy podkreślić szczególnie dwie obserwacje nie wspomniane wcześniej:

(i) wprowadzenie wstępnego nasycenia kruszywa z recyklingu może przyczyniać się do niewielkiego wzrostu wytrzymałości na ściskanie z powodu efektu „wewnętrznej pielęgnacji" betonu;

(ii) badania wczesnego skurczu (prawdopodobnie badane po raz pierwszy dla BKR), pokazały, że w wysokowartościowym BKR w pełni na kruszywie wtórnym gwałtowny skurcz fazy pierwszej był o około 25% większy niż w BKN; jest to ważna informacja, ponieważ – w ogólności – wczesny skurcz w BWW często przekracza ⅔ całkowitego skurczu.

Publikacja została przygotowana w ramach projektu badawczego w Programie Operacyjnym Innowacyjna Gospodarka – POIG.01.01.02-10-106/09 (temat PT4.1).

Piśmiennictwo

[1] *fib* Commission 3, TG3.8, Editors: Glavind M., Sakai K., Òberg M., Müller Ch.: Guidelines for Green Concrete Structures, Lausanne, October 2011 (draft).

[2] Ajdukiewicz A., Kliszczewicz A.: Influence of recycled aggregates on mechanical properties of HS/HPC, Cement & Concrete Composites, Vol. 24, No.2, 2002, pp. 269-279.

[3] Ajdukiewicz A., Kliszczewicz A.: Comparative Tests of Beams and Columns Made of RAC and NAC. Journal of the Advanced Concrete Technology – Materials, Structures and Environment, Japan Concrete Institute, Vol.5, No.2, 2007, pp.259-273.

[4] Ajdukiewicz A., Kliszczewicz A.: Long-term tests of reinforced-concrete beams and columns made of recycled aggregate concrete. Proceedings of the fib Symposium "Concrete Engineering for Excellence and Efficiency", Prague, June 8-10, 2011, Vol.1, pp. 479-482 and CD.

INSTANTANEOUS AND LONG-TERM PROPERTIES OF STRUCTURAL RECYCLED AGGREGATE CONCRETES

Summary

The paper presents results of short-term and long-term laboratory tests on strength and deformability for series of concrete of compressive strength in the range from 40 to 110 MPa, with different contribution of recycled aggregate (coarse only or coarse and fine) and with different origin of basic aggregates (quartzite, granite, basalt). As regards deformability, the tests have emphasised early shrinkage, long-term shrinkage and creep. The paper summarises the results of tests lasting over ten years. In conclusions the similarities and differences in the behaviour of RAC vs. NAC under instantaneous and long-term load are presented.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Grzegorz BAJOREK[1]
Marta KIERNIA-HNAT[2]
Izabela SKRZYPCZAK[3]
Politechnika Rzeszowska,
Centrum Technologiczne Budownictwa przy Politechnice Rzeszowskiej

ROZMYTY SYSTEM EKSPERTOWY WSPOMAGAJĄCY WNIOSKOWANIE O JAKOŚCI BETONU

STRESZCZENIE

Niepewności związane z weryfikacja jakości betonu towarowego oraz sprowadzeniem, ocen cząstkowych dotyczących poszczególnych cech betonu do jednej syntetycznej miary było powodem opracowania systemu ekspertowego wspomagającego wnioskowanie o jakości betonu.

Zaprezentowany system kontroli jakości odniesiono do zgromadzonych danych dla jednej receptury betonu produkowanego przez wybrany węzeł betoniarski określając dwie cechy: wytrzymałość na ściskanie oraz gęstość.

SŁOWA KLUCZOWE: beton, kontrola jakości, logika rozmyta

1. WPROWADZENIE

O trwałości betonowych obiektów inżynierskich decyduje jakość wbudowanego betonu. Rozwój współczesnej technologii betonu oraz stosowanie domieszek i dodatków do betonu dają ogromne możliwości spełnienia różnorodnych i wysokich wymagań stawianym betonowi, ale niosą nowe, trudne do rozwiązania problemy, które niewątpliwie zwiększają koszty budowy. Od konstrukcji betonowych oczekuje się by były trwałe, a terminy pierwszych napraw były możliwie jak najbardziej oddalone w czasie. Wobec powyższego, nie należy się dziwić szczególnej trosce, jaką powinien być otoczony beton w każdej fazie powstawania, od receptury poczynając, poprzez produkcję, transport, wbudowanie i pielęgnację, gdyż każdy z tych etapów ma ogromny wpływ na obniżenie kosztów utrzymania, wydłużenia czasu pełnej - zaprojektowanej eksploatacji, jak i zmniejszenia kosztów napraw.

W praktyce, działania związane z zagadnieniem kontroli jakości obejmują trzy główne etapy:

- gromadzenie informacji,

[1] g.bajorek@ctb-prz.pl
[2] m.kiernia@ctb-prz.pl
[3] izas@prz.edu.pl

- ocenę zgodności w oparciu o zgromadzone dane,
- podejmowanie decyzji na podstawie ocen.

Do głównych celów kontroli jakości betonu zalicza się kontrolę procesów produkcji i sterowanie tymi procesami (kontrola produkcji) oraz kontrolę zgodności betonu zgodnie z aktualnymi normami.

Norma PN-EN 206-1:2003 [1,2] określa właściwości mieszanki betonowej i betonu oraz metody ich weryfikacji, a także procedury kontroli produkcji. Są to dwa obszary, w obrębie których ustalono wymagania dotyczące mieszanki betonowej i stwardniałego betonu. Badania betonu stwardniałego przeprowadza się w ramach kontroli produkcji, które obejmują:

- badania wytrzymałości na ściskanie,
- badanie wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu,
- badania właściwości innych niż wytrzymałość.

Stosowanie normowych statystycznych kryteriów zgodności może prowadzić do ekonomicznie nieuzasadnionego wzrostu kosztów producenta, który weryfikując jakość betonu najczęściej odnosi się do kryteriów takich, jak dla produkcji początkowej [3]. Z uwagi na duży rozrzut wyników wytrzymałości (duże odchylenie standardowe), z punktu widzenia producenta nieopłacalna jest ocena betonu według kryteriów jak dla produkcji ciągłej.

Niepewności związane z weryfikacją jakości betonu towarowego oraz sprowadzeniem ocen cząstkowych dotyczących poszczególnych cech betonu do jednej syntetycznej miary było powodem zbudowania rozmytego systemu ekspertowego wspomagającego wnioskowanie o jakości betonu.

Zaprezentowany system kontroli jakości odniesiono do zgromadzonych danych dla jednej receptury betonu produkowanej przez wybrany węzeł betoniarski, określając dwie cechy: wytrzymałość na ściskanie oraz gęstość betonu.

2. ZAŁOŻENIA MODELOWANIA ROZMYTEGO

W teorii modelowania rozmytego jednym ze sposobów definiowania zbioru jest zastosowanie predykatu *P(x)* oznaczającego, że każdy element *x* zbioru *X* ma własność *P*. Innym sposobem jest zdefiniowanie zbioru *A* za pomocą funkcji przynależności. W teorii zbiorów rozmytych, funkcja charakterystyczna przyporządkowuje każdemu *x* z obszaru rozważań *X* wartość z przedziału [0; 1], a nie jak w przypadku zbiorów ostrych z dwuelementowego zbioru {0; 1}.
Funkcja charakterystyczna ma następującą postać:

$$A=[(\mu_A(x), x] \quad \mu_A: X \rightarrow [0; 1] \tag{1}$$

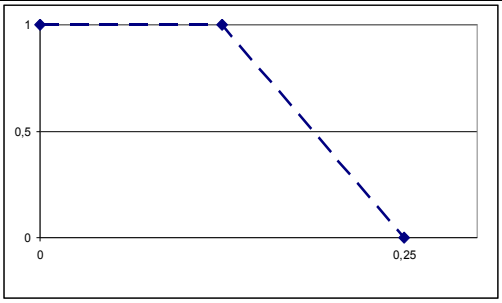
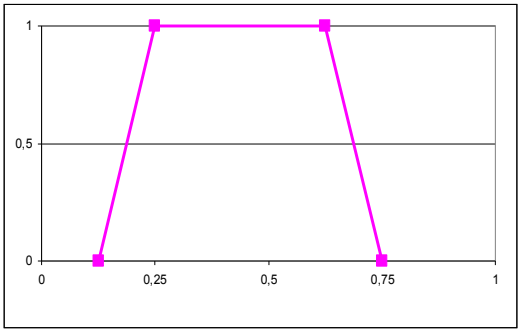
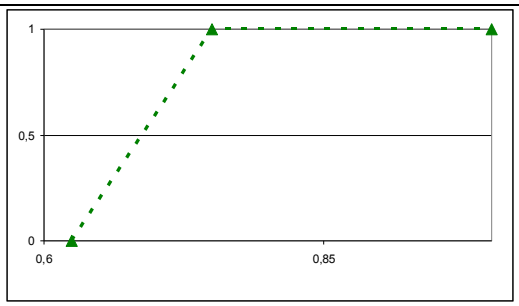
Funkcja ta nazywana jest funkcją przynależności. Jej wartość dla danego *x* interpretuje się jako stopień, w jakim *x* należy do zbioru rozmytego. Każdy element *x* z obszaru rozważań *X* należy do zbioru rozmytego *A* zdefiniowanego w tym obszarze z pewnym stopniem przynależności (stopniem zaufania) określonym przez $\mu_A(x)$.

Inne podejście wiąże teorię zbiorów rozmytych z rachunkiem prawdopodobieństwa. Można zdefiniować prawdopodobieństwo subiektywne, które nie ma interpretacji częstościowej, ale jest pojęciem odzwierciedlającym subiektywne przekonanie, że pewne zdarzenie może zajść. Nie jest wymagane, aby suma prawdopodobieństw wszystkich możliwości była równa 1. Prawdopodobieństwo takie obrazuje niepewną wiedzę obserwatora o stanie rzeczy. Funkcję przynależności można potraktować jako rozkład określonych prawdopodobieństw, gdzie zdarzenia odpowiadają wartościom zmiennych lingwistycznych. Każde z pojęć lingwistycznych opisujących pewną właściwość może być reprezentowane przez

zbiór rozmyty. Pojęcia lingwistyczne takie jak: niska wytrzymałość, dobra jakość, mała próba są znaczeniowo zależne od rzeczywistych obszarów rozważań. W sterowaniu rozmytym stosuje się pojęcia lingwistyczne niezależne znaczeniowo od poszczególnych obszarów: mały, duży, średni, duży ujemny, ujemny, zerowy, dodatni, duży dodatni [4, 5, 6, 7].

W praktyce stosuje się tylko kilka typów funkcji, głównie liniowych. W Tablicy 1 przedstawiono trzy typy funkcji przynależności, które wykorzystano do przeprowadzonych analiz [4, 5, 6, 7].

Tablica1. Przykładowe funkcje przynależności

L a,b,(x)	0 dla $x \le a$ $\frac{x-a}{b-a}$ dla $a < x \le b$ 1 dla $b < x \le c$	
trapez Π a,b,c,d(x)	0 dla $x \le a$ $\frac{x-a}{b-a}$ dla $a < x \le b$ 1 dla $b < x \le c$ $\frac{d-x}{d-c}$ dla $c < x < d$ 0 dla $x \ge d$	
gamma $\Gamma_{c,d}(x)$	1 dla $x \le c$ $\frac{d-x}{d-c}$ dla $c < x < d$ 0 dla $x \ge d$	

Najważniejszą konsekwencją wprowadzenia funkcji przynależności jest możliwość wykonywania na nich operacji, które są odpowiednikami działań z zakresu algebry (klasycznej teorii zbiorów: suma, iloczyn), ale też działań bardziej zaawansowanych i dających bogatszy zestaw wyników [4, 5, 6].

3. ROZMYTY SYSTEM EKSPERTOWY

Rozmyty system ekspertowy wspomagający wnioskowanie o jakości betonu opracowano na podstawie dwóch cech:

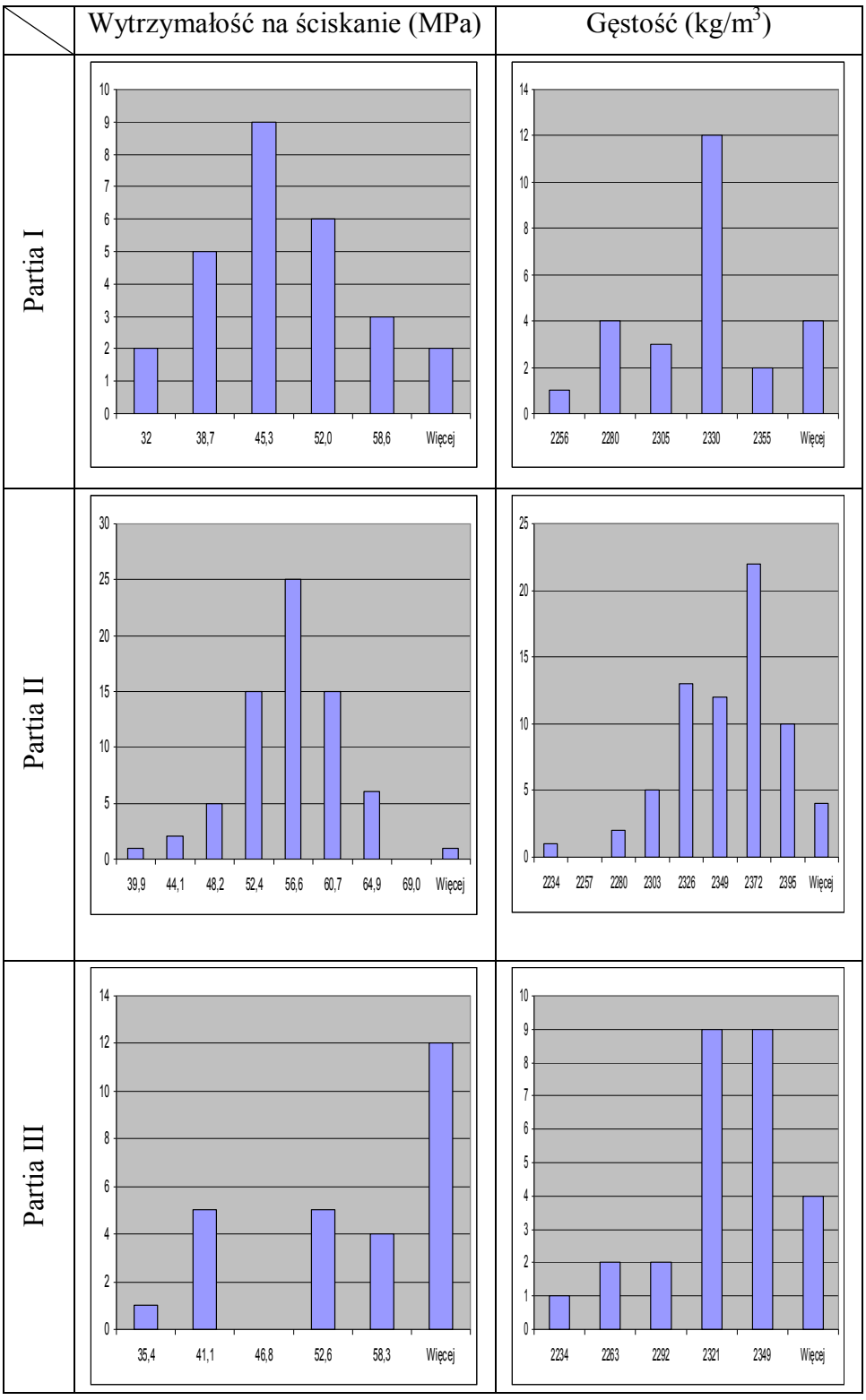
- wytrzymałości na ściskanie,
- gęstości.

Działanie systemu ekspertowego zobrazowano przykładem liczbowym w odniesieniu do betonu, który był zastosowany przy realizacji obiektu mostowego.

Pierwszym etapem reguły postępowania przy zadanych wejściach było opracowanie histogramów (rys. 1). Dla określenia odpowiedniej szerokości i liczby przedziałów przy konstruowaniu histogramów przyjęto poniższą formułę:

$$k = 1+3,3 \lg(n) \tag{2}$$

gdzie: n- liczba danych, k- liczba przedziałów między min i max wartością obserwowaną.



Rys. 1. Histogramy dla wytrzymałości na ściskanie oraz gęstości dla analizowanego betonu

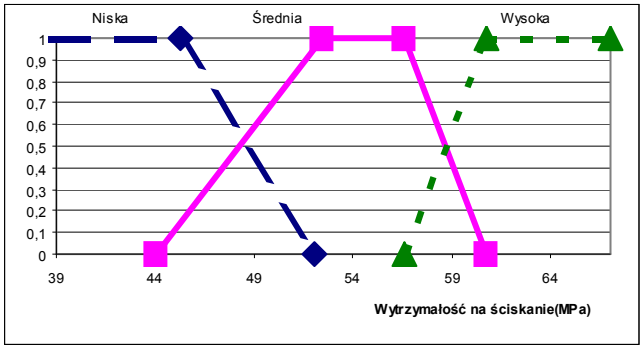
Kolejnym etapem było przyjęcie odpowiednich funkcji przynależności, które określono na podstawie histogramów.

System ekspertowy wspomagający wnioskowanie o jakości betonu to (rys. 2, 3, 4):

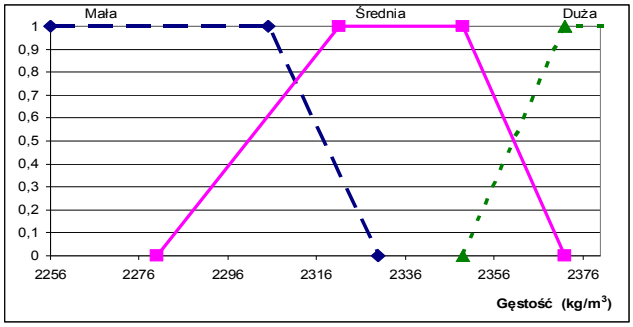
- zbiory rozmyte dla wytrzymałości na ściskanie (wejście),
- zbiory rozmyte dla gęstości (wejście),
- zbiory rozmyte jakości betonu (wyjście).

Dla danych wejścia przyjęto funkcje rozmyte typu L, trapezowego oraz typu gamma.

Przypisane zmienne lingwistyczne odnoszą się do wartości wytrzymałości na ściskanie oraz gęstości dla analizowanego betonu.

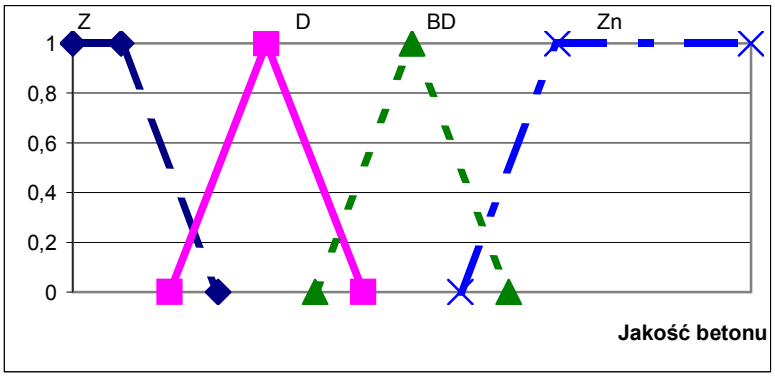


Rys.2. Funkcja rozmyta wytrzymałości na ściskanie



Rys. 3. Funkcja rozmyta gęstości

Jakość betonu określono za pomocą zmiennych lingwistycznych – jest to wielkość wyjściowa, zmienna stanu. Zmienna przyjmuje wartości: Z – zadowalająca, D – dobra, BD – bardzo dobra, Zn -Znakomita (rys. 4).



Rys. 4. Funkcja rozmyta jakości betonu

4. PRZYKŁAD LICZBOWY

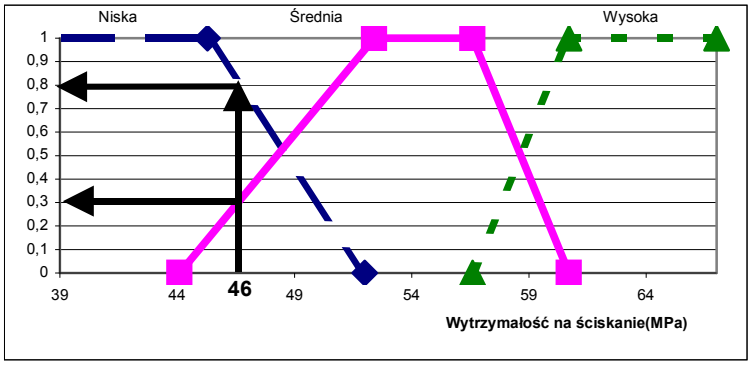
Przykład reguły rozmytej dla określenia jakości produkowanego betonu określono na podstawie dwóch cech mierzalnych: wytrzymałości betonu na ściskanie oraz gęstości (tab. 2).

- Przykład

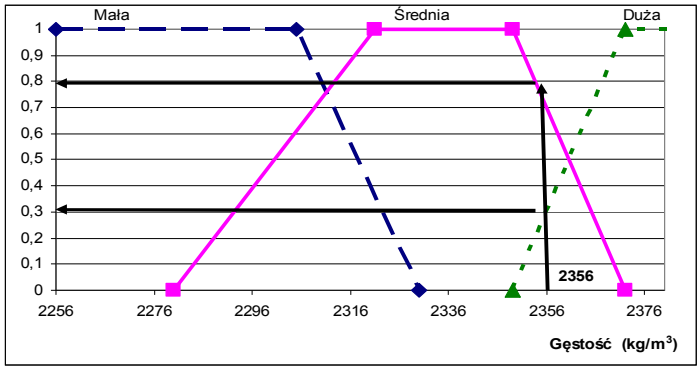
  Reguła wnioskowania:

  IF wytrzymałość na ściskanie jest średnia
  AND gęstość jest duża
  THEN jakość betonu jest wysoka.

  Wartości parametrów dla weryfikowanej partii betonu to: wytrzymałość na ściskanie 46,0 MPa oraz gęstość 2356 kg/m^3.



Rys. 5. Funkcja rozmyta wytrzymałości na ściskanie



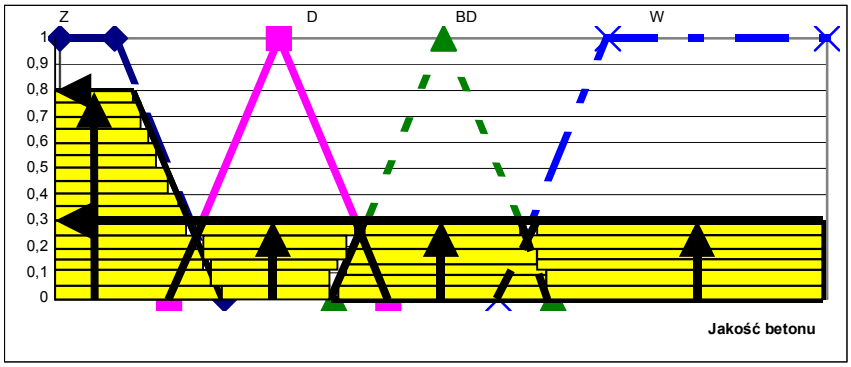
Rys. 6. Funkcja rozmyta gęstości betonu

Tablica. 2. Schemat blokowy przyjętej reguły wnioskowania

Wytrzymałość betonu na ściskanie (MPa)	Wysoka	Reguła 1 D	Reguła 2 Zn	Reguła 3 Zn
	Średnia	Reguła 4 D	**Reguła 5 BD**	**Reguła 6 Zn**
	Niska	Reguła 7 Z	**Reguła 8 Z**	**Reguła 9 Z**
Jakość weryfikowanego betonu Z – zalecana, D – dobra, BD – bardzo dobra, Zn – znakomita		Mała	**Średnia**	**Duża**
		Gęstość (kg/m^3)		

Na podstawie przyjętej reguły dokonano fuzyfikacji (rys. 5, 6 i tab. 2)

Po przeprowadzeniu fuzyfikacji partię betonu, dla której wytrzymałość na ściskanie wynosi 46,0 MPa oraz gęstość - 2356 kg/m^3 możemy ze stopniem pewności 0,3 zakwalifikować do betonu znakomitej, bardzo dobrej oraz dobrej jakości, natomiast ze stopniem pewności 0,8 do jakości zadowalającej (co ilustruje poniższy wykres – rys. 7).



Rys. 7. Stopień pewności jakości betonu

5. PODSUMOWANIE

Przedstawiony algorytm weryfikacji jakości betonu został opracowany na podstawie uzyskanych wyników badań z produkcji betonu, który był stosowany przy realizacji obiektów mostowych. Algorytm ten stanowi tylko koncepcję systemu wspomagającego wnioskowanie o jakości betonu na podstawie zdefiniowanych poprzez funkcje rozmyte dwóch cech betonu: wytrzymałości na ściskanie oraz gęstości. Często „intuicyjne" podejście, oparte na doświadczeniach ze stosowania tradycyjnych domieszek do betonu, zakłada wyłącznie relację pomiędzy wytrzymałością betonu a konsystencją. Stosowanie domieszek polimerowych nie pozwala już na wyciąganie tak prostych wniosków, dlatego do rozważań przyjęto połączenie wytrzymałości betonu w połączeniu z jego gęstością.

Podejście normowe [1] zakłada ocenę zgodności produkowanego betonu dla każdej z cech osobno (konsystencji, wytrzymałości na ściskanie, gęstości betonu stwardniałego, itd.), a na końcową dobrą jakość, a co za tym idzie trwałość betonu, wpływ mają wspólnie wszystkie uzyskiwane parametry. Dodatkowo norma PN-EN 206-1 [1] w procesie akceptacji zakłada jedynie minimalne wymagane wartości wytrzymałości na ściskanie i nie określa granicy górnej.

System ekspertowy wspomagający wnioskowanie o jakości betonu przy wykorzystaniu zbiorów rozmytych uwypuklił fakt, że wzrost wytrzymałości betonu na ściskanie przy tej samej wartości parametru gęstości nie implikuje polepszenia jakości betonu. Przy weryfikacji jakości, w przypadku betonu o dużej niejednorodności, należy pamiętać, że podnoszenie średniej wytrzymałości betonu jest związane z rosnącym rozrzutem, co w efekcie powoduje nieuzasadnione koszty producenta, a te z kolei pośrednio przerzucane są na odbiorcę (inwestora). Wykorzystanie tego narzędzia może znacząco wspomagać proces optymalizacji technologii wytwarzania tak, by przy określonym zakresie akceptacji, minimalizować koszty inwestycji.

Piśmiennictwo

[1] PN-EN 206-1: 2003 Beton. Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność. PKN
[2] Czarnecki L.: Beton według normy PN-EN 206-1 – komentarz, praca zbiorowa, Polski Cement, Kraków, 2004
[3] Woliński S., Skrzypczak I.: Ryzyko związane ze stosowaniem statystycznych kryteriów zgodności wytrzymałości betonu na ściskanie, Konferencja Naukowa Krynica 2004, Warszawa-Krynica 2004, tom III, str.173-180.
[4] Czogała E., Pedrycz W.: Elementy i metody teorii zbiorów rozmytych, PWN, Warszawa, 1985
[5] Kosko B., Isaka S.: Logika rozmyta, Świat Nauki, Nr 9, 1993, str. 60-66.
[6] Mrózek A., Płonka L.: Analiza danych metodą zbiorów przybliżonych. Zastosowania w ekonomii, medycynie i sterowaniu, Akademicka Oficyna Wydawnicza PLJ, Warszawa, 1999.
[7] Yager R., Filev D.: Podstawy modelowania i sterowania rozmytego, WN-T, Warszawa, 1995.

FUZZY EXPERT SYSTEM SUPPORTING INFERENCE ON CONCRETE QUALITY

Summary

Uncertainties associated with the verification of the quality of ready-mixed concrete and reduction of fragmentary evaluations concerning individual properties of concrete into one synthetic measuring cup were a reason to develop a fuzzy expert system. The system of quality was related to the data (two properties: compressive strength and concrete density) collected for one prescription of concrete produced by a selected plant (producer).

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Barbara GOSZCZYŃSKA[1]
Grzegorz ŚWIT[2]
Wiesław TRĄMPCZYŃSKI[3]
Kamil BACHARZ
Magdalena GODOWSKA
Aleksandra KRAMPIKOWSKA
Politechnika Świętokrzyska w Kielcach

IDENTYFIKACJA SYGNAŁÓW EMISJI AKUSTYCZNEJ W BETONIE NIEOBCIĄŻONYM

STRESZCZENIE

Celem pracy jest ocena możliwości zastosowania metody emisji akustycznej do badania betonu nieobciążonego. Metoda emisji akustycznej nazwana IADP prezentowana w [4,5,6,7], oparta jest na koncepcji pomiaru sygnałów emisji akustycznej, towarzyszących procesom destrukcyjnym, powstającym w wyniku działania obciążenia i ich porównaniu z bazą sygnałów wzorcowych, utworzoną w warunkach laboratoryjnych. W niniejszej pracy przedstawiono wyniki identyfikacji sygnałów emisji akustycznej, spowodowanych powstawaniem mikrorys w wyniku hydratacji cementu, a głównie skurczu betonu na skutek odparowywania wody. Na podstawie przedstawionych wyników pomiarów można wnioskować, że metodę IADP będzie można zastosować do identyfikacji i oceny procesów zachodzących w świeżym betonie, co może mieć zastosowanie do oceny konstrukcji betonowych we wczesnej fazie dojrzewania.

SŁOWA KLUCZOWE: skurcz betonu, emisja akustyczna, weryfikacja, żelbet

1. WSTĘP

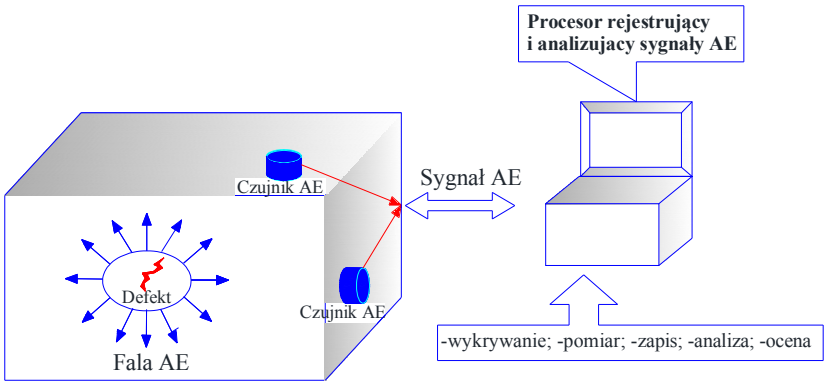
Problem skurczu betonu [1] traktowany jest często marginalnie przy projektowaniu konstrukcji betonowych, co powoduje, że wiele elementów czy konstrukcji ulega nieprzewidzianemu zarysowaniu. Spowodowane jest to oddziaływaniem środowiska na beton, ciągłej wymianie masy i ciepła z otoczeniem, a także istnieniem wewnątrz betonu niestacjonarnych pól wilgotności i temperatury, na skutek których powstają w przekrojach znaczne naprężenia własne. Naprężenia wewnętrzne po osiągnięciu odpowiednich wartości prowadzą [2] do wewnętrznych mikropęknięć w samym zaczynie oraz w stykach zaczynu z dużymi ziarnami kruszywa (typowe defekty wewnętrzne), a nawet do pękania (zarysowania) elementów w konstrukcji.

[1] b.goszczynska@tu.kielce.pl
[2] gswit@tu.kielce.pl
[3] wtramp@tu.kielce.pl

Trwałość konstrukcji żelbetowej wg EC2 powinien zapewniać beton, odporny na wpływy środowiska, w którym budowla będzie użytkowana. Defekty wewnętrzne, a zwłaszcza zarysowanie betonu spowodowane skurczem mogą więc prowadzić do obniżenia funkcji ochronnej betonu, gdyż pod wpływem czynników oddziałujących na beton zniszczenie zawsze rozpoczyna się przez propagację rys istniejących. Dlatego zajmując się opracowaniem metody IADP do oceny stanu technicznego konstrukcji żelbetowych opartej na pomiarze i analizie sygnałów emisji akustycznej należy uzyskać informację, czy zachodzące zjawiska mechaniczne związane z naprężeniami wewnętrznymi wywołanymi skurczem betonu mogą zostać zarejestrowane jako fala akustyczna oraz w jakim paśmie częstotliwości rejestrowane są sygnały emisji akustycznej.

2. PODSTAWY METODY IDENTYFIKACJI AKTYWNYCH PROCESÓW DESTRUKCYJNYCH (IADP)

Metoda emisji akustycznej, nazwana IADP w odróżnieniu od badania emisji akustycznej w betonie [3], opracowana została dla konstrukcji sprężonych [4,5] i zweryfikowana na ponad 70 obiektach rzeczywistych, a także została zastosowana do identyfikacji i lokalizacji czynnych procesów destrukcyjnych związanych z powstawaniem i rozwojem rys w konstrukcjach żelbetowych [6,7]. Koncepcja tej metody oparta jest na analizie porównawczej sygnałów zarejestrowanych przez czujniki akustyczne, które generowane są przez powstające w wyniku działania obciążenia procesy destrukcyjne (defekty), a następnie zapisywanie tych sygnałów i porównanie z utworzoną wcześniej bazą sygnałów wzorcowych procesów destrukcyjnych, co umożliwia identyfikację powstających w tym elemencie defektów. W przypadku badania nieobciążonych próbek betonowych, koncepcję metody IADP pokazano schematycznie na Rys. 1.



Rys. 1. Schemat generowania fal przez procesy destrukcyjne i ich analizowania

Bazując na wcześniejszych doświadczeniach rozróżniono cztery grupy procesów destrukcyjnych, które mogą być przyczyną powstawania fali akustycznej i wyodrębniono (na podstawie 12-stu parametrów sygnału akustycznego), z wykorzystaniem komercyjnego programu komputerowego Noesis 4.0, cztery Klasy 1s÷4s sygnałów odpowiadających poszczególnym procesom destrukcyjnym, i tak:

Klasa 1s - Mikropęknięcia zaczynu cementowego;
Klasa 2s - Mikropęknięcia na styku zaczynu i kruszywa o wymiarach ($\Phi \leq 8$ mm);
Klasa 3s -Powstanie mikrorys (rysy o wymiarach poniżej 0,1 mm) na powierzchni betonu;
Klasa 4s - Rozwój rys,

które zaznaczono symbolami i kolorami przedstawionymi w Tab. 1.

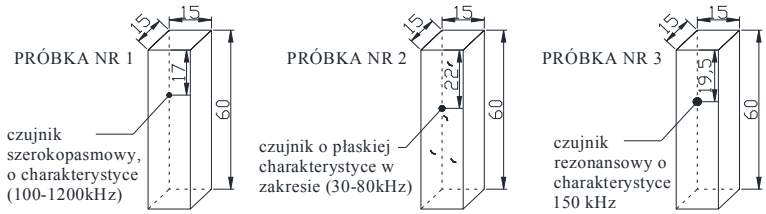
Tablica 1. Numery i oznaczenia klas sygnałów wzorcowych

Oznaczenie	●	▲	◆	■
Nr klasy	1s	2s	3s	4s

3. WERYFIKACJA METODY AKUSTYCZNEJ - IADP

3.1. Dobór czujników

Badanie wykonywano na trzech próbkach prostopadłościennych o wymiarach 150x150x600 mm, na które naklejono czujniki (Rys. 2), o następującej charakterystyce: próbka nr 1 - czujnik szerokopasmowy o charakterystyce 10-1200 kHz, próbka nr 2 - czujnik rezonansowy o płaskiej charakterystyce w zakresie częstotliwości 30-80 kHz i próbka nr 3 - czujnik rezonansowy z wbudowanym przedwzmacniaczem o wzmocnieniu 40 dB i częstotliwości 150 kHz. Do czujników na próbkach nr 1 i nr 2 zastosowano dodatkowo przedwzmacniacze o wzmocnieniu 40 dB. Pomiary sygnałów emisji akustycznej wykonywane były na próbkach ustawionych pionowo, bez żadnego obciążenia, przez okres ok. 6 dób (500 000 sec).



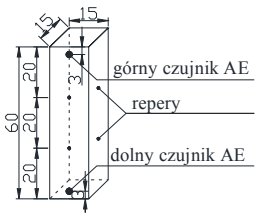
Rys. 2. Rozmieszczenie i typy czujników AE

Po przeprowadzeniu analizy sygnałów emisji akustycznej, zarejestrowanych przez 3 typy zastosowanych czujników, postanowiono w dalszych badaniach wykorzystywać czujniki rezonansowe o charakterystyce płaskiej w zakresie 30-80 kHz (czujnik na próbce nr 2), gdyż stwierdzono, że najlepiej rejestrują one pełne spektrum procesów destrukcyjnych.

3.2. Badania próbek wykonanych w laboratorium WBiIŚ

Badanie wykonywano na 6 próbkach prostopadłościennych o wymiarach 150x150x600 mm, po 3 z betonu klasy C20/25 i klasy C40/50 wykonanych w laboratorium WBiIŚ na podstawie receptury stosowanej w Zakładzie Produkcji Betonu, z zastosowaniem kruszywa wapiennego, ale bez zastosowania domieszek chemicznych. Próbki zostały zabetonowane i następnego dnia przeniesione do pojemnika z wodą na okres 11 dni, gdzie przebiegał proces wiązania betonu, a ze względu na przechowywanie próbek w środowisku wodnym nie zachodziły procesy skurczowe. Po wyjęciu próbek z wody, naklejono na jednej ściance czujniki emisji akustycznej oraz na 3 ściankach metalowe repery do wykonywania pomiarów odkształcenia ekstensometrem nasadowym o bazie 8 cali (~ 200 mm.). Dodatkowo wykonano po 5 próbek sześciennych 150x150x150 mm, w celu sprawdzenia wytrzymałości betonu.

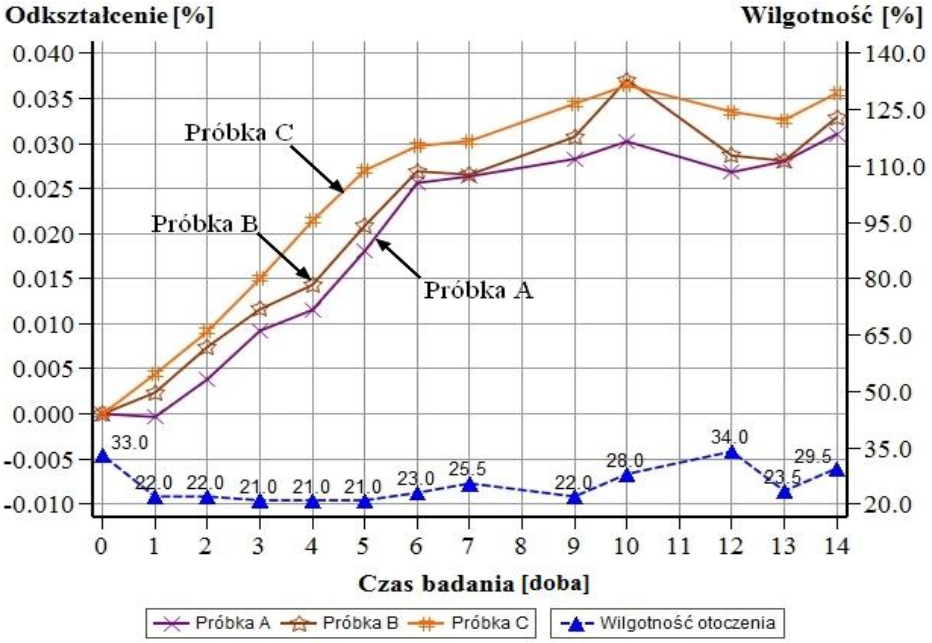
Na Rys. 3 przedstawiono próbkę wraz z rozmieszczeniem czujników emisji akustycznej oraz reperów do wykonywania pomiarów odkształceń. Czujniki emisji akustycznej umieszczono 30 mm od górnej i dolnej krawędzi elementu, natomiast repery przyklejono 200 mm od krawędzi elementu.



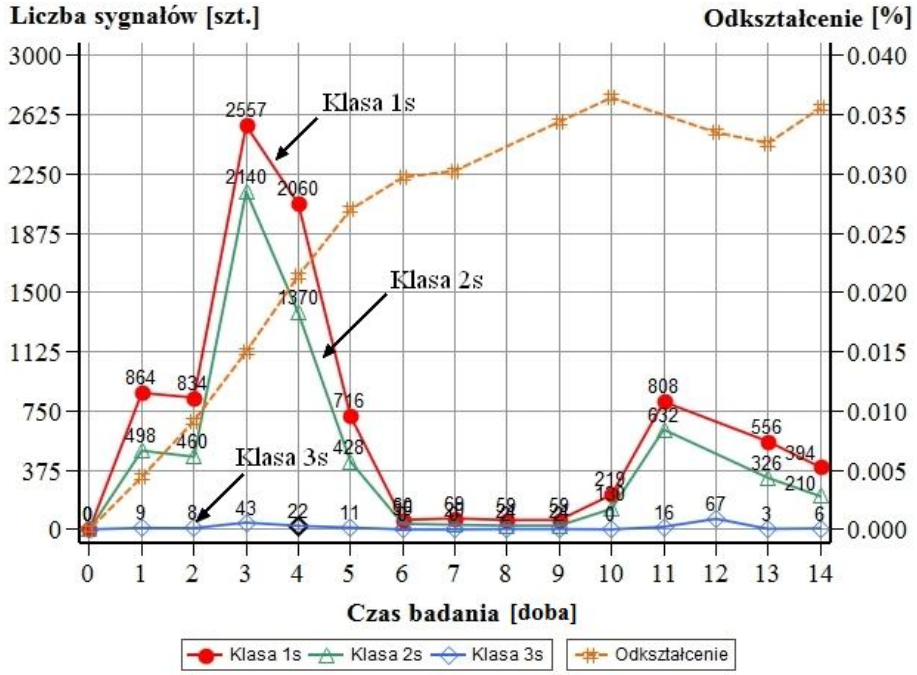
Rys. 3. Schemat próbki

Próbki ustawiono w hali laboratoryjnej, wykonano odczyty bazowe pomiaru odkształceń, a następnie uruchomiono pomiar emisji akustycznej. Liczbę sygnałów danej klasy zliczano w okresie jednej doby. W każdej dobie wykonywano także pomiar odkształceń oraz wilgotności otoczenia i temperatury.

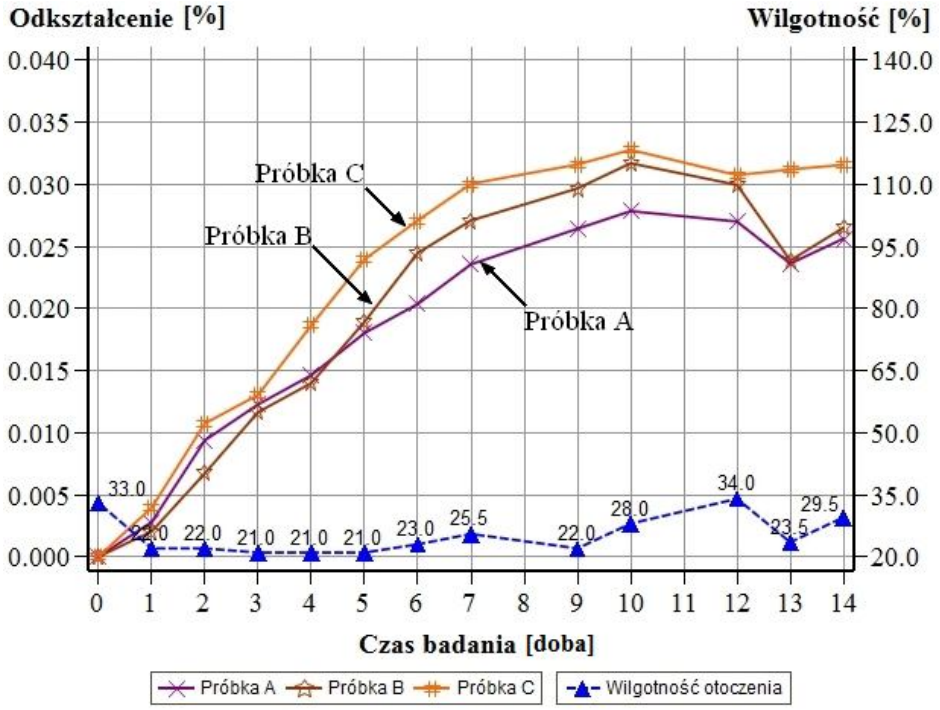
Na Rys. 4 i 5 przedstawiono wyniki pomiarów dla próbek z betonu C20/25, a na Rys. 6 i 7 dla próbek z betonu C40/50. Na Rys. 4 i 6 pokazano wykres średnich odkształceń z pomiarów wykonywanych na trzech bokach poszczególnych próbek w kolejnych dniach wraz z pomiarem wilgotności otoczenia. Natomiast na Rys. 5 i 7 pokazano wykres średniego odkształcenia obliczonego wraz z wykresem rejestrowanych przez czujnik Klas sygnałów AE, jako liczba zliczeń (w ciągu 1 doby) w funkcji czasu.



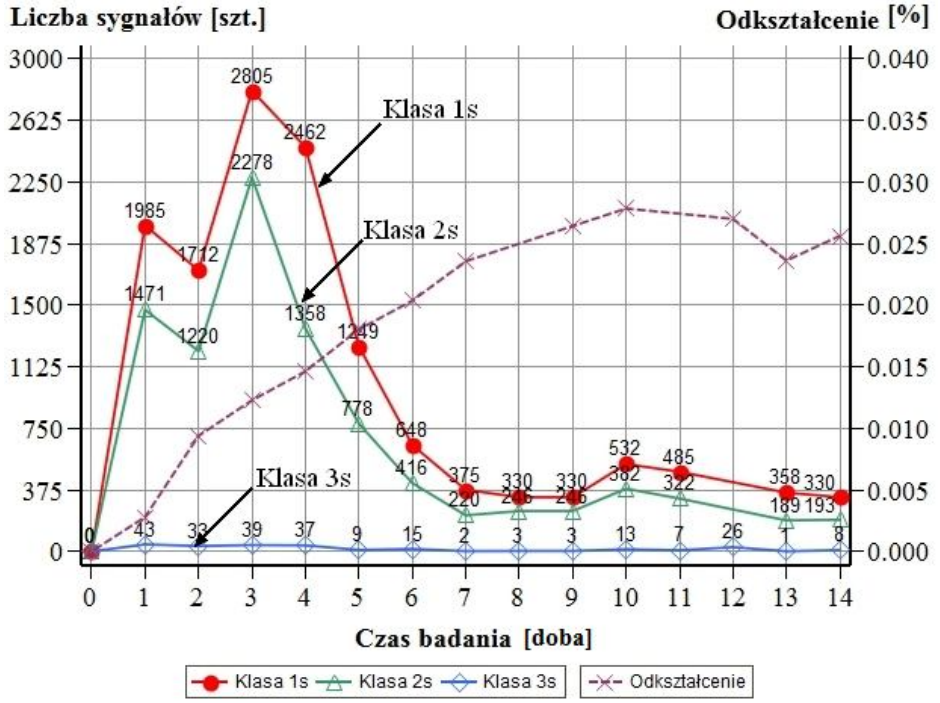
Rys.4. Wykres średnich odkształceń poszczególnych próbek z betonu C20/25



Rys.5. Wykres średniego odkształcenia próbki z betonu C20/25 i liczby zliczeń sygnałów AE



Rys.6. Wykres średnich odkształceń poszczególnych próbek z betonu C40/50



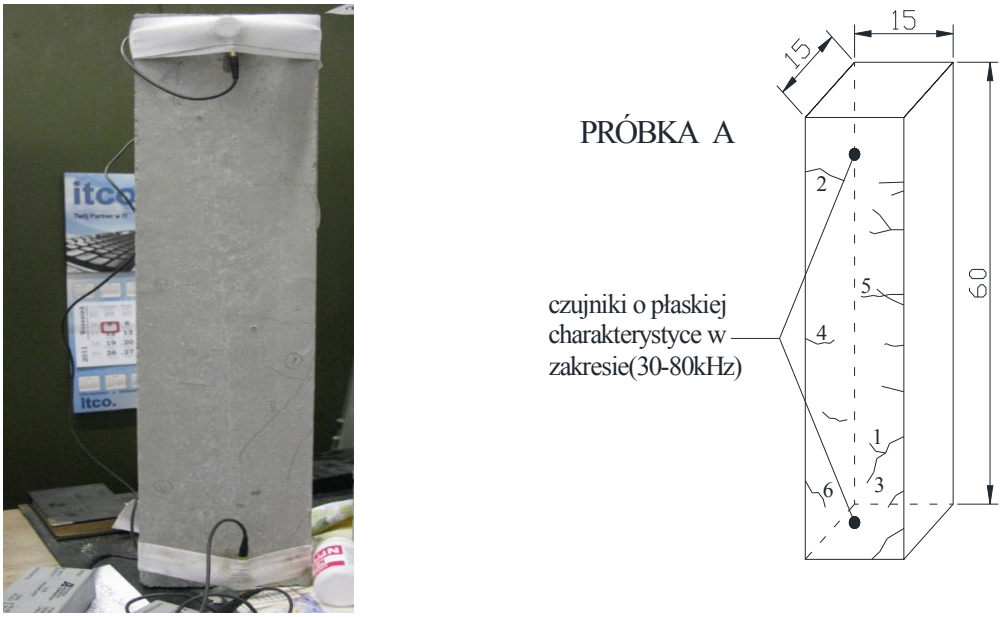
Rys.7. Wykres średniego odkształcenia próbki z betonu C40/50 i liczby zliczeń sygnałów AE

Można stwierdzić, że zarówno w próbkach wykonanych z betonu C20/25 jak i C40/50 rejestrowane są głównie sygnały Klasy 1s i 2s, będące wynikiem mikropęknięć w zaczynie oraz na styku zaczynu z kruszywem. W pierwszym okresie 3 dni, ilość sygnałów narasta wraz ze wzrostem odkształceń, a następnie (mimo ciągłego wzrostu odkształceń) proces ten ulega zdecydowanemu osłabieniu i stabilizuje się po sześciu - siedmiu dniach.

3.3. Badania próbek wykonanych w zakładzie prefabrykacji

Badania przeprowadzono na trzech próbkach 150x150x600 mm wykonanych w Zakładzie Prefabrykacji ze stosowanego do prefabrykatów betonu klasy C40/50 (kruszywo bazaltowe), z zastosowaniem domieszek chemicznych. Próbki po 7 dniach trzymania w wodzie zostały przewiezione do laboratorium WBiIŚ i zamocowano na nich po dwa czujniki AE w odległości około 50 mm od dolnej i górnej krawędzi próbki. Próbki umieszczono w pomieszczeniu, w pobliżu okna, tak że były one poddane niekontrolowanemu działaniu słońca (duże nagrzewanie i chłodzenie) i uruchomiono pomiar emisji akustycznej.

Pomiar emisji akustycznej wykonywano, w sposób ciągły, w okresie pierwszych dziewięciu dób, a następnie przez dobę, po dwóch i czterech tygodniach od rozpoczęcia pomiarów. Na Rys. 8 przedstawiono przykładowo zdjęcie i rysunek jednej z próbek po zakończeniu badania (28 dni) wraz z zaznaczonymi (widocznymi) na powierzchni mikrorysami. Szerokość rozwarcia rys została pomierzona lupką optyczną, a wyniki przedstawiono w Tablicy nr 2.

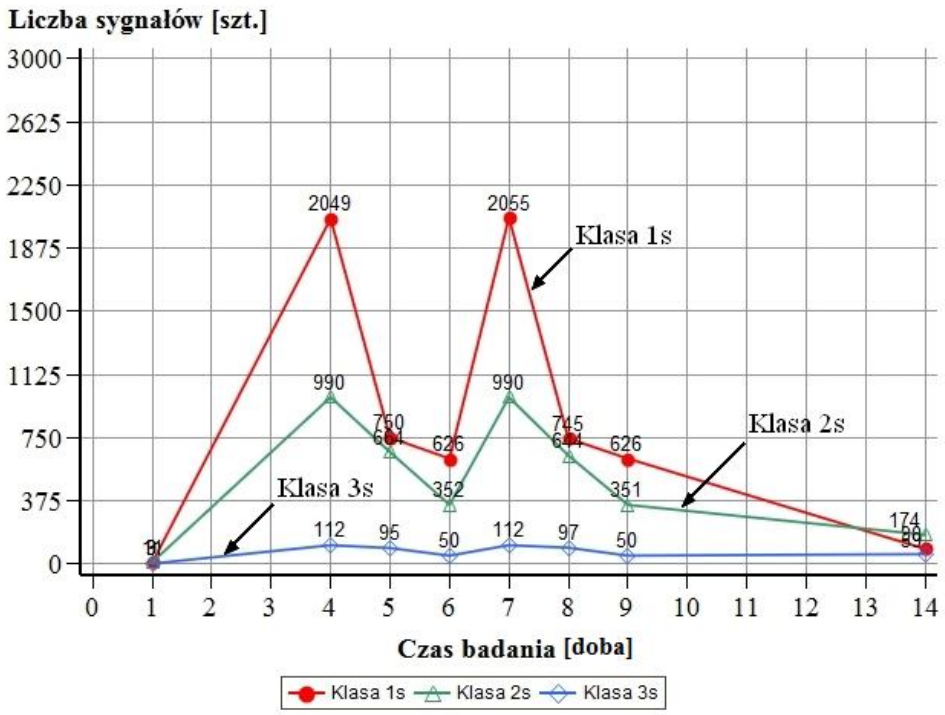


Rys.8 Rysunek próbki wraz z czujnikami i zarysowaniami oraz zdjęcie, po zakończeniu badania

Tablica 2. Wyniki pomiarów szerokości rys

Numer rysy	Szerokość rysy	Numer rysy	Szerokość rysy
1	0,02 mm	2	0,07 mm
3	0,05 mm	4	0,02 mm
5	0,02 mm	6	0,02 mm

Przykładowo wyniki pomiarów i analizy porównawczej sygnałów emisji akustycznej w czasie 14 dób przedstawiono na Rys. 9 jako liczbę sygnałów odpowiadających poszczególnym Klasom, w kolejnych terminach wykonywania badań, zarejestrowanych przez dolny czujnik emisji akustycznej AE.



Rys. 9. Wykres liczby zliczeń sygnałów w zależności od klasy sygnałów AE

W początkowym okresie rejestrowane są sygnały Klas 1s, 2s, 3s będące odpowiednio wynikiem powstawania mikrorys, w tym na powierzchni próbki. Z pomiaru wykonanego po dwóch tygodniach a następnie po czterech wynika, iż proces powstawania mikrorys został wyraźnie zahamowany.

Wykonana lokalizacja sygnałów Klasy 3s (powstawanie mikrorys na powierzchni betonu), których nasilenie obserwowane jest w czwartej i siódmej dobie, dobrze pokrywa się z mikrorysami obserwowanymi na powierzchni próbek.

4. WNIOSKI

- Stwierdzono, że metoda emisji akustycznej IADP może być zastosowana do badania betonu nieobciążonego, ale parametry sygnałów AE różnią się od sygnałów rejestrowanych dla elementów sprężonych,
- Istnieje potrzeba budowy bazy sygnałów wzorcowych pozwalającej na identyfikację procesów destrukcyjnych wywołanych skurczem betonu,
- Zastosowany wstępnie podział sygnałów AE na 4 grupy dobrze klasyfikuje procesy destrukcyjne (powstające defekty) jakie towarzyszą skurczowi.
- Stwierdzono, w próbkach betonowych badanych w laboratorium, występowanie sygnałów głównie Klasy 1s i 2s oraz Klasy 1s, 2s, 3s w próbkach badanych w warunkach skokowych zmian temperatury i wilgotności, co wyraźnie zostało odnotowane w intensywności sygnałów AE (Rys.8).
- Klasa 4s (rozwój rys) w wykonanych badaniach nie wystąpiła, ale obserwowane jest wystąpienie tej klasy na obiektach rzeczywistych.

Badania naukowe zostały wykonane w ramach realizacji projektu "Innowacyjne środki i efektywne metody poprawy bezpieczeństwa i trwałości obiektów budowlanych i infrastruktury w strategii zrównoważonego rozwoju" współfinansowanego przez Unię Europejską z Europejskiego Funduszu Rozwoju Regionalnego w ramach Programu Operacyjnego Innowacyjna Gospodarka.

Piśmiennictwo

[1] Flaga K.: Naprężenia skurczowe i zbrojenie przypowierzchniowe w konstrukcjach betonowych, Politechnika Krakowska, Monografia 391, Kraków 2011
[2] Jamroży Z.: Beton i jego technologie, PWN wydanie trzecie, Warszawa 2008
[3] Praca zbiorowa pod redakcją: Brandt A.M., Kasperkiewicz J.: Metody diagnozowania betonów i betonów wysokowartościowych na podstawie badań strukturalnych, IPPT PAN Warszawa 2003
[4] Gołaski L., Świt G., Kalicka M., Kanji O: Acoustic Non Destructive Techniques as a new Method for Evaluation of Damages in Prestressed Concrete Structures: Failure of Concrete Structures. Journal of Acoustic Emission, Vol. 24, pp. 187-195 (2006).
[5] Świt G.: Metoda emisji akustycznej w analizie uszkodzeń konstrukcji betonowych wstępnie sprężonych. Politechnika Świętokrzyska, Kielce, 2008, pp. 1-158 (monografia).
[6] B.Goszczyńska, G.Świt, W.Trąmpczyński, A.Krampikowska, J.Bryła, P.Tworzewski, Weryfikacja doświadczalna identyfikacji i lokalizacji zarysowania betonu przy zastosowaniu emisji akustycznej, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, 3/2011/II, str.119-126.
[7] B.Goszczyńska, G.Świt, W.Trąmpczyński, A.Krampikowska, J.Tworzewska, P.Tworzewski, Experimental validation of concrete crack initiation and location with acoustic emission metod, Archives of Civil and Mechanical Engineering, vol.12, No1, pp. 23-28, 2012

IDENTIFICATION OF ACOUSTIC EMISSION SIGNALS IN UNLOADED CONCRETE

Summary

The aim of this paper is to present the application of the acoustic emission (AE) method to testing of concrete shrinkage phenomena. This method, known as IADP, was presented in many works [4,5,6,7]. It is based on measurement of acoustic emissions due to active deterioration processes. Then, recorded signals are compared with reference database, which was previously compiled in a specially planned laboratory test, and identified. In the paper, the results of identification of acoustic emission signals generated by micro-crack formation which results from cement hydration (mainly concrete shrinkage due to concrete drying) are presented. It is shown that IADP method can be applied to identify and evaluate the processes occurring in freshly made concrete, i.e. to assess the quality of concrete preparation.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Elżbieta HORSZCZARUK[1]
Piotr BRZOZOWSKI[2]
Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie

WPŁYW CIŚNIENIA HYDROSTATYCZNEGO NA WYTRZYMAŁOŚĆ NA ŚCISKANIE BETONÓW PODWODNYCH

STRESZCZENIE

W pracy przedstawiono wyniki badań betonów podwodnych poddanych oddziaływaniu ciśnienia hydrostatycznego. Badania betonów prowadzono w specjalnie skonstruowanej komorze, która umożliwia formowanie elementów próbnych pod wodą oraz ich dojrzewanie w warunkach oddziaływania ciśnienia wody. Elementy próbne o objętości ok. 21 litrów były poddawane w komorze stałemu ciśnieniu wody o wartościach: 0,1, 02, 03, 04 i 0,5 MPa, co odpowiada dojrzewaniu betonu w warunkach naturalnych na głębokości od 10 do 50 m. W celu wykonania badań wytrzymałościowych z próbek po rozformowaniu wycinano kostki sześcienne o boku 100 mm i poddawano badaniom w maszynie wytrzymałościowej po 7 i 28 dniach. Stwierdzono wpływ ciśnienia hydrostatycznego na wartość wytrzymałości na ściskanie badanych próbek. Zaobserwowano wzrost wytrzymałości kostek pobranych z górnych partii elementów próbnych. Jak wynika z badań wstępnych ma to związek z różnicami jakie występują w wielkości i rozkładzie porów powietrznych próbek pobranych z warstw dolnych i górnych elementów próbnych.

SŁOWA KLUCZOWE: betony podwodne, ciśnienie hydrostatyczne, wytrzymałość na ściskanie

1. WPROWADZENIE

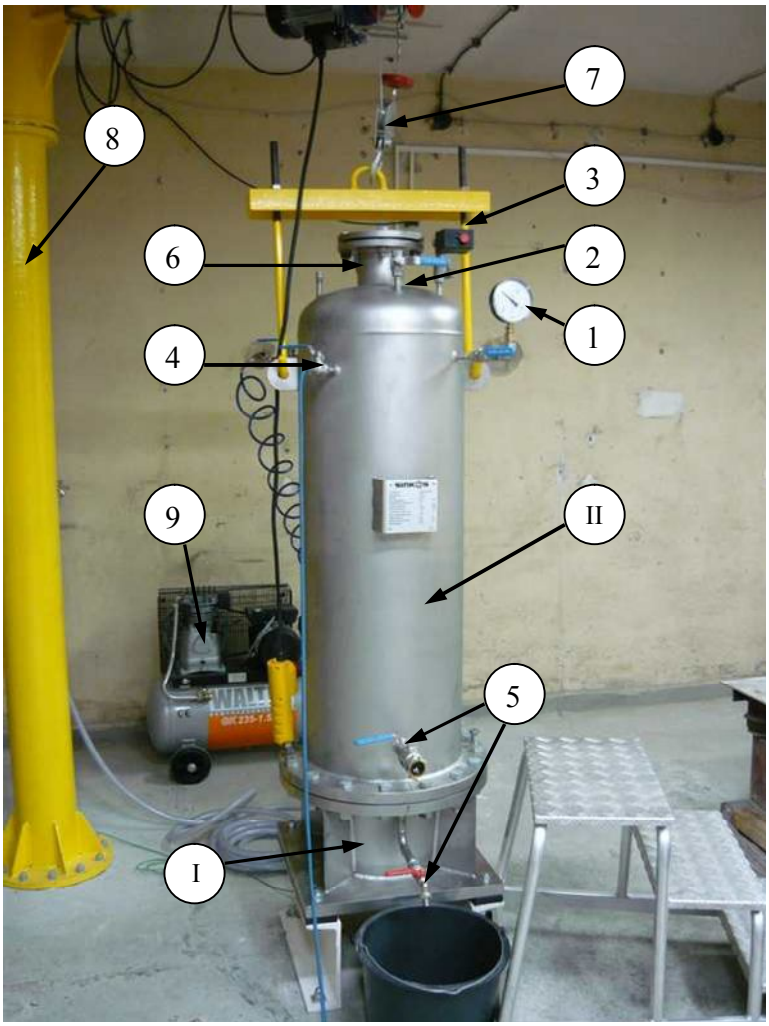
Problem badania betonów podwodnych w warunkach ciśnienia hydrostatycznego pozostawał dotychczas nierozwiązany z uwagi na brak urządzenia do prowadzenia tego typu badań. Jedynym rozwiązaniem spotykanym w literaturze jest komora do badań strat wypłukania mieszanki betonowej pod ciśnieniem [1] jednak z uwagi na konstrukcję i wymiary nie pozwala ona na przeprowadzanie badań na stwardniałych betonach. W literaturze przedmiotu brak jest analizy wpływu ciśnienia hydrostatycznego na trwałość betonu podwodnego konstrukcyjnego jak i trwałość złącza warstwy naprawczej (wykonanej z betonów cementowych lub innych materiałów) z praktycznie nieodkształcalnym podłożem, jakim są masywne obiekty hydrotechniczne.

[1] elzbieta.horszczaruk@zut.edu.pl
[2] piotr.brzozowski@zut.edu.pl

W referacie przedstawiono konstrukcję unikalnego stanowiska badawczego umożliwiającego badanie betonów podwodnych konstrukcyjnych i naprawczych w warunkach oddziaływania ciśnienia hydrostatycznego o wartościach od 0,1 do 0,5 MPa. Przedstawiono wyniki badań wstępnych wpływu ciśnienia hydrostatycznego na wytrzymałość na ściskanie betonów formowanych i dojrzewających pod wodą, określanych w literaturze zagranicznej jako betony podwodne (z ang. underwater concrete oznaczane skrótem UWC).

2. STANOWISKO DO BADANIA BETONÓW PODWODNYCH W WARUNKACH ODDZIAŁYWANIA CIŚNIENIA HYDROSTATYCZNEGO

Zasadniczą częścią stanowiska badawczego jest zbiornik stalowy wykonany z wysokowęglowej stali nierdzewnej (rys.1). Zbiornik składa się z dwóch części: części dolnej w kształcie dzwona stożkowego usztywnionego czterema żebrami oraz części górnej w kształcie walca o przekryciu elipsoidalnym. Płaszcz części dolnej jest tak spasowany, aby do środka można włożyć wymienną formę wykonaną z PVC, która jest przeznaczona na badany beton. Całkowita objętość formy wynosi 22 l.



Rys. 1. Stanowisko badawcze: I – część dolna zbiornika, II – część górna zbiornika, 1 – manometr, 2 – zawór odpowietrzający, 3 – regulator ciśnienia, 4 – zawór przelewowy, 5 – zawory spustowe, 6 – rura załadowcza, 7 – hak wciągarki, 8 – żuraw, 9 - sprężarka

Część górna zbiornika ma centralnie zamocowaną rurę zasypową o średnicy wewnętrznej 100 mm, służącą do podawania mieszanki betonowej i zakończonej kołnierzem zamykanym dnem płaskim na śruby stalowe. W górnej części zbiornika znajduje się dopływ sprężonego powietrza, dopływ wody, manometr, zawór bezpieczeństwa, zawór odpowietrzający, zawór przelewowy i sterownik ciśnienia. Wysokość górnej części zbiornika jest tak dobrana, aby poziom wody w zbiorniku był stały i wynosił 1,0 m od górnej krawędzi dolnej części zbiornika. Maksymalne ciśnienie robocze zbiornika wynosi 0,5 MPa, a ciśnienie dopuszczalne 0,6 MPa i może być regulowane z dokładnością do 0,01 MPa.

Obie części zbiornika łączne są ze sobą za pomocą stalowego kołnierza skręcanego na śruby. Płyta podstawy części dolnej zbiornika jest mocowana do dwóch ceowników, które są zakotwione w posadzce za pomocą śrub. Pod płytę zastosowano 20 mm podkładki z twardego polipropylenu w celu izolacji dolnej części zbiornika od fundamentu. Sprężone powietrze doprowadzane jest do zbiornika za pomocą sprężarki o maksymalnym ciśnieniu 1,0 MPa. Opróżnianie zbiornika odbywa się dwoma zaworami spustowymi, zasadniczym – zlokalizowanym w odległości 90 mm od dolnej krawędzi (kołnierza) górnej części zbiornika, oraz drugi zawór do usuwania wody, która znajduje się w części dolnej zbiornika. Z uwagi na znaczną masę zbiornika (193 kg), do transportu i montażu części górnej zbiornika zastosowano wciągarkę elektryczną o nośności 250 kg, poruszającą się na wysięgniku stalowego żurawia wspornikowego.

3. METODYKA BADAŃ

Badania przeprowadzono na betonach podwodnych zaprojektowanych tak, aby konsystencja mieszanki betonowej spełniała wymogi stawiane mieszankom układanym pod wodą wg wymagań amerykańskich i norm niemieckich [2, 3]. Założono, że rozpływ mieszanki powyżej 400 mm ma się utrzymywać przez okres 2 godzin od wymieszania składników. Na drodze doświadczalnej ustalono następujący skład mieszanki betonowej: cement CEM I 42,5N – HSR/NA (530 kg), piasek (593 kg), żwir 2-16 (1024 kg), domieszka do betonów podwodnych (4 kg) i superplastyfikator (5 l).

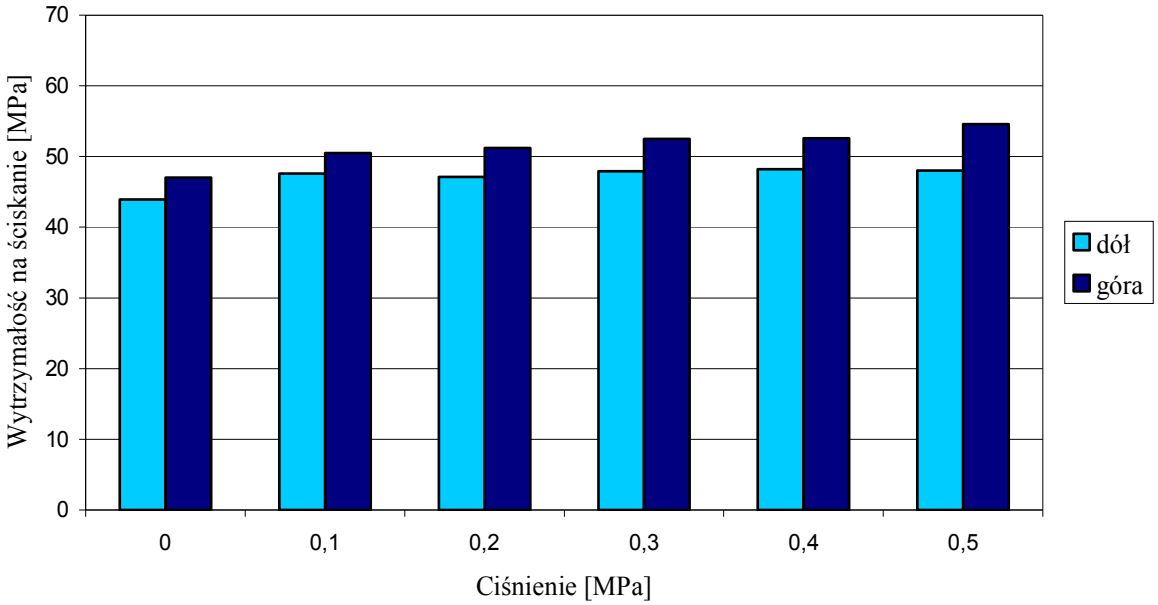
Metoda badania betonów podwodnych w zbiorniku ciśnieniowym opiera się na wykorzystaniu amerykańskiej technologii betonowania, gdzie mieszanka jest układana pod wodą za pomocą rur stalowych lub z tworzywa tzw. Tremie Pipe (ang.) i zasypywana grawitacyjnie z wykorzystaniem podajników w postaci kosza [2]. Po założeniu formy do dolnej części zbiornika i skręceniu obu części zbiornik napełnia się wodą, a następnie przez rurę załadowczą wlewa badaną mieszankę betonową o objętości około 21 litrów. Nadmiar wody zostaje odprowadzony przez zawór przelewowy. Następnie zakręca się pokrywę górnego kołnierza i wprowadza zadane ciśnienie (badania wykonano dla wartości ciśnienia od 0,1 do 0,5 MPa z krokiem co 0,1 MPa). Betony dojrzewały w zbiorniku przez okres 7 dni. Po zakończeniu badania wyłączano sprężarkę, spuszczano powietrze i opróżniano zbiornik z wody. Po zdjęciu górnej części zbiornika wyjmowano badany beton. Z tak otrzymanego ciała próbnego (rys. 2) wycinano kostki o boku 100 mm do badań wytrzymałościowych oraz próbki do badań korozyjnych i mikrostrukturalnych. Połowę kostek poddawano badaniu na ściskanie bezpośrednio po wycięciu (określając wytrzymałość na ściskanie po 7 dniach oddziaływania ciśnienia). Druga partia kostek została umieszczona w komorach z wodą o temperaturze 20 ± 2^0 C i przechowywana do czasu osiągnięcia przez kostki wieku 28 dni, a następnie poddawana badaniom wytrzymałościowym. W trakcie cięcia próbek do badań wytrzymałościowych oznaczano miejsce pobrania próbki z ciała próbnego (cześć górna lub dolna elementu próbnego). Z jednego elementu próbnego uzyskiwano do 8 kostek o boku 100 mm.

Rys. 2. Widok elementu próbnego po wyjęciu ze zbiornika i usunięciu formy PVC

Uzyskane wyniki badań wytrzymałości na ściskanie betonów przechowywanych w zbiorniku pod ciśnieniem porównano z wynikami badań kostek o boku 100 mm wyciętych z elementu próbnego wykonanego w takiej samej formie o objętości 22 litrów, przechowywanego w wodzie o temperaturze 20°C, lecz nie poddanemu oddziaływaniu ciśnienia.

4. WYNIKI BADAŃ I ICH ANALIZA

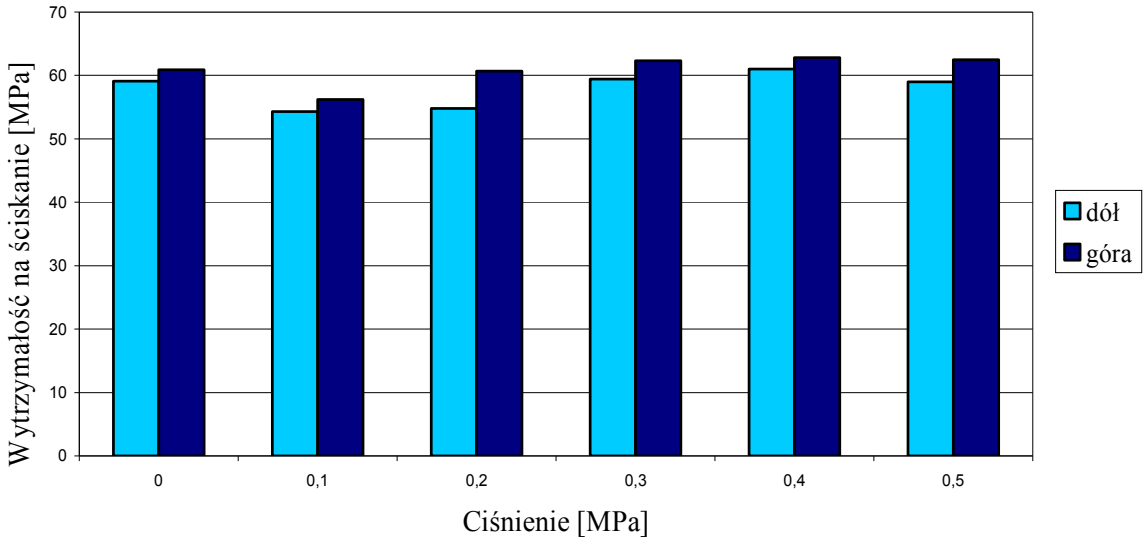
Na (rys. 3) przedstawiono wyniki badań wytrzymałości na ściskanie próbek betonowych po 7 dniach dojrzewania z uwzględnieniem miejsca wycięcia z elementu próbnego.



Rys. 3. Wytrzymałość 7-dniowa na ściskanie próbek betonowych poddanych oddziaływaniu ciśnienia hydrostatycznego z uwzględnieniem miejsca pobrania próbek

Stwierdzono, że kostki wycięte z górnej części elementów próbnych niezależnie od wartości ciśnienia mają wyższą wytrzymałość niż próbki wycięte z dolnej części. Wytrzymałość na ściskanie wzrasta wraz ze wzrostem ciśnienia, jednak wpływ ciśnienia jest nieznaczny w przypadku próbek wyciętych z dolnych części elementów próbnych.

Na (rys. 4) przedstawiono wyniki wytrzymałości 28-dniowej na ściskanie próbek betonowych, poddanych oddziaływaniu ciśnienia hydrostatycznego przez 7 dni.



Rys. 4. Wytrzymałości 28-dniowe na ściskanie próbek betonowych poddanych oddziaływaniu ciśnienia hydrostatycznego przez 7 dni

Zanotowano wzrost 28 dniowej wytrzymałości na ściskanie dla wszystkich próbek wraz ze wzrostem ciśnienia wody, niezależnie od ich położenia w trakcie badania, jednak w przypadku betonów poddanych ciśnieniu 0,1 i 0,2 MPa wytrzymałość warstw dolnych była niższa niż dla betonu nie poddanego oddziaływaniu ciśnienia.

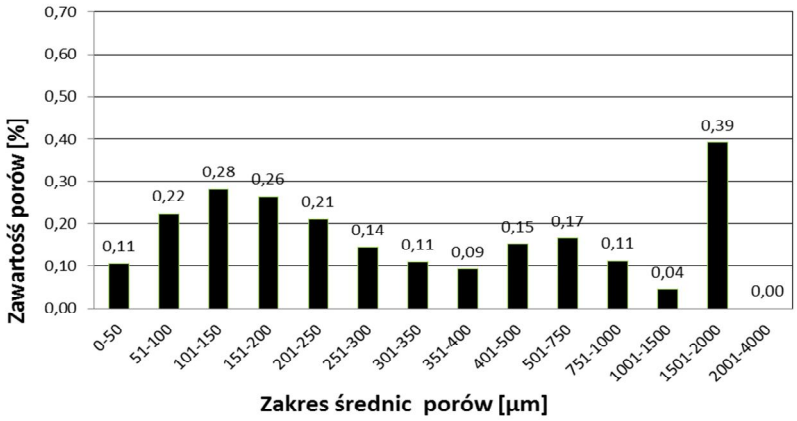
W celu wyjaśnienia wpływu ciśnienia hydrostatycznego na wytrzymałość na ściskanie badanych betonów wykonano dodatkowo oznaczanie charakterystyki porów powietrznych w betonie poddanym działaniu ciśnienia hydrostatycznego 0,5 MPa oraz w betonie nie poddanym oddziaływaniu ciśnienia. Badania przeprowadzono na wypolerowanych próbkach betonu 90x50x25 mm wyciętych z dolnych i górnych części ciał próbnych. Badania przeprowadzono zgodnie z procedurą opisaną w normie PN-EN 480-11, (tab. 1).

Analiza charakterystyki porów powietrza w stwardniałym betonie ujawniła znaczące różnice. Ogólna ilość powietrza w obu betonach wskazuje na ich wysoką szczelność, jednak występują duże różnice w zawartości powietrza w próbkach pobranych z górnych i dolnych partii elementów próbnych. Próbki pobrane z górnych powierzchni elementów próbnych wykazują znacznie niższą zawartość powietrza niż w przypadku próbek pobranych z dolnych partii ciał próbnych. Wykresy (rys.5) i (rys. 6) obrazują tendencję do zmiany rozkładu porów w zależności od miejsca pobrania próbki. Obecność porów dużych 2000-4000 μm, które są wynikiem uwięzionego powietrza w trakcie betonowania zaobserwowano tylko w próbkach pobranych z dolnych części badanych betonów. W przypadku próbek pobranych z górnych warstw badanych betonów nie zaobserwowano występowania porów o średnicach powyżej 1500 μm. W próbkach poddanych oddziaływaniu ciśnienia 0,5 MPa (rys. 6) całkowita zawartość powietrza w betonie jest dużo niższa niż w próbkach nie poddanych oddziaływaniu ciśnienia hydrostatycznego.

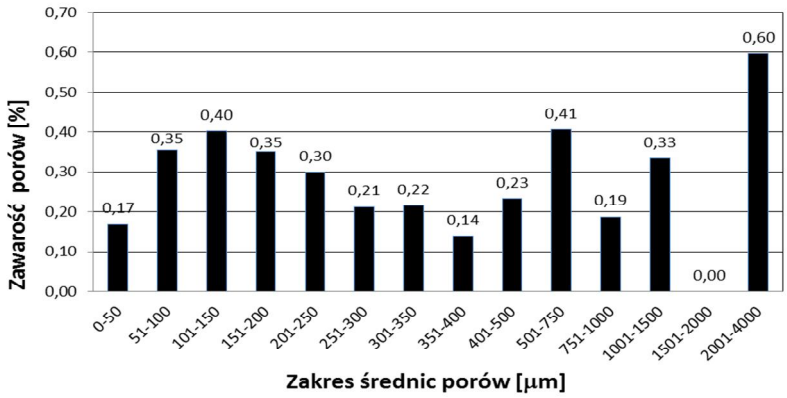
Tablica 1. Charakterystyka porów powietrznych w stwardniałym betonie określona zgodnie z PN-EN 48-11

Próbka	Całkowita zawartość powietrza, A [%]	Powierzchnia właściwa systemu porów powietrznych, α [mm^{-1}]	Wskaźnik rozmieszczenia porów, $\overline{L}$ [mm]	Zawartość mikroporów (< 300 μm), A_{300} [%]
0 MPa - Dół	3,9	70,61	0,09	1,79
0 MPa - Góra	2,3	68,41	0,12	1,23
0,5 MPa - Dół	2,4	71,48	0,11	0,95
0,5 MPa - Góra	1,3	78,59	0,13	0,86

a)



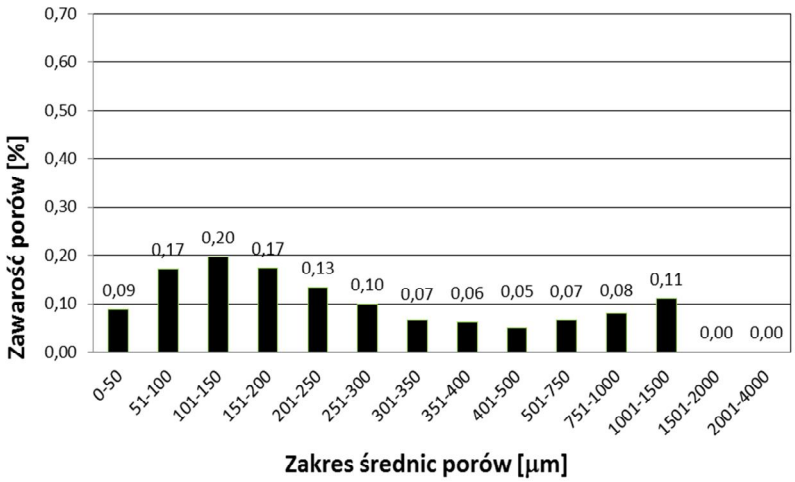
b)



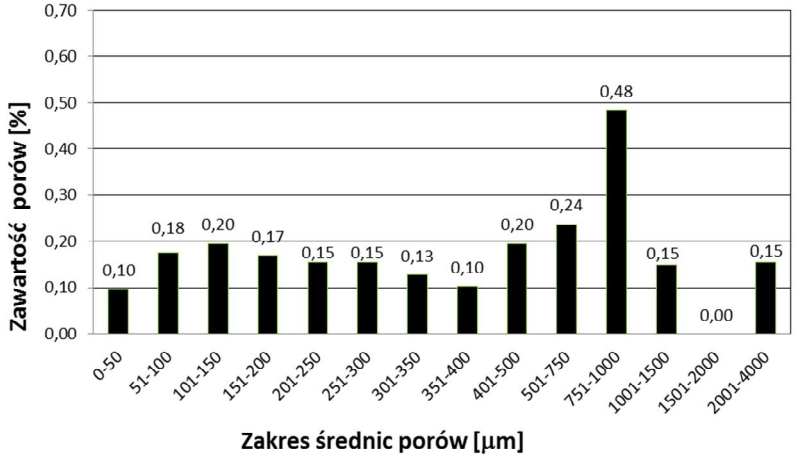
Rys. 5. Rozkład porów powietrznych w stwardniałym betonie nie poddanym oddziaływaniu ciśnienia, określony wg PN-EN 48-11: a) próbka z górnej części elementu próbnego, b) próbka z dolnej części elementu próbnego

Brak dużych porów powyżej 1500 μm w próbce pobranej z górnej części elementu próbnego (rys. 6a) może być związany z ich wypychaniem przez wodę pod ciśnieniem bezpośrednio po zaformowaniu. Ilość porów o wymiarach powyżej 300 μm dla próbki z górnej warstwy jest też dużo mniejsza niż dla próbki pobranej z dolnych partii elementu próbnego (rys. 6b). Zawartość mikroporów w próbkach poddanych oddziaływaniu ciśnienia 0,5 MPa jest podobna.

a)



b)



Rys. 6. Rozkład porów powietrznych w stwardniałym betonie poddanym oddziaływaniu ciśnienia 0,5 MPa, określony wg PN-EN 48-11: a) próbka z górnej części elementu próbnego, b) próbka z dolnej części elementu próbnego

5. PODSUMOWANIE

Na podstawie przeprowadzonych badań wytrzymałości na ściskanie można wywnioskować, że ciśnienie hydrostatyczne ma korzystny wpływ na wytrzymałość na ściskanie badanych próbek betonów podwodnych. Zwiększenie wytrzymałości na ściskanie obserwowane jest głównie w warstwach przypowierzchniowych badanych betonów. Wstępne analizy ilości i rozkładu porów powietrznych w próbkach betonów poddanych ciśnieniu 0,5 MPa potwierdzają korzystny wpływ ciśnienia hydrostatycznego dla warstw powierzchniowych przejawiający się w braku występowania dużych porów powyżej 1500 µm oraz ograniczeniu ilości porów powyżej 300 µm, co skutkuje prawie dwukrotnym podwyższeniem szczelności w stosunku do betonu nie poddanego oddziaływaniu ciśnienia hydrostatycznego.

Praca naukowa finansowana ze środków budżetowych na naukę w latach 2011-2013 jako projekt badawczy nr N N506 233139.

Piśmiennictwo

[1] Assaad J.J., Daou Y., Khayat K.H.: Simulation of Water Pressure on Washout of Underwater Concrete Repair. ACI Materials Journal Vol. 106, 2009, s.529-536.
[2] Guide to Underwater Repair of Concrete. Reported by ACI Committee 546. ACI 546.2R-10, Farmington Hills, ACI 2010.
[3] Horszczaruk E., Łukowski P.: Betony podwodne – badania i dobór składu. Inżynieria I Budownictwo, nr 5/2009, s. 274-277.

INFLUENCE OF HYDROSTATIC PRESSURE ON COMPRESSIVE STRENGTH OF UNDERWATER CONCRETE

Summary

In the paper the properties of underwater concrete formed under hydrostatic pressure are presented. To test the concrete a special chamber was designed and built. It allows the test specimens to be formed and matured under water pressure. In the chamber, test specimens of approximately 21 litres in volume were subjected to constant water pressure of 0.1, 0.2, 0.3, 0.4 or 0.5 MPa, which corresponds to hardening of concrete under natural conditions in depths from 10 to 50 m. In order to perform the strength tests cubes of side of 100 mm were cut out from the test specimens and tested after 7 and 28 days. There was the impact of hydrostatic pressure on the compressive strength values of test specimens. An increase in the strength of the samples taken from the upper parts of test specimens was observed. As can be seen from the preliminary research, these differences in compressive strength are related to the differences that occur in the size and distribution of air voids in the samples taken from upper and lower parts of the test specimens.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Daria JÓŹWIAK-NIEDŹWIEDZKA[1]
Instytut Podstawowych Problemów Techniki Polska Akademia Nauk

MIKROSTRUKTURA I WYTRZYMAŁOŚĆ ZAPRAW Z CEMENTÓW WIELOSKŁADNIKOWYCH ZAWIERAJĄCYCH POPIÓŁ LOTNY WAPIENNY

STRESZCZENIE

Tematem referatu jest ocena mikrostruktury, mikrotwardości i wytrzymałości zapraw wykonanych z cementów wieloskładnikowych, zawierających różne ilości dodatku popiołu lotnego wapniowego. Zakres badań objął prototypowe cementy CEM II i CEM V wykonane w skali laboratoryjnej. Do badań mikrostruktury zapraw i składników wyjściowych zastosowano mikroskopię optyczną z wykorzystaniem cyfrowej analizy obrazu, mikroskopię skaningową z mikrosondą i metodę mikroindentacji. Wytrzymałość zapraw oznaczono zgodnie z normą. Wytrzymałość zapraw z cementów wieloskładnikowych z udziałem popiołów wapiennych po 28 dniach twardnienia była niższa od zaprawy przyjętej za wzorzec, wykonanej z cementu CEM I bez dodatków. Obniżenie wytrzymałości w stosunku do wzorca zawierało się w granicach od 11 do 41% i było wyraźnie zależne od ilości dodatków popiołu lotnego wapiennego, krzemionkowego czy żużla wielkopiecowego. Wzrost ilości dodatku powodował obniżenie wytrzymałości. W mikrostrukturze matrycy cementowych zapraw badanych w SEM stwierdzono, że tworzące ją uwodnione krzemiany wapnia typu C-S-H mają we wszystkich badanych zaprawach zbliżona budowę tzw. plastra miodu, wśród których są obecne tabliczki portlandytu i relikty nieuwodnionych ziarn cementu oraz ziarna kuliste, pochodzące z dodatku popiołu. Wyniki cyfrowej analizy obrazu potwierdziły jednakową wartość współczynnika wodno-cementowego w badanych zaprawach.

SŁOWA KLUCZOWE: mikrostruktura, popiół lotny wapienny, cementy wieloskładnikowe, wytrzymałość, SEM, mikroskopia optyczna

1. WSTĘP

W Polsce w roku 2008 zużycie cementu w przeliczeniu na jednego mieszkańca wynosiła 444 kg. W latach 2003 – 2005 wskaźnik ten utrzymywał się na poziomie tylko niewiele wyższym od 300 kg. Oznacza to, że w ostatnich latach zużycie cementu wzrosło prawie o 50 procent, [1]. Produkcja cementu jest procesem wymagającym dostarczenia zarówno dużych ilości energii jak i surowców. W europejskim przemyśle cementowym osiągnięto już maksymalne możliwości obniżenia niekorzystnego wpływu spowodowanego produkcją

[1] djozwiak@ippt.gov.pl

cementu na środowisko naturalne. Dalsze zmniejszanie negatywnego wpływu jest możliwe pod warunkiem, że obniży się zawartość klinkieru w cemencie poprzez wytwarzanie cementów wieloskładnikowych, [2]. Oprócz powszechnie stosowanych granulowanych żużli wielkopiecowych, popiołów lotnych krzemionkowych i niewyprażonego kamienia wapiennego, dodatkowo regionalnie są też dostępne inne surowce, które mogą być stosowane jako zamienne składniki cementu.

Znaczne możliwości poszerzenia zakresu stosowanych dodatków mineralnych do cementu pojawiają się przy zastosowaniu popiołów lotnych wapiennych, które powstają ze spalania węgla brunatnego w energetyce – w Polsce w ilości około 4 mln ton rocznie. Krajowe popioły lotne wapienne nie były dotychczas stosowane do produkcji betonu z uwagi na wysoką zawartość wolnego wapna (powyżej 3%) oraz dużą zawartość SO_3 (powyżej 4%). W porównaniu z popiołami lotnymi krzemionkowymi popioły te charakteryzują się większą zmiennością składu chemicznego. Wysoka zawartość CaO oraz duże rozdrobnienie popiołów wapiennych wpływają na ich wysoką reaktywność [3-5].

Zgodnie z PN-EN 177-1 popiół lotny wapienny może być składnikiem głównym cementów portlandzkich wieloskładnikowych CEM II, w których może stanowić od 6 do 35% składu cementu lub cementów pucolanowych CEM IV, w których może stanowić od 11 do 55% składu cementu [6]. Norma ta dopuszcza na zastosowanie popiołu „W" w produkcji cementów powszechnego użytku po spełnieniu określonych wymagań. Udział reaktywnego CaO nie powinien być mniejszy niż 10%. Dodatkowo ze względu na zawartość reaktywnego CaO popioły lotne wapienne można podzielić na dwie kategorie:

- jeśli zawartość reaktywnego CaO mieści się w przedziale 10-15% to popiół powinien zawierać, co najmniej 25% reaktywnego tlenku krzemu,
- jeśli zawartość reaktywnego CaO jest wyższa niż 15% to po odpowiednim zmieleniu (pozostałość na sicie 40μm pomiędzy 10 a 30%) popiół powinien osiągnąć po 28 dniach twardnienia wytrzymałość na ściskanie powyżej 10 MPa.

Stałość objętości oznaczana wg PN-EN 196-3 przy zastosowaniu mieszaniny 30% popiołu i 70% cementu CEM I nie powinna przekraczać 10mm.

Tematem referatu jest analiza mikrostruktury matrycy, wytrzymałości i mikrotwardości zapraw wykonanych z tych cementów wieloskładnikowych zawierających popiół lotny wapienny. Opis mikrostruktury zapraw jest uzupełniony danymi o własnościach składników wyjściowych. Do oceny mikrostruktury matrycy zapraw wykorzystano skaningowy mikroskop elektronowy oraz stereoskopowy mikroskop do światła przechodzącego.

2. ZAKRES BADAŃ

Celem badań była ocena wpływu popiołu lotnego wapiennego jako dodatku do cementu na wytrzymałość na ściskanie oraz zginanie, mikrotwardość a także mikrostrukturę zapraw. Wykonano zaprawy wzorcowe z cementu portlandzkiego CEM I oraz pięć zapraw, z cementów zawierających popiół lotny wapienny. W Tablicy 1 przedstawiono skład chemiczny popiołu wapiennego „W" użytego do wykonania cementów. Popiół ten charakteryzował się gęstością równą 2,60 g/cm^3, powierzchnią właściwą wg Blaine'a 2370 cm^2/g oraz miałkością (pozostałość na sicie 45 μm) 46,3%.

Tablica 1. Skład chemiczny popiołu lotnego wapiennego oznaczony metodą XRF

Straty prażenia	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	K_2O	Na_2O	P_2O_5	TiO_2	CaO_w
2,12	40,9	19	4,25	26	1,73	3,94	0,14	0,13	0,1	1,52	1,07

Do wykonania cementów wieloskładnikowych użyto klinkieru portlandzkiego z cementowni Rejowiec, który był wstępnie domielony w młynku kulowym do powierzchni około 2500 cm^2/g wg Blaine'a. Następnie klinkier mielono z gipsem do powierzchni około 3800 cm^2/g. Cementy z dodatkami wytwarzano przez wspólny przemiał składników w młynku kulowym do uzyskania powierzchni około 3800 cm^2/g wg Blaine'a.

Cementy wieloskładnikowe oraz oznaczenie ich podstawowych parametrów wykonano w laboratorium krakowskiego oddziału Instytutu Ceramiki i Materiałów Budowlanych pod kierunkiem dr inż. Albina Garbacika. W Tablicy 2 przedstawiono skład cementów wykorzystanych w badaniach, a także ich właściwości fizyczne i zawartość SO_3.

Tablica 2. Skład cementów i ich wybrane właściwości fizyko-chemiczne

Lp.	Rodzaj cementu	Klinkier portlandzki %	Popiół lotny wapienny %	Inne dodatki %	Gęstość właściwa g/cm^3	Powierzchnia wg Blaine'a cm^2/g	Zawartość SO_3 % masy
1	CEM I	94,5	-	-	3,10	3830	2,82
2	CEM II/A-W	80,9	14,3	-	3,05	3840	3,11
3	CEM II/B-W	67,4	28,9	-	2,98	3760	3,13
4	CEM II/B-M (V-W)	66,6	14,3	14,3 V*	2,93	3750	3,13
5	CEM II/B-M (S-W)	66,6	14,3	14,3 S**	3,03	3720	3,33
6	CEM V/A (S-W)	47,9	23,9	23,9 S**	2,97	3810	3,33

* Popiół lotny V z El. Opole, ** żużel S z Górażdże

Z powyższych cementów wykonano zaprawy normowe. Po 24 godzinach przechowywania beleczek w formach pod folią, przełożono je do wanny laboratoryjnej wypełnionej wodą aż do czasu przeprowadzenia dalszych badań.

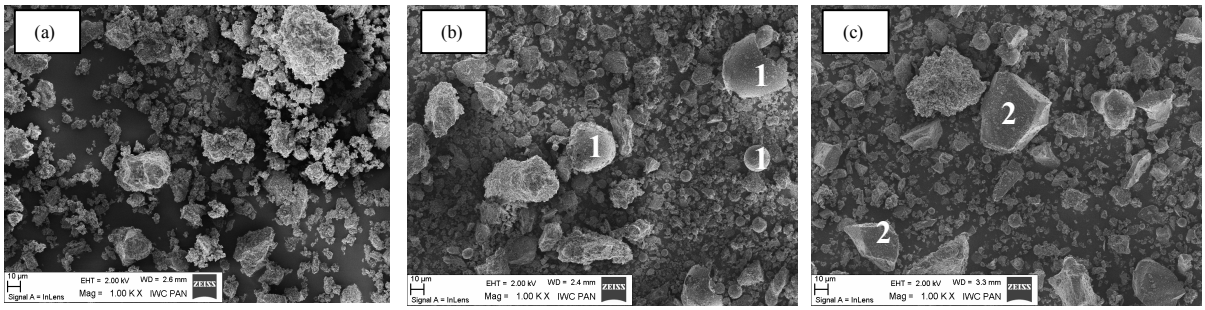
Wykonano cienkie szlify impregnowane żywicą z barwnikiem fluoroscencyjnym. Próbki przygotowano zgodnie z zaleceniami normy [7] do analizy w świetle przechodzącym i świetle UV. Obserwacje mikrostruktury w świetle przechodzącym przeprowadzono przy pomocy stereoskopowego mikroskopu optycznego. Mikrostrukturę cementów jako materiałów wyjściowych zbadano w SEM.

Wytrzymałość na zginanie oraz wytrzymałość na ściskanie zbadano zgodnie z normą PN-EN 196-1:2006.

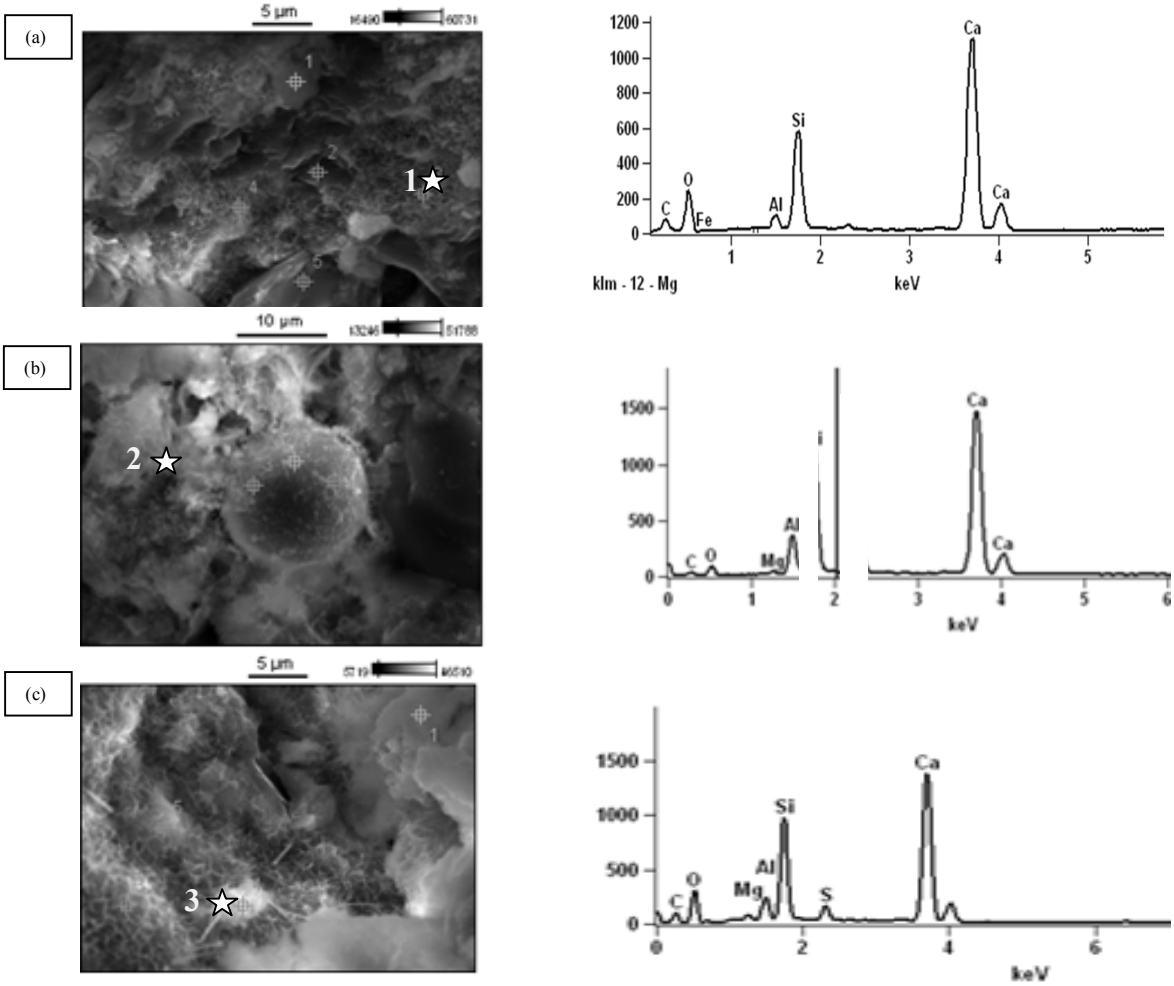
Badanie mikroindentacji odpowiednio przygotowanych zgładów z zapraw cementowych, zostało wykonane przy użyciu aparatury zestawionej na bazie maszyny wytrzymałościowej Lloyd EZ 50, sterowanej przy użyciu oprogramowania Ondio NEXYGEN (Lloyd Instruments), szczegółowo opisanej w [8]. W czasie całego pomiaru w sposób ciągły rejestrowane były siła i zagłębienie (przemieszczenie wgłębnika). Podstawową wielkością uzyskaną w trakcie testu była twardość badanych zapraw *HV* wg Vickersa.

3. WYNIKI BADAŃ

Wyniki analizy SEM próbek cementów wieloskładnikowych wykazały, że we wszystkich cementach dominują ziarna o wielkości poniżej 10 μm oraz cząstki kuliste. Ponadto w cemencie CEM I występują ziarna o wielkości maksymalnej 60 μm, w cemencie CEM II/A-W - 80 μm, a w pozostałych cementach - 100 μm. Charakterystyczne obrazy mikrostruktury cementu przedstawiono na Rys. 1.



Rys. 1. Przykładowe obrazy cementów w SEM, (a) CEM I, (b) CEM II/B-W, (c) CEM V/A (S-W), pow. 1000x, 1-kuliste ziarna popiołu, 2- ostrokrawędziste ziarna żużla

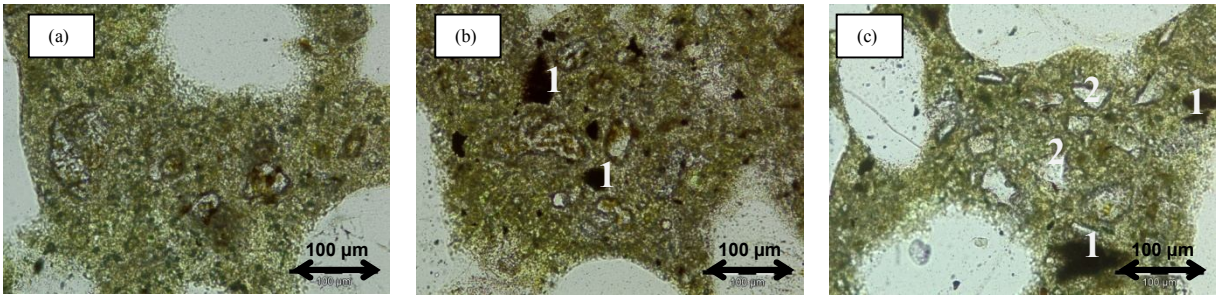


Rys. 2. Przykładowe mikrofotografie z mikroskopu skaningowego próbek z zapraw po 28 dniach pielęgnacji z analizą EDX w mikroobszarach: (a) CEM I, (b) CEM II/B-W, (c) CEM V/A (S-W),

Wszystkie zaprawy analizowane w SEM miały zbliżoną budową fazy C-S-H tzw. plastra miodu, i charakteryzowały się obecnością tabliczek portlandytu, (rys. 2). W zaprawach zawierających cementy z popiołem wapiennym dobrze widoczne są kuliste ziarna popiołu, mniejsze od 15µm. Ziarna te są wbudowane w matrycę i tworzą z nią zwartą jednolitą strukturę. Analiza EDX w mikroobszarach wykazała, że faza C-S-H w zaprawach wykonanych z cementów wieloskładnikowych zawiera niewielkie ilości siarki i magnezu wynikające z obecności popiołu bądź żużla w cemencie, (rys. 2). Również większe ilości glinu występują w zaprawach z cementów wieloskładnikowych w porównaniu do zaprawy wzorcowej. Dodatkowo z przeprowadzonej analizy EDX wynika, że faza C-S-H w matrycy wzorcowej zawiera więcej

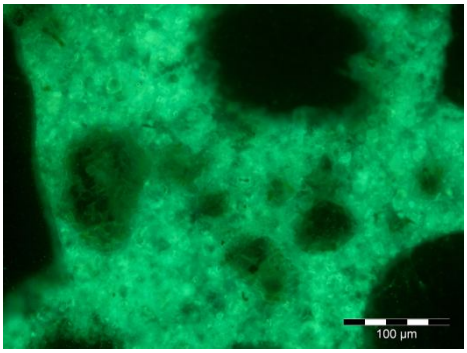
ziarn alitu C_3S, niż matryce w zaprawach z cementów wieloskładnikowych, gdzie przeważają ziarna belitu C_2S. Wynika to ze składu poszczególnych cementów, w których występują różne zawartości klinkieru portlandzkiego.

Wyniki analizy mikrostruktury cienkich szlifów zapraw uwidaczniają różnice między poszczególnymi rodzajami cementów w zawartości oraz rozmieszczeniu ziarn alitu, belitu oraz ferytu. Widoczne są cząstki żużla występujące w cementach CEM II/B-M (S-W) i CEM V/A (S-W), oraz niespalone relikty węgla obecne we wszystkich zaprawach oprócz wzorcowej, (rys. 3). W cementach wieloskładnikowych zawartość $Ca(OH)_2$ jest mniejsza w porównaniu do CEM I, co w zaczynie powoduje zwiększenie całkowitej objętości C-S-H. Potwierdzone zostały obserwacje w SEM dotyczące zawartości alitu i belitu.



Rys. 3. Mikrostruktura zapraw: (a) CEM I, (b) CEM II/B-W, (c) CEM V/A (S-W), światło przechodzące, nikole równoległe, powiększenie 200x, 1-niespalone cząstki węgla, 2- ziarna żużla

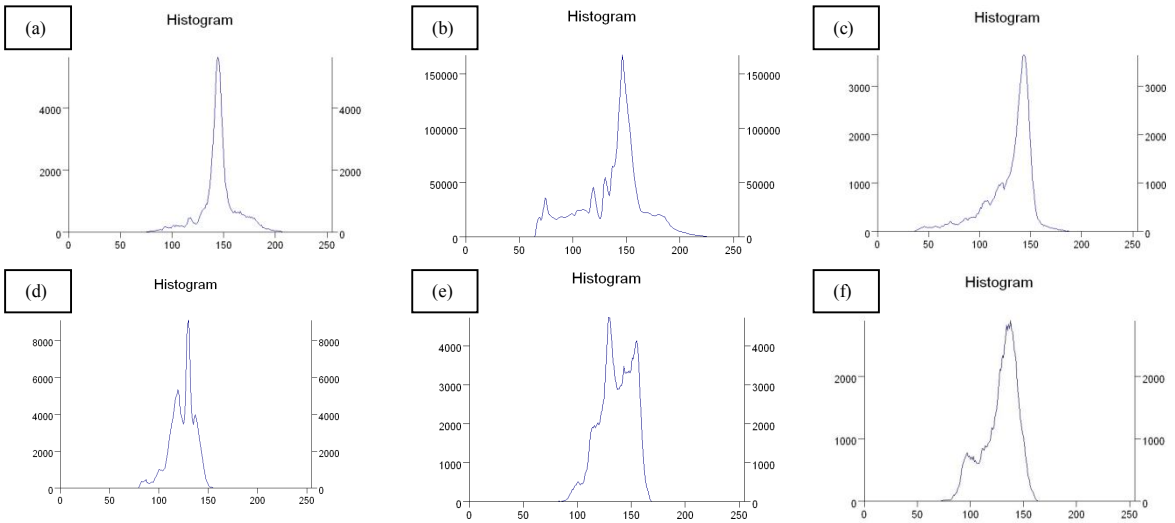
Obserwacje cienkich szlifów w świetle UV, (rys. 4) nie wykazały zwiększenia ilości porów w matrycach zawierających cementy wieloskładnikowe w porównaniu do cementu wzorcowego CEM I. Wynika to prawdopodobnie ze zbliżonej powierzchni właściwej badanych cementów ok. 3800 cm^2/g wg Blaine'a, jednak wymaga to dalszych bardziej szczegółowych badań ukierunkowanych na ocenę rozkładu wielkości porów w matrycy cementowej.



Rys. 4. Przykładowe zdjęcie cienkiego szlifu wykonane w świetle przechodzącym UV, zaprawa CEM I, pow. 200x

Przykładowe zdjęcie cienkiego szlifu wykonane w świetle ultrafioletowym służące do wykonania analizy intensywności barwy matrycy cementowej w świetle UV przedstawiono na rys. 4. Różnice w barwie matrycy cementowej zostały ocenione na podstawie histogramów intensywności, (rys. 5). W cyfrowej skali szarości intensywność 0 odpowiada barwie czarnej a intensywność 225 – barwie białej.

Każdy z sześciu histogramów cechuje zbliżony kształt oraz pik intensywności odpowiadający barwie 140 w skali szarości. Badane zaprawy wykazały stosunkowo jednorodne wartości współczynnika *w/c* z wyłączeniem zaprawy. Zbliżone wartości powierzchni właściwej cementów (wg Blaine'a) wpłynęły na uzyskanie porównywalnej, założonej wartości *w/c*.



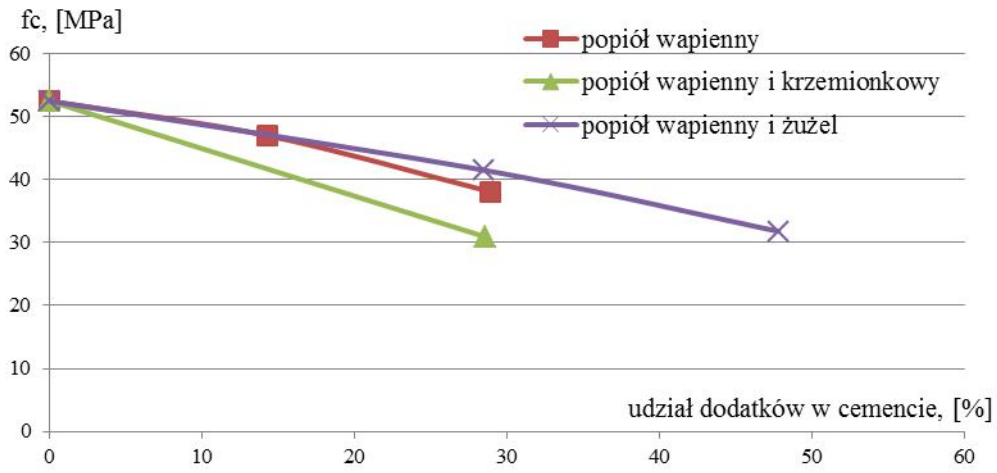
Rys. 5. Przykładowe histogramy intensywności barwy w próbkach zapraw badane w świetle UV: (a) CEM I, (b) CEM II/A-W, (c) CEM II/B-W, (d) CEM II/B-M (V-W), (e) CEM II/B-M (S-W), (f) CEM V/A (S-W)

Wytrzymałość na ściskanie f_c i zginanie f_t oraz mikrotwardość *HV* badana po 28 dniach dojrzewania zapraw przedstawione są w Tabeli 3. Najwyższe wytrzymałości uzyskano w zaprawach wzorcowych – 52,5 MPa.

W zaprawach zawierających cement dwuskładnikowy, klinkier portlandzki i popiół lotny wapienny, większą wytrzymałość na ściskanie o ok. 19% osiągnęły zaprawy z mniejszą zawartością popiołu. Jednak w cementach trójskładnikowych przy zdecydowanie większym zastąpieniu klinkieru - 48% przez popiół wapienny i żużel w porównaniu do 29% przez popiół wapienny i krzemionkowy, zaprawy te wykazały zbliżone wartości f_c, (rys. 6). Natomiast zaprawy wykonane z CEM II/A-W wykazały wytrzymałość na zginanie f_t mniejszą o 13% od zapraw z cementu z większą zawartości popiołu lotnego wapiennego. Najniższe wartości f_c i f_t osiągnęły zaprawy z cementów trójskładnikowych CEM II/B-M (V-W) i CEM V/A (S-W).

Tablica 3. Wyniki badania wytrzymałości na ściskanie i zginanie oraz mikrotwardości po 28 dniach dojrzewania zapraw

Oznaczenie cementu / Badana cecha	CEM I	CEM II/ A-W	CEM II/ B-W	CEM II/ B-M (V-W)	CEM II/ B-M (S-W)	CEM V/ A (S-W)
f_c [MPa]	52,5	47	38,1	30,9	41,5	31,8
f_t [MPa]	6,9	5,3	6,1	4,5	5,5	4,4
HV [MPa]	708,5	735,5	412,1	481,8	502,3	424,4



Rys. 6. Zależność wytrzymałości na ściskanie po 28 dniach dojrzewania od pozaklinkierowych składników głównych cementów

Najwyższą wartość mikrotwardości *HV* po 28 dniach dojrzewania wykazały zaprawy wykonane z cementu z 14% dodatkiem popiołu lotnego wapiennego. Zbliżoną wartość *HV* uzyskały zaprawy wzorcowe. Mikrotwardość badanych zapraw można sklasyfikować w trzech grupach:

- *HV* powyżej 700 MPa, tj. CEM I i CEM II/A-W;
- *HV* ok. 500 MPa znajdują się zaprawy z CEM II/B-M (V-W) i CEM II/B-M (S-W);
- *HV* poniżej 430 MPa - CEM II/B-W i CEM V/A (S-W).

14% zastąpienie klinkieru przez popiół lotny wapienny najkorzystniej wpływa na rozwój mikrotwardości, dalej 14% zastąpienie popiołem wapiennym i drugim dodatkiem w cementach trójskładnikowych a na końcu powyżej 20% zastąpienie popiołem wapiennym.

4. OMÓWIENIE WYNIKÓW BADAŃ

Badania strukturalne wykazały, że chociaż cementy z dodatkami były mielone do uzyskania zbliżonej powierzchni wg Blaine'a i we wszystkich cementach uzyskano dominujące ziarna o wielkości poniżej 10 µm oraz cząstki kuliste, to jednak w cemencie CEM I występują najmniejsze ziarna - 60 µm, a w pozostałych cementach ok. 100 µm. Zbliżone wartości powierzchni właściwej cementów (wg Blaine'a) wpłynęły na uzyskanie porównywalnej, założonej wielkości w/c. Wszystkie zaprawy charakteryzowały się zbliżoną budową fazy C-S-H tzw. plastra miodu, oraz obecnością tabliczek portlandytu.

Przyjmując normowo wymaganą 28-dniową wytrzymałość na ściskanie zapraw, wczesna f_c zapraw z cementów wieloskładnikowych jest nieco niższa od wytrzymałości zapraw z cementu wzorcowego CEM I i obniża się wraz ze wzrostem zawartości dodatków do cementu. Jednak w cementach trójskładnikowych przy większym o 50% zastąpieniu klinkieru przez popiół wapienny i żużel w porównaniu do popiołu wapiennego i krzemionkowego zaprawy te wykazały zbliżone wartości f_c.

Najkorzystniej na mikrotwardość matrycy cementowej w badanych zaprawach wpływa 14% dodatek popiołu lotnego wapiennego do cementu.

Planuje się kontynuację badań w celu określenia wytrzymałości 90-dniowej na ściskanie i zginanie zapraw z cementów wieloskładnikowych, a także sprawdzenia trwałości betonu wykonanego z powyższych cementów w środowiskach agresywnych.

Wyniki przedstawione w niniejszej pracy zostały uzyskane w ramach projektu „Innowacyjne spoiwa cementowe i betony z wykorzystaniem popiołu lotnego wapiennego", POIG.01.01.02-24-005/09 finansowanego przez Program Operacyjny Innowacyjna Gospodarka 2007-2013

Piśmiennictwo

[1] Peterlik M.: Perspektywy rozwoju rynku cementu w Polsce, Cement Wapno Beton, 2009/2, s. 75-85.
[2] Muller Ch.: Środowiskowe i techniczne aspekty stosowania cementów mieszanych w betonach, Drogi i Mosty, 3/2006, s. 43-72.
[3] Giergiczny Z.: Rola popiołów lotnych wapniowych i krzemionkowych w kształtowaniu właściwości współczesnych spoiw budowlanych i tworzyw cementowych, Monografia 325, Seria Inżynieria Lądowa, Politechnika Krakowska, Kraków 2006, ss. 193.
[4] Papadakis V.G.: Effect of fly ash on Portland cement systems Part II: High-calcium fly ash, Cement and Concrete Research 30, 2000, s.1647-1654.
[5] Jóźwiak-Niedźwiedzka D., Gibas K., Glinicki M.A., Nowowiejski G.: Szczelność betonów z popiołem lotnym wapiennym wobec wnikania mediów agresywnych, Drogi i Mosty, 3, 2011, s. 39-61.
[6] Giergiczny Z., Gołaszewski J., Szwabowski J., Łaźniewska-Piekarczyk B., Ponikiewski T., Brandt A.M., Glinicki M. A., Dąbrowski M., Gibas K., Garbacik A., Zięba A.: Stan wiedzy i techniki w zakresie wykorzystania wapniowych popiołów lotnych w produkcji mineralnych materiałów budowlanych, Sprawozdanie POIG 01.01.02.-24-005/09 "Innowacyjne spoiwa cementowe i betony z wykorzystaniem popiołu lotnego wapiennego" , Gliwice 2010, 159 stron.
[7] Nordtest Method BUILD 361, Edition 2, 1999, Concrete, Hardened: Water-Cement Ratio.
[8] Glinicki M.A, Kasperkiewicz J., Sobczak M., Zieliński.: Badanie mikrotwardości betonu za pomocą wgłębnika Vickersa, XLIX Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 2003, 139-146.

MICROSTRUCTURE AND STRENGTH OF MORTARS MADE WITH BLENDED CEMENTS CONTAINING HIGH CALCIUM FLY ASH

Summary

The focus of the paper is on the microstructure, microhardeness and strength of mortars made with different blended cement containing high calcium fly ash. The research concerned prototype cement CEM I and CEM V made in laboratory conditions. Optical microscopy with image analysis, scanning electron microscopy with EDX analysis and depth-sensing indentation were applied. The compressive and tensile strength was determined according to relevant standards. The compressive strength of mortars made with blended cements containing high calcium fly ash after 28 days of hardening was lower than compressive strength of reference mortar from cement CEM I. The decrease of the strength in comparison with reference mortar contained between 11 and 41% and it was clearly dependent on the content of high calcium fly ash, siliceous fly ash or ground granulated blast furnace slag in to the cement. The compressive strength was decreasing with increase of addition content into the cement. All the pastes were characterized by a similar C-S-H structure, so-called "honey comb" the presence of the portlandite plates, relicts of nonhydrated cement grains and spherical grains from fly ash. The results of the image analysis confirmed a similar water/cement ratio in tested mortars.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Janusz KONKOL[1]
Politechnika Rzeszowska

WPŁYW WIEKU BETONÓW MODYFIKOWANYCH DODATKIEM METAKAOLINITU NA ICH WYTRZYMAŁOŚĆ NA ŚCISKANIE I ODPORNOŚĆ NA PĘKANIE

STRESZCZENIE

W artykule przedstawiono wyniki badań betonów modyfikowanych dodatkiem metakaolinitu (*MK*). Przeprowadzono badania wytrzymałościowe: wytrzymałości na ściskanie oraz odporności na pękanie, określając krytyczny współczynnik intensywności naprężeń K_{Ic}^{S}. Badania zaprogramowano według planu centralnego kompozycyjnego rotalno-quasi uniformalnego przyjmując jako zmienne niezależne stosunek woda/spoiwo oraz udział dodatku metakaolinitu w stosunku do masy cementu. Wytrzymałość na ściskanie f_c oraz krytyczny współczynnik intensywności naprężeń K_{Ic}^{S} określono po 28, 90 i 180 dniach dojrzewania betonu. Podano uzyskane zależności funkcyjne umożliwiające określenie badanych właściwości mechanicznych (f_c i K_{Ic}^{S}) po 28, 90 i 180 dniach twardnienia w zależności od stosunku woda/spoiwo *w/s* oraz udziału metakaolinitu w stosunku do masy spoiwa *MK/s*. Wykazano statystycznie istotny wpływ zmiany zarówno składu betonu, jak również jego wieku na wzrost badanych właściwości mechanicznych (f_c i K_{Ic}^{S}).

SŁOWA KLUCZOWE: beton, dodatek mineralny, metakaolinit, wytrzymałość na ściskanie, odporność na pękanie, wiek betonu.

1. WSTĘP

Ważnym zagadnieniem w technologii betonów jest poszukiwanie dodatków, mogących spełnić funkcję substytutu cementu, przyczyniając się jednocześnie, nie tylko do ograniczenia zużycia cementu i korzyści z tym związanych (ograniczenie emisji CO_2, ograniczenie zużycia energii), ale również do poprawy właściwości produktu, jakim jest mieszanka betonowa czy beton [1-3].

Przykładem dodatku mogącego spełnić funkcję częściowego substytutu cementu jest metakaolinit. Jest on materiałem wysoko reaktywnym o właściwościach pucolanowych, zawierającym aktywne formy tlenków glinu i krzemu, które z dużą łatwością wchodzą w reakcję chemiczną z wodorotlenkiem wapnia $Ca(OH)_2$, który wydziela się podczas reakcji dwóch podstawowych minerałów cementu alitu i belitu. W wyniku zachodzących reakcji metakaolinitu z wodorotlenkiem wapnia powstają produkty w postaci uwodnionych glinianów, krzemianów

[1] janusz.konkol@prz.edu.pl

i glinokrzemianów wapnia, pod względem składu i struktury zbliżone to produktów hydratacji cementu portlandzkiego [4].

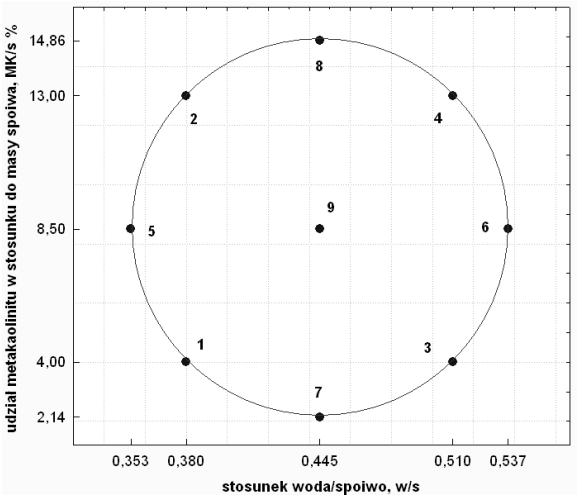
Rozpoznanie zmian zachodzących w strukturze i mikrostrukturze betonu, na skutek zachodzących reakcji, jest możliwe, m. in., poprzez badanie skutków tych zmian z uwzględnieniem wieku betonu.

Dodatkowe reakcje zachodzące w mikrostrukturze betonu korzystnie wpływają na jego uszczelnienie poprzez zmniejszenie porowatości całkowitej oraz kapilarnej [5, 6], co skutkuje zwiększeniem szczelności betonów i poprawą właściwości wytrzymałościowych. Jak wykazały badania [7] przeprowadzone na zaprawach cementowych, wykonanych na cemencie portlandzkim i z 15 % udziałem MK, największy przyrost wytrzymałości na ściskanie występuje w okresie 14-28 dni. W tym okresie występuje największa aktywność pucolanowa metakaolinitu, co potwierdziły badania [8] prowadzone na zaczynach i zaprawach cementowych. Wykazano, że po 14 dniach wiązania zawartość $Ca(OH)_2$ jest najmniejsza, a w okresie 14-28 dni reakcja metakaolinitu z $Ca(OH)_2$ zostaje ograniczona na skutek osadzania się produktów reakcji na cząstkach metakaolinitu. Po 28 dniach reakcja zachodzi ponownie, jednak wzrost wytrzymałości nie jest już tak znaczny. Pozytywny wpływ dodatku metakaolinitu na wytrzymałość, w tym wytrzymałość wczesną potwierdzają również badania [9, 10].

W artykule poddano analizie wpływ stosunku woda/spoiwo *w/s* oraz udziału metakaolinitu w stosunku do masy spoiwa *MK/s* determinujących skład mieszanki betonowej, jak również wpływ wieku betonu na wytrzymałość na ściskanie i odporność na pękanie.

2. PLAN EKSPERYMENTU

Badania przeprowadzono według centralnego kompozycyjnego planu badań (rys. 1), przewidującego przyjęcie pięciu wartości pośrednich każdej ze zmiennych niezależnych oraz wykonanie dziewięciu różnych receptur mieszanek betonowych [11]. Zmiennymi w planie były: stosunek woda/spoiwo zmieniający się w zakresie od 0,35 do 0,54 oraz udział metakaolinitu od 2,1 do 14,9 % w stosunku do masy spoiwa, tj. od 2,2 do 17,5 % masy cementu.



Rys. 1. Centralny kompozycyjny plan badań

Do badań użyto cementu portlandzkiego CEM I 32,5R, piasku płukanego do 2 mm z miejscowości Strzegocice, bazaltu do 16 mm z miejscowości Wilków oraz metakaolinitu (ASTRA MK – 40 zawierającego 53 % SiO_2 i 42 % Al_2O_3).

Składniki poszczególnych serii mieszanek betonowych podano w Tab. 1. Przyjęto założenie utrzymania stałej konsystencji mieszanki betonowej, którą korygowano dozowaną ilością superplastyfikatora FM-6.

Tablica 1. Zestawienie składników mieszanek betonowych

Seria betonu	Zmienna		Skład mieszanki betonowej według przyjętego planu w kg					
	w/s	*MK/s*	Spoiwo łącznie	Cement	metakaolinit	Woda	Piasek	Bazalt
1	0,380	0,04	454	435,8	18,2	172,5	739,3	1212,5
2	0,380	0,13		395,0	59,0	172,5		
3	0,510	0,04		435,8	18,2	231,5		
4	0,510	0,13		395,0	59,0	231,5		
5	0,353	0,085		415,4	38,6	160,3		
6	0,537	0,085		415,4	38,6	243,8		
7	0,445	0,021		444,3	9,7	202,0		
8	0,445	0,149		386,5	67,5	202,0		
9	0,445	0,085		415,4	38,6	202,0		

Zakres badań obejmował przeprowadzenie badań:

- ✓ wytrzymałości na ściskanie f_c po 28, 90 i 180 dniach dojrzewania próbek przechowywanych w warunkach laboratoryjnych. Badania przeprowadzono łącznie na 292 kostkach o boku 0,1 m, w tym 233 próbkach wykonanych z betonu modyfikowanego dodatkiem metakaolinitu i 59 próbkach wykonanych z betonu bez dodatku.
- ✓ odporności na pękanie, według I modelu, na belkach o wymiarach 0,08×0,15×0,70 m ze szczeliną pierwotną po 28, 90 i 180 dniach dojrzewania próbek przechowywanych w warunkach laboratoryjnych. Miarą odporności na pękanie jest krytyczny współczynnik intensywności naprężeń K_{Ic}^S [12, 13]. Łącznie badaniu poddano 114 belek, w tym 90 wykonanych z betonu modyfikowanego dodatkiem metakaolinitu i 24 wykonane z betonu bez dodatku. Wartość średnią, dla każdej serii betonów, wyznaczono na podstawie wyników badania 4 belek.

3. WYNIKI BADAŃ I ICH ANALIZA

Badania właściwości mechanicznych po 28 i 180 dniach dojrzewania betonów przeprowadzono według przyjętego planu eksperymentu. W przypadku betonów po 90 dniach dojrzewania badania przeprowadzono dla wybranych serii betonów (o największym i najmniejszym stosunku woda/spoiwo *w/s* oraz największym i najmniejszym udziale *MK*).

Uzyskane wyniki badań wytrzymałości na ściskanie i odporności na pękanie po 28, 90 i 180 dniach dojrzewania betonów podano w Tab. 2.

Tablica 2. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie f_c i krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{Ic}^S po 28, 90 i 180 dniach dojrzewania betonu

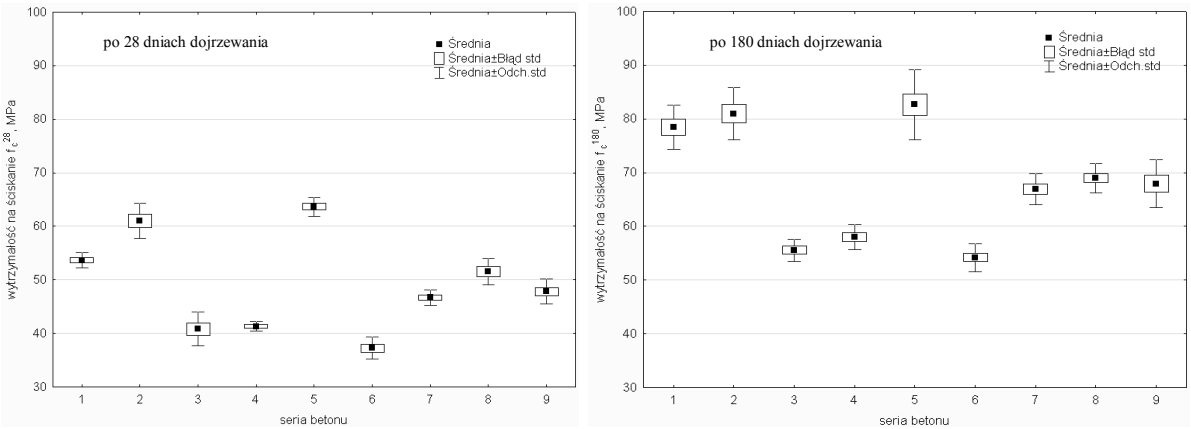
Seria	Wiek betonu					
	28 dni		90 dni		180 dni	
	f_c± błąd stand. MPa (liczba próbek)	K_{Ic}^S± błąd stand. MN/m$^{3/2}$	f_c± błąd stand. MPa (liczba próbek)	K_{Ic}^S± błąd stand. MN/m$^{3/2}$	f_c± błąd stand. MPa (liczba próbek)	K_{Ic}^S± błąd stand. MN/m$^{3/2}$
1	53,7±0,5 (10)	1,443±0,041	70,9±0,39 (8)	-	78,5±1,47 (8)	1,604±0,071
2	61,0±1,2 (8)	1,569±0,022	76,7±0,94 (8)	-	81,0±1,71 (8)	1,692±0,082
3	40,8±1,2 (7)	0,944±0,031	51,7±0,74 (8)	-	55,6±0,73 (8)	1,288±0,032
4	41,3±0,4 (6)	1,021±0,057	54,6±0,78 (8)	-	58,0±0,83 (8)	1,394±0,057
5	63,7±0,6 (8)	1,517±0,034	80,3±0,92 (13)	1,551±0,026	82,7±1,95 (11)	1,722±0,053
6	37,2±0,8 (7)	0,975±0,010	50,1±0,51 (10)	1,234±0,029	54,2±0,79 (11)	1,311±0,055
7	46,7±0,5 (7)	1,254±0,049	59,7±0,79 (8)	1,398±0,008	66,9±1,00 (8)	1,455±0,037
8	51,5±0,9 (7)	1,319±0,017	60,8±0,76 (10)	1,517±0,075	69,0±0,79 (12)	1,564±0,059
9	47,8±0,8 (10)	1,237±0,043(6)	64,1±1,07 (8)	-	67,9±1,58 (8)	1,551±0,069
0,35	57,2±1,0 (9)	1,413±0,019	76,2±1,28 (10)	1,577±0,059	76,3±2,16 (11)	1,649±0,069
0,54	36,7±0,5 (6)	0,900±0,009	50,8±0,96 (10)	1,229±0,051	56,7±0,77 (11)	1,204±0,061

Na podstawie przeprowadzonej analizy statystycznej wyników badań wykazano jednorodność wariancji testem Browna-Forsythe'a (Tab. 3, test B-F). Poziom istotności dla wszystkich analiz statystycznych przyjęto równy 0,05. Dokonana również analiza kwalitatywna, polegająca na sprawdzeniu istotności wpływu wielkości wejściowych (zmiennych niezależnych: *w/s* i *MK/s*) na wielkość wyjściową (badaną cechę: f_c i K_{Ic}^S), wykazała wysoce statystycznie istotny wpływ zmiennych niezależnych na obliczone parametry (Tab. 3, test F), wykazując jednocześnie statystyczną różność średnich w poszczególnych seriach betonów. Z uwagi na duży rozrzut wyników w przypadku krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{Ic}^S, wykazanie, przy zastosowaniu wnioskowania statystycznego, zróżnicowania wartości średnich w zależności od składu betonów potwierdza możliwość wykorzystania wyników badań do dalszej analizy statystycznej i poszukiwania zależności funkcyjnych.

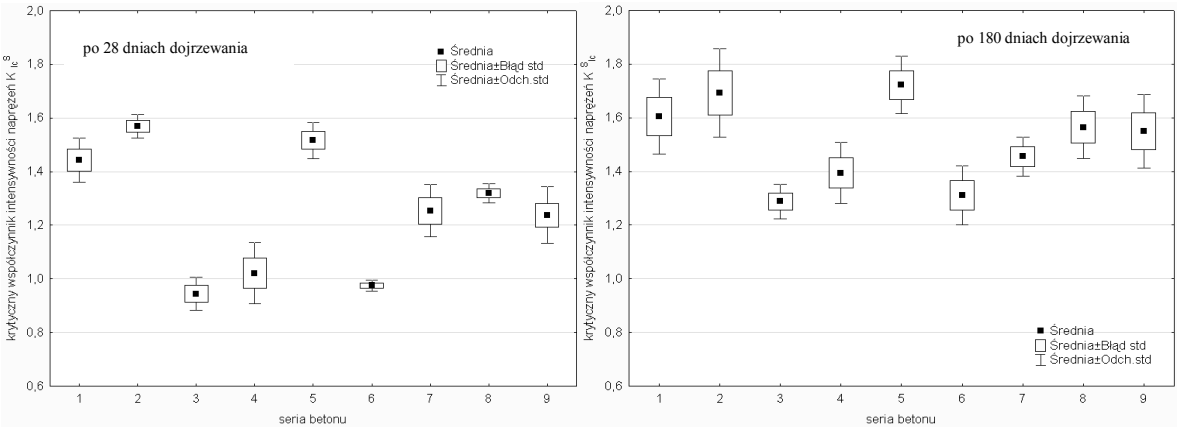
Tablica 3. Wyniki analizy jednorodności wariancji i równości średnich

Wiek betonu	Komputerowy poziom istotności *p*			
	wytrzymałość na ściskanie f_c		krytyczny współczynnik intensywności naprężeń K_{Ic}^S	
	Test F	Test B-F	Test F	Test B-F
28 dni	bliski 0	0,08	bliski 0	0,72
90 dni	bliski 0	0,49	-	-
180 dni	bliski 0	0,05	bliski 0	0,59

Oprócz wartości średnich określono również miary rozproszenia (odchylenie standardowe i błąd standardowy), co przedstawiono na rys. 2 i 3.



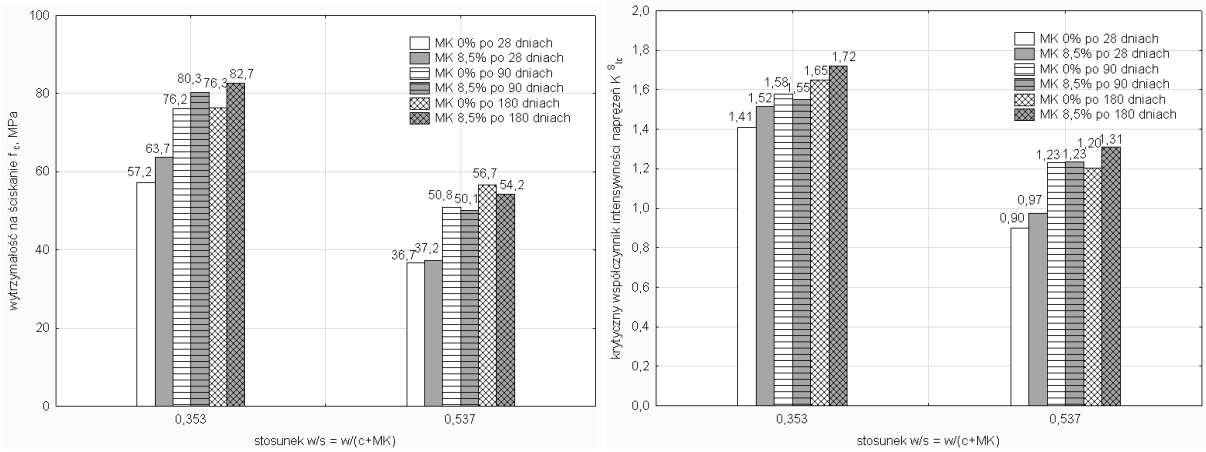
Rys. 2. Wykres zmienności wartości średnich wraz z odchyleniem i błędem standardowym wytrzymałości na ściskanie f_c, uzyskanych dla betonu z dodatkiem matakaolinitu po 28 i 180 dniach dojrzewania



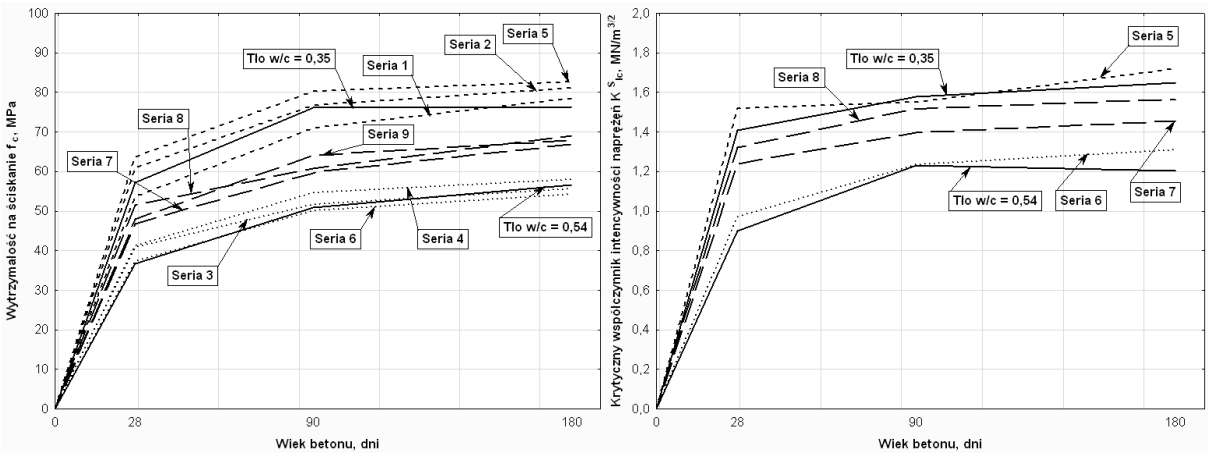
Rys. 3. Wykres zmienności wartości średnich wraz z odchyleniem i błędem standardowym współczynnika K_{Ic}^S w MN/m$^{3/2}$, uzyskanych dla betonu z dodatkiem matakaolinitu po 28 i 180 dniach dojrzewania

Badania przeprowadzono również dla betonów kontrolnych bez dodatku *MK* o stosunku wodno-cementowym *w/c* wynoszącym 0,35 i 0,54 (Tab. 1, seria 0,35 i 0,54). Wyniki uzyskane dla betonów kontrolnych, po 28, 90 i 180 dniach dojrzewania (rys. 4), porównano z wynikami uzyskanymi dla betonów serii 5 i 6 o 8,5 % udziale *MK* i *w/s* równym odpowiednio 0,35 i 0,54. Korzystny wpływ dodatku metakaolinitu zaobserwowano w przypadku betonów o *w/s* = 0,35. Wymiana 8,5 % cementu na metakaolinit spowodowała wzrost wytrzymałości na ściskanie f_c po 28 dniach dojrzewania betonu o 11,4 %, po 90 dniach o 5,4 %, natomiast po 180 dniach o 8,4 %. W przypadku tych betonów zaobserwowano 7,6 % wzrost krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{Ic}^S po 28 dniach dojrzewania i 4,4 % po 180 dniach dojrzewania. W przypadku betonów o największym stosunku *w/s* = 0,54 dodatek 8,5 % *MK* wpłynął na nieznaczny wzrost odporności na pękanie przy jednoczesnym wzroście wytrzymałości na ściskanie f_c po 28 dniach o zaledwie 1,4 % oraz spadku w stosunku do betonu bez dodatku po 180 dniach o 4,4 %. Dokonana dodatkowa analiza statystyczna wykazała, że spadek wytrzymałości na ściskanie o 4,4 % jest statystycznie istotny ($p = 0{,}03 < 0{,}05$).

Wpływ wieku betonu na rozwój badanych właściwości wytrzymałościowych przedstawiono również na rys. 5. Największy wzrost obu parametrów stwierdzono w okresie do 28 dni dojrzewania. Relatywnie dużym okazał się również przyrost f_c i K_{Ic}^S w okresie od 28 do 90 dni, zarówno modyfikowanych, jak i bez dodatku *MK*.



Rys. 4. Porównanie wyników wytrzymałości na ściskanie f_c oraz krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{Ic}^S uzyskanych dla betonów kontrolnych i betonów z 8,5 % udziałem MK po 28, 90 i 180 dniach

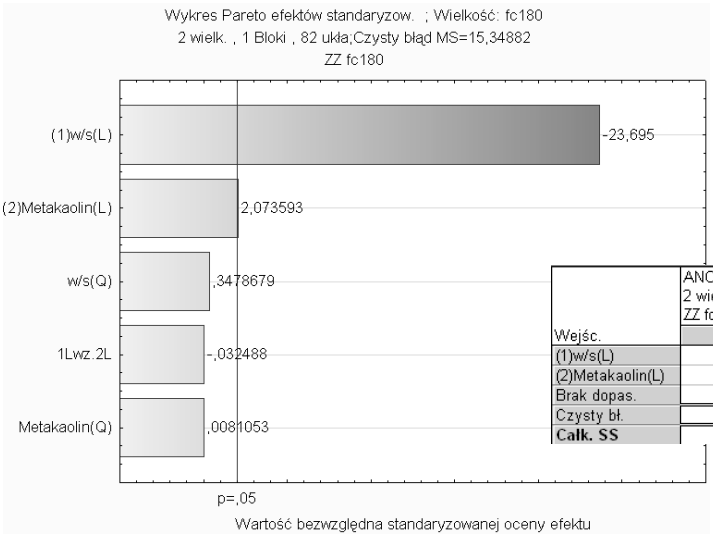


Rys. 5. Wykres zmienności wytrzymałości na ściskanie f_c oraz krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{Ic}^S w zależności od wieku betonu

Maksymalny wzrost f_c, po 90 dniach w stosunku do wytrzymałości 28 dniowej, wynoszący ponad 34 %, stwierdzono w przypadku betonu serii 6 o maksymalnym *w/s* = 0,54 i 8,5% *MK*. W okresie od 28 do 90 dnia uzyskano natomiast średni wzrost f_c o ponad 28 %. W przypadku K_{Ic}^S uzyskano odpowiednio maksymalny wzrost o ponad 27 % (seria 6) i średni wzrost o ponad 14 %.

Przeprowadzono szczegółową analizę statystyczną mającą na celu określenie zależności funkcyjnej wytrzymałości na ściskanie f_c oraz krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{Ic}^S od zmiennych w planie (*w/s* i *MK/s*). Wstępnie postać funkcji aproksymującej przyjęto jako wielomian drugiego stopnia z interakcjami pierwszego rzędu.

Na podstawie przeprowadzonej analizy wariancji ANOVA określono i usunięto efekty uznane za nieistotne. Na rys. 6 przedstawiono przykładowy wykres Pareto pokazujący graficznie, które z efektów są istotne, a które można uznać za nieistotne i usunąć z modelu oraz tabelę ANOVA po usunięciu efektów nieistotnych.



ANOVA; Zmn.:fc180; R^2= ,88174;Popr.,87875 (Metakaolin180)
2 wielk. , 1 Bloki , 82 ukła;Czysty błąd MS=15,34882
ZZ fc180

Wejśc.	SS	df	MS	F	p
(1)w/s(L)	8617,648	1	8617,648	561,4536	0,000000
(2)Metakaolin(L)	64,123	1	64,123	4,1777	0,044568
Brak dopas.	43,917	6	7,320	0,4769	0,823432
Czysty bł.	1120,464	73	15,349		
Calk. SS	9846,151	81			

Rys. 6. Wykres Pareto istotności efektów i tabela analizy wariancji dla betonu modyfikowanego metakaolinitem po 180 dniach dojrzewania

Ważnym kryterium przyjęcia modelu statystycznego jest wykazanie jego adekwatności do wyników pomiarów. Sprawdzenia adekwatności dokonano przy wykorzystaniu modułu planowania doświadczeń pakietu STATISTICA. Jeżeli statystyka F nie jest statystycznie znacząca (rys. 6, $p > 0{,}05$ w wierszu „brak dopasowania") wszystkie zatem różnice pomiędzy średnimi uzyskanymi w różnych układach planu są wystarczająco wyjaśnione poprzez uzyskany model.

Ostatnim etapem analizy statystycznej była ocena istotności współczynników funkcji aproksymującej. W przedstawionych poniżej modelach wszystkie współczynniki są istotnymi na przyjętym poziomie istotności 0,05.

W przypadku wytrzymałości na ściskanie betonów f_c uzyskano modele regresji postaci:

- po 28 dniach dojrzewania, przy $R^2 = 0{,}935$ (70 wyników)

$$f_c = 124{,}6 - 276{,}4 \cdot w/s + 218{,}7 \cdot (w/s)^2 + 315{,}7 \cdot MK/s - 616{,}9 \cdot w/s \cdot MK/s \quad (1)$$

- po 90 dniach dojrzewania, przy $R^2 = 0{,}946$ (81 wyników)

$$f_c = 126{,}9 - 162{,}2 \cdot w/s + 219{,}1 \cdot MK/s - 1129{,}9 \cdot (MK/s)^2 \quad (2)$$

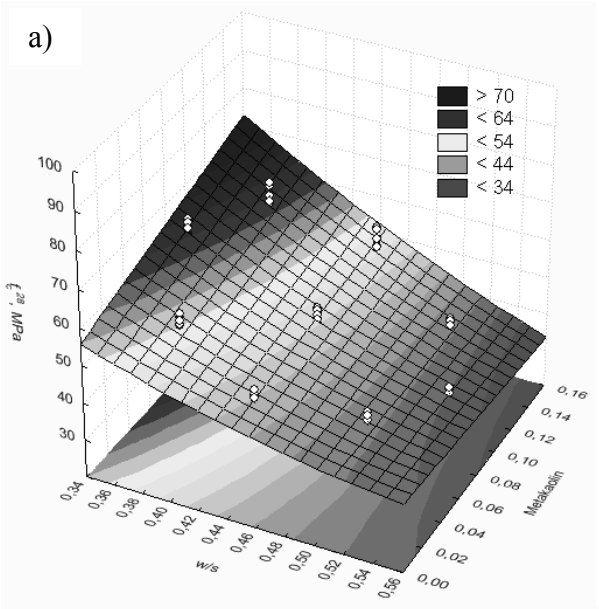
- po 180 dniach dojrzewania, przy $R^2 = 0{,}879$ (82 wyniki)

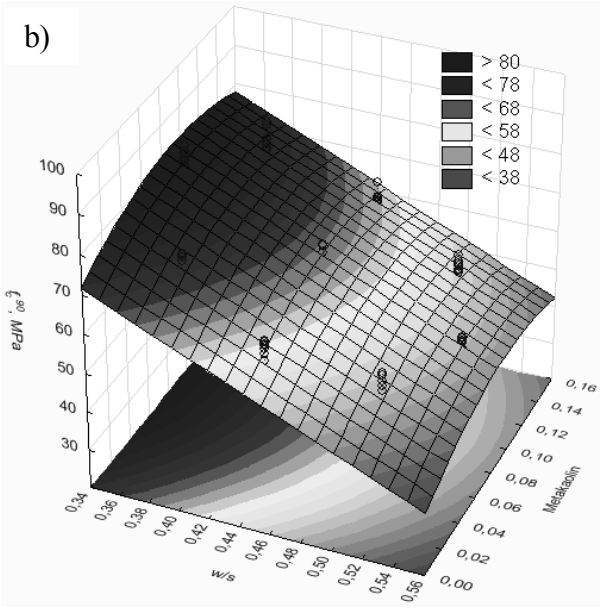
$$f_c = 139{,}3 - 163{,}8 \cdot w/s + 21{,}0 \cdot MK/s \quad (3)$$

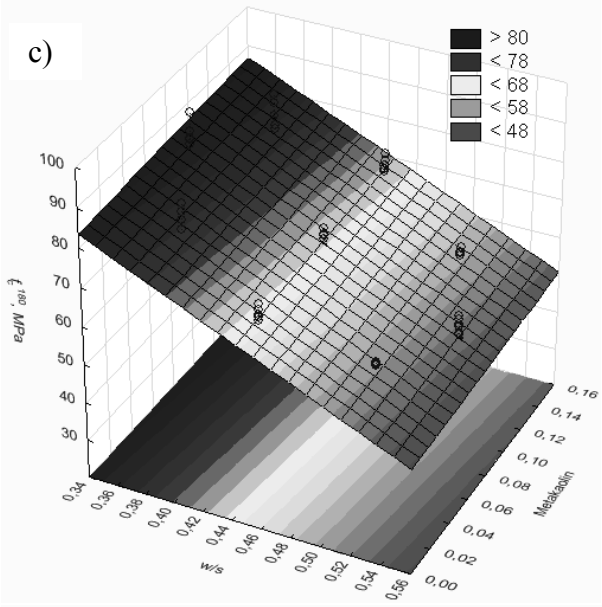
oraz w przypadku krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{Ic}^S postaci:

- po 28 dniach dojrzewania, przy $R^2 = 0{,}876$ (38 wyników)

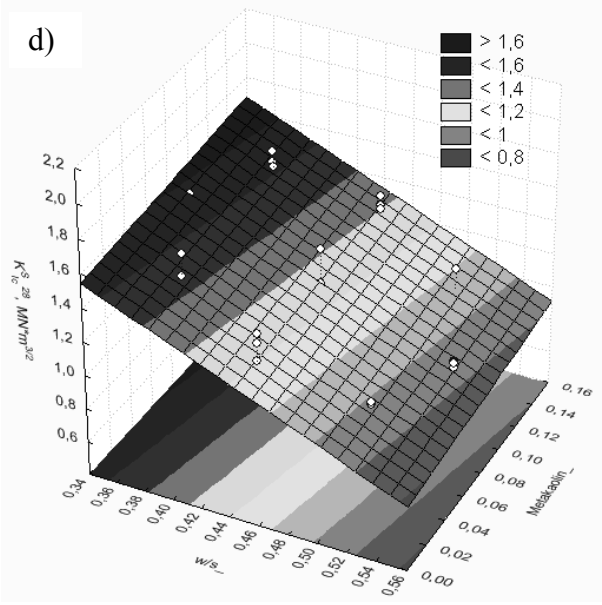
$$K_{Ic}^S = 2{,}735 - 3{,}487 \cdot w/s + 0{,}817 \cdot MK/s \quad (4)$$

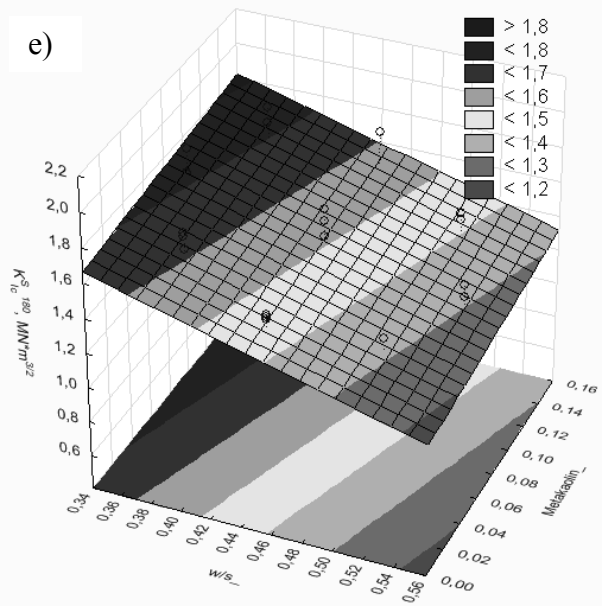






Rys. 7. Wykresy powierzchniowe zależności od stosunku woda/spoiwo i udziału dodatku metakaolinitu wytrzymałości na ściskanie f_c
a) po 28 dniach dojrzewania,
b) po 90 dniach dojrzewanie,
c) po 180 dniach dojrzewania
oraz krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{Ic}^{S}
d) po 28 dniach dojrzewania,
e) po 180 dniach dojrzewania.





- po 180 dniach dojrzewania, przy $R^2 = 0{,}666$ (36 wyników)

$$K_{Ic}^{S} = 2{,}450 - 2{,}298 \cdot w/s + 0{,}969 \cdot MK/s \tag{5}$$

gdzie: *w/s* – stosunek woda/spoiwo, *MK/s* – udział metakaolinitu w stosunku do spoiwa (łącznie cement+dodatek), R^2 – współczynnik determinacji, podany dla wszystkich wyników.

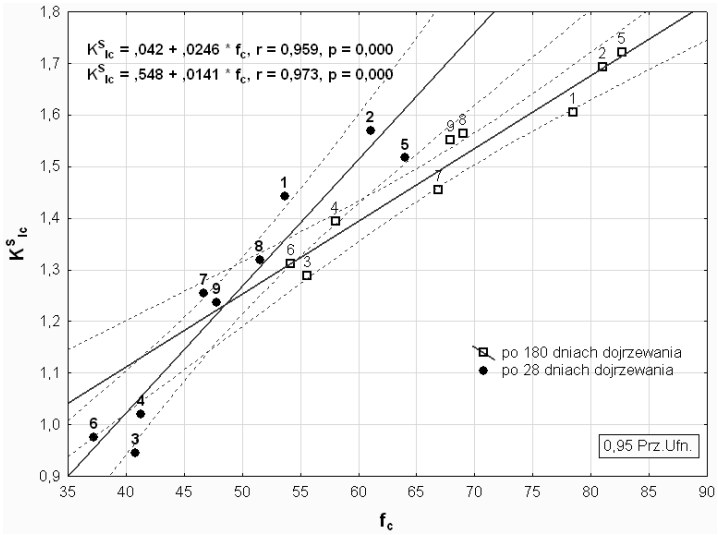
Zmienność wytrzymałości na ściskanie betonów modyfikowanych wyjaśniona jest zmiennością stosunku woda/spoiwo i udziału *MK* w: 93,5 % dla betonów po 28 dniach dojrzewania, 94,6 % dla betonów po 90 dniach dojrzewania i 87,9 % po 180 dniach dojrzewania. Odpowiednio 6,5 %; 5,4 % i 12,1% stanowią inne czynniki w tym losowe.

W przypadku krytycznego współczynnika intensywności naprężeń uzyskano wyłącznie zależności liniowe, a zmienność K_{Ic}^{S} wyjaśniona jest w: 87,6 % dla betonów po 28 dniach dojrzewania i 66,6 % dla betonów po 180 dniach dojrzewania.

Wykresy powierzchniowe funkcji aproksymujących postaci (1)-(4) pokazano na rys. 7. Zwiększenie stosunku woda/spoiwo zawsze skutkowało spadkiem wytrzymałości na ściskanie i krytycznego współczynnika intensywności naprężeń. Wzrost udziału dodatku *MK* natomiast powodował wzrost obu właściwości wytrzymałościowych (rys. 7).

Średnia wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach dojrzewania betonu wyniosła 49,3 MPa, po 90 dniach 63,2 MPa (wzrost o 28,2 %), natomiast po 180 dniach dojrzewania 68,2 MPa, co stanowi wzrost w stosunku do wytrzymałości 28 dniowej o 38,2 %. Średnia wartość krytycznego współczynnika intensywności naprężeń po 28 dniach dojrzewania betonu wyniosła 1,249 MN/m$^{3/2}$, po 90 dniach 1,426 MN/m$^{3/2}$ (wzrost o 14,1 %), natomiast po 180 dniach 1,509 MN/m$^{3/2}$, co stanowi wzrost w stosunku do wytrzymałości 28 dniowej o 20,8 %.

Dokonując porównania wpływu zmiennych w planie eksperymentu na wartości badanych właściwości metodą regresji wielokrotnej oszacowano wpływ zmiennych na predykcję f_c i K_{Ic}^{S}. Porównując relatywne wkłady, jakie każda ze zmiennych niezależnych (*w/s* i *MK/s*) wnosi w predykcję zmiennych zależnych (f_c i K_{Ic}^{S}) większym predyktorem wytrzymałości na ściskanie f_c oraz krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{Ic}^{S} jest stosunek woda/spoiwo, aniżeli udział dodatku *MK* (11,6 razy większym w przypadku f_c i 3,4 razy większym w przypadku K_{Ic}^{S}).



Rys. 8. Zależność między wytrzymałością na ściskanie f_c , a krytycznym współczynnikiem intensywności naprężeń K_{Ic}^{S} po 28 i 180 dniach dojrzewania betonu

Na podstawie wyników przeprowadzonej analizy regresji wielokrotnej wykazano statystycznie istotną ($p \ll 0{,}05$) liniową zależność między krytycznym współczynnikiem intensywności naprężeń K_{Ic}^{S}, a wytrzymałością na ściskanie f_c betonów modyfikowanych dodatkiem metakaolinitu. Wzrostowi wytrzymałości na ściskanie towarzyszy wzrost odporności

na pękanie. Na podstawie porównania zależności otrzymanych dla betonu po 180 dniach dojrzewania z uzyskanymi po 28 dniach (rys. 8) stwierdzono, że dynamika wzrostu wytrzymałości na ściskanie jest większa aniżeli wzrostu odporności na pękanie. Otrzymano statystycznie istotne, przy poziomie istotności 0,05, zależności liniowe postaci:

- po 28 dniach dojrzewania

$$K_{Ic}^{S} = 0{,}042 + 0{,}0246 \cdot f_c \tag{6}$$

- po 180 dniach dojrzewania

$$K_{Ic}^{S} = 0{,}548 + 0{,}0141 \cdot f_c \tag{7}$$

4. PODSUMOWANIE

Przeprowadzone badania wykazały, że zastąpienie części cementu metakaolinitem wpływa korzystnie na wytrzymałość na ściskanie i odporność na pękanie betonów zarówno po 28, jak również 180 dniach ich dojrzewania. W badaniach stwierdzono, że wzrost udziału metakaolinitu wpływa na zwiększenie wytrzymałość na ściskanie f_c i krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{Ic}^{S}. Wzrost obu właściwości można tłumaczyć zwiększeniem szczelności betonu, zarówno produktami reakcji metakaolinitu, jak również częściowo nieprzereagowanym metakaolinitem występującym wówczas jako wypełniacz.

Większy wzrost w okresie od 28 do 180 dnia dojrzewania betonów zaobserwowano w przypadku wytrzymałości na ściskanie, aniżeli odporności na pękanie.

Potwierdzono również doniesienia literaturowe mówiące, że największy wzrost wytrzymałości na ściskanie następuje w okresie do 28 dnia dojrzewania betonu modyfikowanego metakaolinitem.

W przypadku zastosowanego dodatku ASTRA MK-40 wykazano, że w okresie od 28 do 90 dnia obserwuje się relatywnie duży przyrost obu badanych właściwości wytrzymałościowych (f_c i K_{Ic}^{S}). W okresie od 28 do 90 dnia dojrzewania uzyskano średni wzrost wytrzymałości na ściskanie f_c, w stosunku do wytrzymałości 28 dniowej, wynoszący ponad 28 %, natomiast w przypadku krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{Ic}^{S} uzyskano średni wzrost o ponad 14 %. W dalszym okresie dojrzewania po 90 dniach nie zaobserwowano już znaczącego przyrostu f_c i K_{Ic}^{S}.

Przeprowadzone analizy statystyczne umożliwiły również podanie zależności funkcyjnych pozwalających na obliczenie wytrzymałości na ściskanie f_c i krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{Ic}^{S} na podstawie składu mieszanki betonowej (*w/s* i *MK/s*), co może być wykorzystane przy projektowaniu betonów z dodatkiem metakaolinitu.

Podano również zależności między wytrzymałością na ściskanie f_c, a krytycznym współczynnikiem intensywności naprężeń K_{Ic}^{S} po 28 i 180 dniach dojrzewania. Na ich podstawie stwierdzono mniejszą dynamikę wzrostu w czasie odporności na pękanie, aniżeli wytrzymałości na ściskanie.

Prowadzenie badań w zakresie poznawczym i aplikacyjnym betonów z dodatkiem metakaolinitu jest celowe i może przyczynić się do opracowania wytycznych projektowania betonów z dodatkiem metakaolinitu oraz stworzenia wytycznych powszechnego stosowania tego dodatku, jako częściowego substytutu cementu zarówno na etapie produkcji betonu na placu budowy czy w wytwórni betonu oraz do produkcji prefabrykatów.

Praca naukowa finansowana ze środków na naukę w latach 2009-2011 jako projekt badawczy nr N N507 475337 oraz ze środków Narodowego Centrum Nauki w latach 2011-2013 jako projekt badawczy nr N N507 321140.

Piśmiennictwo

[1] Zastosowanie popiołów lotnych z kotłów fluidalnych w betonach konstrukcyjnych. Praca zbiorowa pod red. A.M. Brandta. Studia z zakresu inżynierii, nr 72, Warszawa 2010.

[2] Giergiczny Z., Małolepszy J., Szwabowski J., Śliwiński J.: Cementy z dodatkami mineralnymi w technologii betonów nowej generacji. Wyd. Śląskie, Opole 2002.

[3] Konkol J., Prokopski G.: Morfologia przełomu oraz odporność na pękanie betonów modyfikowanych dodatkiem popiołu fluidalnego lub metakaolinitu. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Seria Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z. 58, nr 3/11/III, s. 321-330, 2011.

[4] Jones T.R.: Metakaolin as a pozzolanic addition to concrete, w Structure and Performance of Cements (red. J. Bensted, P. Barnes). Spoon Press, London, New York 2002.

[5] Kostuch J.A., Walters G.V., Jones T.R.: High performance concrete incorporating metakaolin – a review. Concrete 2000. Univ. Of Dundee, September, 1993.

[6] Poon C.S., Kou S.C., Lam L.: Compressive strength, chloride diffusivity and pore structure of high performance metakaolin and silica fume concrete. Construction and Building Materials, Vol. 20, pp. 858-865, 2006.

[7] Wala D., Rosiek G.: Minerały ilaste jako dodatek pucolanowy do cementów hydraulicznych. Cement Wapno Beton, 1, s. 27-33, 2003.

[8] Wild S., Khatib J.M.: Portlandite consumption in metakaolin cement pastes and mortars Cement and Concrete Research, 27, pp. 137-146, 1997.

[9] Cassagnabere F., Escadeillas G., Mouret M.: Study of the reactivity of cement/metakaolin binders at early age for specific use in steam cured precast concrete. Construction and Building Materials, Vol. 32, pp. 755-784, 2009.

[10] Jarominiak A., Michalak E.: Metakaolin - nowy dodatek doskonalący cechy betonu cementowego. Inżynieria i Budownictwo, nr 2, s. 85-88, 1999.

[11] Konkol J.: Wprowadzenie do praktycznego planowania eksperymentu, s. 43-58, 2008, http://www.statsoft.pl/czytelnia/artykuly/Wprowadzenie_do_praktycznego.pdf

[12] Determination of fracture parameters (K_{Ic}^S and $CTOD_c$) of plain concrete using three-point bend test. RILEM Draft Recommendations, TC 89 - FMT Fracture Mechanics of Concrete Test Methods, Materials and Structures, 23, 1990.

[13] Prokopski G.: Mechanika pękania betonów cementowych. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej. Rzeszów 2009.

EFFECTS OF AGE OF METAKAOLINITE MODIFIED CONCRETE ON CONCRETE COMPRESSIVE STRENGTH AND FRACTURE TOUGHNESS

Summary

In the paper the results of experiments on concrete with metakaolinite addition were presented. The following properties were measured: compressive strength f_c and the critical stress intensity factor K_{Ic}^S after 28, 90 and 180 days of concrete hardening. There was observed a statistically significant effect of changing both the composition of concrete and its age on the growth of the mechanical properties (f_c and K_{Ic}^S). Increasing the ratio of water/binder always resulted in a decrease of compressive strength and the critical stress intensity factor. An increased share of *MK*, however, caused an increase of both mechanical properties (f_c and K_{Ic}^S). The results of investigations and analysis prove that there are important statistical dependencies between the variables used in experiments and concrete compressive strength and fracture toughness. The increased compressive strength f_c is accompanied by a simultaneous increase of the critical stress intensity factor K_{Ic}^S.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Janusz KONKOL[1]
Politechnika Rzeszowska

WYKORZYSTANIE PARAMETRÓW FRAKTALNYCH I STEREOLOGICZNYCH DO OPISU ODPORNOŚCI NA PĘKANIE BETONÓW MODYFIKOWANYCH WYBRANYMI DODATKAMI TYPU II

STRESZCZENIE

W artykule przedstawiono wyniki badań betonów modyfikowanych trzema dodatkami: pyłem krzemionkowym (*PK*), popiołem fluidalnym (*PF*) i metakaolinitem (*MK*). Przeprowadzono badania wytrzymałościowe: wytrzymałości na ściskanie oraz odporności na pękanie, określając krytyczny współczynnik intensywności naprężeń K_{Ic}^{S}, jak również badania stereologiczne i fraktalne. Badania zaprogramowano według trzech oddzielnych planów eksperymentu, przyjmując jako zmienne niezależne stosunek woda/spoiwo oraz udział dodatku w stosunku do masy spoiwa. Na podstawie uzyskanych wyników badań i przeprowadzonych analiz wykazano statystycznie istotny związek morfologii przełomu oraz składu betonów z odpornością na pękanie. Stwierdzono brak istotnego wpływu rodzaju zastosowanego dodatku na uzyskane zależności.

SŁOWA KLUCZOWE: beton, dodatek mineralny typu II, pył krzemionkowy, popiół fluidalny, metakaolinit, wytrzymałość na ściskanie, odporność na pękanie, wymiar fraktalny, stereologia.

1. WSTĘP

Specyfika badań odporności na pękanie powoduje, że są to badania nietypowe i rzadko stosowane w porównaniu do powszechnych badań wytrzymałości na ściskanie [1]. Jednak znaczenie badań odporności na pękanie jest niepodważalne, gdyż stan naprężeń w elementach betonowych nie ogranicza się jedynie do przypadków ściskania, a dodatkowo bazowanie przy projektowaniu wyłącznie na wytrzymałości na ściskanie może niekiedy prowadzić do przeszacowania wytrzymałości elementu betonowego. Przykładem pokazującym, jak zmieniają się naprężenia w betonie są badania Dantu (rys. 1) [2]. Okazuje się bowiem, że naprężenia w betonie zwykłym na styku ziarna kruszywa z matrycą cementową mogą ponad dwukrotnie przekroczyć naprężenia średnie.

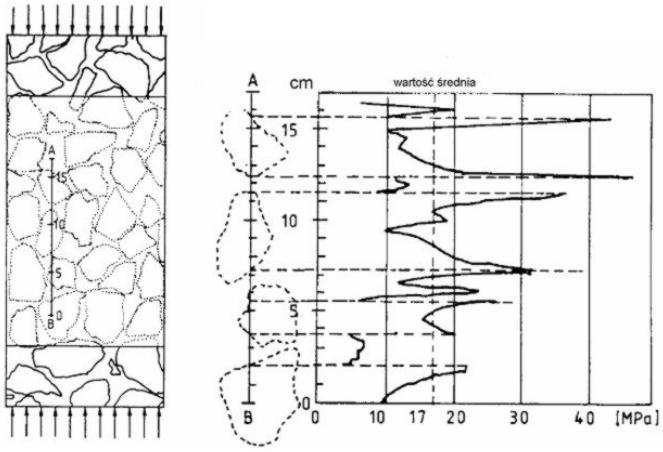
Wymiernym efektem pękania, skutkiem działających naprężeń, jest powstała powierzchnia przełomu lub wydzielona z niej linia profilowa. Kształt linii profilowej jest wypadkową

[1] janusz.konkol@prz.edu.pl

wytrzymałości i udziału składników betonu, rozmiaru i liczby istniejących w betonie defektów (pęknięcia, nieciągłości na styku kruszywo/zaczyn cementowy), jakości i wytrzymałości połączenia kruszywo/zaczyn cementowy i porowatości. Dzięki geometrii fraktalnej kształt linii profilowej powierzchni przełomu betonu można opisać jednym parametrem - wymiarem fraktalnym [3], zależnym od udziału poszczególnych faz w betonie. Do opisu powierzchni przełomu można zastosować również inne parametry fraktograficzne [4].

Analizy ilościowe struktury betonu uzupełniono o wyniki badań stereologicznych, przeprowadzonych na płaskich przekrojach.

Uzyskane wyniki badań fraktalnych oraz wyniki badań stereologicznych powiązano z właściwościami betonów modyfikowanych dodatkami.



Rys. 1. Rozkład naprężeń w ziarnach kruszywa i zaczynie cementowym [2]

2. PRZEPROWADZONE BADANIA

Badania wykonano oddzielnie dla trzech dodatków: pyłu krzemionkowego (*PK*), popiołu fluidalnego (*PL*) oraz metakaolinitu (*MK*). Wszystkie zastosowane dodatki przyjęto jako substytut cementu [5-7]. Do optymalnego zaprogramowania eksperymentu wykorzystano teorię planowania doświadczeń. W przypadku każdego dodatku wykonano, według planu kompozycyjnego, 10 receptur mieszanek betonowych. Skład mieszanek różnicowano zmiennym stosunkiem woda/spoiwo, uwzględniając po stronie spoiwa dany dodatek przyjmując współczynnik k = 1, oraz zmiennym udziałem dodatku w stosunku do masy spoiwa. Stosunek woda/spoiwo zmieniał się w zakresie od 0,35 do 0,54, natomiast udział dodatku od 2,1 do 14,9 % w stosunku do masy spoiwa, tj. od 2,2 do 17,5 % masy cementu w przypadku dodatku popiołu fluidalnego i metakaolinitu oraz od 1,8 do 10,2 % w stosunku do masy spoiwa, tj. od 1,8 do 11,4 % masy cementu w przypadku pyłu krzemionkowego.

Zastosowano cement portlandzki CEM I 32,5R, piasek płukany do 2 mm z m. Strzegocice, bazalt do 16 mm z m. Wilków oraz pył krzemionkowy, popiół fluidalny (Flubet – zawierający 40 % SiO_2, 30 % Al_2O_3 i 13 % CaO) i metakaolinit (ASTRA MK – 40 zawierający 53 % SiO_2 i 42 % Al_2O_3).

Ustalony na podstawie przyjętego planu badań skład mieszanek betonowych podano w Tab. 1. W przypadku wszystkich mieszanek betonowych w badaniu konsystencji metodą stolika rozpływowego uzyskano, dzięki zastosowaniu odpowiedniej ilości superplastyfikatora FM-6, wyniki rozpływu, określone jako średnica placka w centymetrach wynoszące 410 mm±30mm.

Badania wytrzymałościowe, przeprowadzone po 28 dniach dojrzewania próbek przechowywanych w warunkach laboratoryjnych, obejmowały określenie wytrzymałości na ściskanie f_c oraz krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{Ic}^S. Do badań wytrzymałości na ściskanie użyto kostek o boku 0,1 m, natomiast badanie odporności na pękanie wykonano według I modelu na belkach o wymiarach 0,08×0,15×0,70 m ze szczeliną pierwotną.

Obliczenie krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{Ic}^{S} przeprowadzono zgodnie z wytycznymi opisanymi w poz. [8].

Uzyskane wyniki badań wytrzymałości na ściskanie i odporności na pękanie podano w Tab. 2. W Tab. 3 przedstawiono natomiast wyniki analiz fraktalnych linii profilowych oraz stereologicznych porów.

Tablica 1. Zestawienie składników mieszanek betonowych z uwzględnieniem rodzaju dodatku

seria betonu	zmienna		Skład mieszanki betonowej według przyjętego planu w kg					
	w/s	*FL/s* lub *MK/s* (*PK/s*)*	Spoiwo	Cement*	*FL* lub *MK* (*PK*)*	Woda	Piasek	Bazalt
1	0,380	0,04 (0,03)	454	435,8 (440,4)	18,2 (13,6)	172,5	739,3	1212,5
2	0,380	0,13 (0,09)		395,0 (413,1)	59,0 (40,9)	172,5		
3	0,510	0,04 (0,03)		435,8 (440,4)	18,2 13,6)	231,5		
4	0,510	0,13 (0,09)		395,0 (413,1)	59,0 (40,9)	231,5		
5	0,353	0,085 (0,06)		415,4 (426,8)	38,6 (27,2)	160,3		
6	0,537	0,085 (0,06)		415,4 (426,8)	38,6 (27,2)	243,8		
7	0,445	0,02 (0,02)		444,3 (446,0)	9,7 (8,0)	202,0		
8	0,445	0,15 (0,10)		386,5 (407,5)	67,5 (46,5)	202,0		
9, 10	0,445	0,085 (0,06)		415,4 (426,8)	38,6 (27,2)	202,0		
* - wartości w nawiasach dotyczą mieszanek betonowych z dodatkiem pyłu krzemionkowego (*PK*)								

Tablica 2. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie f_c i krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{Ic}^{S} po 28 dniach dojrzewania betonu

Seria	Właściwości mechaniczne betonu z dodatkiem					
	popiołu fluidalnego (*FL*)		metakaolinitu (*MK*)		pyłu krzemionkowego (*PK*)	
	f_c± błąd stand. MPa (liczba próbek)	K_{Ic}^{S}± błąd stand. MN/m$^{3/2}$	f_c± błąd stand. MPa (liczba próbek)	K_{Ic}^{S}± błąd stand. MN/m$^{3/2}$	f_c± błąd stand. MPa (liczba próbek)	K_{Ic}^{S}± błąd stand. MN/m$^{3/2}$
1	58,3±1,2 (8)	1,49±0,03	53,7±0,5 (10)	1,44±0,04	54,8±1,1 (7)	1,25±0,04
2	61,0±1,1 (8)	1,58±0,03	61,0±1,2 (8)	1,57±0,02	65,3±1,1 (7)	1,53±0,05
3	40,0±0,9 (6)	0,90±0,05	40,8±1,2 (7)	0,94±0,03	39,2±0,7 (8)	0,92±0,02
4	40,9±0,6 (7)	1,17±0,03	41,3±0,4 (6)	1,02±0,06	40,2±1,3 (6)	0,97±0,03
5	63,8±0,4 (8)	1,47±0,05	63,7±0,6 (8)	1,52±0,03	66,1±0,7 (8)	1,58±0,01
6	41,5±1,4 (7)	1,06±0,05	37,2±0,8 (7)	0,97±0,01	38,6±0,5 (7)	0,93±0,03
7	45,2±0,8 (8)	1,23±0,04	46,7±0,5 (7)	1,25±0,05	46,7±1,0 (6)	1,24±0,06
8	47,3±0,9 (8)	1,34±0,10	51,5±0,9 (7)	1,32±0,02	54,8±1,1 (6)	1,34±0,04
9	45,5±1,0 (7)	1,27±0,04	47,8±1,0 (7)	1,25±0,06	48,8±0,7 (7)	1,21±0,03
10	45,9±1,1 (5)	1,25±0,12	48,0±1,0 (3)	1,20±0,04	49,2±0,5 (3)	1,22±0,01
Wartości średnie K_{Ic}^{S} obliczono na podstawie 4 wyników						

Tablica 3. Wyniki badań fraktalnych i stereologicznych

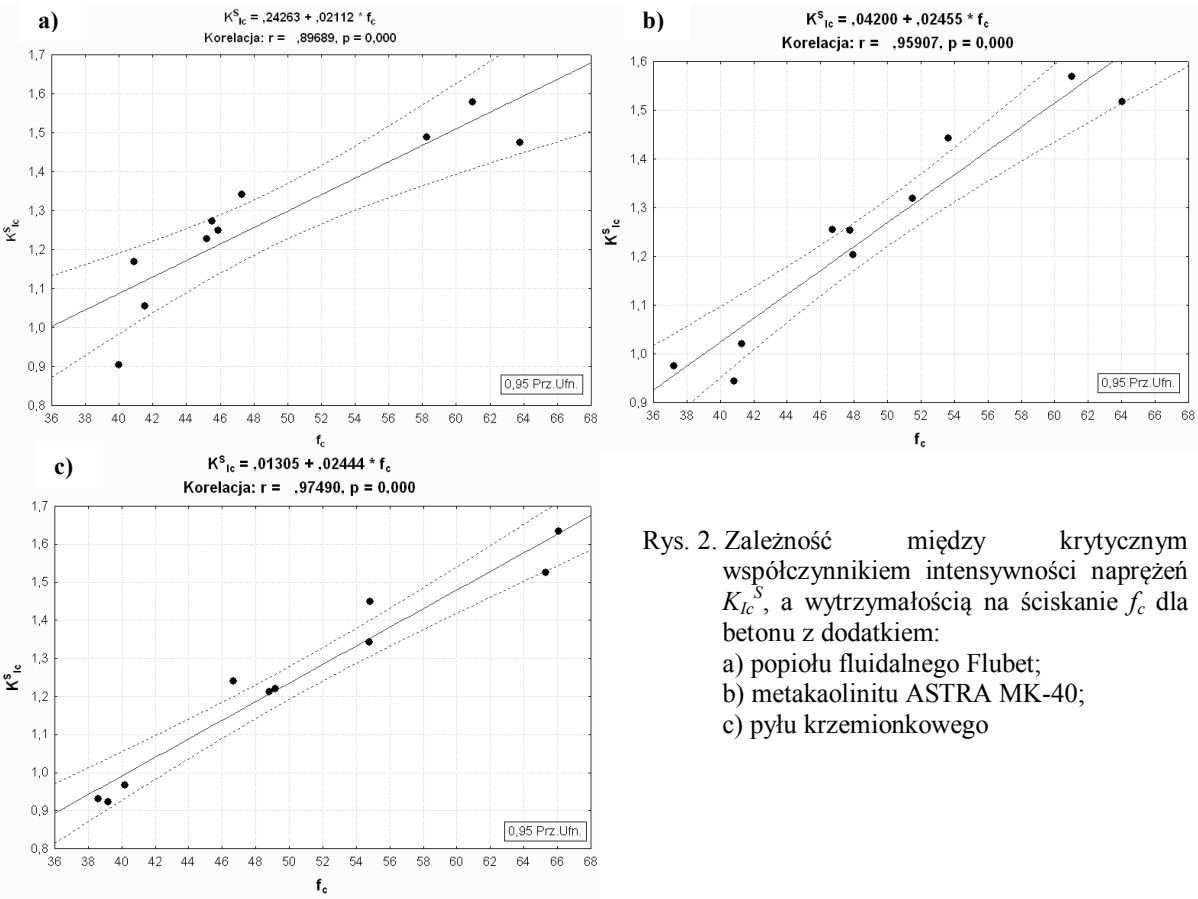
Seria	Wyniki parametrów fraktalnych i stereologicznych dla betonu z dodatkiem					
	popiołu fluidalnego (*FL*)		metakaolinitu (*MK*)		pyłu krzemionkowego (*PK*)	
	D_{BC} -	S_{VP} cm^2/cm^3	D_{BC} -	S_{VP} cm^2/cm^3	D_{BC} -	S_{VP} cm^2/cm^3
1	1,047±0,001	2,69±0,09	1,051±0,001	2,36±0,08	1,046±0,001	2,75±0,08
2	1,044±0,001	2,38±0,11	1,045±0,001	2,32±0,08	1,047±0,001	2,56±0,08
3	1,054±0,001	2,35±0,20	1,053±0,001	1,68±0,08	1,051±0,001	2,73±0,10
4	1,050±0,001	2,49±0,17	1,047±0,001	1,97±0,09	1,054±0,001	2,64±0,07
5	1,047±0,001	2,62±0,12	1,045±0,001	2,17±0,12	1,042±0,001	2,49±0,09
6	1,051±0,001	2,09±0,08	1,050±0,001	1,91±0,10	1,052±0,001	1,65±0,05
7	1,050±0,001	2,27±0,09	1,051±0,001	2,48±0,11	1,049±0,001	2,46±0,09
8	1,047±0,001	2,75±0,10	1,047±0,001	1,80±0,07	1,050±0,001	2,46±0,08
9	1,050±0,001	2,59±0,14	1,049±0,001	2,13±0,09	1,048±0,001	2,42±0,08
10	1,047±0,002	2,16±0,12	1,050±0,001	1,95±0,16	1,048±0,001	2,46±0,17
Wartości średnie wymiaru fraktalnego D_{BC} obliczono na podstawie analizy 16-22 linii profilowych, a wartości średnie powierzchni względnej porów S_{VP} na podstawie 12 obrazów o powierzchni 25 cm^2 każdy.						

Analizę fraktalną linii profilowych powierzchni przełomów betonów przeprowadzono przy użyciu programu komputerowego *FRAKTAL_Wymiar2D* [1]. Wymiar fraktalny obliczono metodą pudełkową (box counting).

Pomiary stereologiczne dokonano na specjalnie przygotowanych zgładach przy użyciu programu komputerowego *FRAKTAL_Stereolog* [2]. Analizę przeprowadzono zarówno dla fazy kruszywa grubego, jak również porów powietrznych. W obu przypadkach określono powierzchnię względną, odpowiednio: kruszywa grubego S_{VK} i porów S_{VP}.

3. ANALIZY STATYSTYCZNE WYNIKÓW BADAŃ

Z uwagi na znaną zależność między wytrzymałością na ściskanie i odpornością na pękanie przeprowadzono analizę korelacji, przy poziomie istotności 0,05, między obiema właściwościami z uwzględnieniem rodzaju zastosowanego dodatku. Stwierdzono, że wzrostowi wytrzymałości na ściskanie f_c betonów towarzyszy jednoczesny wzrost krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{Ic}^S, a uzyskaną zależność można opisać modelem liniowym, dla każdego z rodzaju dodatku oddzielnie (rys. 2).



Rys. 2. Zależność między krytycznym współczynnikiem intensywności naprężeń K_{Ic}^S, a wytrzymałością na ściskanie f_c dla betonu z dodatkiem:
a) popiołu fluidalnego Flubet;
b) metakaolinitu ASTRA MK-40;
c) pyłu krzemionkowego

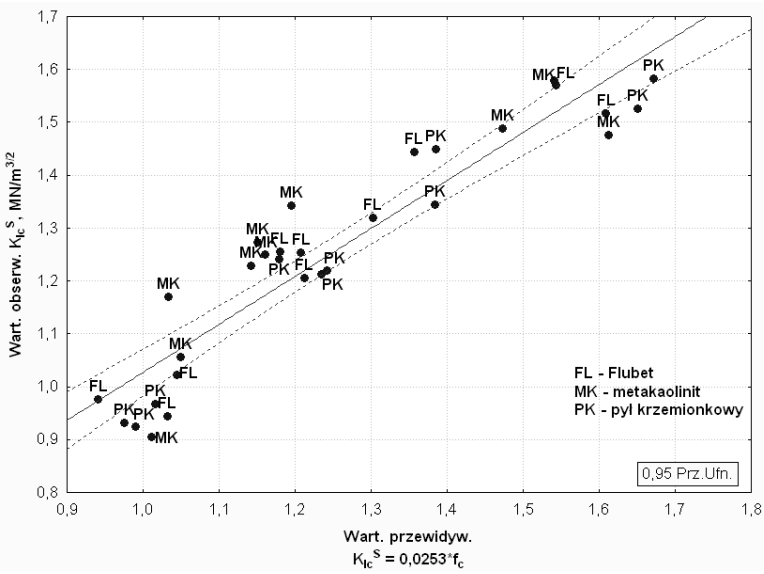
Uzyskano zbliżone relacje między obiema cechami dla wszystkich betonów z dodatkami (rys. 2), przeprowadzono zatem analizę korelacji bez uwzględnienia rodzaju dodatku. Otrzymano uniwersalną, liniową zależność (model (1)).

$$K_{Ic}^{S} = 0{,}025 \cdot f_c \tag{1}$$

[1] Konkol J. *FRAKTAL_Wymiar2D*. Program komputerowy.
[2] Konkol J. *FRAKTAL_Stereolog*. Program komputerowy.

Wyraz wolny odrzucono jako współczynnik nieistotny. Współczynnik korelacji modelu (1) wyniósł 0,931, a współczynnik determinacji 0,867. Zmienność krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{Ic}^S jest zatem wyjaśniona zmianą wytrzymałości na ściskanie f_c w 86,7 % oraz zmiennością innych czynników, w tym czynników losowych w 13,3 %.

Zastosowanie wszystkich trzech rodzajów pylastych dodatków mineralnych, jako ekwiwalentu cementu, przyczyniło się do poprawy zarówno wytrzymałości na ściskanie, jak również odporności na pękanie. Jednocześnie stwierdzono wzrost obu właściwości, który można opisać zależnością liniową (1). Na rys. 3 przedstawiono wykres wartości obserwowanych względem przewidywanych K_{Ic}^S. Zaznaczono punkty odpowiadające wynikom uzyskanym dla betonów z dodatkiem Flubetu (*FL*), metakaolinitu (*MK*) i pyłu krzemionkowego (*PK*).



Rys. 3. Zależność między wartością obserwowaną krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{Ic}^S, a wartością tego współczynnika określoną na podstawie modelu (1)

Kolejne analizy pozwoliły na uzyskanie zależności między krytycznym współczynnikiem intensywności naprężeń K_{Ic}^S a stosunkiem woda/spoiwo *w/s*, wpływającym na klasę wytrzymałości betonu, i wymiarem fraktalnym D_{BC}, ilościowo charakteryzującym powstałą w procesie pękania powierzchnię przełomu. Tu również stwierdzono brak statystycznie istotnego wpływu rodzaju dodatku na wartość krytycznego współczynnika intesywności naprężeń K_{Ic}^S.

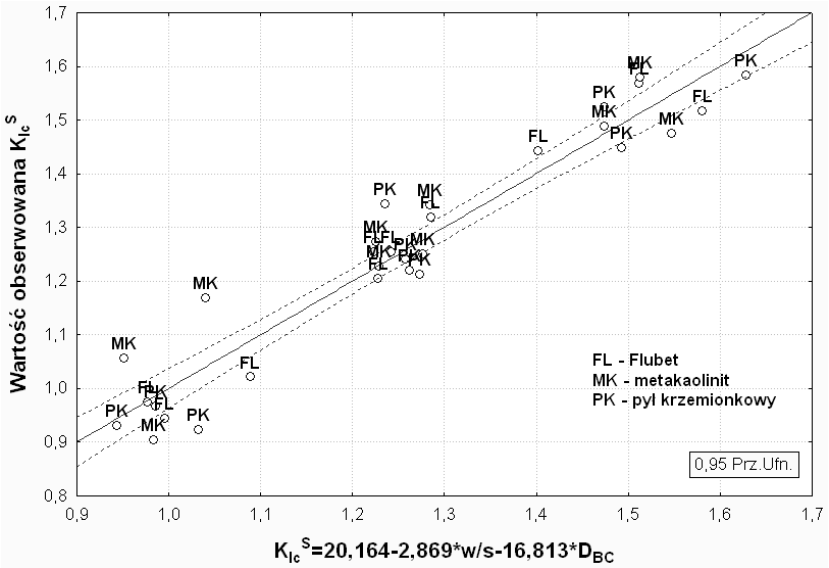
Analizę przeprowadzono bazując na wynikach wszystkich betonów modyfikowanych metodą regresji wielokrotnej (Tab. 4), wykazując istotność wpływu obu wielkości (*w/s* i D_{BC}) na zmianę współczynnika K_{Ic}^S. Uzyskano poprawę współczynnika korelacji *R*, który w przypadku zależności (1) wyniósł 0,931, a w przypadku modelu (2), po uwzględnieniu również wymiaru fraktalnego D_{BC}, wynosi 0,960.

$$K_{Ic}^S = 20,164 - 2,869 \cdot w/s - 16,813 \cdot D_{BC} \tag{2}$$

Wyraz wolny i pozostałe współczynniki równania regresji wielokrotnej są statystycznie istotne (p<<0,05, Tab. 4). Zmienność krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{Ic}^S wyjaśniona jest zatem zmianą stosunku woda/spoiwo i wymiarem fraktalnym w 92,2%, a tylko 7,8% stanowią inne czynniki, w tym losowe. Jednocześnie wartości standaryzowanych współczynników regresji b^* (Tab. 4) świadczą o około 3,5 razy większym wkładzie zmiennej *w/s* w stosunku do zmiennej D_{BC} w predykcję wymiaru fraktalnego. Na rys. 4 przedstawiono wykres wartości obserwowanych względem przewidywanych K_{Ic}^S, obliczonych na podstawie modelu (2).

Tablica 4. Podsumowanie analizy regresji wielokrotnej w przypadku modelu (2)

N=30	Podsumowanie regresji zmiennej zależnej: KIcS (WytrzymaFra R= ,96023283 R^2= ,92204709 Skoryg. R2= ,91627280 F(2,27)=159,68 p<,00000 Błąd std. estymacji: ,06250					
	b*	Bł. std. z b*	b	Bł. std. z b	t(27)	p
W. wolny			20,1641	6,324499	3,18825	0,003604
w/s	-0,785431	0,080170	-2,8693	0,292870	-9,79703	0,000000
DBC	-0,220164	0,080170	-16,8134	6,122409	-2,74620	0,010599



Rys. 4. Zależność między wartością obserwowaną krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{Ic}^S, a wartością tego współczynnika określoną na podstawie modelu (2)

Określenie wymiaru fraktalnego wymaga jednak przeprowadzenia badań niszczących i analizy powstałej powierzchni przełomu. Wiadomo, że pęknięcie w betonie jest efektem działania naprężeń rozciągających przekraczających jego wytrzymałość. Powstająca powierzchnia przełomu, jak również jej wydzielona część (linia profilowa) może mieć zróżnicowany kształt i chropowatość. Czynnikiem wpływającym na kształt i chropowatość linii profilowej jest udział elementów (faz) struktury betonu, takich jak: faza kruszywa, faza stwardniałego zaczynu cementowego lub zaprawy oraz faza defektów (porów).

W celu określenia, które ze zmiennych mają największy udział w przewidywaniu wymiaru fraktalnego D_{BC} zastosowano technikę regresji liniowej wielokrotnej. Jako zmienne opisujące fazy kruszywa i porów przyjęto parametry stereologiczne: powierzchnię względną kruszywa S_{VK} i powierzchnię względną porów S_{VP} (Tab. 3). Dodatkowo, jako zmienne, przyjęto udział dodatku *DK/s*, objętość zaczynu $V_{Zaczynu}$ oraz rodzaj dodatku, jako zmienną typu jakościowego.

Na podstawie uzyskanych komputerowych poziomów istotności *p* odrzucono zmienne uznane za nieistotne, którymi okazały się: powierzchnia względna kruszywa S_{VK}, powierzchnia względna porów S_{VP} i rodzaj dodatku (p>0,05, Tab. 5). Otrzymany model regersji wielokrotnej ma zatem postać:

$$D_{BC} = 1{,}088 - 0{,}026 \cdot DK / s + 0{,}123 \cdot V_{Zaczynu}\,, \tag{3}$$

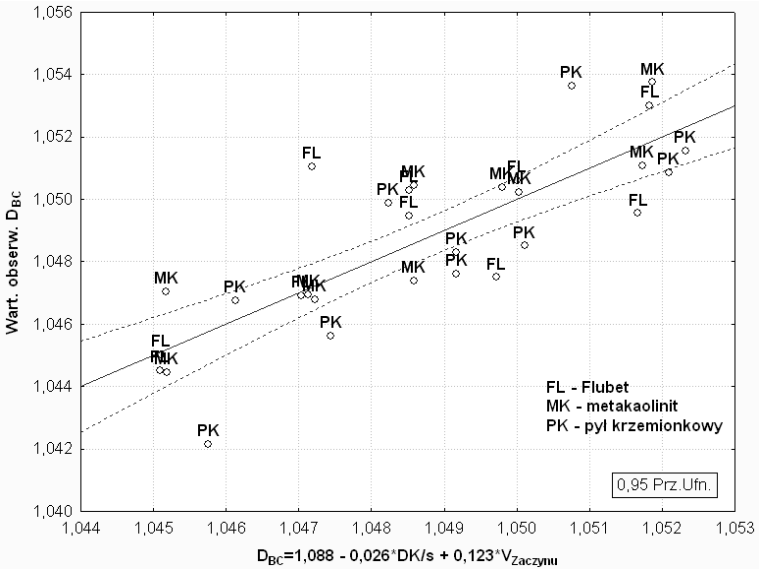
gdzie: *DK/s* – masa dodatku (*FL*, *MK* lub *PK*) w stosunku do masy spoiwa, $V_{Zaczynu}$ – udział zaczynu w mieszance betonowej.

Wykres wartości obserwowanych D_{BC} względem przewidywanych przedstawiono na rys. 5.

Tablica 5. Wyniki regresji wielokrotnej przed i po usunięciu efektów nieistotnych

N=30	Podsumowanie regresji zmiennej zależnej: DBC (WytrzymaFrak R= ,82778920 R^2= ,68523497 Skoryg. R2= ,61965892 F(5,24)=10,449 p<,00002 Błąd std. estymacji: ,00174					
	b*	Bł. std. z b*	b	Bł. std. z b	t(24)	p
W. wolny			1,004943	0,012192	82,42943	0,000000
Dodatek	-0,410323	0,120991	-0,029876	0,008810	-3,39135	0,002408
SVP	-0,039738	0,131039	-0,000358	0,001182	-0,30325	0,764313
SVK	0,090998	0,130498	0,000818	0,001173	0,69732	0,492304
V zaczynu	0,771715	0,134602	0,126564	0,022075	5,73332	0,000007
Rodzaj dodatku	-0,148535	0,118955	-0,000506	0,000405	-1,24866	0,223833

N=30	Podsumowanie regresji zmiennej zależnej: DBC (WytrzymaFrakto R= ,81061736 R^2= ,65710050 Skoryg. R2= ,63170054 F(2,27)=25,870 p<,00000 Błąd std. estymacji: ,00172					
	b*	Bł. std. z b*	b	Bł. std. z b	t(27)	p
W. wolny			1,008803	0,006335	159,2526	0,000000
Dodatek	-0,356694	0,112852	-0,025971	0,008217	-3,1607	0,003861
V zaczynu	0,747043	0,112852	0,122518	0,018508	6,6196	0,000000



Rys. 5. Zależność między wartością obserwowaną wymiaru fraktalnego D_{BC}, a wartością tego wymiaru określoną na podstawie modelu (3)

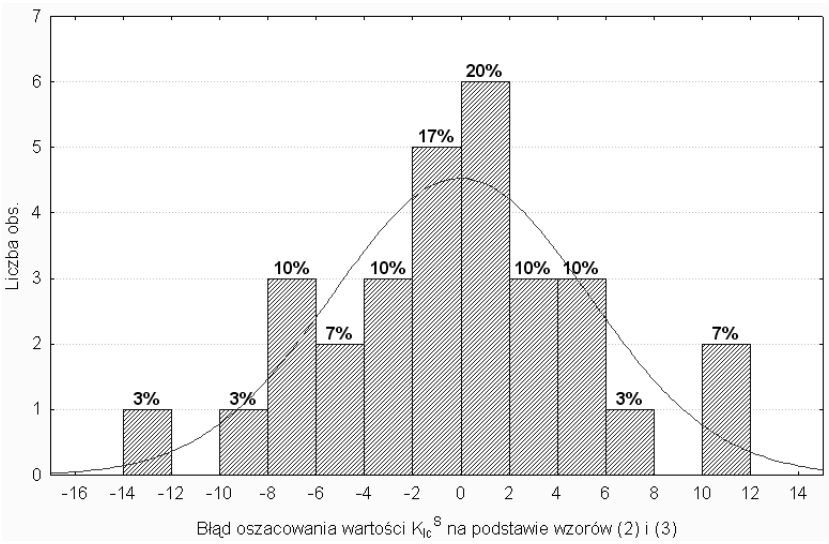
W podobnych rozważaniach autora [9], prowadzonych jednak na betonach bez dodatków, wykazano nieistotność powierzchni względnej porów S_{VP}. Nieistotność powierzchni względnej porów S_{VP} potwierdzono również w przypadku badań betonów modyfikowanych popiołem fluidalnym lub metakaolinitem [10]. Brak natomiast istotności powierzchni względnej kruszywa S_{VK} można tłumaczyć niewielką zmiennością tego parametru, gdyż udział kruszywa nie był zmienną w przyjętym planie badań. Udział kruszywa grubego wynosił od 37 do 41 %. Ważnym wnioskiem jest uniezależnienie wymiaru fraktalnego od rodzaju dodatku.

Otrzymane równanie regresji (3) jest wysoce istotne (R = 0,811 i p = 0,000). Wartości standaryzowanych współczynników regresji b^* (Tab. 5) świadczą o około dwa razy większym wkładzie udziału zaczynu $V_{Zaczynu}$ w predykcję wymiaru fraktalnego, aniżeli udziału dodatku (DK/s).

Zwiększenie udziału dodatku powoduje zagęszczenie struktury zaczynu, a jednocześnie wyłagodzenie linii profilowej przechodzącej przez zaczyn, co skutkuje mniejszymi wartościami wymiaru fraktalnego D_{BC}. Wzrost udziału zaczynu w betonie natomiast powoduje zwiększenie wymiaru fraktalnego D_{BC}. Zjawisko to można tłumaczyć większą chropowatością stwardniałego zaczynu cementowego na przełomie w porównaniu do chropowatości ziaren bazaltu. Większa ilość zaczynu skutkuje bowiem zmniejszeniem udziału kruszywa bazaltowego.

Łącząc zaproponowane modele (2) i (3) można na podstawie składu betonu określić jego odporność na pękanie, wyrażoną krytycznym współczynnikiem naprężeń K_{Ic}^S, bez konieczności przeprowadzania badań niszczących. Ważną kwestią jest wówczas znajomość błędu oszacowania wartości K_{Ic}^S (błędu proponowanego rozwiązania). Bazując na wynikach przeprowadzonych badań betonów modyfikowanych obliczono, że średni błąd oszacowania wartości K_{Ic}^S wynosi 4,0 %, a ekstremalne -12,1 % oraz +10,4 %. W przypadku 87 % wyników błąd oszacowania

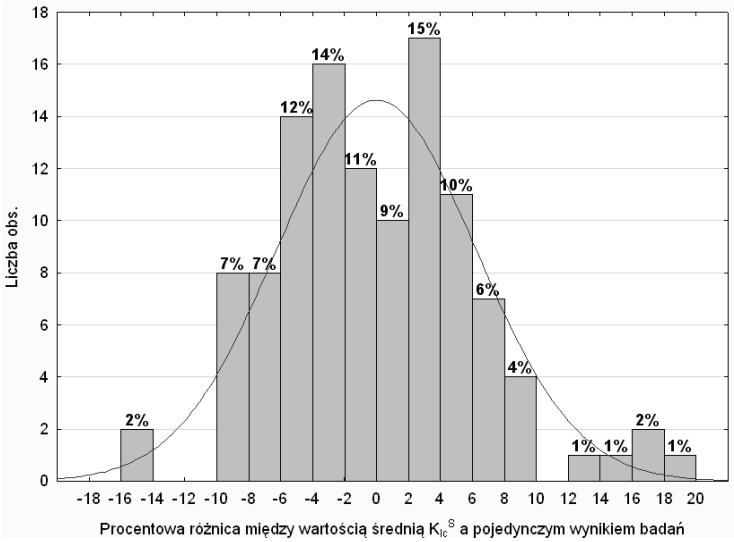
wartości K_{Ic}^S mieści się w przedziale od -8 % do +8 %. Rozkład błędu oszacowania wartości K_{Ic}^S przedstawia histogram (rys. 6).



Rys. 6. Histogram rozkładu błędu oszacowania wartości K_{Ic}^S, określonej według wzorów (2) i (3) w porównaniu z wartościami K_{Ic}^S określonymi na podstawie badań

Porównując uzyskane z symulacji obliczeniowych błędy oszacowania wartości K_{Ic}^S z rzeczywistą procentową różnicą między wartością średnią w danym punkcie planu badań, a pojedynczym wynikiem otrzymano większy rozrzut, aniżeli w przypadku rys. 6. Ekstremalna procentowa różnica między rzeczywistym wynikiem badania, a wartością średnią wyniosła +19,7 % oraz -14,9 %, natomiast średnia różnicy wyniosła 4,9 % (rys. 7).

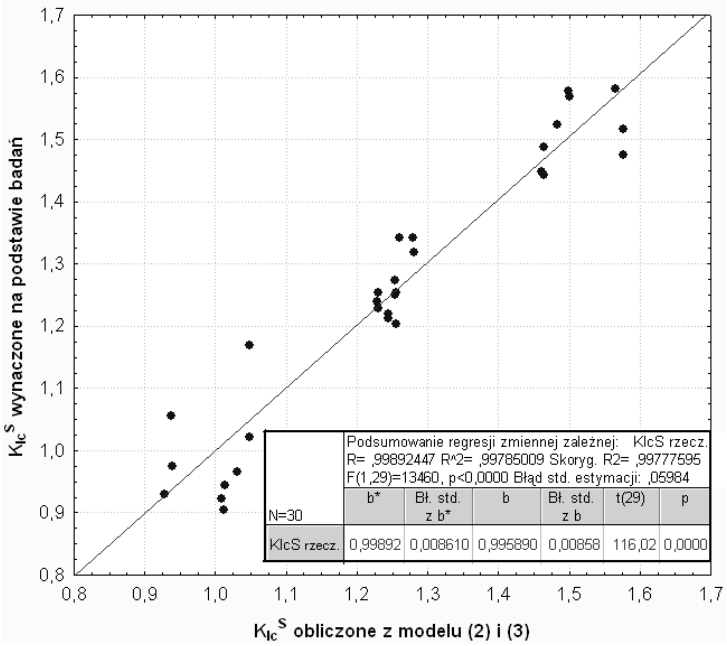
Błąd proponowanego rozwiązania jest zatem mniejszy niż różnice wynikające z rozrzutu wyników badań K_{Ic}^S.



Rys. 7. Histogram rozkładu różnic między wartościami średnimi K_{Ic}^S, określonymi dla każdej serii betonów, a wartościami K_{Ic}^S określonymi na podstawie pojedynczych wyników badań

Graficzne porównanie wyników badań K_{Ic}^S, obliczonych na podstawie modeli (2) i (3), do wartości K_{Ic}^S wyznaczonych na podstawie badań pokazano na rys. 8. Przeprowadzona analiza regresji liniowej wykazała, że wartości obserwowane K_{Ic}^S względem przewidywanych K_{Ic}^S układają się wzdłuż linii prostej o istotnym jedynie współczynniku kierunkowym wynoszącym

1,0 (prosta nachylona pod kątem 45°). Otrzymany rezultat świadczy o dużej zgodności wartości przewidywanych do obserwowanych. Jest to równocześnie potwierdzeniem wiarygodności zaproponowanego rozwiązania.



Rys. 8. Wartości obserwowane K_{Ic}^S względem przewidywanych, wyznaczonych na podstawie modeli (2) i (3)

4. PODSUMOWANIE

Przedstawione w artykule rozwiązanie oparte o modele statystyczne (1)-(3) umożliwia obliczenie przewidywanej odporności betonu, opisanej krytycznym współczynnikiem intensywności naprężeń K_{Ic}^S, oraz wytrzymałości na ściskanie f_c po 28 dniach dojrzewania betonów z alternatywnym dodatkiem pyłu krzemionkowego, popiołu fluidalnego lub metakaolinitu. Do wyznaczenia właściwości wytrzymałościowych niezbędne jest podanie udziału dodatku w stosunku do masy spoiwa *DK/s* (po stronie spoiwa uwzględniany jest również dodatek), stosunku woda/spoiwo *w/s* oraz udziału zaczynu w mieszance betonowej $V_{Zaczynu}$. W modelach (2) i (3) przeprowadzono analizę z uwzględnieniem parametrów charakteryzujących strukturę betonu (parametry stereologiczne) oraz morfologię powierzchni przełomu (wymiar fraktalny).

Ważnym wnioskiem z przeprowadzonych analiz statystycznych jest wykazanie braku istotności wpływu rodzaju dodatku na wyznaczane parametry. W przypadku modeli (2) i (3), umożliwiających określenie krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{Ic}^S, wykazano, że uzyskiwany błąd obliczenia K_{Ic}^S jest mniejszy niż różnica wynikająca z rozrzutów pojedynczych wyników badań K_{Ic}^S. Wykazano również wysoko statystycznie istotną, na przyjętym poziomie istotności 0,05, liniową zależność między krytycznym współczynnikiem intensywności naprężeń K_{Ic}^S a wytrzymałością na ściskanie f_c betonów modyfikowanych zastosowanymi dodatkami po 28 dniach dojrzewania.

Przedstawione w artykule zależności mogą być wykorzystane do projektowania betonów modyfikowanych oddzielnie trzema dodatkami: pyłem krzemionkowym, popiołem fluidalnym lub metakaolinitem.

Praca naukowa finansowana ze środków na naukę w latach 2009-2011 jako projekt badawczy nr N N507 475337.

Piśmiennictwo

[1] Prokopski G.: Mechanika pękania betonów cementowych. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej. Rzeszów 2009.
[2] Dantu P.: Etude des containtes dans les milieux hétérogénes, application au béton. Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, 1, 1958.
[3] Mandelbrot B. B.: Fractals. Form, chance and dimension. Freeman, San Francisco 1977.
[4] Czarnecki L., Garbacz A., Kurach J.: On the characterization on polymer concrete fracture surface, Cement and Concrete Composites, 23, 4-5, pp. 399-409, 2001
[5] Zastosowanie popiołów lotnych z kotłów fluidalnych w betonach konstrukcyjnych. Praca zbiorowa pod red. A.M. Brandta. Studia z zakresu inżynierii, nr 72, Warszawa 2010.
[6] Nocuń-Wczelik W.: Pył krzemionkowy – właściwości I zastosowanie w betonie. Polski Cement, Kraków 2005.
[7] Pavlíková M., Brtník T, Keppert M., Černý R.: Wpływ metakaolinitu, jako częściowego zamiennika cementu, na właściwości zapraw wysoko-wartościowych. Cement Wapno Beton, 9, s. 113, 2009.
[8] Determination of fracture parameters (K_{Ic}^S and $CTOD_c$) of plain concrete using three-point bend test. RILEM Draft Recommendations, TC 89 - FMT Fracture Mechanics of Concrete Test Methods, Materials and Structures, 23, 1990.
[9] Konkol J.: Zastosowanie analizy struktury do oceny właściwości betonów. W: Zastosowania metod statystycznych w badaniach naukowych III. StatSoft Polska, Kraków 2008, s.357-367.
[10] Konkol J., Prokopski G.: Morfologia przełomu oraz odporność na pękanie betonów modyfikowanych dodatkiem popiołu fluidalnego lub metakaolinitu. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Seria Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z. 58, nr 3/11/III, s. 321-330, 2011.

USE OF FRACTAL AND STEREOLOGICAL PARAMETERS FOR THE DESCRIPTION OF FRACTURE TOUGHNESS OF CONCRETES MODIFIED WITH SELECTED TYPE II ADDITIVES

Summary

In the paper the results of experiments on concretes with silica fume, fluidal ash and metakaolinite addition were presented. The following were measured: compressive strength f_c and the critical stress intensity factor K_{Ic}^S , fractal dimension D_{BC} and stereological parameters of coarse aggregates and pores (S_{VK} and S_{VP}). The plan included ten measurement points. The ratios of water/binder, ranging from 0.353 to 0.537, and the amount of the additives (fluidal ash or metakaolinite), ranging from 2.1 to 14.9 % relative to the mass of binder were used as independent variables. In the case of silica fume the range of variation from 1.7 to 10.2 % by mass of binder was adopted. Statistically significant correlations were given. In the case of the additives used there was found a dependence only on the amount of additive and not the type. The solutions proposed can be used in designing concrete with silica fume, fluidal ash or metakaolinite. They enable the prediction of mechanical properties (f_c and K_{Ic}^S) without the need for destructive tests.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Marta KOSIOR-KAZBERUK[1]
Politechnika Białostocka

ODPORNOŚĆ BETONU NA ŁUSZCZENIE WYWOŁANE CYKLICZNYM ZAMRAŻANIEM W WARUNKACH OBCIĄŻENIA STATYCZNEGO

STRESZCZENIE

W pracy podjęto próbę oceny wpływu wytężenia na podatność betonu na powierzchniowe łuszczenie w warunkach cyklicznego zamrażania w obecności soli odladzającej. Elementy belkowe, wykonane z betonu bez domieszki napowietrzającej i napowietrzonego, badano w warunkach trójpunktowego zginania. Na podstawie analizy wyników badań stwierdzono, że jednoczesne oddziaływanie obciążenia i cyklicznego zamrażania i rozmrażania istotnie przyspiesza proces powierzchniowego niszczenia betonu.

SŁOWA KLUCZOWE: beton, cykliczne zamrażanie i rozmrażanie, złuszczenia, wytężenie, interakcja

1. WPROWADZENIE

Uszkodzenia pod wpływem cyklicznego zamrażania i rozmrażania należą do typowych dla konstrukcji betonowych i żelbetowych eksploatowanych w warunkach oddziaływania środowiska zewnętrznego. Jednakże, warunki klimatyczne zwykle nie stanowią wystarczającego czynnika powodującego pogorszenie właściwości betonu w konstrukcji. Rzeczywiste warunki eksploatacji wiążą się z oddziaływaniem na konstrukcje obciążeń mechanicznych [1, 2].

Próby oceny synergicznego oddziaływania na elementy z betonu obciążenia i różnorodnych szkodliwych czynników z otoczenia (często o charakterze chemicznym), są podejmowane od wielu lat, ale niewiele opublikowanych badań dotyczy efektów interakcji obciążeń mechanicznych i cyklicznego zamrażania.

W przypadku elementów betonowych poddanych naprężeniom ściskającym, ich mrozoodporność zależy od poziomu naprężeń w stosunku do wytrzymałości betonu na ściskanie. Goncharov i Ivanov [3] badali mrozoodporność betonów przeznaczonych do konstrukcji sprężonych, poddanych długotrwałym obciążeniom ściskającym, zamrażanych w powietrzu i rozmrażanych w roztworze wody morskiej. Stwierdzili, że w przypadku betonów poddanych stałym naprężeniom ściskającym, mrozoodporność znacząco wzrasta w porównaniu do betonu nieobciążonego. Po osiągnięciu 40 do 60% (w zależności od klasy betonu) wartości

[1] m.kosior@pb.edu.pl

wytrzymałości na ściskanie, mrozoodporność betonów obniżała się ze względu na rozwój mikrouszkodzeń we wnętrzu elementu, intensyfikowany cyklicznym zamrażaniem i rozmrażaniem.

Niektóre kompozyty cementowe (np. fibrokompozyty) z uwagi na właściwości i przeznaczenie wymagają oceny trwałości w warunkach wytężenia. Şahmaran i Li [4] badali odporność na powierzchniowe łuszczenie kompozytów cementowych (ECC) poddanych wstępnemu obciążeniu przed rozpoczęciem cykli zamrażania i rozmrażania. Belki o wymiarach 355,6x50,8x76,2 mm, wykonane z zapraw o dużej zawartości popiołu lotnego, zbrojone włóknami poliwinylowymi, obciążano do poziomu powodującego powstanie odkształceń do 1,5% na rozciąganej krawędzi oraz rys, a następnie po odciążeniu, poddawano 50 cyklom zamrażania/rozmrażania w obecności roztworu soli odladzającej. Analizowano podatność na powierzchniowe łuszczenie oraz odkształcenia elementów próbnych przy zginaniu.

Wpływ wytężenia na mrozoodporność betonu badano w warunkach trój- i czteropunktowego zginania próbek beleczkowych umieszczonych w komorze zamrażalniczej. Zhou i in. [2] stosowali próbki zapraw o wymiarach 25x25x75 mm, obciążone do poziomu odpowiadającego 10, 20, 35 lub 50% wytrzymałości zapraw na rozciąganie przy zginaniu określonej po 14 dniach dojrzewania. Mrozoodporność oceniano na podstawie zmian dynamicznego modułu sprężystości oraz ubytku masy. Kontrolowano również liczbę cykli zamrażania i odmrażania do momentu zniszczenia próbki wskutek pęknięcia. Autorzy pracy [2] wyróżnili trzy procesy występujące w trakcie cyklicznego zamrażania/odmrażania wytężonych kompozytów cementowych: 1) powstawanie mikrorys równomiernie rozłożonych w matrycy cementowej spowodowanych przemieszczaniem się wilgoci wywołującym ciśnienie hydrauliczne; 2) rozwój rysy krytycznej (pojawiającej się zwykle w pobliżu środka rozpiętości beleczki) wywołany długotrwałym obciążeniem statycznym; 3) łuszczenie powierzchniowe. W przypadku próbek nieobciążonych, dominującym zjawiskiem było powstawanie mikrozarysowań. Drobnowymiarowe elementy próbne ulegały zniszczeniu w wyniku gwałtownego rozwoju rysy krytycznej prowadzącego do nagłego pęknięcia. Przy czym, zjawisko to obserwowano wyraźnie przy poziomie obciążenia równym lub wyższym od 20% wytrzymałości zaprawy na rozciąganie przy zginaniu. Przy wyższych wartościach stosunku wodno-spoiwowego (w/s > 0,45) oraz niższym poziomie wytężenia, kiedy czas do całkowitego zniszczenia próbki wydłużał się, dominowały procesy 1 i 3. Stwierdzono, że wraz ze wzrostem poziomu wytężenia, liczba cykli do zniszczenia próbki zmniejszała się.

Sun i in. [5,6] a także Yu i in. [7] badali zachowanie się elementów próbnych o wymiarach 40x40x160 mm, obciążonych w warunkach czteropunktowego zginania, do poziomu odpowiadającego 10; 25 lub 50% wytrzymałości betonu na rozciąganie przy zginaniu, poddawano cyklicznemu zamrażaniu i rozmrażaniu w wodzie. Uszkodzenia betonu oceniano na podstawie zmian wartości dynamicznego modułu sprężystości oraz ubytku masy. Porównując wyniki badań mrozoodporności elementów nieobciążonych, stwierdzono, że wytężenie nie tylko zwiększa stopień uszkodzeń ale również przyspiesza proces niszczenia betonu.

W przypadku zamrażania/rozmrażania w wodzie [5,6] czynnikiem decydującym o podatności na złożone warunki ekspozycji była klasa wytrzymałościowa betonu. Betony wysokiej wytrzymałości (C50/60, C70/80) wykazywały nieznaczne uszkodzenia nawet przy najwyższym stosowanym poziomie wytężenia. Klasa wytrzymałości wiąże się, między innymi, z parametrami decydującymi o mrozoodporności betonu, takimi jak wartość stosunku w/s, rozkład porów według rozmiarów, morfologia porów [8,9]. Rejestrowane zmiany dotyczyły głównie obniżenia wartości dynamicznego modułu sprężystości, próbki zamrażane w wodzie wykazywały minimalne ubytki masy.

Zweryfikowany eksperymentalnie model zależności naprężenie-odkształcenie, powiązany z obniżeniem sztywności elementu betonowego poddanego cyklicznemu

zamrażaniu/rozmrażaniu, zaproponowali Hasan i in. [1]. Wychodząc z założenia, że cykliczne zamrażanie powoduje nieodwracalne deformacje betonu i powstawanie rys, do opisania zachowania się uszkodzonego betonu wykorzystano jego odkształcenia plastyczne. Obniżenie początkowej sztywności elementu próbnego, w wyniku mikrozarysowań spowodowanych zmianami temperatury, uwzględniono poprzez wprowadzenie parametru pękania będącego efektem cyklicznego zamrażania jako wzmocnienia procesu pękania będącego efektem obciążenia mechanicznego (w warunkach ściskania dwuosiowego). Oba parametry pękania opisano funkcją wykładniczą zależną odpowiednio od wartości maksymalnych znormalizowanych odkształceń przy obciążeniu (wytężeniu) i znormalizowanych odkształceń plastycznych spowodowanych cyklicznym zamrażaniem. Wartości odkształceń plastycznych pod wpływem zamrażania/odmrażania określono doświadczalnie dla betonów napowietrzonych i bez napowietrzenia.

Analizując wyniki opisanych wyżej badań, stwierdzono, że brakuje danych dotyczących wpływu wytężenia na typowy proces łuszczenia powierzchniowego w warunkach oddziaływania cieczy mrożącej na wybraną powierzchnię elementu próbnego, sytuacji częstej w warunkach eksploatacji konstrukcji betonowych i żelbetowych. Powierzchniowe odspajanie fragmentów zaprawy i odsłanianie ziaren kruszywa nie ma bezpośredniego wpływu na właściwości mechaniczne betonu w konstrukcji. Jednakże element, którego powierzchnia uległa tego rodzaju uszkodzeniom, staje się bardziej podatny na wnikanie wilgoci i agresywnych mediów z otaczającego środowiska, które stanowią istotne zagrożenie dla jego trwałości. W pracy zaprezentowano wyniki badań nad wpływem wytężenia na podatność betonu na powierzchniowe łuszczenia w warunkach cyklicznego zamrażania w obecności soli odladzającej.

2. OPIS PRZEPROWADZONYCH BADAŃ

2.1. Materiały i sposób przygotowania próbek. Właściwości badanych betonów

Elementy próbne przygotowano z betonu zwykłego bez domieszki napowietrzającej oraz z betonu napowietrzonego. Do wykonania betonów wykorzystano cement portlandzki CEM I 42,5N – HSR/NA. Zawartość cementu wynosiła 350 kg/m^3, a wartość wskaźnika *w/c* = 0,40. Jako kruszywo stosowano mieszaninę piasku rzecznego płukanego o uziarnieniu do 2 mm oraz kruszywa grubego naturalnego o ziarnach do 8 mm. Frakcja 0/2 mm stanowiła 40%, frakcja 2/4 mm – 25%, a frakcja 4/8 mm – 35% stosu okruchowego.

Domieszkę napowietrzającą, przeznaczoną do zapraw i betonów, wprowadzano do mieszanki w ilości odpowiadającej 0,10% masy spoiwa. Jest to zawartość, która pozwala uzyskać bardzo dobrą mrozoodporność betonu [10] badaną w warunkach opisanych w procedurze PKN-CEN/TS 12390-9:2007 [11].

Wybrane właściwości charakteryzujące badane betony, oznaczone po 28 dniach dojrzewania, przedstawiono w tablicy 1. Wytrzymałość na ściskanie, nasiąkliwość wagową i gęstość objętościową betonów określono na próbkach sześciennych o wymiarach 100×100×100 mm, do oceny wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu zastosowano elementy o wymiarach 100×100×400 mm. Pociąganie kapilarne 3% roztworu NaCl badano na połówkach próbek 100×100×100 mm. Wysuszone i zważone próbki z powierzchniami bocznymi szczelnie pokrytymi warstwą żywicy epoksydowej, umieszczono w pojemnikach na podkładkach dystansowych, powierzchnią badaną do dołu. Roztwór NaCl wlewano do wysokości 5 mm powyżej dolnej krawędzi próbki. Tak przygotowane próbki nasączano do stałej masy. Określano masę roztworu soli, jaką pochłonęła próbka, w odniesieniu do powierzchni, mającej bezpośredni kontakt z NaCl.

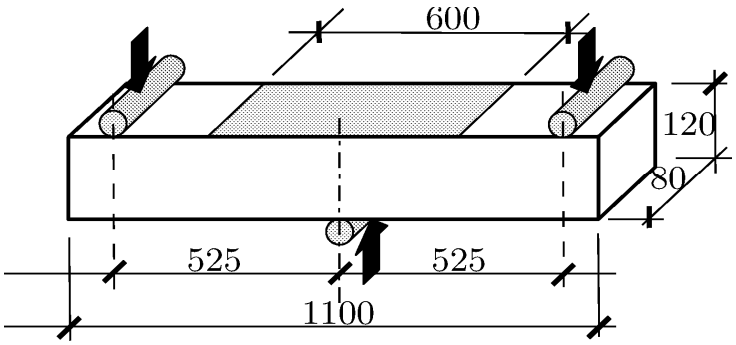
Tablica 1. Wyniki oznaczeń właściwości betonów po 28 dniach dojrzewania: wytrzymałość na ściskanie (f_{cm}), wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu (f_{tm}), nasiąkliwość wagowa (n), podciąganie kapilarne 3% roztworu NaCl (n_{kap}), gęstość objętościowa (ρ),

Rodzaj betonu	f_{cm} [MPa]	f_{tm} [MPa]	n [%]	n_{kap}[kg/m^3]	ρ [kg/m^3]
bez domieszki	59,7	5,85	3,50	4,86	2242
z domieszką napowietrzającą	55,2	5,56	3,28	3,99	2143

Wykonano elementy próbne o wymiarach 80×120×1100 mm. Każda z serii składała się z trzech elementów belkowych. Po rozformowaniu, próbki przechowywano w wodzie wodociągowej, w temperaturze 18±2°C, do czasu rozpoczęcia właściwego badania. Zastosowanie elementów belkowych umożliwiło przeprowadzenie testu w warunkach trójpunktowego zginania.

2.2. Procedura oceny odporności betonu na powierzchniowe łuszczenie

Odporność betonu na działanie mrozu w warunkach wytężenia oceniano na podstawie masy złuszczeń odniesionej do powierzchni próbki poddawanej zamrażaniu. Elementy belkowe zostały obciążone siłą skupioną w środku rozpiętości, odległość pomiędzy podporami wynosiła 1050 mm. Obciążenie zrealizowano za pomocą przekładni dźwigniowych. Sposób podparcia i obciążenia próbek pokazano na rys. 1.



Rys. 1. Schemat obciążenia elementu próbnego

Wzdłuż powierzchni bocznych próbki przyklejono płaszcz gumowy o długości 600 mm, którego brzeg wystawał 20 mm ponad górną krawędź próbki. Płaszcz umożliwiał utrzymanie roztworu mrożącego na górnej powierzchni próbki, poddanej działaniu naprężeń rozciągających. W tej sposób uzyskano stosunkowo dużą, reprezentatywną powierzchnię badaną. Na pozostałej powierzchni próbki wykonano izolację cieplną.

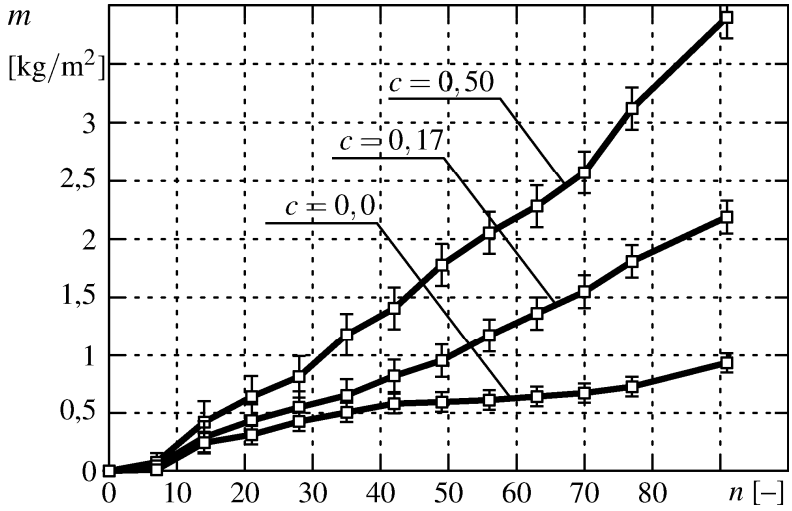
Górną wydzieloną powierzchnię tak przygotowanych belek, nasycano wodą przez 72 godziny. Bezpośrednio przed umieszczeniem próbek w komorze zamrażalniczej dokonano wymiany wody na 3% roztwór chlorku sodu. Warunki badania odporność betonu na powierzchniowe łuszczenie pod wpływem cyklicznego zamrażania i odmrażania w obecności roztworu środków odladzających ustalono zgodnie z procedurą opisaną w normie PKN-CEN/ TS 12390-9:2007 [11]. Stanowiska badawcze, na których obciążano próbki, umieszczono w pomieszczeniu zamrażalniczym zaopatrzonym w programator reżimu zamrażania i rozmrażania. Ustalono obciążenie na poziomie odpowiadającym 0,50 oraz 0,17 wartości obciążenia niszczącego, ustalonego po 28 dniach dojrzewania betonu, w warunkach trójpunktowego zginania Jednocześnie, badano podatność na złuszczenia

elementów kontrolnych, bez obciążenia. Pojedynczy cykl, podczas którego temperatura zmieniała się od +20°C do -18°C, trwał 24 godziny.

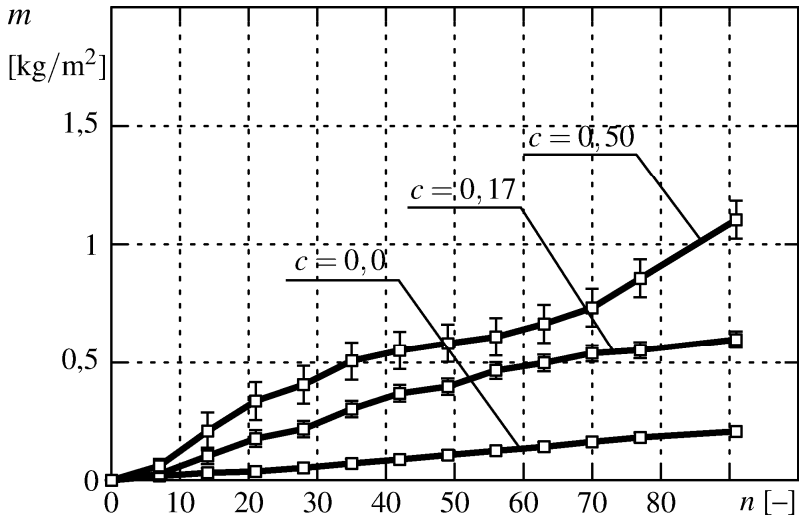
Roztwór NaCl wymieniano co 7 dni, jednocześnie zbierano materiał złuszczony z powierzchni każdej próbki, suszono go do stałej masy i ważono. Dla każdego pomiaru obliczano średnią masę złuszczeń w odniesieniu do powierzchni poddanej zamrażaniu. Próbki poddano 91 cyklom zamrażania/odmrażania. Badanie zakończono kiedy masa złuszczeń z powierzchni próbek kontrolnych z betonu nienapowietrzonego osiągnęła wartość ok. 1,0 kg/m^2 a z powierzchni betonu napowietrzonego – 0,2 kg/m^2.

3. ANALIZA WYNIKÓW BADAŃ

Zależność masy złuszczonego materiału od liczby cykli zamrażania i rozmrażania w obecności 3% roztworu NaCl oraz od poziomu wytężenia dla betonu bez domieszki napowietrzającej przedstawiono na rys. 2, a dla betonu napowietrzonego na rys. 3.



Rys. 2. Zależność masy złuszczeń powierzchniowych *m* od liczby cykli zamrażania i rozmrażania *n* oraz od poziomu wytężenia elementów próbnych *c* dla betonu bez domieszki



Rys. 3. Zależność masy złuszczeń powierzchniowych *m* od liczby cykli zamrażania i rozmrażania *n* oraz od poziomu wytężenia elementów próbnych *c* dla betonu zawierającego 0,10% domieszki napowietrzającej

Analizując wyniki badań stwierdzono istotny wpływ wytężenia, na rozważanym poziomie, na zwiększenie masy złuszczeń z powierzchni próbek betonowych spowodowanych cyklicznym zamrażaniem i rozmrażaniem w obecności roztworu soli chlorkowej. Zwiększoną podatność na łuszczenie wykazywał zarówno beton bez domieszki jak i napowietrzony. Wpływ wytężenia na wzrost masy złuszczeń obserwowano już po 21 cyklach zamrażania/rozmrażania w przypadku betonów bez domieszki i po 14 cyklach dla betonów napowietrzonych. Wraz ze wzrostem liczby cykli istotnie zwiększały się różnice masy złuszczonego materiału pomiędzy elementami poddanymi różnym obciążeniom. Ponadto, w przypadku elementów obciążonych, obserwowano większe rozrzuty wyników pomiarów.

W przypadku kontrolnych elementów próbnych, bez obciążenia, wykonanych z betonu bez domieszki, po początkowym szybkim wzroście masy betonu odspojonego, obserwowano spowolnienie procesu narastania uszkodzeń, aż do ok. 80 cyklu, kiedy nastąpiło ponowne przyspieszenie narastania złuszczeń. W przypadku elementów obciążonych, zależność masy złuszczeń od liczby cykli miała charakter liniowy, przy obu rozważanych poziomach wytężenia. Po 28 cyklach zamrażania i rozmrażania, masa materiału złuszczonego przy poziomie wytężenia c = 0,17 była o ok. 30% większa, a przy poziomie wytężenia c = 0,50 – dwukrotnie większa od masy materiału odspojonego z powierzchni próbek kontrolnych. Po 56 cyklach, masa ubytków przy niższym poziomie wytężenia elementów próbnych była dwukrotnie większa, a przy wyższym poziomie c – ponad trzykrotnie większa od masy złuszczeń określonej dla elementów nieobciążonych. Po zakończeniu ostatniego cyklu, masy materiału złuszczonego z powierzchni elementów kontrolnych, obciążonych na poziomie c = 0,17 i na poziomie c = 0,50, wynosiły odpowiednio 0,933 kg/m^2, 2,189 kg/m^2 i 3,90 kg/m^2.

Wytężenie elementów próbnych spowodowało zwiększenie podatności na łuszczenie betonów napowietrzonych. W przypadku betonu napowietrzonego stwierdzono jeszcze większe względne różnice masy złuszczeń pomiędzy elementami próbnymi poddanymi różnym obciążeniom. Wytężenie na poziomie c = 0,17 powodowało czterokrotne zwiększenie, a na poziomie c = 0,50 – pięciokrotne zwiększenie masy odspojonego materiału. Jednakże, napowietrzenie betonu wpłynęło na znaczące ograniczenie ogólnej masy złuszczeń powierzchniowych w porównaniu do betonu bez domieszki. Po 91 cyklach zamrażania, masy materiału złuszczonego z powierzchni elementów kontrolnych, obciążonych na poziomie c = 0,17 i na poziomie c = 0,50, wynosiły odpowiednio 0,207 kg/m^2, 0,599 kg/m^2 i 1,103 kg/m^2. Potwierdza to skuteczność napowietrzenia jako metody ochrony betonu przed wpływem cyklicznego zamrażania i rozmrażania.

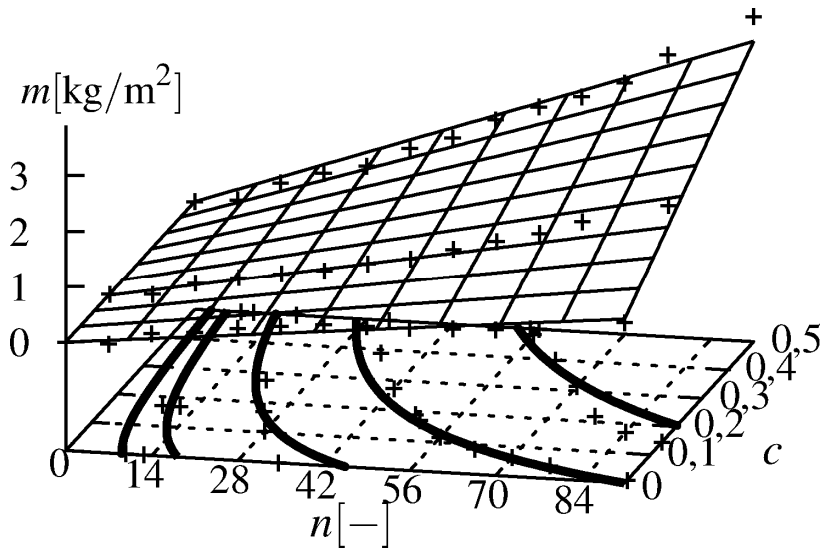
Powszechnie wiadomo, ze procesy destrukcyjne podczas cyklicznego nasycania, zamrażania i rozmrażania zaczynu cementowego i betonu są uwarunkowane kumulacją defektów struktury pod wpływem wewnętrznych naprężeń rozciągających. Te, wywołane są różnicami wartości współczynników rozszerzalności termicznej składników betonu, ciśnieniem krystalizacyjnym lodu na ścianki porów i kapilar, hydrostatycznym ciśnieniem cieczy w porach betonu, pojawiającym się w wilgotnym betonie przy przemarzaniu [12-14].

Na podstawie otrzymanego zbioru wyników podjęto próbę określenia zależności masy uszkodzeń od liczby cykli zamrażania i poziomu wytężenia. Traktując masę złuszczeń jako miarę uszkodzeń nagromadzonych po n cyklach, można oszacować liczbę cykli zamrażania, po której, przy danym wytężeniu, skumulowana masa złuszczonego materiału osiągnie poziom uznany za nieakceptowany. Dla betonu bez domieszki napowietrzającej zaproponowano przykładową zależność:

$$m(x, y) = 0{,}011x(1 - 2y) + 0{,}076xy, \tag{1}$$

gdzie: m – skumulowana masa złuszczeń; x – liczba cykli zamrażania i rozmrażania; y – poziom wytężenia.

Wykres zależności (1) z pokazaniem izolinii masy złuszczeń na poziomach 0,10; 0,20; 0,50; 1,0 oraz 2,0 kg/m^2 oraz średnich wyników pomiarów przedstawiono na rys. 4.



Rys. 4. Aproksymowana zależność masy złuszczeń od liczby cykli zamrażania i poziomu wytężenia

Wykres umożliwia szacunkowe określenie liczby cykli, w porównaniu do elementów betonowych bez obciążenia, po której, przy zadanym wytężeniu, istnieje niebezpieczeństwo osiągnięcia niepożądanej kumulacji uszkodzeń. Poziom nieakceptowanych uszkodzeń może być ustalony arbitralnie, na przykład na podstawie norm przedmiotowych, w zależności od przeznaczenia badanego betonu.

4. PODSUMOWANIE

Wyniki zaprezentowanych badań pozwoliły stwierdzić, że jednoczesne oddziaływanie obciążenia statycznego i cyklicznego zamrażania i rozmrażania w obecności roztworu soli odladzającej istotnie przyspiesza proces powierzchniowego łuszczenia betonu. Podobne efekty obserwowano zarówno w przypadku betonów bez domieszki napowietrzającej jak i napowietrzonych, przy zróżnicowanych bezwzględnych masach złuszczeń. W rozpatrywanym zakresie zmian wytężenia elementów próbnych w warunkach trójpunktowego zginania, szybkość kumulacji uszkodzeń materiału zwiększała się wraz ze wzrostem wytężenia elementu. Warunki zastosowanej metody badawczej są znacznie bliższe rzeczywistym warunkom eksploatacji elementów betonowych i żelbetowych niż typowe badanie odporności na łuszczenie.

Piśmiennictwo

[1] Hasan M., Ueda T., Sato Y.: Stress-strain relationship of frost-damaged concrete subjected to fatigue loading. Journal of Materials in Civil Engineering, nr 1/2008, s. 37-45.
[2] Zhou Y., Cohen M.D., Dolch W.L.: Effect of external loads on the frost-resistant properties of mortar with and without silica fume. ACI Materials Journal, nr 6/1994, s. 595-601.
[3] Goncharov A.A., Ivanov F.M.: Frost resistance of concrete of various strength under compressive loading. Power Technology and Engineering, nr 6/1969, s. 500-504.
[4] Şahmaran M., Li V.C.: De-icing salt scaling resistance of mechanical loaded engineered cementitious composites. Cement and Concrete Research, vol. 37/2007, s. 1035-1046.

[5] Sun W., Zhang Y.M., Yan H.D., Mu R.: Damage and damage resistance of high strength cocncrete under the action of load and freeze-thaw cycles. Cement and Concrete Research, vol. 29/1999, s. 1519-1523.
[6] Sun W., Zhang Y.M., Yan H.D., Mu R., Yan A.: Damage and its restraint of concrete with different strength grades under double damage factors. Cement & Concrete Composites, vol. 21/1999, s. 439-442.
[7] Yu H., Sun W., Zhang Y.M., Guo L., Li M.: Durability of concrete subjected to the combined actions of flexural stress, freeze-thaw cycles and bittern solutions. Journal of Wuhan University of Technology, nr 6/2008, s. 893-900.
[8] Wawrzeńczyk J.: Diagnostyka mrozoodporności betonu cementowego. Kielce, Wyd. Politechniki Świętokrzyskiej, 2002.
[9] Rusin Z.: Technologia betonów mrozoodpornych. Kraków, Polski Cement, 2002.
[10] Kosior-Kazberuk M., Gawlicki M.: Trwałość betonów zawierających popioły lotne ze spalania biomasy i węgla kamiennego. Materiały Ceramiczne, nr 2/2010, s. 156-160.
[11] PKN-CEN/TS 12390-9:2007 Testing hardened concrete – Part 9: Freeze-thaw resistance – Scaling.
[12] Valenza II J.J., Scherer G.W.: A review of salt scaling: I. Phenomenology. Cement and Concrete Research, vol. 37/2007, s. 1007-1021.
[13] Jana D.: Concrete, construction or salt – which causes scaling? Concrete International, nr 11/2004, s. 31-38.
[14] Penttala V.: Surface and internal deterioration of concrete due to saline and non-saline freeze-thaw loads. Cement and Concrete Research, vol. 36/2006, s. 921-928.

SALT SCALING RESISTANCE OF CONCRETE SUBJECTED TO STATIC LOAD

Summary

The current investigation was carried out with the primary objective to assess the influence of interaction of static load and freeze-thaw cycles with chloride exposure regime on surface scaling process of concrete. Beam specimens of both non-air-entrained and air-entrained concrete were tested in third point bending test. In the considered range of external load the rate of damage progress increased with the increase in applied stress value for both types of concrete tested.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Ewa MICHALAK[1]
Politechnika Rzeszowska

INHIBITORY KOROZJI W NAPRAWACH MOSTÓW ŻELBETOWYCH

STRESZCZENIE

Doświadczenie wskazuje, że dość często naprawa żelbetu kończy się niepowodzeniem. Jedną z głównych przyczyn problemów jest tzw. zjawisko wtórnej korozji stali zbrojeniowej. W badaniach laboratoryjnych zaprezentowanych w artykule sprawdzono wpływ zastosowania inhibitorów korozji w naprawach żelbetu na rozwój korozji zbrojenia w naprawionym elemencie. Procedurę badań oparto na amerykańskiej normie ASTM G 109-92 [1]. Inhibitory korozji były dodawane do zapraw naprawczych, do materiałów stosowanych do iniekcji rys oraz aplikowano je za pośrednictwem taśm – emiterów przed naprawą rys. Rezultaty badań wskazują na poprawę ochrony antykorozyjnej w przypadku dodatku inhibitorów korozji do zapraw cementowych oraz materiałów iniekcyjnych. Pozytywnie zostało również zweryfikowane zastosowanie taśm emitujących inhibitory.

SŁOWA KLUCZOWE: inhibitor korozji, korozja, rysy, ubytki, naprawa, żelbet

1. WPROWADZENIE

Mosty betonowe są konstrukcjami szczególnie narażonymi na występowanie korozji zbrojenia. Wynika to głównie z warunków ich eksploatacji. Ekspozycja na oddziaływania środowiska atmosferycznego, stosowanie środków odladzających w zimowym utrzymaniu, a także obciążenia dynamiczne sprzyjające powstawaniu zarysowań generują uszkodzenia korozyjne. Obiekty zostają zakwalifikowane do naprawy, a te niejednokrotnie kończą się niepowodzeniem. Składa się na to szereg czynników. Jednym z powszechnie występujących jest problem tzw. wtórnej korozji zbrojenia [2]. Zdarza się, że w wyniku nieprawidłowo przeprowadzonej naprawy następuje gwałtowny rozwój korozji zbrojenia, znacznie większy niż przed naprawą. Od lat realizowane są prace badawcze zmierzające do wskazania zasad postępowania prowadzących do wyeliminowania tego problemu. W artykule przedstawiono wyniki badań własnych dotyczących możliwości ograniczenia problemu korozji wtórnej dzięki zastosowaniu inhibitorów korozji w naprawach mostów. Przyjęta procedura badań odzwierciedla warunki pracy obiektów mostowych narażonych na działanie chlorków pochodzących ze środków odladzających.

[1] michalak@prz.edu.pl

2. INHIBITORY KOROZJI BUDOWNICTWIE

2.1 Metody aplikacji

Inhibitory korozji są stosowane w budownictwie od wielu lat. Ich skuteczność często bywa kontrowersyjna. Niewątpliwie jednym z czynników mających na to wpływ jest metoda aplikacji. W szczególności może to być:

- dodawanie do mieszanki betonowej,
- nakładanie na powierzchnię stali przed betonowaniem,
- nakładanie na powierzchnię betonu (migrujące inhibitory korozji),
- dodawanie do zapraw naprawczych (wg autorki również do materiałów do iniekcji rys),
- aplikacja wzdłuż rys taśm - emiterów inhibitorów korozji przed naprawą wykonaną metodą iniekcji (zgłoszenie patentowe autorki[1]).

Wątpliwości odnośnie skuteczności wzbudza głównie nakładanie środków zawierających inhibitory na powierzchnie istniejących konstrukcji. Prawdopodobnie wtedy tylko niewielka ilość aplikowanego inhibitora dociera do powierzchni zbrojenia konstrukcji. Badania przeprowadzone przez autorkę dowiodły, że inhibitory korozji zastosowane w naprawach żelbetu wykazały znaczną skuteczność.

2.2. Polskie normy a inhibitory korozji w naprawach

PN-EN 1504-9 [3] w ramach zasad dotyczących stosowania wyrobów i systemów, a w szczególności *Zasady 11: Kontrola obszarów anodowych* dopuszcza stosowanie inhibitorów korozji w naprawach. Wg [3] inhibitory mogą być dodawane do wyrobów lub systemów oraz nanoszone na powierzchnię betonu (migrujące inhibitory korozji). Jednocześnie [3] informuje, że nie są dostępne żadne normy dotyczące inhibitorów zatem przed użyciem jakiegokolwiek wyrobu zaleca się uzyskanie potwierdzenia jego skuteczności.

2.3. Metody badań skuteczności inhibitorów korozji

Skuteczność działania inhibitorów korozji jest tematem prac badawczych od wielu lat. Są to m.in.:

- badania polowe [4, 5],
- badania laboratoryjne:
  - w roztworach symulujących ciecz porową betonu [6, 7],
  - w betonie [8, 9],
  - modeli napraw betonu [10, 11].

Większość prowadzonych badań odpowiada na pytanie czy inhibitor jest i w jakim stężeniu, jaka jest szybkość penetracji w beton, itp. Prezentowane badania odpowiadają na pytanie czy inhibitor działa.

2.4. Parametry określające zdolność inhibitora do hamowania korozji zbrojenia

Zdolność inhibitora do hamowania korozji zbrojenia można określać m.in. przez wyznaczenie skuteczności działania inhibitora (S) i/lub tzw. współczynnika ochrony (γ).
Skuteczność działania inhibitora (S) jest równa:

[1] zgłoszenie patentowe nr P.397810; autorzy: Ewa Michalak, Wiesław Tężycki

$$S = \frac{(j_{kor})_0 - (j_{kor})_i}{(j_{kor})_0} 100 \ [\%] \tag{1}$$

Współczynnik ochrony (γ):

$$\gamma = \frac{(j_{kor})_0}{(j_{kor})_i} \tag{2}$$

gdzie: $(j_{kor})_0$ - gęstość prądu korozji w układzie bez inhibitora
$(j_{kor})_i$ - gęstość prądu korozji w układzie z inhibitorem.

Skuteczność działania inhibitora wyraża procentowe obniżenie szybkości korozji po zastosowaniu inhibitora natomiast współczynnik ochrony informuje ile razy zmniejszyła się szybkość korozji po wprowadzeniu inhibitora [6].

3. BADANIA MODELI NAPRAW

3.1. Metodyka badawcza

Metody badań prezentowanych w artykule opierają się na procedurze przedstawionej w amerykańskiej normie [1] oraz załączniku *„Method for producing and testing cracked reinforced concrete beams”*. Procedurę normową zmodyfikowano wykorzystując doświadczenia z wcześniejszych badań własnych. Adaptacja uwzględniała również fakt, że badania dotyczyły nie tylko rys (jak w [1]) ale również wypełniania ubytków w żelbecie. Sposób modelowania tej naprawy jest rozwiązaniem własnym.

W każdym przypadku badanym elementem była belka żelbetowa o wymiarach 15.2 x 15.2 x 76.2 cm z zabetonowanymi trzema prętami o średnicy 12 mm. W zależności od rodzaju naprawy belka była zarysowana przez obciążanie (model naprawy rys) lub jej część była wykonana z zaprawy naprawczej (model wypełniania ubytków). Korozja zbrojenia była wywołana przez cykliczne nawilżanie solanką i osuszanie. W połowie okresu nawilżania (co 28 dni) mierzono napięcie prądu przepływającego przez opornik oraz potencjał stali względem nasyconej elektrody kalomelowej (referencyjnej) umieszczonej w zbiorniczku z solanką. Przepływ prądu między prętem anodowym (górnym) z prętami katodowymi (dolnymi) był możliwy dzięki połączeniu ich przewodem. Między prętem górnym i dolnymi wstawiono opornik o nominale 100 Ω. Cykle nawilżania i osuszania belek kontynuowano do momentu pojawienia się korozji; o rozpoczętym procesie korozyjnym świadczył przepływ prądu między prętem anodowym i katodowymi.

Badania trwały od kilku do kilkunastu miesięcy[2].

3.2. Badania modeli napraw ubytków w żelbecie

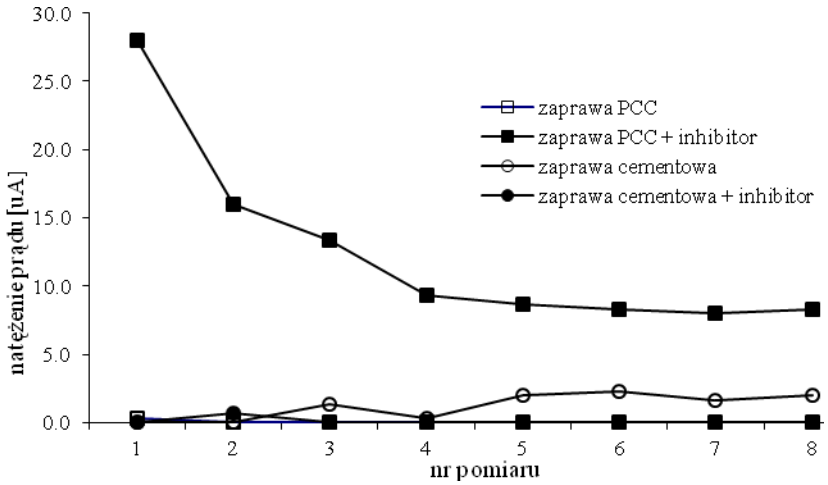
Celem badań modeli napraw ubytków w żelbecie była odpowiedź na pytanie czy rodzaj zastosowanego materiału naprawczego może pozwolić na uniknięcie korozji wtórnej; a w szczególności czy dodatek inhibitorów korozji do materiału naprawczego może spowolnić lub zatrzymać korozję zbrojenia oraz czy taki efekt występuje w przypadku zastosowania różnych rodzajów materiałów naprawczych.

[2] Badania były realizowane m.in. w ramach dyplomowych prac magisterskich: T. Florki, P. Grochowianki, M. Grucy, P. Gurgacza, T. Ligęzki, M. Łandy, J. Oczkowskiego realizowanych pod kierunkiem autorki

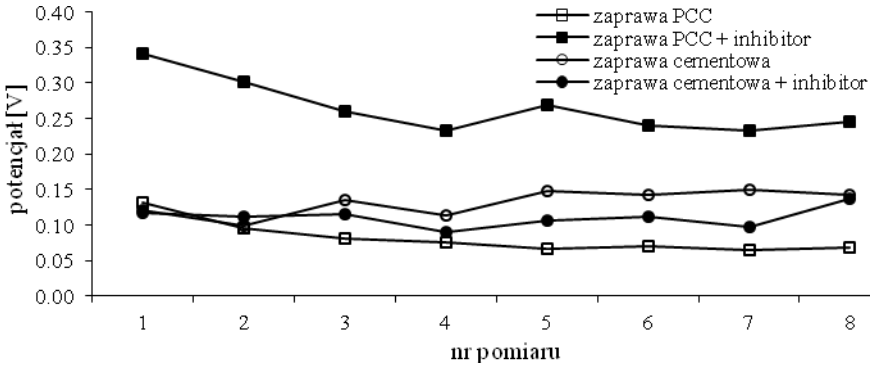
Testowano cztery rodzaje materiałów naprawczych: zaprawę PCC, zaprawę PCC z dodatkiem inhibitora korozji, zaprawę cementową oraz zaprawę cementową z dodatkiem inhibitora korozji.

Wyniki pomiarów przedstawiono na rys. 1.

a)



b)



Rys. 1. Wyniki pomiarów przeprowadzanych co 28 dni w belkach „naprawionych" różnymi zaprawami: a) natężenia prądu korozji; b) potencjału stali względem nasyconej elektrody kalomelowej

Zdolność zastosowanego inhibitora do hamowania korozji w naprawach ubytków betonu obliczoną dla uśrednionych wartości mierzonych parametrów przedstawiono w tab. 1.

Tablica 1. Zdolność inhibitora do hamowania korozji w naprawach ubytków betonu

Rodzaj zaprawy	Skuteczność inhibitora S [%]	Współczynnik ochrony γ
zaprawa PCC z inhibitorem	*nieskuteczny*	*brak*
zaprawa cementowa z inhibitorem	93,39	15,13

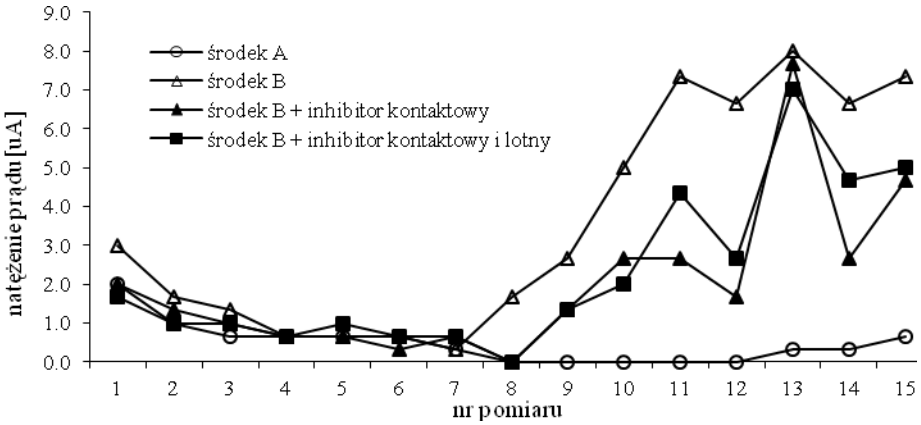
W wyniku przeprowadzonych badań stwierdzono, że naprawa zaprawą PCC najlepiej chroniła stal zbrojeniową przed korozją. Dodatek inhibitorów korozji do zaprawy PCC pogarszał w istotny sposób skuteczność ochrony antykorozyjnej zbrojenia w naprawie żelbetu; prawdopodobnie jest to skutkiem utrudnionego przemieszczania się inhibitora w zaprawie PCC wynikającym z jej struktury; potwierdza to wyraźna tendencja spadkowa parametrów korozji w stosunku do najwyższych wartości zmierzonych w początkowych cyklach. Inhibitory korozji w zaprawie cementowej poprawiły ochronę zbrojenia przed

korozją; wskazują na to znacząco niższe wartości natężenia prądu korozji oraz niższe wartości potencjału korozji, a także wartości skuteczności inhibitora S i współczynnika ochrony γ, jednakże gorsze niż w przypadku zaprawy PCC.

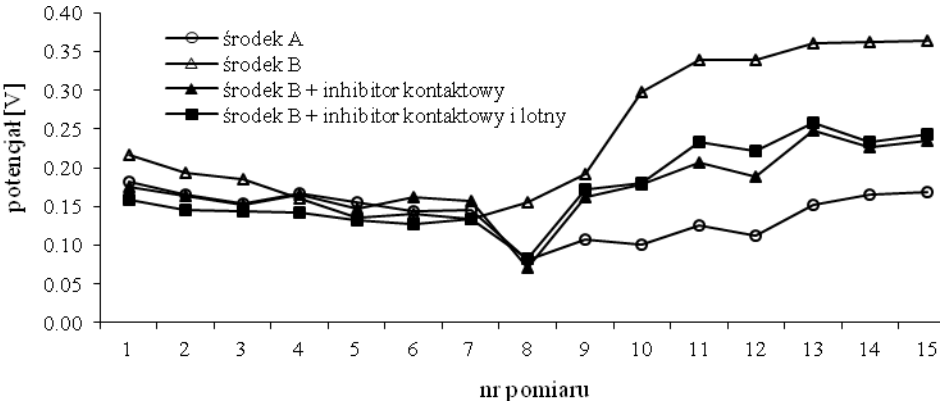
3.3 Badania modeli napraw rys w żelbecie

Badania modeli naprawy rys przeprowadzono w celu odpowiedzi na pytanie czy rodzaj materiału zastosowanego do iniekcji rys w żelbecie może pozwolić na uniknięcie korozji wtórnej; a w szczególności czy dodatek inhibitorów korozji do materiału iniekcyjnego może ograniczyć lub zatrzymać proces korozji prętów w żelbecie, czy rodzaj inhibitora stosowanego w iniekcji wpływa na stopień ograniczenia korozji stali oraz czy i w jaki sposób lepkość materiału stosowanego do iniekcji rys w konstrukcjach żelbetowych ma wpływ na rozwój korozji zbrojenia.
Do iniekcji rys użyto żywicy epoksydowej o lepkości 170 [mPa s] (środek A), żywicy epoksydowej o lepkości 250 [mPa s] (środek B), żywicy epoksydowej o lepkości 250 [mPa s] z dodatkiem inhibitorów korozji o działaniu kontaktowym (środek B + inhibitor kontaktowy) oraz żywicy epoksydowej o lepkości 250 [mPa s] z dodatkiem inhibitorów korozji o działaniu lotnym i kontaktowym (środek B + inhibitor kontaktowy i lotny).
Wyniki pomiarów przedstawiono na rys. 2.

a)



b)



Rys. 2. Wyniki pomiarów przeprowadzanych co 28 dni w belkach z rysami „naprawionymi" różnymi materiałami: a) natężenia prądu korozji; b) potencjału stali względem nasyconej elektrody kalomelowej

Zdolność zastosowanego inhibitora do hamowania korozji w naprawach rys w betonie obliczoną dla uśrednionych wartości mierzonych parametrów przedstawiono w tab. 2.

Tablica 2. Zdolność inhibitora do hamowania korozji w naprawach rys w betonie

Rodzaj materiału iniekcyjnego	Skuteczność inhibitora S [%]	Współczynnik ochrony γ
materiał iniekcyjny z inhibitorem kontaktowym	44,13	1,79
materiał iniekcyjny z inhibitorem kontaktowym i lotnym	37,43	1,60

W wyniku przeprowadzonych badań stwierdzono, że w każdym przypadku iniekcji rys (niezależnie od rodzaju użytego materiału iniekcyjnego) nie stwierdzono zatrzymania procesu korozji, a tylko w niektórych przypadkach znaczne jego ograniczenie. Iniekcja rys materiałem o niskiej lepkości jest najskuteczniejszym sposobem ograniczania korozji zbrojenia w zarysowanych konstrukcjach żelbetowych. W przypadku iniekcji materiałem o niższej lepkości wartości potencjału korozji i natężenia prądu korozji wskazują na słabo rozwinięty proces korozyjny. Dodatek inhibitorów korozji poprawia ochronę antykorozyjną zbrojenia w belkach naprawionych metodą iniekcji natomiast rodzaj stosowanego inhibitora (o działaniu kontaktowym, czy kontaktowym i lotnym) nie ma istotnego wpływu na skuteczność ochrony antykorozyjnej zbrojenia co potwierdzają wartości skuteczności inhibitora i współczynnika ochrony.

3.4 Badania modelu napraw rys w żelbecie z wykorzystaniem taśm emitujących inhibitor korozji

Badania modeli napraw rys obejmowały również przypadek naprawy rys metodą iniekcji poprzedzony zastosowaniem prototypowej taśmy emitującej inhibitory korozji (*zgłoszenie patentowe*). Zbudowana jest ona z taśmy samoprzylepnej i gąbki – emitera. Taśma zapewnia szczelne zamocowanie emitera do betonu, tak aby uwalniane inhibitory wypełniały rysę i docierały do stali zbrojeniowej. Taśma powinna być przyklejona do betonu wzdłuż rysy od momentu jej pojawienia się do naprawy metodą iniekcji.

Przeprowadzone badania miały na celu sprawdzenie skuteczności tego niekonwencjonalnego rozwiązania.

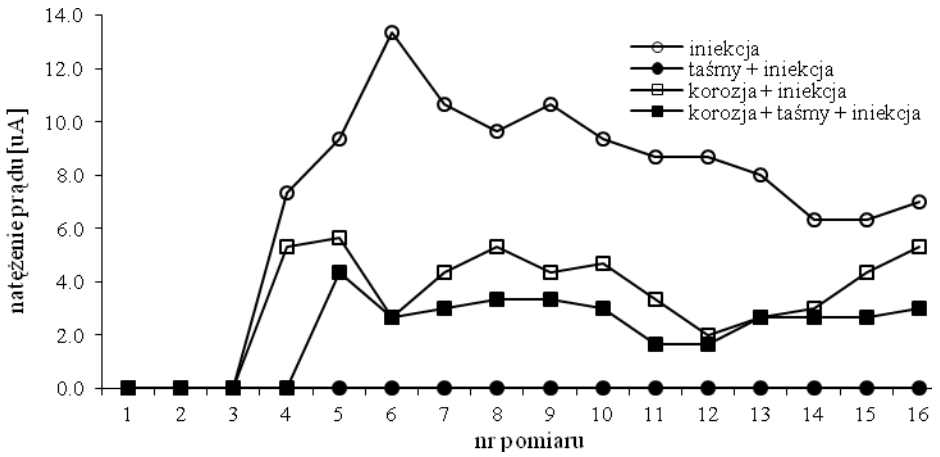
Wyniki pomiarów przedstawiono na rys. 3.

Zdolność do hamowania korozji w naprawach rys z zastosowaniem taśmy emitującej inhibitor obliczoną dla uśrednionych wartości mierzonych parametrów przedstawiono w tab. 3.

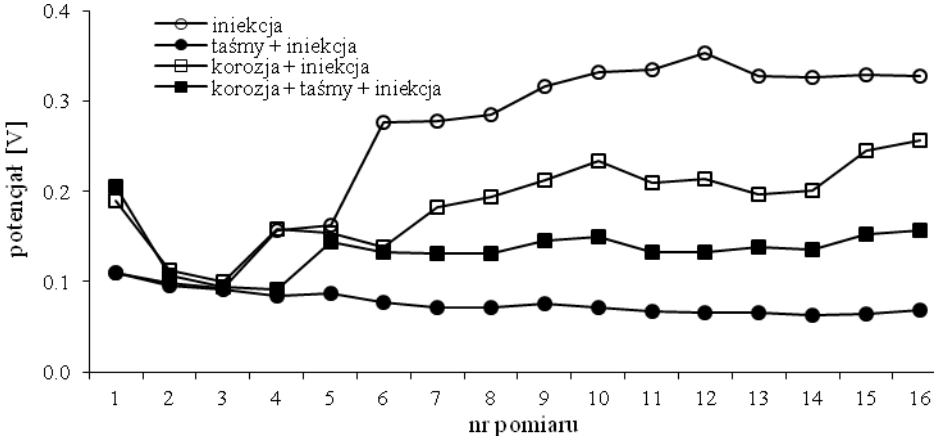
Tablica 3. Zdolność hamowania korozji w naprawach rys w betonie przy zastosowaniu taśm nasyconych inhibitorem korozji

Czas aplikacji taśmy	Skuteczność inhibitora S [%]	Współczynnik ochrony γ
bezpośrednio po wystąpieniu zarysowania	100,00	*pełna ochrona*
po rozpoczęciu procesu korozji w stali zbrojeniowej	35,65	1,55

a)



b)



Rys. 3. Wyniki pomiarów przeprowadzanych co 28 dni w belkach z rysami „naprawionymi" z zastosowaniem taśmy emitującej inhibitor: a) natężenia prądu korozji; b) potencjału stali względem nasyconej elektrody kalomelowej

W wyniku przeprowadzonych badań stwierdzono, że naprawa rys metodą iniekcji poprzedzona (bezpośrednio po wystąpieniu zarysowania) zastosowaniem taśmy emitującej inhibitory korozji jest najskuteczniejszym sposobem zabezpieczenia przez korozją zbrojenia w zarysowanych konstrukcjach; wyniki pomiarów wskazują na niemal całkowity jej brak. Jeżeli nie ma możliwości naprawy rys bezpośrednio po ich wystąpieniu można znacząco ograniczyć zagrożenie korozją zbrojenia stosując przed iniekcją taśmę emitującą inhibitory korozji. Potwierdzają to wartości skuteczności inhibitora i współczynnika ochrony.

4. WNIOSKI KOŃCOWE

Przeprowadzone badania pozwalają na sformułowanie następujących wniosków:

- naprawa żelbetu zaprawą PCC oraz iniekcja rys żywicą epoksydową o odpowiedniej lepkości są najskuteczniejszymi metodami w aspekcie ochrony antykorozyjnej zbrojenia; jednakże zaobserwowane ograniczenie korozji w przypadku dodatku inhibitora do zaprawy cementowej oraz materiału iniekcyjnego wskazuje na potrzebę dalszych badań w tym zakresie,
- najwyższą skuteczność oddziaływania inhibitorów korozji uzyskano w zaproponowanej, nowatorskiej metodzie naprawy rys w żelbecie, w której przed iniekcją zastosowano rozwiązanie własne w postaci taśm emitujących inhibitory korozji naklejanych przed

wykonaniem iniekcji; badania wykazały, że aplikacja taśm bezpośrednio po wystąpieniu zarysowania pozwala uzyskać pełną ochronę przed korozją.

Piśmiennictwo:

[1] ASTM G 109-92; Standard Test Method for Determining the Effects of Chemical mixtures on the Corrosion of Embedded Steel Reinforcement in Concrete Exposed to Chloride Environments
[2] Czarnecki L., Emmons P.H..: Naprawa i ochrona konstrukcji betonowych. Polski Cement, Kraków 2002
[3] PN-EN 1504-9:2010; Wyroby i systemy do ochrony i naprawy konstrukcji betonowych. Definicje, wymagania, sterowanie jakością i ocena zgodności
[4] Ormellese M., Berra M., Bolzani F., Pastore T.: Corrosion inhibitors for chlorides induced corrosion in reinforced concrete structures. Cement and Concrete Research, 36/2006, s. 536-547
[5] Michalak E., Tężycki W.: Innowacyjne systemy naprawcze w zrealizowanym remoncie konstrukcji żelbetowych zapory wodnej. XII Konf. Nauk. - Techn. KONTRA 2000, s. 243-250
[6] Czarnecki L. (praca zbiorowa): Ocena skuteczności działania migrujących inhibitorów korozji w betonie. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2008
[7] Klakočar - Ciepacz M., Falewicz P., Drela I.: Badania szybkości korozji stali zbrojeniowej w środowiskach modelujących ciecz porową w betonie. Ochrona przed korozją 1/2007, s. 11-13
[8] Jaśniok T., Śliwka A., Zybura A.: Badania możliwości ograniczania korozji zbrojenia inhibitorami migrującymi. 51 Konf. KILiW PAN i KN PZiTB, Gdańsk - Krynica 2005, s. 155-162
[9] Bjegovic D., Miksic B.A., Stehly R.D.: Test protocols for migrating corrosion inhibitors (MCI) in reinforced concrete. Materials and Corrosion 51/2000, s.444-452
[10] Batis G., Routoulas A., Rakanta E.: Effects of migrating inhibitors on corrosion of reinforcing steel covered with repair mortar. Cement and Concrete Composites, 25/2003, s. 109-115
[11] Vaysburd A.M., Emmons P.H.: Corrosion inhibitors and other protective systems in concrete repair: concepts or misconcepts. Cement and Concrete Composites, 26/2004, s. 255-263

CORROSION INHIBITORS IN REINFORCED CONCRETE BRIDGES REPAIRS

Summary

Experience shows that repair of reinforced concrete quite often results in failure. One of the main causes of the problem is the phenomenon of secondary corrosion. In the laboratory investigation presented in the paper the influence of corrosion inhibitors application in reinforced concrete repairs on anticorrosion protection in the repaired element was checked. The investigation was carried out according to the modified procedure presented in ASTM G 109-92. Corrosion inhibitors were added to repair mortars, materials used for crack injections and were applied through tapes - emitters before crack repair. The results of the investigation led to the conclusion that addition of corrosion inhibitor to cement mortar and injection materials improves steel corrosion protection. Application of tapes emitting corrosion inhibitors was positively verified as well.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Tomasz PONIKIEWSKI[1]
Jacek GOŁASZEWSKI[2]
Katedra Inżynierii Materiałów i Procesów Budowlanych, Politechnika Śląska

WPŁYW DODATKU POPIOŁU LOTNEGO WAPIENNEGO NA SAMOZAGĘSZCZALNOŚĆ MIESZANEK BETONOWYCH

STRESZCZENIE

W referacie zostały przedstawione wyniki badań mieszanek samozagęszczalnych SCC z dodatkiem popiołu lotnego wapiennego (PLW) oraz na bazie cementów modyfikowanych PLW. Rozpatrywano trzy bloki badawcze obejmujące dwie dostawy PLW, ich stopień przemiału, rodzaj kruszywa oraz rodzaj cementu modyfikowanego PLW. Przedstawiono wyniki badań klasy rozpływu SF, klasy lepkości T_{500} badanych mieszanek oraz wyniki badań reologicznych. W badaniach rozpatrywano również zmienną ilość PLW, jako zamiennika 10–20–30% masy cementu. Uwzględniono również wpływ czasu na właściwości reologiczne mieszanek SCC i zaprezentowano wyniki badań wykonane w 5-tej oraz 60-tej minucie po przygotowaniu mieszanki. W badaniach zastosowano m.in. dwa reometry do badania właściwości reologicznych mieszanek betonowych – Reometr BT2 oraz Viskomat XL. Badania potwierdziły możliwość stosowania PLW w betonach SCC przy zachowaniu zakładanych parametrów technologicznych mieszanek betonowych a przede wszystkim ich urabialności.

SŁOWA KLUCZOWE: beton samozagęszczalny, właściwości reologiczne, popiół lotny wapienny, granica płynięcia, lepkość plastyczna

1. WPROWADZENIE

Duża ilość dodatków mineralnych w recepturze mieszanki samozagęszczalnej jest koniecznym sposobem modyfikacji jej składu w celu spełnienia warunków samozagęszczalności. Badania mieszanek samozagęszczalnych modyfikowanych popiołem lotnym wapiennym wychodzą naprzeciw technologicznym wymaganiom odnoszącym się do ich składów a jednocześnie prowadzą do optymalnego rozwiązania utylizacji popiołu lotnego wapiennego, będącego odpadem przemysłowym. W celu efektywnego kształtowania urabialności mieszanek samozagęszczalnych na cementach z dodatkiem popiołu lotnego wapiennego, konieczne są szersze badania, zwłaszcza uwzględniające wpływ zmiennych właściwości fizykochemicznych popiołu lotnego wapiennego i rodzaju cementu. Stwierdzono możliwość stosowania popiołu lotnego wapiennego, jako zamiennika części cementu w betonie i składnika cementu [1]. Dodatki mineralne odgrywają bardzo ważną rolę we współczesnej technologii betonu. Ich stosowanie

[1] Tomasz.Ponikiewski@polsl.pl
[2] Jacek.Golaszewski@polsl.pl

pozwala bowiem na modyfikowanie właściwości betonu oraz uzyskanie znaczących korzyści ekonomicznych. Stanowi również ważny element w realizacji strategii zrównoważonego rozwoju. Dodatki mineralne są dobierane ze względu na wymagania wytrzymałościowe i trwałości betonu. Ich obecność wpływa jednak istotnie także na właściwości reologiczne mieszanki. Jako dodatki mineralne najczęściej stosowane są popioły lotne, zmielony granulowany żużel wielkopiecowy oraz pył krzemionkowy. Podstawowe efekty stosowania tych dodatków mineralnych przedstawiono szeroko w licznych opracowaniach [2][3][4][5].

Szereg badań wykazuje, że dodatek popiołu lotnego wapiennego powoduje wyraźne pogorszenie urabialności mieszanek, a ponadto obecność w nim większej ilości niespalonego węgla może obniżać efektywność działania domieszek uplastyczniających i upłynniających [6][7][8][9][10][11]. Podstawowym wymaganiem stawianym przy projektowaniu i wykonywaniu betonów samozagęszczalnych jest zapewnienie im dobrej urabialności w trakcie całego procesu betonowania. Betony te charakteryzują się dużą zawartością dodatków mineralnych modyfikujących wybrane właściwości (np. mączka wapienna, popiół lotny krzemionkowy, zmielony granulowany żużel wielkopiecowy, pył krzemionkowy). Dotychczasowe publikacje wskazują na problem pogarszania się urabialności mieszanek betonowych, zawierających popiół lotny wapienny. W związku z tym, że urabialność jest kluczem do uzyskania betonów samozagęszczalnych, przeprowadzono serię badań mających na celu zweryfikowanie możliwości uzyskania betonów SCC z dodatkiem popiołu lotnego wapiennego. Wykonano badania samozagęszczalnych betonów zwykłych (SCC) oraz wysokowartościowych betonów samozagęszczalnych (HPSCC). Referat przedstawia efekty stosowania popiołów lotnych wapiennych w mieszankach betonów nowej generacji, a szczególnie betonów SCC.

2. WŁAŚCIWOŚCI REOLOGICZNE MIESZANEK NA SPOIWIE CEMENTOWYM

Podstawowym problemem betonów samozagęszczalnych, w tym zawierających popiół lotny wapienny, jest ich urabialność. W prezentowanych badaniach urabialność była badana testem rozpływu (Slump-flow) wg normy EN 12350-8:2009, jako wybraną metodą techniczną badań właściwości mieszanki samozagęszczalnej. Określane tym testem parametry: rozpływ *SF* i czas T_{500} są miarami odpowiednio płynności (zdolności do płynięcia) i prędkości płynięcia mieszanki samozagęszczalnej przy braku przeszkód.

Z licznych badań rozpatrujących właściwości mieszanki w aspekcie urabialności wynika, że zachowuje się ona pod obciążeniem jak lepkoplastyczne ciało Binghama [12]. Granica płynięcia *g* i lepkość plastyczna *h*, zwane parametrami reologicznymi, są stałymi materiałowymi, charakteryzującymi właściwości reologiczne mieszanki. Ze względu na urabialność mieszanki, parametrem o zasadniczym znaczeniu jest granica płynięcia. Znaczenie technologiczne lepkości plastycznej w przypadku mieszanek zagęszczanych wibracyjnie jest mniejsze, jednak w odniesieniu do mieszanek samozagęszczalnych o ich urabialności decydują zarówno granica płynięcia, jak i lepkość plastyczna. Przyjmuje się, że wartości granicy płynięcia *g* odpowiada średnica maksymalnego rozpływu *SF*, natomiast wartości lepkości plastycznej *h* odpowiada czas rozpływu do średnicy 500 mm T_{500}.

Bardziej szczegółowo zagadnienia reologii omówiono m.in. w pracy [12] a wybrane przypadki reologii mieszanek samozagęszczalnych w pracy [13]. W prezentowanym artykule parametry reologiczne wyznaczono reometrem BT2 oraz Viskomat XL i aproksymowano modelem Binghama.

3. ZAŁOŻENIA I METODYKA BADAŃ

Badania wykonano uwzględniając wpływ następujących czynników:

- dostawa PLW: partia (dostawa) A i B (patrz tablica 1);
- stopień przemiału PLW (patrz tablica 2);
- zawartość PLW, jako zamiennik cementu: 10–20–30 % m.c.;
- zawartość PLW w cementach: CEM II/B-M (LL-W), CEM II/B-W, CEM IV/B-W; (patrz tablica 3);

Badania wykonano w 3 blokach badań:

C1 – badania efektu dozowania PLW do betonu SCC,

C2 – badania efektu dozowania PLW w cementach: CEM II/B-M (LL-W), CEM II/B-W, CEM IV/B-W do betonu SCC,

C3 – badania efektu dozowania PLW do betonu HPSCC,

Składy badanych mieszanek samozagęszczalnych w poszczególnych blokach badań przedstawiono w tablicy 4. W badaniach zastosowano superplastyfikatory na bazie eteru polikarboksylanowego.

Tablica 1 Skład popiołu lotnego wapiennego (PLW) oznaczonego metodą XRF

Składnik	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	Na_2O	K_2O	CaO_w
PLW dostawa A	40,17	24,02	5,93	22,37	1,27	3,07*	0,15	0,20	1,46**
PLW dostawa B	40,88	19,00	4,25	25,97	1,73	3,94	0,13	0,14	1,07

* oznaczono metodą analizy elementarnej; **metoda glikolowa

Tablica 2 Właściwości fizyczne popiołów zastosowanych w badaniach partii popiołów

Popiół		Gęstość, [g/cm^3]	Miałkość - pozostałość na sicie 45µm [%]	Powierzchnia właściwa wg Blaine'a, [cm^2/g]	Masa objętościowa, [kg/m^3]
Partia A					
A0	Bez przemiału	2,64	55,6	1900	1060
A1	Mielenie 20 min	2,71	20,0	4060	nb
Partia B					
B0	Bez przemiału	2,60	46,3	2370	1030
B1	Mielenie 15 min	2,67	20,8	3520	nb

Tablica 3. Charakterystyki cementów wspólnie mielonych zastosowane w bloku badań C2

Cecha		Rodzaj cementu			
		CEM II/B-M (LL-W)	CEM II/ B-W	CEM IV/ B-W	CEM I
Składniki [%]	Klinkier portlandzki	66	66,5	48	94,5
	Popiół W	14	29	48	-
	Wapień LL	14	-	-	-
	Gips	6	4,5	4	5,5
Czas wiązania [min]	Początek	201	198	280	129
	Koniec	331	358	420	244
Wytrzymałość na ściskanie [MPa]	2	21,7	19,8	12,8	29,0
	7	37,3	36,4	24,0	47,2
	28	47,4	50,4	39,3	59,9
Wytrzymałość na zginanie [MPa]	2	4,4	4,3	3,2	5,4
	7	6,5	6,2	4,8	6,8
	28	8,1	8,2	6,9	7,8
Wodożądność % masy		29,4	33,0	34,6	26,4
Rozpływ zaczynu [cm]		17,9	15,9	14,7	18,4
Identyfikacja w Zakładzie Cementu OSiMB		SC/2029/11	SC/2024/11	SC/2025/11	SC/2007/11

Tablica 4. Składy mieszanek samozagęszczalnych zastosowanych w poszczególnych blokach badań

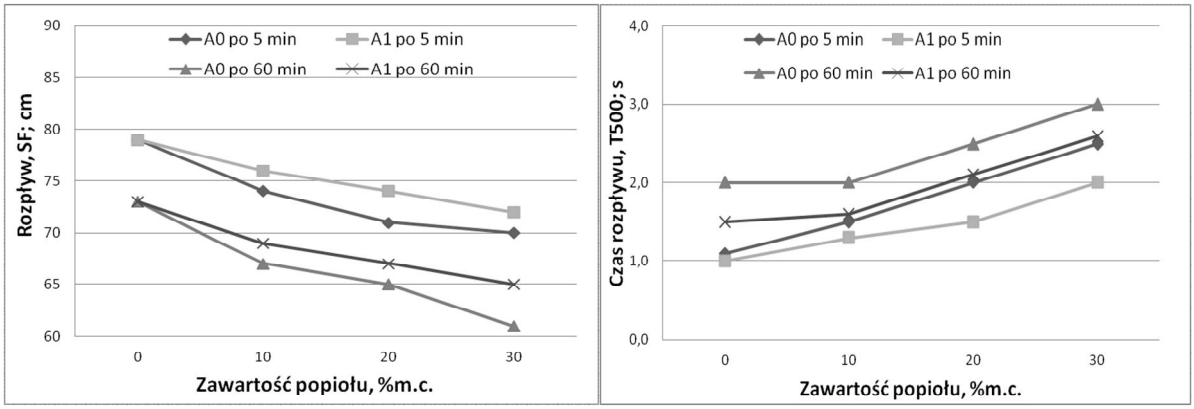
SKŁADNIK / OZNACZENIE	MIESZANKA BETONOWA		
	Blok C1	Blok C2	Blok C3
	kg/m^3		
CEM I	490,0	-	490,0
CEM I, CEM II/B-M (LL-W), CEM II/B-W, CEM IV/B-W	-	600,0	-
Piasek 0-2 mm	800,0	800,0	756,0
Kruszywo otoczakowe 2-8 mm	800,0	800,0	-
Kruszywo bazaltowe 2-8 mm	-	-	944,4
Mikrokrzemionka	-	-	49,0
Popiół lotny wapienny (10-20-30% m.c.)	49-98-147	-	49-98-147
Superplastyfikator Glenium ACE 48 (3.5 % m.c.)	-	-	17,0
Superplastyfikator Glenium SKY 592 (1,1 - 2,5 % m.c.)	16,2	6,8 – 15,0	-
Stabilizator RheoMatrix (0.4 % m.c.)	1,6	2,73	1,6
PARAMETRY			
Punkt piaskowy (%)	50,0	50,0	45,8
W/C	0,42	0,31	0,42
Klasa konsystencji (SF)	SF3	SF 1-2-3	SF3

4. WYNIKI BADAŃ I ICH OMÓWIENIE

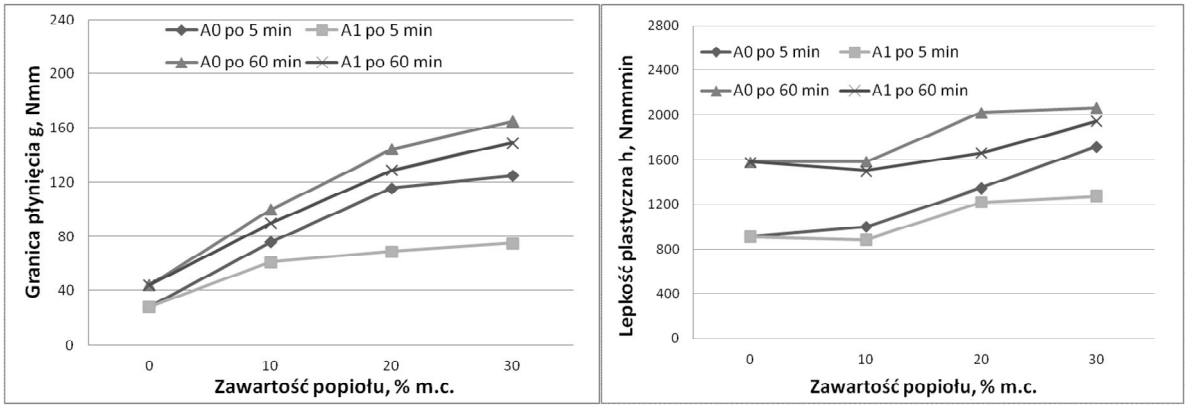
4.1. Badania efektu dozowania PLW do betonu SCC

Na rysunku 1 przedstawiono wpływ zawartości popiołu lotnego wapiennego (dostawa A) i jego stopnia przemiału na średnicę rozpływu *SF* i czas rozpływu T_{500} mieszanek samozagęszczalnych. Na podstawie przeprowadzonych badań można stwierdzić, że wzrost zawartości popiołu lotnego wapiennego w mieszance powoduje zmniejszenie średnicy rozpływu *SF* oraz wydłużenie czasu rozpływu T_{500}. Zakres zmian jest tym większy, im większa jest zawartość *PLW* w mieszance. Jednak w przypadku, gdy popiół poddany zostanie aktywacji mechanicznej (PLW A1), efekt zmian jest mniejszy. Obserwowano również pogorszenie urabialności wraz z upływem czasu, jednak utrata urabialności następuje w stopniu pozwalającym zachować właściwości samozagęszczalności. Potwierdziły to badania reologiczne, przedstawione na rysunku 2, przeprowadzone reometrem BT2. W wyniku dozowania popiołu lotnego wapiennego parametry reologiczne ulegają pogorszeniu. Wartości *g* i *h* rosną wraz ze wzrostem zawartości popiołu lotnego wapiennego w mieszance oraz wraz z upływem czasu.

Przemiał dozowanego popiołu powoduje poprawę właściwości reologicznych mieszanek z jego dodatkiem oraz poprawę parametrów *SF* i T_{500} .



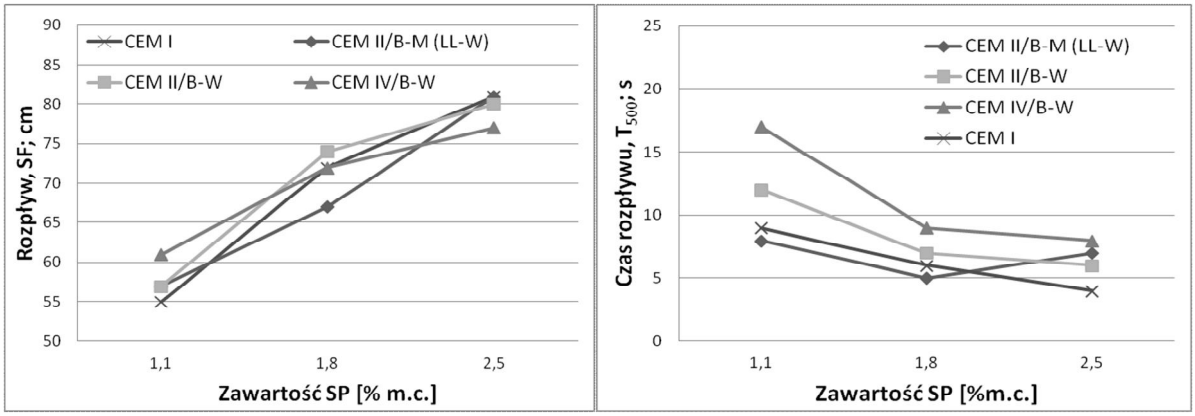
Rys. 1 Wpływ zawartości popiołu lotnego wapiennego i jego stopnia przemiału na średnicę rozpływu *SF* i czas rozpływu T_{500} mieszanek SCC z uwzględnieniem efektu czasu



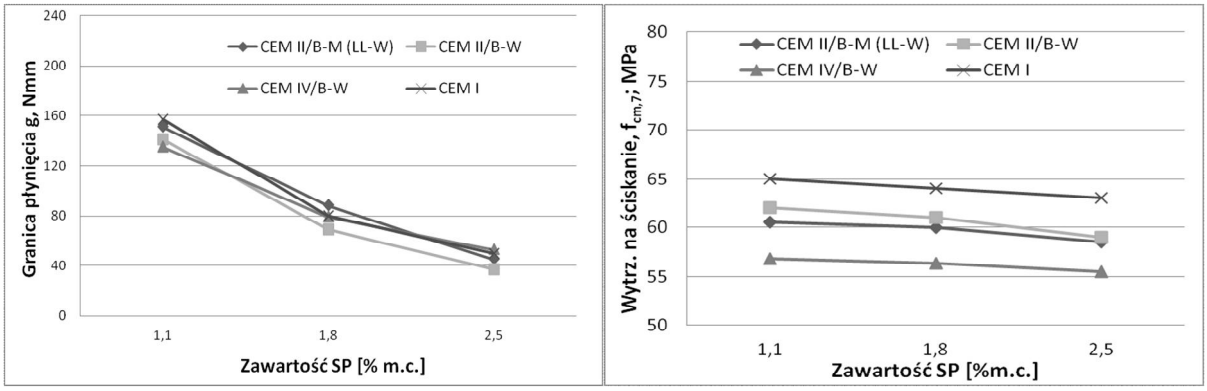
Rys. 2 Wpływ zawartości popiołu lotnego wapiennego i jego stopnia przemiału na wartość granicy płynięcia *g* i lepkość plastyczną *h* mieszanek SCC z uwzględnieniem efektu czasu

4.2. Badania efektu dozowania popiołu lotnego wapiennego w cementach na właściwości mieszanki SCC

Na rysunku 3 przedstawiono wpływ rodzaju cementu z dodatkiem PLW na średnicę rozpływu *SF* i czas rozpływu T_{500} mieszanek SCC przy zmiennej zawartości SP. Na podstawie przeprowadzonych badań można stwierdzić, że wzrost zawartości popiołu lotnego wapiennego w cemencie nie powoduje znacznego zmniejszenia średnicy rozpływu *SF* mieszanek SCC z ich dodatkiem. Obserwowano zbliżone wartości *SF* dla wszystkich badanych cementów przy zmiennej zawartość SP. Jednakże, wzrost zawartości popiołu lotnego wapiennego w składzie cementu wpłynął na wzrost czasu rozpływu T_{500} mieszanek SCC z jego dodatkiem. Zawartość popiołu lotnego wapiennego w składzie cementu nie wpłynęła na znaczny spadek granicy płynięcia *g* mieszanek SCC z jego dodatkiem w poszczególnych przedziałach zawartości SP (rys. 4). Wytrzymałość na ściskanie $f_{cm,7}$ jest uzależniona przede wszystkim od zawartości PLW w cemencie a w drugiej kolejności od zawartości SP, co przedstawia rys. 4.



Rys. 3 Wpływ rodzaju cementu z dodatkiem PLW na średnicę rozpływu *SF* i czas rozpływu T_{500} mieszanek SCC (C2) dla zmiennej zawartości superplastyfikatora.

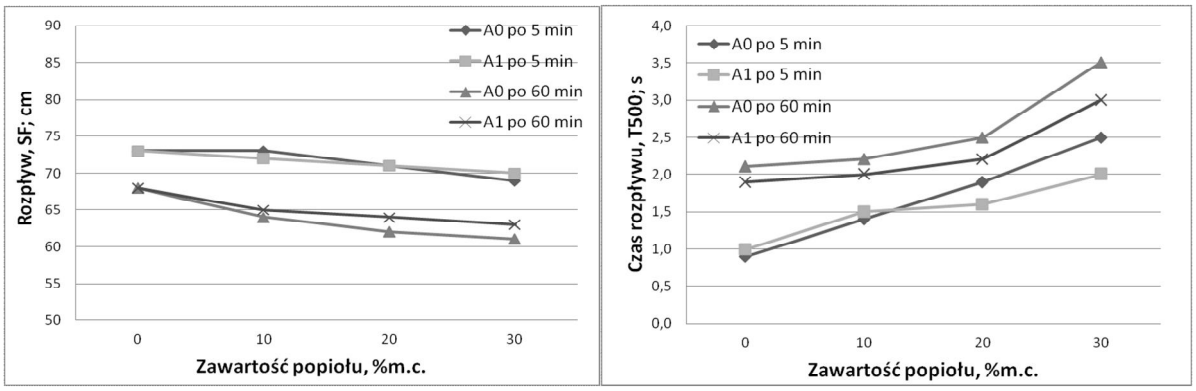


Rys. 4 Wpływ rodzaju cementu z dodatkiem popiołu lotnego wapiennego na wartość granicy płynięcia *g* mieszanek SCC (C2) oraz wytrzymałość na ściskanie $f_{cm,7}$.

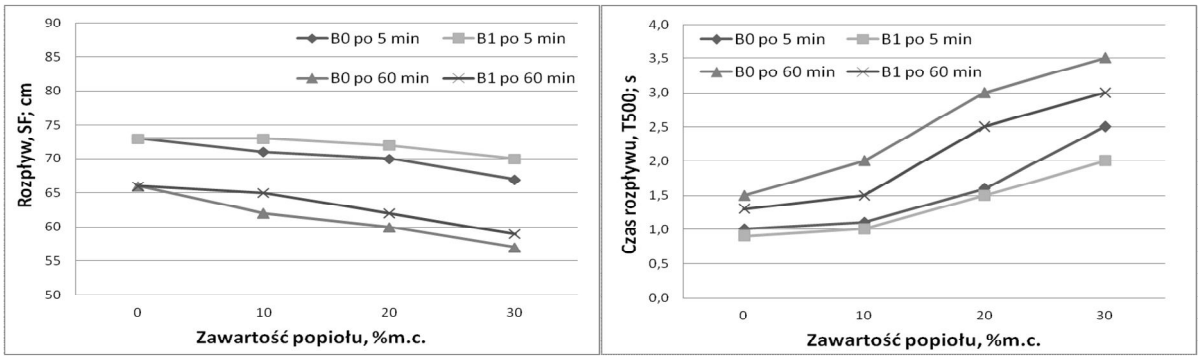
4.3. Badania efektu dozowania popiołu lotnego wapiennego na urabialność mieszanki HPSCC

Na rysunku 5 przedstawiono wpływ zawartości PLW (dostawa A) i jego stopnia przemiału na średnicę rozpływu *SF* i czas rozpływu T_{500} mieszanek HPSCC. Wraz ze wzrostem zawartości popiołu lotnego wapiennego w mieszance następował niewielki spadek średnicy rozpływu *SF*. Domielenie popiołu lotnego wapiennego nie powodowało utraty urabialności przez mieszanki HPSCC z jego dodatkiem. Wzrost zawartości popiołu lotnego wapiennego w mieszance wpłynął na wzrost czasu rozpływu T_{500} mieszanek SCC z jego dodatkiem, ale w niewielkim stopniu. Obserwowano również pogorszenie urabialności wraz z upływem czasu, ale w stopniu pozwalającym zachować właściwości samozagęszczalności.

Podobne efekty obserwowano w przypadku dozowania PLW (dostawa B) do mieszanek HPSCC, przedstawione na rys. 6.



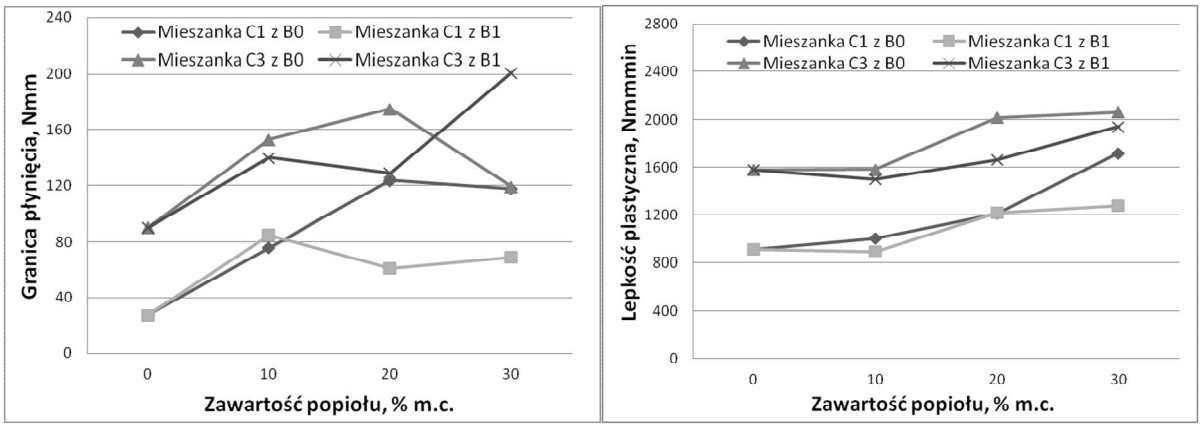
Rys. 5 Wpływ zawartości PLW (dostawa A) i jego stopnia przemiału na średnicę rozpływu *SF* i czas rozpływu T_{500} mieszanek HPSCC



Rys. 6 Wpływ zawartości PLW (dostawa B) i jego stopnia przemiału na średnicę rozpływu *SF* i czas rozpływu T_{500} mieszanek HPSCC

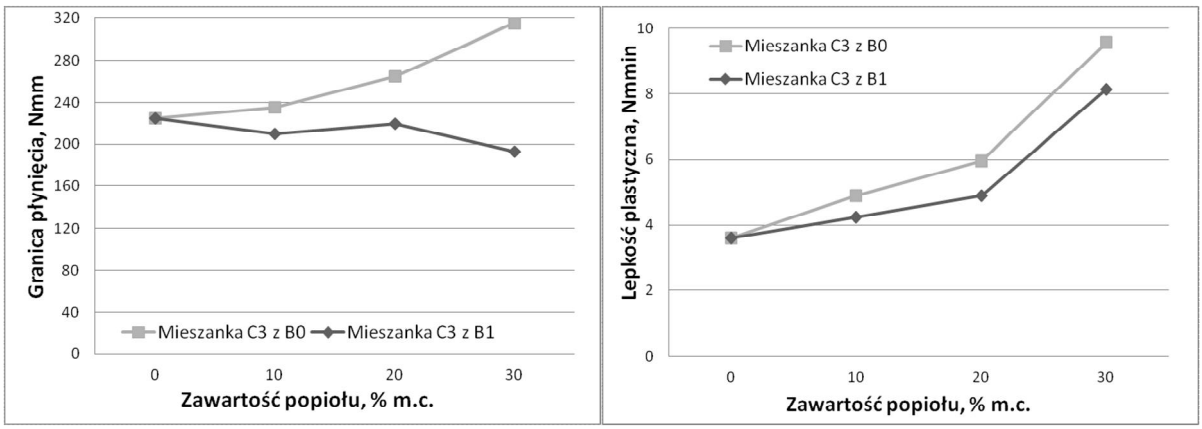
4.4. Badania efektu dozowania popiołu lotnego wapiennego na właściwości reologiczne mieszanek HPSCC

Na rys. 7 przedstawiono wpływ zawartości popiołu lotnego wapiennego (dostawa B) i jego stopnia przemiału na parametry reologiczne *g* i *h* mieszanek SCC (C1) i HPSCC (C3), wyznaczone reometrem BT2. Stwierdzono wzrost granicy płynięcia *g* wraz ze wzrostem zawartości niemielonego popiołu lotnego wapiennego w mieszance C1 i C3, ale w różnym stopniu. W przypadku dozowania popiołu domielonego, wartość *g* malała wraz ze wzrostem zawartości popiołu lotnego wapiennego. Lepkość plastyczna *h* wzrastała w przypadku zwiększania dozowania popiołu niemielonego, ale nie było jednoznacznego zwiększania się granicy płynięcia *g* wraz ze wzrostem zawartości PLW niemielonego w mieszance. Należy zaznaczyć, że wszystkie badane składy mieszanek SCC z dodatkiem PLW spełniały warunki samozagęszczalności.



Rys. 7 Wpływ zawartości PLW (dostawa B) i jego stopnia przemiału na wartość granicy płynięcia *g* i lepkość plastyczną *h* mieszanek SCC (C1) i HPSCC (C3)

Na rys. 8 przedstawiono wpływ zawartości PLW typu B0 i B1 na parametry reologiczne *g* i *h* mieszanek HPSCC, wyznaczone w badaniach przy pomocy Viskomatu XL. Nie stwierdzono wzrostu granicy płynięcia *g* wraz ze wzrostem zawartości PLW domielonego (B1) w mieszance HPSCC. Zaobserwowano natomiast niewielki wzrost lepkości plastycznej *h* wraz ze wzrostem zawartości popiołu lotnego wapiennego domielonego w mieszance HPSCC. Zwiększanie ilości PLW niemielonego (B0) powodowało wzrost wartości parametru g i h.



Rys. 8 Wpływ zawartości PLW (dostawa B) i jego stopnia przemiału na wartość granicy płynięcia *g* i lepkość plastyczną *h* mieszanek HPSCC (C3) wyznaczone Viskomatem XL

5. PODSUMOWANIE

Zaprezentowane badania potwierdziły możliwość stosowania popiołu lotnego wapiennego do betonu samozagęszczalnego zwykłego i wysokowartościowego, zarówno jako dodatku do betonu jak i jako składnika cementu. Obecność popiołu lotnego może pogarszać samozagęszczalność mieszanki, zwłaszcza gdy do jej uzyskania stosowano mały dodatek superplastyfikatora. Efekt ten jest mniejszy, gdy popiół jest uzdatniony przez przemiał lub gdy jest stosowany jako składnik cementu. Obecność popiołu jednocześnie poprawia stabilność (odporność na segregację) mieszanki samozagęszczalnej.

Przy dodatku popiołu do betonu większym niż 20% problemem może być zwiększona utrata urabialności mieszanki w czasie. Dzięki odpowiednio dobranej, dużej ilości superplastyfikatora w badaniach uzyskano mieszanki z 30% dodatkiem popiołu spełniające warunki samozagęszczalności po 60 min. W przypadku stosowania cementów z popiołem lotnym wapiennym problemy z samozagęszczalności są mniejsze i mogą wystąpić, gdy ilość popiołu w cemencie jest większa od 30%

Badania potwierdzają, że uzdatnienie popiołu lotnego wapiennego przez przemiał lub stosowanie jako składnika cementu, zwłaszcza wieloskładnikowego pozwala zmniejszyć jego negatywny wpływ na zdolność do rozpływu mieszanki samozagęszczalnej.

Wytrzymałość na ściskanie betonów z cementów modyfikowanych popiołem lotnym wapiennym i z dodatkiem popiołu nie odbiega istotnie od wytrzymałości analogicznych betonów z CEM I, jeśli klasa tych cementów jest zbliżona. W początkowym okresie dojrzewania obecność popiołu lotnego wapiennego spowalnia rozwój wytrzymałości na ściskanie.

Badania są współfinansowane ze środków Europejskiego Funduszu Rozwoju Regionalnego w ramach Programu Operacyjnego Innowacyjna Gospodarka, projekt POIG01.01.02.24-005/09 "Innowacyjne spoiwa cementowe i betony z wykorzystaniem popiołu lotnego wapiennego"

Piśmiennictwo

[1] Gołaszewski J., Giergiczny Z.: Kształtowanie właściwości reologicznych mieszanek na spoiwach cementowych z dodatkiem popiołu lotnego wapiennego, Konferencja Energia iŚrodowisko w Technologii materiałów budowlanych, ceramicznych, szklarskich i ogniotrwałych, Opole, 2010.
[2] Aïtcin P.C.: High-Performance Concrete, E&FN SPON, London, 1998.
[3] Neville A.M.: Właściwości betonu, Wydawnictwo Polski Cement, Kraków, 2000.
[4] Giergiczny Z.: Rola popiołów lotnych wapniowych i krzemionkowych w kształtowaniu właściwości współczesnych spoiw budowlanych i tworzyw cementowych, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 2006.
[5] Yamei Z., Wei S., Li. S.; Mechanical properties of high performance concrete made with high calcium high sulphate fly ash. *Cement and Concrete Research*, Vol. 27, Issue 7, str. 1093-1098, 1997.
[6] Grzeszczyk S., Lipowski G.; Popioły lotne i ich wpływ na reologię i hydratację cementów. Oficyna Wydawnicza, Opole, 2002, str. 61.
[7] Wei S., Handong Y., Binggen Z., Analysis of mechanism on water-reducing effect of fine ground slag, high-calcium fly ash, and low-calcium fly ash. Cement and Concrete Research, Vol. 33, Issue 8, 2003, str. 1119-1125.

[8] Tsimas S., Moutsatsou-Tsima A., High-calcium fly ash as the fourth constituent in concrete: problems, solutions and perspectives. Cement and Concrete Composites, Vol. 27, Issue 2, 2005, str. 231 – 237.
[9] Yazici H., The effect of silica fume and high-volume Class C fly ash on mechanical properties, chloride penetration and freeze–thaw resistance of self-compacting concrete. Construction and Building Materials, Vol. 22, Issue 4, 2008, str. 456 – 462.
[10] Namagga C., Atadero R.A., Optimization of fly ash in concrete: High lime fly ash as a replacement for cement and filler material. World of Coal Ash Conference (WOCA), Lexington, KY, USA, 2009.
[11] Brandt A.M., Jóźwiak-Niedźwiedzka D., Małolepszy J., Marks M., Śliwiński J., Kasperkiewicz J., Zastosowanie popiołów lotnych z kotłów fluidalnych w betonach konstrukcyjnych, Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN, 72, 339-351, 2010.
[12] Szwabowski J.: Reologia mieszanek na spoiwach cementowych, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice, 1999.
[13] Szwabowski J., Gołaszewski J.: Technologia betonu samozagęszczalnego, Wydawnictwo Polski Cement, Kraków 2010.

INFLUENCE OF HIGH-CALCIUM FLY ASH ADDITION CONCRETE MIXTURE SELF-COMPACTING

Summary

In the paper the results of research into self-compacting mixtures with addition of High-Calcium Fly Ash (HCFA) or based on cements modified by HCFA are shown. Three research sections were analysed taking into consideration two different HCFA deliveries, fineness of their grind, type of aggregate and type of HCFA modified cement. The results of tests of slump flow SF and viscosity class T_{500} of mixtures in question, as well as the results of rheological tests are presented. In the research the issue of changing the amount of HCFA in cement (substituting 10-20-30% of cement mass) was investigated. Moreover, the influence of time on rheological properties of SCC was taken into account, and the results of tests conducted in the 5th and 60th minute after mixture preparation are presented. The research is part of a wider research programme “Innovative cementitious materials and concretes made with high-calcium fly ash”, co-financed by the European Union from the European Regional Development Fund.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Izabela SKRZYPCZAK[1]
Politechnika Rzeszowska

MODELOWANIE ROZMYTE ORAZ TEORIA EWIDENCJI W OKREŚLENIU RYZYKA PRODUCENTA I ODBIORCY BETONU TOWAROWEGO

STRESZCZENIE

W pracy przedstawiono problematykę łączenia danych przy odbiorze betonu o zaniżonej jakości. Obecnie w kontroli jakości betonu stosuje się statystyczne metody kontroli odbiorczej, które uwzględniają zrównoważenie ryzyka producenta i odbiorcy. Połączenie informacji, uwzględnienie interesów obu stron może być pomocne przy podejmowaniu decyzji w przypadku odbioru betonu o zaniżonej jakości. Aplikacja teorii Dempstera-Shafera oraz zbiory rozmyte w odbiorze betonu umożliwiają określenie ryzyka producenta i odbiorcy oraz podjęcie właściwej decyzji przy odbiorze betonu o zaniżonej jakości poprzez zdefiniowanie funkcji przekonania zbudowanej na znajomości ramy rozróżniającej oraz zdefiniowanych funkcji przynależności.

SŁOWA KLUCZOWE: beton, kontrola jakości, metoda Dempstera-Shafera

1. WPROWADZENIE

Decyzja o zaliczeniu rozważanej partii betonu do projektowanej klasy zależy od spełnienia warunków narzuconych na wytrzymałość średnią i najmniejszą z próby. Kryteria zgodności betonu sformułowane w normie PN-EN 206-1:2003 [1]: mają następującą postać:

- gdy beton jest wytwarzany w sposób ciągły, a podstawą oceny są wyniki badań serii próbek o liczebności n ≥ 15:

$$\bar{x} \geq f_{ck} + 1{,}48\sigma \ , \quad x_{\min} \geq f_{ck} - 4MPa \tag{1}$$

  gdzie: σ to odchylenie standardowe obliczone na podstawie co najmniej 35 kolejnych wyników zgromadzonych w okresie dłuższym niż trzy miesiące poprzedzające czas wykonania próbek weryfikowanej partii betonu;
- w okresie początkowym ciągłego wytwarzania betonu (co najmniej trzy miesiące i co najmniej 35 wyników badań, uwzględniając wyniki badań 3 kolejnych próbek, $n = 3$:

[1] izas@prz.edu.pl

$$\bar{x} \geq f_{ck} + 4MPa \ , \quad x_{\min} \geq f_{ck} - 4MPa \tag{2}$$

Zalecane w PN-EN 206-1:2003 [1] kryteria zgodności miały być wyrazem kompromisu między ryzykiem producenta mieszanki betonowej a odbiorcą (zamawiającym, inwestorem czy użytkownikiem obiektu budowlanego).

Należy pamiętać, że podczas kontroli zgodności betonu ryzyko ponosi zarówno producent jak i odbiorca, a analiza ryzyka związanego ze stosowaniem statystycznych kryteriów zgodności wymaga znajomości rzeczywistej wadliwości badanej partii betonu, która może być oszacowana jedynie w sposób przybliżony, nawet w przypadku ciągłej produkcji betonu. Niepewności związane z oceną jakości betonu oraz określeniem ryzyka producenta i odbiorcy mają więc rozmyty, nielosowy charakter. Wykorzystanie niekompletnej wiedzy statystycznej wraz z uwzględnieniem przeciwstawnych interesów kontrahentów umożliwia zastosowanie modelowania rozmytego oraz matematycznej teorii ewidencji – teorii Dempstera – Shafera.

Podczas odbioru partii betonu kierujemy się kryteriami zgodności, zakładając, że ryzyko producenta jest zrównoważone, a wadliwość dopuszczalna jest mniejsza lub równa 5%. W artykule zaprezentowano algorytm oceny ryzyka producenta i odbiorcy w odniesieniu do próby o liczebności $n=3$, przy spełnieniu kryteriów zgodności oraz przy przekroczonej wadliwości dopuszczalnej.

2. ALGORYTM OKREŚLENIA RYZYKA PRODUCENTA I ODBIORCY BETONU

Przy budowie algorytmu do określenia ryzyka producenta i odbiorcy wykorzystano teorię zbiorów rozmytych oraz matematyczną teorię ewidencji. Procedura obejmowała trzy etapy związane ze zbieraniem oraz analizą danych:

Etap 1. Fuzyfikacja

Baza reguł dla układu rozmytego to dwa wejścia i jedno wyjście. W zadaniu klasyfikacji przyjęto dwie klasy decyzyjne odnoszące się do ryzyka producenta i odbiorcy oraz dwie cechy $x_1(i)$ i $x_2(i)$, *wytrzymałość betonu na ściskanie* oraz *wadliwość.*

W pierwszym etapie przeprowadzono proces fuzyfikacji dla dwóch ciągów uczących odnoszących się do: wytrzymałości średniej na ściskanie oraz wadliwości procesu produkcyjnego betonu towarowego. W tym celu dokonano analizy kształtu funkcji przynależności dla przyjętych cech. Funkcję przynależności dla wytrzymałości przyjęto na podstawie otrzymanych histogramów dla wyników badań betonu produkowanego przez jedna z wytwórni betonu towarowego na terenie Podkarpacia. Funkcję przynależności dla wadliwości zdefiniowano w oparciu o wiedzę ekspercką oraz krzywe graniczne dla obszarów krytycznych zastosowanych przez Taewre, określonych dla wadliwości dopuszczalnej 5% oraz dyskwalifikującej 10% [2].

W przypadku wnioskowania rozmytego suma wartości funkcji przynależności dla zmiennej lingwistycznej nie musi być równa jeden. Kolejnym więc krokiem było dokonanie transformacji wartości $\mu(x_i)$, tak aby łączna suma była jeden [3, 4]:

$$\sum_{j=1}^{M} \mu_j^{T,L}(x_i) = 1 \tag{3}$$

gdzie: j – klasa decyzyjna
T – transformacja do odcinka [0,1]
L – zmienna lingwistyczna
M - zbiór klas decyzyjnych
x_i – zmienna wejściowa (cecha).

W celu wyznaczenia odpowiednich wartości $\mu_j^{T,L}(x_i)$ spełniających warunek (3) zastosowano formułę:

$$\mu_j^{T,L}(x_i) = \frac{\mu_j^{,L}(x_i)}{\sum_{j=1}^{M} \mu_j^{L}(x_i)} \tag{4}$$

Etap 2. Synteza

Do łączenia danych $\mu_{j,p}^{T,L}(x_i)$ zastosowano matematyczną teorię ewidencji Dempstera-Shafera, gdzie *p* to numer zbioru uczącego [5, 6].

Zgodnie z zasadą łączenia Dempstera, funkcja przekonania $Bel(\mu_{j,p}^{T,L}(x))$ i podstawowe przyporządkowania prawdopodobieństwa mogą być określone przez:

$$\mu_{j,p}^{T,L}(x_i) \oplus \mu_{j,p+1}^{T,L}(x_i^{\,M}) = \frac{\sum_{N \cap O = M} \dfrac{\mu_{j,p}^{T,L}(x_i) \cdot \mu_{j,p+1}^{T,L}(x_i)}{\sum_{j=1}^{n} \mu_{j,p}^{T,L}(x_i) \cdot \sum_{j=1}^{N} \mu_{j,p+1}^{T,L}(x_i)}}{1 - \sum_{N \cap O = \Phi} \dfrac{\mu_{j,p}^{T,L}(x_i) \cdot \mu_{j,p+1}^{T,L}(x_i)}{\sum_{j=1}^{n} \mu_{j,p}^{T,L}(x_i) \cdot \sum_{j=1}^{N} \mu_{j,p+1}^{T,L}(x_i)}} \tag{5}$$

gdzie $1 - \sum_{N \cap O = \Phi} \dfrac{\mu_{j,p}^{T,L}(x_i) \cdot \mu_{j,p+1}^{T,L}(x_i)}{\sum_{j=1}^{n} \mu_{j,p}^{T,L}(x_i) \cdot \sum_{j=1}^{N} \mu_{j,p+1}^{T,L}(x_i)}$ współczynnik normalizujący (6)

Etap 3. Prawdopodobieństwo warunkowe – twierdzenie Bayesa

Określono prawdopodobieństwa każdej klasy decyzyjnej (ryzyko producenta i odbiorcy) za pomocą prawdopodobieństwa warunkowego (twierdzenie Bayesa), przy założeniu, że prawdopodobieństwa a priori wystąpienia klas są równe $p_o = p_p = 0{,}5$.

Ryzyko producenta i odbiorcy obliczono według poniższych formuł:

- prawdopodobieństwo odnoszące się do odbiorcy:

$$Po = \frac{p_o * Bel(\mu_{j,p}^{T,L}(x)) * \left[1 - Bel(\mu_{j,p+1}^{T,L}(x))\right]}{p_o * Bel(\mu_{j,p}^{T,L}(x)) * \left[1 - Bel(\mu_{j,p+1}^{T,L}(x))\right] + p_p * \left[1 - Bel(\mu_{j,p}^{T,L}(x))\right] * Bel(\mu_{j,p+1}^{T,L}(x))} \tag{7}$$

- prawdopodobieństwo odnoszące się do producenta:

$$Po = \frac{p_p * \left[1 - Bel(\mu_{j,p}^{T,L}(x))\right] * Bel(\mu_{j,p+1}^{T,L}(x))}{p_o * Bel(\mu_{j,p}^{T,L}(x)) * \left[1 - Bel(\mu_{j,p+1}^{T,L}(x))\right] + p_p * \left[1 - Bel(\mu_{j,p}^{T,L}(x))\right] * Bel(\mu_{j,p+1}^{T,L}(x))} \tag{8}$$

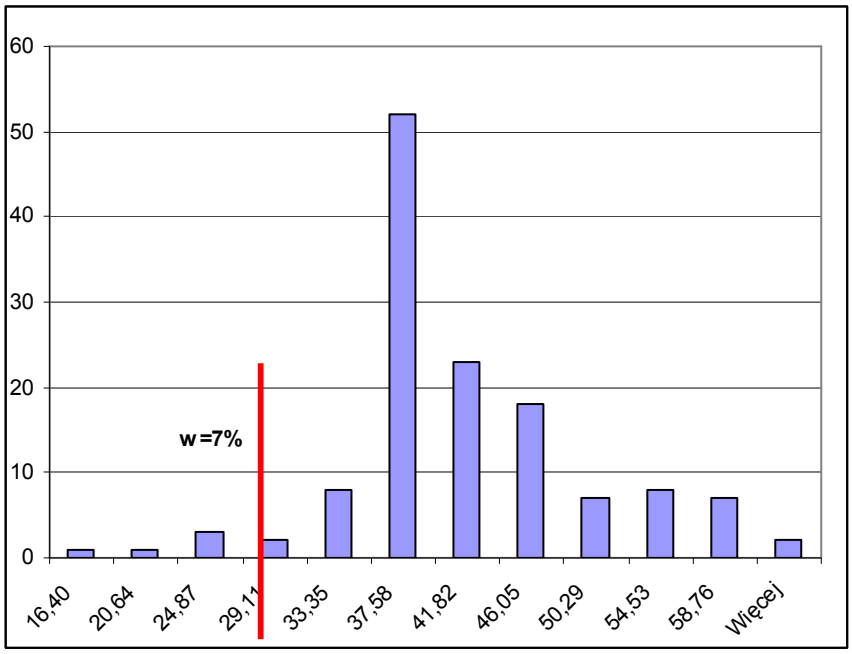
3. PRZYKŁAD LICZBOWY

W celu określenia ryzyka producenta i odbiorcy przyjęto:

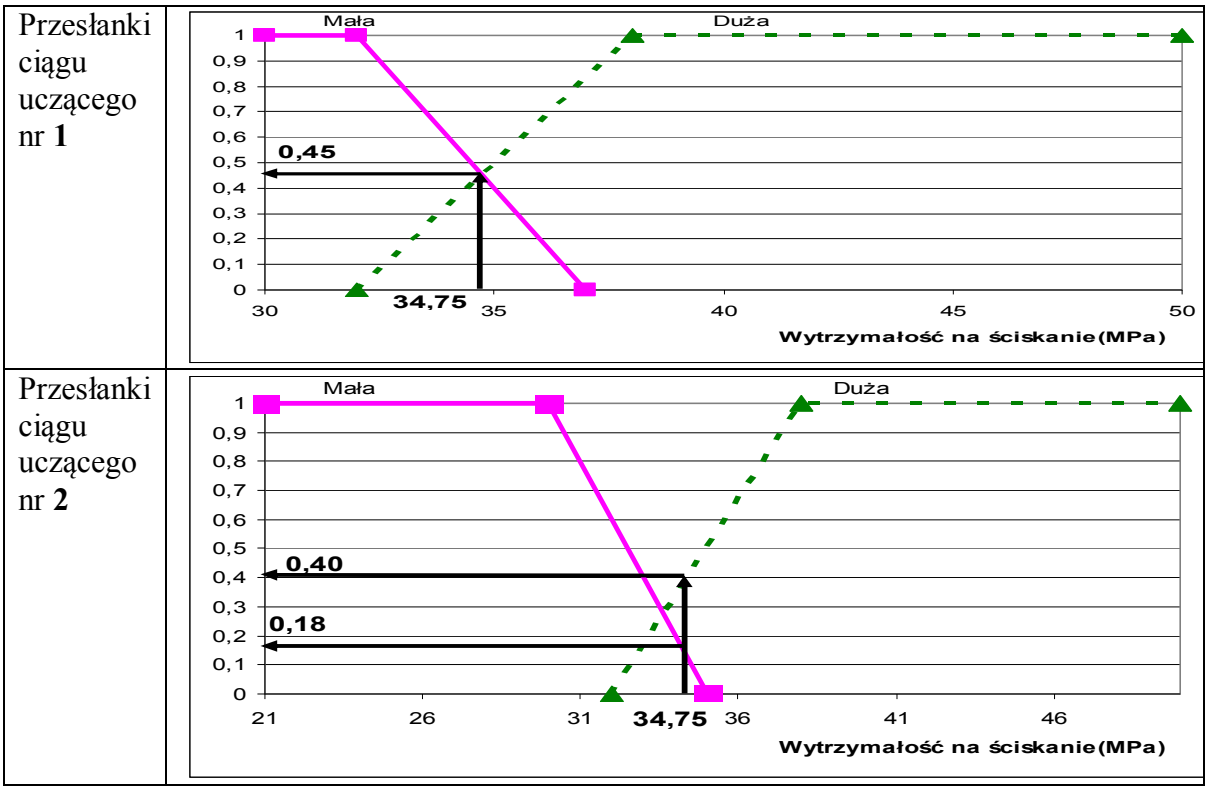
- średnią wytrzymałość betonu na ściskanie dla próby o liczebności n=3 $x_{śr,1}$ = 48,36 MPa, oraz
- wadliwość x_2 = 7%.

Wadliwość przyjęto na podstawie wyników badań wytrzymałości na ściskanie dla jednej receptury betonu klasy C25/30 produkowanego na terenie Podkarpacia (rys.1).

Funkcję przynależności dla wytrzymałości przyjęto na podstawie histogramu (rys. 1) oraz wiedzy eksperckiej (rys. 2).



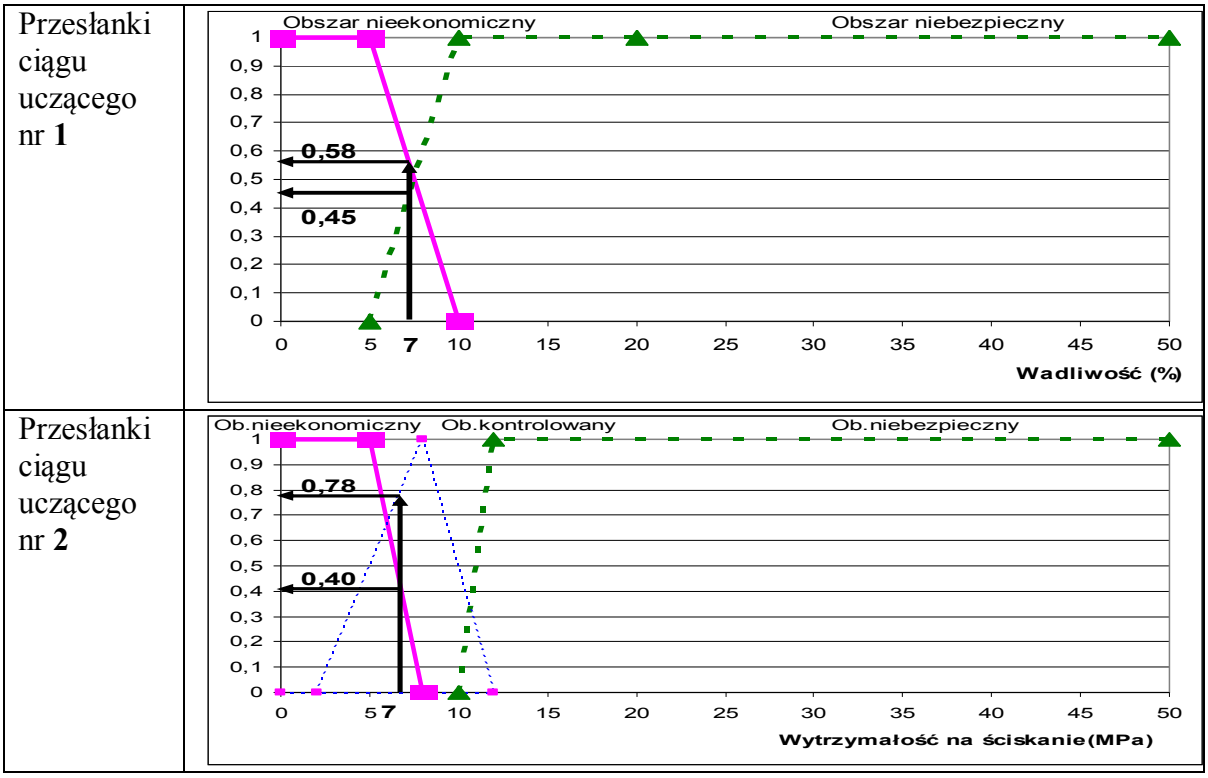
Rys.1. Histogram oraz rzeczywista wadliwość wytrzymałości na ściskanie dla produkowanego betonu klasy C25/30



Rys.2. Funkcje przynależności dla wytrzymałości średniej na ściskanie

Funkcję przynależności dla wadliwości zdefiniowano w oparciu o krzywe graniczne dla obszarów krytycznych zastosowanych przez Taewre, określonych dla wadliwości dopuszczalnej 5% oraz dyskwalifikującej 10% (rys.3).

Dla założonych wartości cech x_1 oraz x_2 odczytano stopnie pewności w oparciu o przyjęte funkcje przynależności.



Rys.3. Funkcje przynależności dla wadliwości

Zgodnie ze wzorem (4), w celu syntezy danych zastosowano defuzyfikację (wyostrzenie):
- dla cechy x_1 – wytrzymałość betonu na ściskanie

$$\mu_{ciag1}^{T,M}(x_1) = \mu_{ciag1}^{T,D}(x_1) = \frac{0,45}{0,45+0,45} = 0,5$$

$$\mu_{ciag2}^{T,M}(x_1) = \frac{0,18}{0,18+0,40} = 0,31$$

$$\mu_{ciag2}^{T,D}(x_1) = \frac{0,40}{0,18+0,40} = 0,69$$

stąd: $0,5+0,5=1,0$ oraz $0,31+0,69=1,0$

- dla cechy x_2 - wadliwość

$$\mu_{ciag1}^{T,OB.NIEEKON}(x_2) = \frac{0,58}{0,58+0,45} = 0,56$$

$$\mu_{ciag1}^{T,OB.NIEBEZP.}(x_2) = \frac{0,45}{0,58+0,45} = 0,43$$

$$\mu_{ciag2}^{T,OB.NIEEKON}(x_2) = \frac{0,40}{0,40+0,78} = 0,34$$

$$\mu_{ciag\,2}^{T,OB.KONTR.}(x_2) = \frac{0,78}{0,40+0,78} = 0,66$$

stąd: *0,56+0,43=1,0* oraz *0,34+0,66=1,0*

Etap 2. Synteza

Do łączenia danych zastosowano matematyczną teorię ewidencji Dempstera-Shafera (tabela1 i 2).

Tabela 1. Wyniki częściowe – złączenie danych

Przesłanki ciągu uczącego nr 1 / **Przesłanki ciągu uczącego nr 2**		wytrzymałość betonu na ściskanie	wadliwość	$m_1(\theta)$
		0,31	0,34	0,35
wytrzymałość betonu na ściskanie	0,50	0,155	**0,170**	0,175
wadliwość	0,43	**0,133**	0,146	0,151
$m_2(\theta)$	0,07	0,022	0,024	0,024

Zgodnie z mianownikiem wzoru (6), obliczono współczynnik normalizujący 1-(0,133+0,170) = 1-0,303 = 0,697

Tabela 2. Wyniki końcowe – wartości przekonania

Producent/Odbiorca	Obliczenia	Wynik kombinacji Dempstera	$Bel(\mu_{j,p}^{T,L}(x))$
wytrzymałość betonu na ściskanie	0,022+0,155+0,175 = 0,352	0,506	**0,506**
wadliwość	0,146+0,024+0,151 = 0,321	0,461	**0,461**
$m_{12}(\theta)$	0,024	0,024	
		$\sum$ = 1,000	

Etap 3. Prawdopodobieństwo warunkowe

Określono prawdopodobieństwa przynależności do poszczególnych klas decyzyjnych (producent i odbiorca) kierując się zasadą:

- nieznana jest wadliwość rzeczywista, odbiorca zakłada, że producent oferuje mu towar o wadliwości mniejszej lub równej wadliwości dopuszczalnej (5%),
- spełnione jest podwójne kryterium dotyczące wytrzymałości betonu na ściskanie dla n=3, a więc kryterium, którym kieruje się odbiorca.

Przy powyższych założeniach obliczone powyżej wartości prawdopodobieństwa odpowiadają klasie decyzyjnej odnoszącej się do odbiorcy. Na podstawie tych wartości określono prawdopodobieństwo decyzyjne dla producenta (tab. 3).

Tabela 3. Prawdopodobieństwa decyzyjne dla producenta i odbiorcy

	Odbiorca	**Producent**
Wadliwość (7%)	**0,549**	**0,461**
Wytrzymałość betonu na ciskanie (34,5 MPa)	**0,506**	**0,494**

Przyjmując, że ryzyko producenta i odbiorcy jest równe $Ro=Rp$ $(p_o=p_p=0,5)$ oraz korzystając z twierdzenia Bayesa obliczono prawdopodobieństwo dla producenta i odbiorcy (wzór 7,8):

$$Po = \frac{0,5*0,549*0,506}{0,5*0,549*0,506+0,5*0,461*0,494} = 0,550$$

$$Pp = \frac{0,5*0,461*0,494}{0,5*0,549*0,506+0,5*0,461*0,494} = 0,450$$

Dla przyjętych wartości 34,75 MPa oraz wadliwości 7% waga ryzyka odbiorcy jest większa niż producenta.

Jeżeli klasa 1 – oznacza ryzyko odbiorcy, a klasa 2 oznacza ryzyko producenta, to w wyniku przeprowadzonej analizy otrzymaliśmy wartości określające ryzyko producenta i odbiorcy betonu towarowego.

Zaprezentowany algorytm stanowi tylko koncepcję systemu wspomagającego wnioskowanie w określeniu ryzyka producenta i odbiorcy betonu towarowego na podstawie zdefiniowanych poprzez funkcje rozmyte dwóch cech betonu: wytrzymałości na ściskanie oraz wadliwości.

Przeprowadzona analiza metodą modelowania rozmytego oraz teorii ewidencji potwierdza, że większe ryzyko w przypadku przyjęcia partii o zaniżonej jakości, przy spełnieniu kryterium zgodności betonu na ściskanie dla n=3 i wadliwości 7% przerzucane jest na odbiorcę, co potwierdzają obliczone wartości prawdopodobieństw dla producenta - 0,450 oraz dla odbiorcy - 0,550.

Otrzymane rezultaty potwierdzają wyniki zaprezentowane w pracach [2, 7].

4. PODSUMOWANIE

Wątpliwości związane z określeniem ryzyka producenta i odbiorcy przy odbiorze partii betonu o zaniżonej jakości oraz niedostatki metod statystycznych są powodami szukania nowych procedur określenia ryzyka kontrahentów.

Łączenie informacji zawartych w dwóch zbiorach zdefiniowanych na podstawie niepełnych informacji oraz subiektywnych ocen ekspertów wpływa korzystnie na proces decyzyjny związany z określeniem ryzyka producenta i odbiorcy. Proces łączenia może być kontynuowany tak długo jak długo napływają nowe informacje, aż do uzyskania najbardziej wnikliwej oceny.

Aplikacja zbiorów rozmytych oraz teorii Dempstera-Shafera do analizy ryzyka producenta i odbiorcy przy odbiorze partii betonu powinna mieć zastosowanie w procesie zarządzania ryzykiem, w szczególności na etapie pozyskiwania danych, grupowania oraz weryfikacji danych.

Przeprowadzone wnioskowanie oparte na modelowaniu rozmytym oraz matematycznej teorii ewidencji potwierdza, że w przypadku przyjęcia partii betonu o zaniżonej jakości większe ryzyko przerzucane jest na odbiorcę.

Modelowanie rozmyte oraz teoria Dempstera–Shafera mogą być pomocne przy określaniu ryzyka producenta i odbiorcy oraz przy weryfikowaniu jakości produkowanego betonu. Metoda ta umożliwia łączenie informacji z różnych źródeł, jak również może posłużyć jako narzędzie do prezentacji niekompletnej wiedzy statystycznej.

Piśmiennictwo

[1] PN-EN 206-1: 2003 Beton. Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność. PKN.
[2] Taerwe L.: Evaluation of compound compliance criteria for concrete strength, RILEM, Materials and Structures, 1988, 21, 13-20.
[3] Czogała E., Pedrycz W.: Elementy i metody teorii zbiorów rozmytych, PWN, Warszawa, 1985.
[4] Yager R., Filev D.: Podstawy modelowania i sterowania rozmytego, WN-T, Warszawa, 1995.
[5] Neuman T.: Wykorzystanie mechanizmów fuzji danych w transporcie morskim, Prace Wydziału Nawigacyjnego Akademii Morskiej w Gdyni, Zeszyt nr 22, Gdynia 2008, str. 71-79.
[6] Yan x. p., Xie Y.b., Xiao H.L.: Application of Dempster-Shafer theory to oil monitoring.
[7] Woliński S.: Conformity control of concrete strength based on the risk assessment, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, zeszyt 53, Rzeszów 2009, str.163-169.

FUZZY MODELLING AND DEMPSTER-SHAFER THEORY FOR RISK ASSESSMENT OF CLIENT AND PRODUCER OF READY MIXED CONCRETE

Summary

Various criteria are used in the conformity control of concrete. A concept of producers and clients risk based on the Dempster-Shafer theory is presented.

Application of the Dempster-Shafer theory and fuzzy logic in the acceptance of concrete enables the risk of producer and client to be described. It also helps to determine the value of the risk, at the acceptance of lower quality concrete, with the use of belief functions on the basis of frame of discernment and fuzzy sets.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Tomasz TRACZ[1]
Jacek ŚLIWIŃSKI[2]
Politechnika Krakowska

WPŁYW STANU WILGOTNOŚCIOWEGO BETONU NA JEGO PRZEPUSZCZALNOŚĆ

STRESZCZENIE

Prezentowane badania stanowią próbę ilościowej oceny wpływu dwóch typowych stanów wilgotnościowych betonu, suchego i tzw. powietrzno-suchego, na przepuszczalność ocenianą metodą RILEM-Cembureau przy przepływie azotu. Badaniami objęto betony wykonane z trzech cementów szeroko stosowanych w praktyce budowlanej: CEM I 42,5R; CEM II/A-V 42,5R i CEM III/A 42,5N.Wskaźnik w/c betonów wykonanych z danego cementu był zróżnicowany w granicach od 0,30 do 0,60. Uzyskane wyniki wskazują, iż przepuszczalność betonu w stanie powietrzno-suchym może, w zależności od rodzaju cementu i wskaźnika w/c, zostać zredukowana nawet do2,5% jego przepuszczalności w stanie suchym. Jednym z głównych wniosków jest konstatacja, że najbardziej miarodajną wydaje się przepuszczalność betonu określana w stanie suchym, przy czym wyniki jej oceny mają głównie wartość porównawczą.

SŁOWA KLUCZOWE: beton, wskaźnik w/c, wilgotność, przepuszczalność, metoda RILEM-Cembureau

1. WPROWADZENIE

Przepuszczalność jest jedną z właściwości materiałów, która w sposób bezpośredni dostarcza ilościowych informacji o dostępności ich porowatej struktury dla mediów pochodzących ze środowiska [1,2]. Ponieważ oddziaływanie mediów środowiskowych, ciekłych lub gazowych, ma z reguły negatywny wpływ na zachowanie się materiału w czasie eksploatacji, znajomość przepuszczalności pozwala na ocenę jego potencjalnej trwałości. Z tego właśnie powodu, w przypadku betonów cementowych jednymi ze standardowych są od wielu lat badania ich przepuszczalności dla wody. W ostatnich dwóch dekadach coraz popularniejszym staje się badanie przepuszczalności betonu dla mediów gazowych [3,4,5]. Wśród metod pomiaru przepuszczalności określanej przy przepływie gazu wyróżnić można przede wszystkim laboratoryjną metodę RILEM-Cembureau [6] oraz polową metodę Torrent'a [7,8]. Pierwsza z nich polega na pomiarze skrośnego przepływu azotu lub tlenu przez próbki o odpowiednich wymiarach i w określonych warunkach przepływu gazu.

[1] ttracz@pk.edu.pl
[2] jsliwins@pk.edu.pl

W przypadku drugiej pomiar dotyczy przepuszczalności powietrza, którego przepływ odbywa się w kilkucentymetrowej, przypowierzchniowej warstwie betonu istniejącego elementu. Warstwa ta utożsamiana jest zazwyczaj z betonową otuliną prętów zbrojeniowych. Bez względu na stosowaną metodę oceniana przepuszczalność zależy bardzo silnie od stanu wilgotnościowego badanego betonu [9,10].

W referacie przedstawiono próbę ilościowej oceny wpływu stanu wilgotnościowego próbek na przepuszczalność określaną metodą laboratoryjną RILEM-Cembureu. Przeprowadzone badania objęły swym zakresem betony zróżnicowane pod względem rodzaju cementu oraz wskaźnika w/c. Analizę ograniczono do dwóch typowych stanów wilgotnościowych: suchego (po suszeniu do stałej masy) i tzw. powietrzno-suchego (po długotrwałym przechowywaniu w opisanych dalej warunkach laboratoryjnych). Wszystkie przeprowadzone badania dotyczyły betonów w wieku 90 dni.

2. CHARAKTERYSTYKA BADANYCH BETONÓW

Badaniami objęto trzy grupy betonów wykonanych z trzech cementów: CEM I 42,5R; CEM II/A-V42,5R i CEM III/A 42,5N. W każdej grupie rozpatrywano po 4 betony zróżnicowane pod względem wskaźnika w/c= 0,30; 0,4; 050 i 0,60. Kruszywo do betonów komponowano z piasku rzecznego 0/2 mm oraz żwirów 2/8 i 8/16 mm lub grysów bazaltowych 2/8 i 8/16 mm. Jamistość skomponowanych kruszyw wynosiła około 22%. Ilość zaczynu cementowego we wszystkich betonach była stała i wynosiła 300 dm^3/m^3. Składy oraz wytrzymałość analizowanych betonów podano w (tab.1).

Tablica 1. Składy analizowanych betonów i ich wytrzymałość

Składnik [kg/m^3]	w/c = 0,30	w/c = 0,40	w/c = 0,50	w/c = 0,60
Cement (CEM I 42,5R; CEM II/A-V 42,5R lub CEM III/A 42,5N)	482	415	365	325
Woda	145	166	182	195
Piasek 0/2 mm	685			
Kruszywo grube 2/16 mm	1332 (grys bazaltowy 2/16 mm)		1146 (żwir 2/16 mm)	
Superplastyfikator	w zależności od rodzaju cementu i w/c zawartość SP wynosiła od 0,35 do 2,5 % m.c.			
Wytrzymałość na ściskanie po 90 dniach dojrzewania [MPa]:				
- beton z CEM I	83	73	56	44
- betony z CEM II	91	80	60	55
- betony z CEM III	78	67	49	45

Przyjęte zakresy wartości wskaźnika w/c, zawartość zaczynu, a także stosowane rodzaje cementu, wydają się pokrywać duży obszar praktycznie wykonywanych betonów. Badania przepuszczalności prowadzono po opisanym dalej szczegółowo 90 dniowym okresie ich dojrzewania.

3. PRÓBKI I METODA BADANIA PRZEPUSZCZALNOŚCI

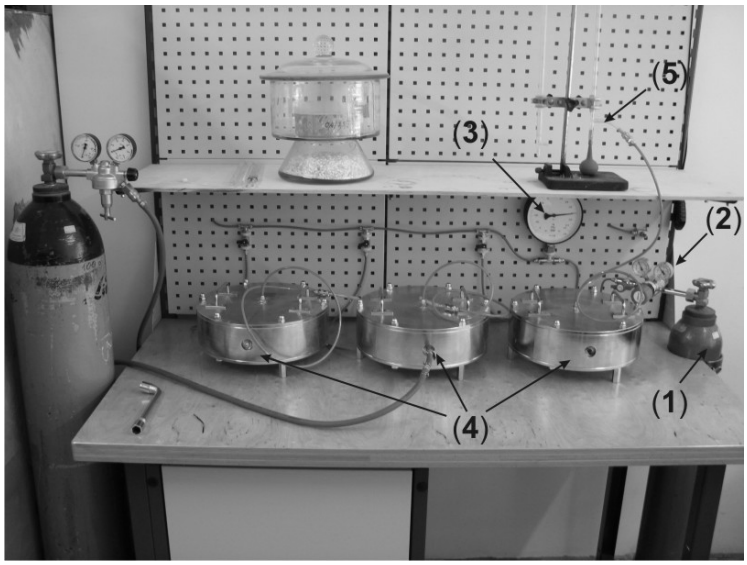
Dla potrzeb prezentowanych badań z każdego z analizowanych betonów wykonano po trzy próbki walcowe o średnicy 150 mm i wysokości 300 mm. Próbki te dojrzewały 28 dni w komorze w wilgotności względnej powietrza > 90%. Następnie wycinano z nich próbki do badania przepuszczalności o wymiarach zgodnych z zaleceniami [6] (średnica 150 mm i wysokość 50 mm). W celu zapewnienia możliwie największej jednorodności wyników pomiaru przepuszczalności, próbki te wycinano z dolnej części walców 150/300 mm wobec kierunku betonownia [11]. W dalszym ciągu tak przygotowane próbki przechowywano kolejne dwa miesiące w warunkach laboratoryjnych. Pomiary prowadzone w czasie przechowywania próbek wykazały, iż warunki charakteryzowała temperatura wahająca się w granicach od 18 do 25°C i wilgotność względna powietrza zmienna w zakresie od 45 do 60%). Stan próbek po takim przechowywaniu uznano jako stan tzw. powietrzno-suchy, zaś stwierdzoną wilgotność jako równowagową dla tychże warunków.

Badanie przepuszczalności prowadzono wspomnianą już metodą RILEM-Cembureau w urządzeniu pokazanym na (rys.1), w którym stosowanym medium był azot.

Wartość przepuszczalności *k* określano z zależności [6]:

$$k = \frac{2QP_a\eta L}{A(P^2 - P_a^2)}$$

gdzie: Q = V/t - określone doświadczalnie natężenie przepływu [m^3/s],
P - stosowana wielkość ciśnienia (absolutnego) [Pa],
P_a- ciśnienie atmosferyczne (1 bar = 10^5 Pa),
A- powierzchnia przekroju próbki [m^2],
L - grubość próbki [m],
η- lepkość dynamiczna gazu [Pa·s].



Rys.1. Stanowisko do badania przepuszczalności betonu metodą RILEM-Cembureau, 1- butla z azotem, 2- reduktor, 3-manometr precyzyjny, 4- komory do mocowania i uszczelnienia próbek, 5- rurka kalibrowana do pomiaru objętości przepływającego gazu

Pierwszy etap badań dotyczył badania przepuszczalności zważonych uprzednio próbek w tzw. stanie powietrzno-suchym. Następnie próbki suszono do stałej masy w temperaturze 105°C, określono ich wyjściową wilgotność, po czym poddawano je powtórnemu badaniu przepuszczalności w stanie suchym.

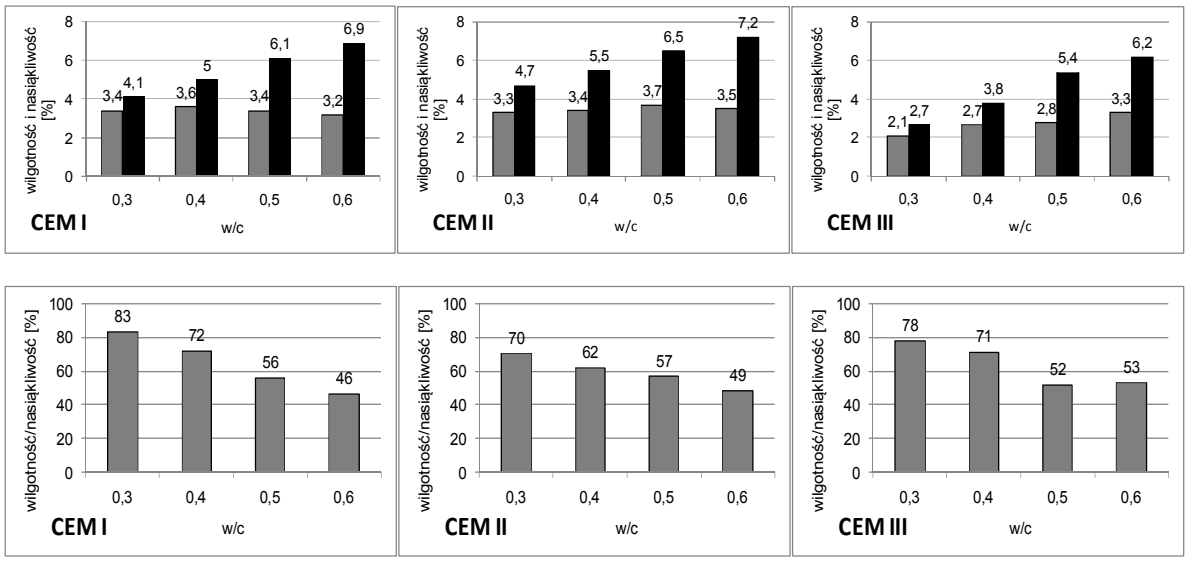
4. WYNIKI I ICH ANALIZA

4.1. Uwaga wstępna

Mimo, iż betony o rożnych wskaźnikach w/c były wykonywane z udziałem różnych kruszyw grubych (betony o w/c = 0,30 i 0,40 z kruszywa bazaltowego, a betony o w/c = 0,50 i 0,60 z kruszywa żwirowego) analizę przeprowadzono dla nich wspólnie. Przyjęto, że przepuszczalność tych kruszyw w porównaniu z przepuszczalnością zaczynów zawartych w betonach jest relatywnie mała. Przepuszczalność bazaltu wynosi bowiem ok. $3x10^{-18}$ m^2 zaś skał, z jakich zbudowane są ziarna żwiru nie przekracza $1x10^{-17}$ m^2[12]. W dalszej analizie przyjęto więc upraszczające założenie, iż rodzaj kruszywa grubego (bazalt i żwir) nie wywiera znaczącego wpływu na przepuszczalność badanych betonów.

4.2. Wilgotność betonów w stanie powietrzno-suchym

Na (rys.2) zestawiono wyniki pomiaru zawartości wilgotności w próbkach wszystkich analizowanych betonów w tzw. stanie powietrzno-suchym. Podane wartości są średnimi z trzech pomiarów.



Rys.2. Wyjściowa wilgotność betonów z różnych cementów charakteryzująca stan powietrzno-suchy na tle ich nasiąkliwości (czarne słupki) oraz wilgotność jako część nasiąkliwości (u dołu)

Wilgotność charakteryzująca stan powietrzno-suchy betonów z cementów CEM I oraz CEM II jest praktycznie taka sama i wynosi średnio ok. 3,4% m. Nieco mniejszą wilgotność w tym stanie, od 2 do 3,5% m., posiadają betony z cementu CEM III. Zwraca uwagę fakt, że w przypadku wszystkich betonów wilgotność, w przeciwieństwie do nasiąkliwości, praktycznie nie zależy od wskaźnika w/c. W przypadku betonów z cementu CEM III wykazuje ona jednak pewien wzrost wraz ze wzrostem w/c. Dzieje się tak mimo wyraźnie zróżnicowanych nasiąkliwości badanych betonów [13].

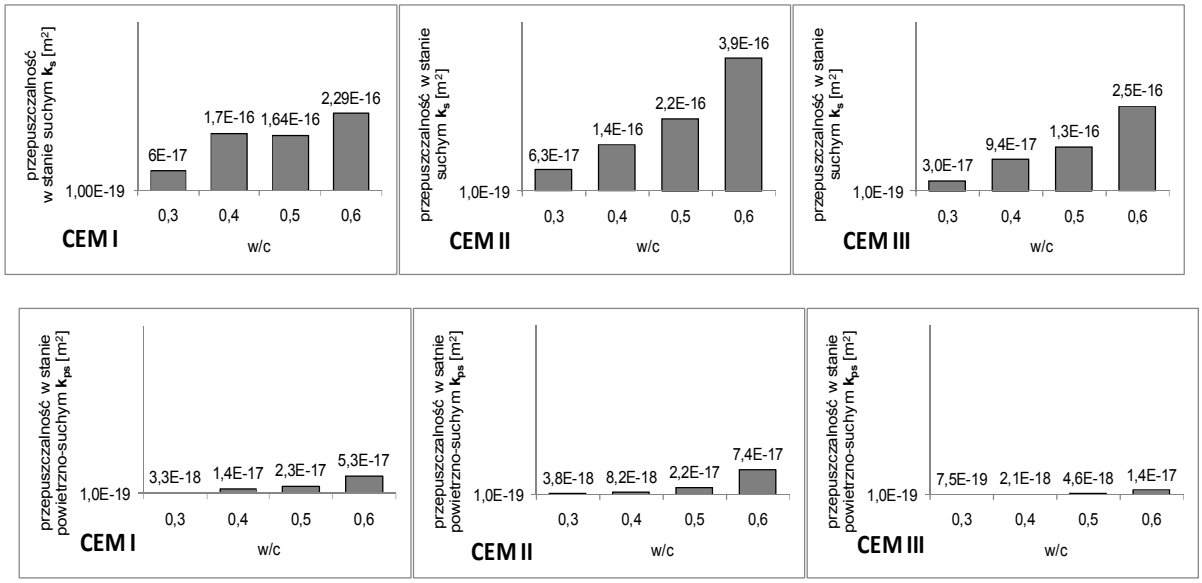
Na wykresach na (rys.2) widać też, że wilgotność uzyskana przez próbki w czasie ich przechowywania jest tym bliższa nasiąkliwości, im niższy jest wskaźnik w/c. Tłumaczyć to można rosnącą szczelnością zaczynu wraz ze zmniejszaniem się w/c i związaną z tym trudniejszą ewakuacją wilgoci podczas przechowywania w opisanych warunkach laboratoryjnych.

4.3. Przepuszczalność betonów

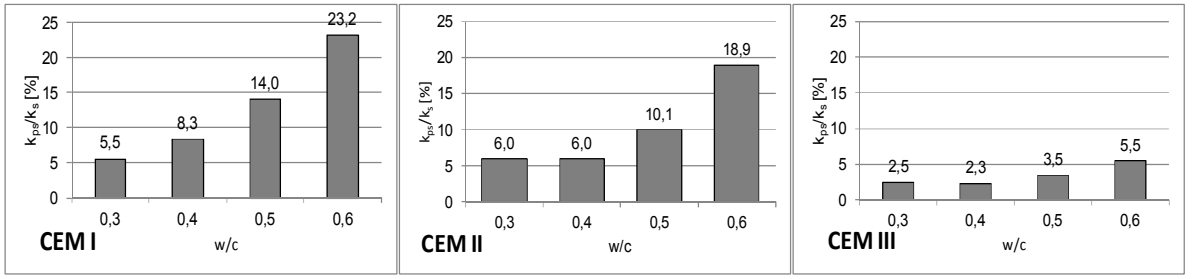
Na (rys.3) przedstawiono zbiorczo wyniki badania przepuszczalności betonów w stanie suchym i powietrzno-suchym. Zgodnie z zaleceniami zawartymi w [6] każda z podanych wartości jest średnią z pomiarów wykonanych na trzech próbkach.

Wyniki te nie są niestety w pełni jednoznaczne, jednak wyraźnie wskazują, iż przepuszczalność w obydwu stanach wilgotności silnie zależy od wskaźnika w/c oraz, iż wpływ rodzaju cementu jest także zależny od tego parametru. Wyniki pozwoliły jednak na ilościową ocenę tego wpływu.

Betony z cementów CEM I i CEM II charakteryzują się, w stanie suchym i powietrzno-suchym, porównywalnymi wartościami przepuszczalności przy w/c w zakresie od 0,30 do 0,50. Przy w/c = 0,60 znacznie większą przepuszczalność wykazują betony z cementu CEM II. W stanie suchym ich przepuszczalność jest 1,7x, a w stanie powietrzno-suchym 1,4x większa od odpowiednich przepuszczalności betonu z cementu CEM I. Betony z cementu CEM III wykazują wyraźnie niższe przepuszczalności w obydwu rozpatrywanych stanach wilgotnościowych. Są one od ok. 3 do ok. 5 razy mniejsze od przepuszczalności betonów z CEM I i CEM II.



Rys. 3. Wyniki badań przepuszczalności oznaczanych na próbkach w stanie suchym k_s (u góry) i powietrzno-suchym k_{ps} (u dołu)



Rys.4. Porównanie przepuszczalności w stanie powietrzno-suchym k_{ps} i przepuszczalności w stanie suchym k_s

Wpływ wilgotności charakteryzującej stan powietrzno-suchy na przepuszczalność badanych betonów jest bardzo duży. Jak pokazano na (rys.4) obecna w betonie wilgoć powoduje, iż przepuszczalność w umownym stanie powietrzno-suchym stanowi jedynie od 2,5 do 23,3% przepuszczalności w stanie suchym. Generalnie stopień obniżenia

przepuszczalności jest tym większy, im niższy jest wskaźnik w/c charakteryzujący skład betonu. Efekt ten wynika z jednej strony ze zmniejszającej się porowatości zaczynu wraz ze zmniejszaniem się w/c, z drugiej zaś, wobec podobnej wilgotności betonów o różnych w/c, z większego stopnia wypełnienia porów wilgocią. O ile betony z cementów CEM I i CEM II są pod tym względem dosyć podobne, o tyle w przypadku betonów z cementu CEM III przepuszczalność w stanie powietrzno-suchym stanowi zaledwie 2,5 do 5,5% przepuszczalności w stanie suchym. Podobnie jak poprzednio, można to tłumaczyć mniejszą porowatością 90 dniowego zaczynu z tego cementu i większym stopniem utrudnienia przepływu gazu przez obecną w porach wilgoć.

Zaobserwowane zjawisko zróżnicowania przepuszczalności w stanie powietrzno-suchym i suchym związane jest z dwoma czynnikami: różną porowatością zaczynów z różnych cementów i o różnych wskaźnikach w/c oraz z różnym stopniem wypełnienia porów przez wilgoć pozostającą w materiale w stanie powietrzno-suchym. Dodatkowym powodem jest zapewne zmiana struktury porów (powstawanie mikropęknięć) wywołana suszeniem betonu w temperaturze 105°C [2]. Dodatkowe informacje umożliwiające pełniejsze wyjaśnienie zaobserwowanych zjawisk wniosą zapewne wyniki planowanych badań mikrostrukturalnych badanych betonów.

5. WNIOSKI I PODSUMOWANIE

Wyniki przedstawionych badań nie są niestety na tyle jednoznaczne aby możliwym było podjęcie próby dokonywania szerszych uogólnień. Dokonane spostrzeżenia związane z wpływem stanu wilgotnościowego badanych betonów na ich przepuszczalność dotyczą bowiem stanu próbek badanych betonów, jaki uzyskały one w czasie przechowywania w opisanych przyjętych arbitralnie przez autorów warunkach. Dodać należy, iż warunki te wynikały w dużej mierze z potrzeby badania betonów w wieku 90 dni.

Przedstawione wyniki badań pozwalają jednak na sformułowanie następujących wniosków, które z oczywistych powodów zachowują swą ważność jedynie w przypadku betonów podobnych do analizowanych przez autorów:

1/ Stan powietrzno-suchy, jaki uzyskały badane betony w czasie przechowywania w opisanych warunkach, charakteryzuje się podobną ich wilgotnością, która praktycznie bez względu na wskaźnik w/c wynosi ok. 3,5% m. w przypadku betonów z cementów CEM I i CEM II oraz od ok. 2 do ok. 3,5% m. w przypadku betonów z cementu CEM III.

2/ Wyniki potwierdzają, że stan wilgotnościowy charakteryzujący beton w dwóch typowych umownych stanach (powietrzno-suchy i suchy), bardzo silnie wpływa na wartość mierzonej przepuszczalności przy przepływie gazu. Obecność wilgoci w betonie będącym w umownym stanie powietrzno-suchym sprawia, iż w zależności od rodzaju cementu i wskaźnika w/c przepuszczalność ulega redukcji do poziomu od 23 do nawet 2,5% ich przepuszczalności określanej w stanie suchym.

3/ W przypadku betonów z cementu CEM I i CEM II stopień redukcji przepuszczalności wywołany obecnością wilgoci jest podobny (od ok. 20 do ok. 6%) i wyraźnie zależy od wskaźnika w/c. Stopień redukcji rośnie wraz ze zmniejszaniem się w/c.

4/ W przypadku betonów z cementu CEM III stopień redukcji przepuszczalności jest znacznie większy (od ok. 5,5 do ok. 2,5%) i w sposób podobny zależy od wskaźnika w/c.

Wobec powyższych spostrzeżeń należy uznać, iż najbardziej miarodajną jest przepuszczalność betonu określana w stanie suchym. Stan ten jest bowiem najbardziej jednoznaczny. Dodać trzeba także, że wyniki oceny przepuszczalności w stanie suchym mają głównie wartość porównawczą.

Na zakończenie należy podkreślić, że badania przepuszczalności przy przepływie gazu są badaniami trudnymi z technicznego punktu widzenia. Trudna jest także interpretacja ich wyników. Mnogość czynników mogących wpływać na wynik badania sprawia zapewne, że informacje literaturowe na tytułowy temat, a także i na temat wpływu różnych innych czynników materiałowych i technologicznych na mierzoną przepuszczalność betonów są pełne kontrowersji [2].

Prezentowane w artykule badania zostały zrealizowane w ramach projektu badawczego NN506 072138 finansowanego przez Narodowe Centrum Nauki

Piśmiennictwo

[1] Baron J., Ollivier J-P.: Durablité des bétons, Collection de l'Association Technique de l'Industrie des Liants Hydrauliques, Press de I'ENPC, 1992.
[2] Kurdowski W. : Chemia cementu i betonu, Wyd. Polski Cement i Wyd. Naukowe PWN, Kraków 2010.
[3] Dinku A., Reinhardt H.W.: Gas permeability coefficient of cover concrete as a performance control, Materials and Structures, Vol. 30, 1997, 387-393.
[4] Naik T.R., Singh S.S., Hossain M.M.: Permeability of concrete containing large amounts of fly ash, Cement and Concrete Research, Vol. 24, No. 5, 1994, 913-922.
[5] Picandet V., Khelidj A., Bastian G.: Effect of axial compressive damage on gas permeability of ordinary concrete, Cement and Concrete Research, Vol. 31, 2001, 1525-1532.
[6] RILEM Technical Recommendation: Tests for gas permeability of concrete, TC 116-PCD: Permeability of concrete as criterion of its durability, Materials and Structures, Vol. 32, April 1999, 174-179.
[7] Torrent R.J., Frenzer G.: A method for the rapid determination of the coefficient of permeability of the "covercrete", International Symposium Non-Destructive Testing in Civil Engineering, 1995, 985-992.
[8] Torrent R.J.: A two-chamber vacuum cell for measuring the coefficient of permeability to air of the concrete cover on site, Materials and Structures, Vol. 25, 1992, 358-365.
[9] Abbas A., Carcasses M., Ollivier J.-P.: Gas permeability of concrete in relation its degree of saturation, Materials and Structures, Vol. 32, nr 2, 1999, 3-8.
[10] Romer M.: Effect of moisture and concrete composition on the Torrent permeability measurements, Materials& Structures, Vol.38, nr 5, 2005, 541-547.
[11] Tracz T., Śliwiński J.: Jednorodność wyników badania przepuszczalności betonu wysokowartościowego metodą RILEM-Cembureau, (Homogeneity of high performance concrete gas permeability test results) Cement-Wapno-Beton, 1/2005, 48-53.
[12] Tracz T.: Wpływ rodzaju cementu na przepuszczalność betonów wysokowartościowych, praca doktorska, Politechnika Krakowska, Kraków 2005.
[13] Tracz T., Śliwiński J.: Wpływ zawartości zaczynu cementowego i wskaźnika w/c na nasiąkliwość betonu wodą (Effect of cement paste content and w/c ratio on concrete water absorption) , Cement-Wapno-Beton, nr 3/2012.

EFFECT OF MOISTURE STATE ON CONCRETE PERMEABILITY

Summary

The study presented is an attempt at a quantitative assessment of the impact of two typical concrete moisture states – dry and so-called air-dry states – on gas permeability measured using the RILEM-Cembureau method (for nitrogen flow). The study covered concretes made from three cements that are widely used in construction practice: CEM I 42.5R; CEM II/A-V 42.5R and CEM III/A 42.5N. The w/c ratios of concretes made from each cement ranged from 0.30 to 0.60. The results obtained demonstrate that concrete permeability in air-dry state can be reduced even to 2.5% of its permeability in dry state depending on the type of cement and w/c ratio of concrete. One of the most important conclusions is that permeability determined in dry state is the most reliable and that the results of its measurement serve mostly for comparative purposes.

MODELOWANIE
INFORMACJI
O BUDYNKU

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Paweł KOGUT[1]
Andrzej TOMANA[2]
Datacomp sp. z o.o. Kraków

BIM JAKO PLATFORMA INTEGRACJI BRANŻ

STRESZCZENIE

W pracy omówiono zagadnienia związane z integracją systemów wspomagających wszystkie etapy w cyklu życia budowli na platformie BIM - od projektu, poprzez realizację, remonty i eksploatację do jej likwidacji. W szczególności omówiono problemy towarzyszące tworzeniu wymianie wirtualnych modeli budowli, zagadnienia klasyfikacji elementów budowlanych i zintegrowanej realizacji przedsięwzięć budowlanych. Tytułowe zadanie zilustrowano przykładem pierwszego polskiego systemu integrującego projektowanie i kosztorysowanie.

SŁOWA KLUCZOWE: BIM, IFC, IPD, CAD 4D-5D, integracja branż, interoperatywność, projektowanie, kosztorysowanie

1. BIM - WPROWADZENIE

Technologia BIM (Building Information Modeling) jest kolejnym znaczącym etapem ewolucji systemów CAD (pierwszy to przejście z deski kreślarskiej drewnianej na elektroniczną, drugi to wyjście z 2D do 3D). Istotą tej technologii jest posługiwanie się modelem wirtualnym budowli, w którym zapisane są wszystkie informacje o budowli - geometryczne, topologiczne, materiałowe i fizyczne, a w pewnym zakresie technologiczne i ekonomiczne. Otwiera to możliwości efektywnej współpracy pomiędzy branżami i systemami informatycznymi wspomagającymi wszystkie cykle życia budowli [1]. Technologia BIM od czasu Phila Bernsteina, któremu przypisuje się autorstwo tego akronimu i Laiserina, który go spopularyzował, przebyła długą drogę i stała się obecnie dojrzałą koncepcją dyktującą rozwój systemów CAD. Nie ma dzisiaj liczącego się producenta oprogramowania, który nie zaaplikowałby tej platformy; na świecie jest już ponad 130 takich systemów. W Polsce mimo dostępności oprogramowania CAD/BIM, projekty wykonane konsekwentnie według założeń BIM należą do rzadkości, a znajomość technologii BIM wśród projektantów jest znikoma. Podobnie jak to miało miejsce w USA, Kanadzie i krajach zaawansowanych technologicznie, technologia BIM nie upowszechni się w Polsce jeśli inwestorzy nie będą jej głównymi promotorami.

[1] p.kogut@datacomp.com.pl
[2] a.tomana@datacomp.com.pl

Podstawy BIM odwołują się do ekonomii, są odpowiedzią na relatywnie malejącą produktywność budownictwa na tle innych gałęzi przemysłu począwszy od lat 70' ubiegłego stulecia. We wszystkich niemal monografiach poświęconych BIM prezentowane są stosowne, ilustrujące to wykresy. Jako główne źródło tej niskiej produktywności wskazano braki organizacyjne, przede wszystkim brak interoperacyjności. W fazie projektu jest to brak należytej współpracy pomiędzy branżami.

1.1. Wymiana wirtualnych modeli budowli poprzez format IFC

Warunkiem technicznym dobrej współpracy poszczególnych branż jest wymiana danych pomiędzy systemami informatycznymi wspierającymi projektowanie. W technologii BIM przedmiotem wymiany danych są wirtualne modele budowli. Jednym z podstawowych założeń technologii BIM jest uniezależnienie użytkownika od systemów CAD jednego producenta i stworzenie uniwersalnego formatu wymiany danych. Obecnie w ramach porozumienia Building Smart Alliance został opracowany i jest ciągle udoskonalany format IFC (Industry Foundation Classes), którego aktualna wersja IFC 2x4 zadowalająco spełnia swoją rolę – uniwersalnego formatu wymiany danych o modelu. Przekazują one dane zarówno geometryczne, topologiczne jak i fizyczne oraz w pewnym zakresie także technologiczne i ekonomiczne. Format IFC uwzględnia także strukturę projektu określoną przez projektantów (rys.1).

Lp.	Nr	Ifc typ	Nazwa / opis	Wart.	Gr.	Dł.	Szer.	Wys.	Pow.	Obj.
1	54	IfcProject	'Projekt'							
2	64	IfcSite	'Lokalizacja'							
3	77	IfcBuilding	'PROJEKT'							
4		DC_Drzwi								
5		DC_Okna								
16	5190	IfcBuildingStorey	'1. Poziom 0 (+3670mm)'							
17		DC_Drzwi								
18		DC_Okna								
19	5468	IfcWallStandardCase	'SCIANA ZEW'							
20	5258	DCMaterialNode	'Tynk'		5,00					
21	5291	DCMaterialNode	'Cegła zwykła'		120,00					
22	5401	DCMaterialNode	'Styropian'		50,00					
23	5447	DCMaterialNode	'Bloczki betonowe'		240,00					
24	5449	DCMaterialNode	'Tynk'		15,00					
25		DC_PropertyBranch								
26	5611	IfcPropertySet	'Graphisoft AC140 WALL'							
27	5606	IfcComplexProperty	'WALL'	'ArchiCAD'						
28	5634	IfcElementQuantity	'BaseQuantities'							
29	5618	IfcQuantityLength	'Width'	430,						
30	5620	IfcQuantityLength	'Height'	3 670,						
31	5622	IfcQuantityLength	'Length'	7 372,6896						
32	5624	IfcQuantityArea	'GrossSideArea'	27,057771						
33	5626	IfcQuantityArea	'NetSideArea'	27,057771						
34	5628	IfcQuantityVolume	'GrossVolume'	11,292013						
35	5630	IfcQuantityVolume	'NetVolume'	11,292013						
36	5632	IfcQuantityArea	'GrossFootprintArea'	3,076843						
37	6340	IfcWallType	'bloczki z betonu kom—rkowego gr.							

Rys. 1 Drzewiasta struktura wirtualnego modelu zapisana w formacie IFC

Realizacja formatu IFC w systemach CAD nie zawsze niestety bywała w pełni zgodna z definicją formatu, co powodowało że modele nie były przekazywane w sposób prawidłowy co często zniechęcało użytkowników. Dzisiaj, przynajmniej gdy idzie o takie systemy jak Archicad, DDS CAD, Tekla czy VectorWorks, format IFC działa bez większych zarzutów.

1.2. Warunki efektywnej wymiany wirtualnych modeli budowli

Biblioteki

W interesie użytkownika jest niezależność wirtualnego modelu budowli od systemów, którymi są tworzone. Jednym z warunków takiego projektowania jest posługiwanie się uniwersalnymi bibliotekami elementów. Obecnie systemy CAD nie umożliwiają posługiwania się dostępnymi z zewnątrz bibliotekami elementów konstrukcyjnych takich jak ściany, stropy, fundamenty, dachy. Wymienialne są natomiast biblioteki pozostałych elementów - stolarki, instalacji, wyposażenia itp. Elementy konstrukcyjne są obsługiwane w sposób szczególny i odmienny od pozostałych, co może wyjaśniać trudności aby je doczytać z biblioteki zewnętrznej. Producenci oprogramowania nie rozwiązali tej funkcjonalności, na którą bez wątpienia czekają użytkownicy.

Klasyfikacja

Dla powiązania elementów biblioteki BIM z innymi bibliotekami – cennikami, specyfikacji itp. systemy informatyczne stosują klasyfikację jednoznacznie identyfikującą elementy. Obecnie, jak się wydaje, główną kandydatką do uzyskania statusu powszechnego standardu jest klasyfikacja OmniClass. Kolejne sekwencje numeracji określają informacje o wzrastającej szczegółowości (rys. 2). Ma ona strukturę otwartą i umożliwia definiowanie własnych identyfikatorów [4]. W Polsce nie ma klasyfikacji tego typu, a istniejące takie jak KOB są opracowane dla potrzeb GUS, mają zamkniętą strukturę i z tego względu nie nadają się do celów o których mowa. Obecnie rozpoczęto prace nad polską wersją klasyfikacji OmniClass.

OmniClass Number	Level 1 Title	Level 2 Title	Level 3 Title	Level 4 Title	Level 5 Title	Level 6 Title	Level 7 Title
23-13 35 21			**Structural Walls**				
23-13 35 21 11				Concrete Structural Walls			
23-13 35 21 13				Masonry Structural Walls			
23-13 35 21 15				Wood Framed Structural Walls			
23-13 35 21 17				Metal Framed Structural Walls			
23-13 35 21 19				Structural Panels			
23-13 35 21 19 11					Cementitious Reinforced Structural Panels		
23-13 35 21 19 13					Stressed Skin Structural Panels		
23-13 35 21 19 15					Structural Insulated Panels		
23-13 35 21 21				Other Structural Walls			
23-13 35 23			**Structural Floors and Flat Roofs**				
23-13 35 23 11				Structural Floor Decks			
23-13 35 23 11 11					Concrete Structural Floor Decks		
23-13 35 23 11 13					Metal Structural Floor Decks		
23-13 35 23 11 13 11						Raceway Deck Systems	
23-13 35 23 11 13 13						Acoustical Metal Floor Decks	
23-13 35 23 11 15					Wood Structural Floor Decks		
23-13 35 23 13				Structural Roof Decks			
23-13 35 23 13 11					Concrete Structural Roof Decks		
23-13 35 23 13 13					Metal Structural Roof Decks		
23-13 35 23 13 13 11						Acoustical Metal Roof Deck	
23-13 35 23 13 15					Wood Structural Roof Decks		

Rys. 2 Fragment jednej z atbel OmniClass. Widoczna wielopoziomowa struktura numeracji.

Organizacja przedsięwzięcia budowlanego

Bardzo ważnym rozwiązaniem organizacyjnym towarzyszącym BIM jest IPD (Integrated Project Delivery). Pozwala ono na efektywną współpracę wykonawców przedsięwzięcia inwestycyjnego, w tym wymianę modeli zarówno między projektantami, w ramach branż w zespole projektowym, jak i pomiędzy bez przeszkód jakie towarzyszą tradycyjnym procedurom (rys. 3). IPD obniża koszty np. z tytułu ubezpieczeń i stwarza warunki rzeczywistej współpracy. IPD nie jest wprawdzie immanentną cechą BIM lecz technologia ta umożliwia współpracę pomiędzy uczestnikami przedsięwzięcia na poziomie technicznym. W ramach IPD opracowano wzorcowe procedury i umowy, które zwiększają produktywność.

Tradycyjna realizacja projektu		Zintegrowana realizacja projektu IPD
Rozproszony, montowany „stosownie do potrzeb” lub "minimum konieczności", mocno zhierarchizowany, kontrolowany	ZESPÓŁ	Zintegrowany zespół składający się z kluczowych uczestników projektu, zintegrowany na początku procesu, otwarty, współpracujący
Liniowy, odrębne, oddzielne; zasoby wiedzy zgromadzonych „stosownie do potrzeb”	PROCES	Jednoczesny i wielopoziomowy; wczesny wkład wiedzy i doświadczenia, informacje otwarte i udostępnione dla całego zespołu
Indywidualnie zarządzane, przekazywane w największym możliwym stopniu	RYZYKO	Wspólnie zarządzane, odpowiednio dzielone
Indywidualnie prowadzona; minimum wysiłku maksymalny zwrot (zazwyczaj)	REKOMPENSATA /NAGRODA	Sukces zespołu związany z powodzeniem projektu,
W formie papierowej, 2- wymiarowa dokumentacja	KOMUNIKACJA /TECHNOLOGIA	Cyfrowa, wirtualna; modelowanie dwukierunkowe informacji o budynku (3, 4 i 5 wymiarowe)
Zachęcanie do jednostronnych działań; alokacja i transfer ryzyka, nie ma podziału ryzyka	UMOWY	Zachęcanie, wspieranie, promowanie i wielostronnego otwartego dzielenia się i współpracy; podział ryzyka

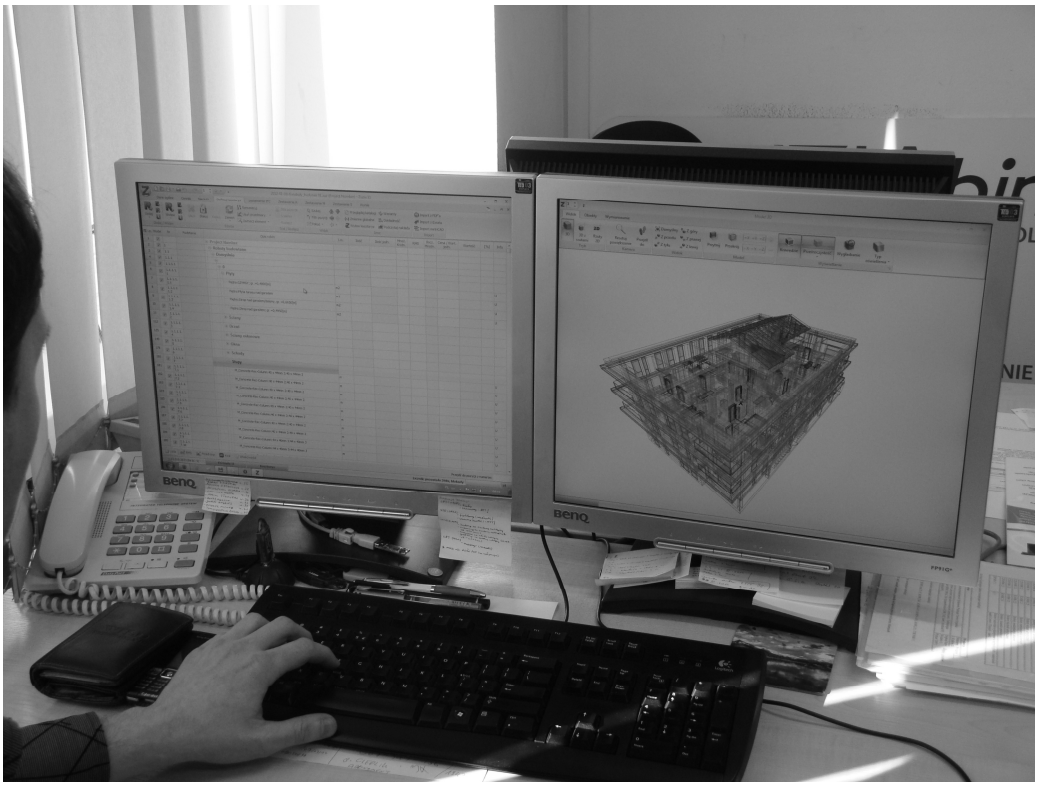
Rys. 3 Porównanie tradycyjnej realizacji przedsięwzięcia z IPD wg. [3]

1.3. Przykład integracji projektowania i kosztorysowania.

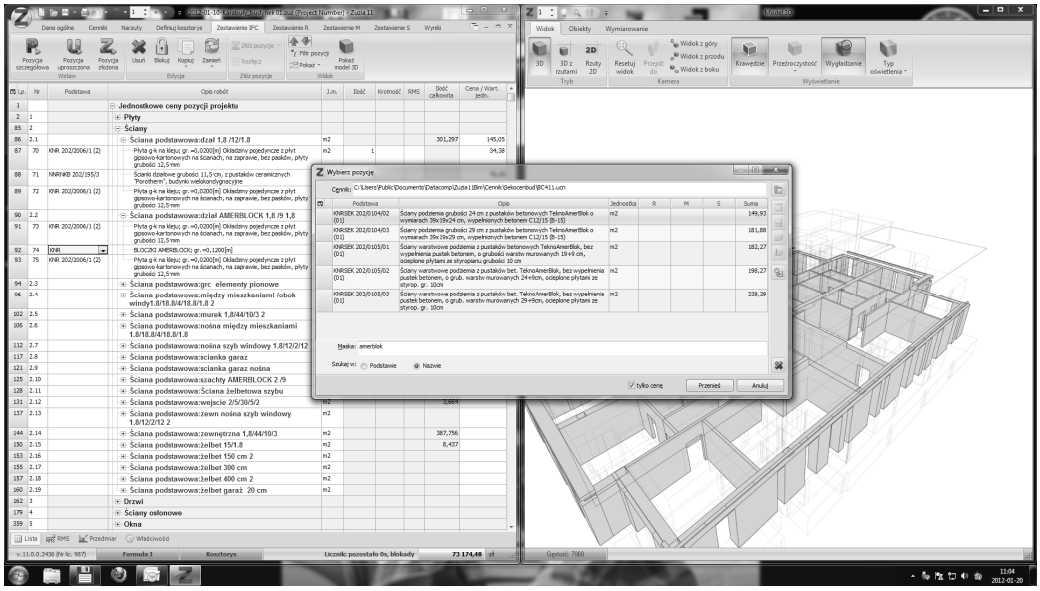
Jednym z podstawowych elementów kosztorysu jest przedmiar. Opracowanie przedmiaru jest najbardziej pracochłonną częścią pracy kosztorysanta i może być źródłem błędów dużej wagi. Dotychczas standardem jest korzystanie z dokumentacji papierowej, z której odczytuje się potrzebne wymiary i tworzy wyrażenia arytmetyczne prowadzące do obliczeń wielkości geometrycznych zgodnych z technologią prac będących przedmiotem kosztorysowania. I tak dla wyznaczenia kosztów fundamentów oblicza się ich objętość, zaś punktem wyjścia dla obliczenia kosztów instalacji elektrycznej jest m.in. wyznaczenie długości przewodów. Jest pewnym paradoksem, że dane te, mimo, że są często dostępne explicite w systemach CAD, nie są wykorzystywane w programach kosztorysowych. Krokiem we właściwym kierunku było pojawienie się aplikacji, które wspomagają wyznaczenie przedmiaru na podstawie płaskich rysunków w postaci elektronicznej, zapisanych w formacie wektorowym [5]. Kolejnym logicznym krokiem jest wykorzystanie w systemie kosztorysowym wirtualnego modelu budowli, z którego można wyznaczyć przedmiary w sposób zautomatyzowany, bez potrzeby własnoręcznego tworzenia złożonych formuł. Wymaga to wyposażenia systemu kosztorysowego w oprzyrządowanie do posługiwania się takim modelem, odczytania lub obliczania danych do przedmiaru i przeniesienia ich do kosztorysu.

Na bazie własnego systemu kosztorysowego, opracowano pierwszą polską aplikację ZuziaBIM integrującą projektowanie i kosztorysowanie [2]. Jak wspomniano, nowym elementem takiego rozwiązania jest moduł interpretujący dane o modelu budowli, zapisane w formacie IFC. Model ten jest następnie wizualizowany i może być wykorzystany do interaktywnej pracy kosztorysanta na etapie przedmiarowania. Kosztorysant pracuje na dwóch monitorach – na jednym ma do dyspozycji przestrzenną wizualizację budowli, na drugim kosztorys (rys 4). Przedmiar powstaje automatycznie, bez potrzeby używania kalkulatora lub wypisywania formuł liczących, przez wskazanie na rysunku elementów budowli i przeniesienia do kosztorysu określonych przedmiarów, które są odczytywane z pliku IFC lub są doliczane w aplikacji. Do prac na modelu opracowano przeglądarkę

modeli, zapisanych w IFC o nazwie BIM Vision. Jest to pierwsza polska przeglądarka IFC, niezależna od jakiegokolwiek systemu CAD, udostępniona nieodpłatnie zainteresowanym[1].



Rys. 4 Fotografia stanowiska pracy kosztorysanta – na jednym monitorze obrazek na drugim kosztorys



Rys. 5 Ekran roboczy systemu ZuziaBIM z zaznaczoną kondygnacją na której wykonywany jest przedmiar.

Przeglądarka umożliwia wszechstronne oglądanie modeli utworzonych w jednym z systemów pracujących w technologii BIM. Model który służy do opracowania kosztorysu, jest wizualizowany wraz ze strukturą nadaną mu przez projektanta, z możliwością selekcji wybranych części jak na przykład kondygnacje (rys. 5). Po wykonaniu przedmiaru dalszy

[1] Przeglądarkę BIM Visio można pobrać ze strony www.datacomp.com.pl

sposób postępowania przy opracowaniu kosztorysu jest taki sam jak dotąd. Ten nowy sposób pracy ma wiele zalet. Oprócz przyspieszenia pracy do najważniejszych trzeba zaliczyć eliminację błędów rachunkowych i kontrolę postępu prac; elementy wliczone do przedmiaru są zaznaczane na rysunku.

1.4. Dotychczasowe rezultaty, rozwój technologii.

Rezultaty wydajnościowe. Testy funkcjonalności i efektywności prowadzone w kilku firmach wykazują istotną redukcję nakładu pracy na etapie przedmiarowania i zmniejszenie liczby błędów. Kosztorysanci oceniają wysoko komfort pracy w tej nowej technologii.

Automatyzacja kalkulacji szacunkowej. Opisany sposób kosztorysowania szczegółowego jest udogodnieniem przeznaczonym dla kosztorysantów. Innym rozwiązaniem adresowanym do projektantów, głównie architektów, jest kalkulacja szacunkowa, którą można przeprowadzić na dowolnym etapie pracy i sprawdzić koszt rozważanego wariantu projektowego. Ten sposób kalkulacji wymaga jednak wielu prac przygotowawczych m.in. posługiwania się systemem klasyfikacji dla jednoznacznego przypisania elementom budowli danych z cennika. Ponadto konieczne jest opracowanie automatu kalkulacji szacunkowej w ramach poszczególnych systemów CAD.

Piśmiennictwo

[1] Eastman Ch. et al., BIM Handbook, Wiley&Sons 2008
[2] Tomana A. Integracja projektowania i kosztorysowania na platformie BIM, Konferencja Naukowo-Techniczna Augustów 2011
[3] Integrated Project Delivery: A Guide, The American Institute of Architects 2007, v.1
[4] OmniClass^{TM} A Strategy for Classifying the Built Environment, Edition: 1, 2006, Release
[5] Moryc S. Pakiet Koszt Office, (1/2011) Informatyka w Budownictwie

BIM AS A PLATFORM INTEGRATING INDUSTRY

Summary

BIM technology (Building Information Modeling) is another evolution of CAD systems. The idea of this technology is to use a virtual building model which stores all information about buildings – geometrical, topological, material and physical, in certain circumstances, also technological and economic. This opens up the possibility of effective cooperation between industries and IT system supporting all life cycles of buildings.

Functionality and effectiveness tests conducted in several companies show a significant reduction of workload and errors during the discussed cost estimation process. Estimators appreciate the comfort level working in this technology.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Janusz SZELKA[1]
Wyższa Szkoła Oficerska Wojsk Lądowych we Wrocławiu
Zbigniew WRONA[2]
Wyższa Szkoła Zarządzania „Edukacja" we Wrocławiu

WYKORZYSTANIE INNOWACYJNYCH TECHNOLOGII BAZ DANYCH DO WSPOMAGANIA PRZEDSIĘWZIĘĆ INŻYNIERYJNYCH

STRESZCZENIE

Przedsięwzięcia inżynieryjne o charakterze informacyjno-decyzyjnym, ze względu na swoją złożoność i niejednorodność, są zazwyczaj związane z koniecznością dostępu do rozbudowanych zasobów danych (czasem wiedzy) oraz odpowiednich narzędzi informatycznych, zapewniających sprawne zarządzanie tymi zasobami. Jedynymi, stosowanymi w praktyce inżynierskiej rozwiązaniami informatycznego wspomagania takich procesów są systemy relacyjnych baz danych lub systemy z bazami wiedzy.

Jednakże, w przypadku wielu przedsięwzięć inżynieryjnych, związanych np. z monitorowaniem, czy diagnostyką stanu obiektów drogowych, możliwości wykorzystania tych technologii należy uznać za bardzo ograniczone. Wynika to ze „statycznego" charakteru zasobów przechowywanych w strukturach tradycyjnych baz danych. Można jednak podjąć próbę wykorzystania w tego typu przedsięwzięciach innowacyjnych, specjalistycznych technologii informacyjnych, do których zaliczane są m.in.: aktywne, temporalne oraz strumieniowe bazy danych. Zasadna wydaje się próba analizy użyteczności tych nowoczesnych, a nie stosowanych dotychczas w przedsięwzięciach inżynieryjnych rozwiązań, zwłaszcza w przypadkach wymagających informacyjnego odzwierciedlania dynamiki zjawisk lub stanów, która musi być uwzględniana w procesach analityczno-decyzyjnych.

SŁOWA KLUCZOWE: strukturalizacja zasobów informacyjnych, relacyjne bazy danych, innowacyjne technologie baz danych, strumieniowe bazy danych, temporalne bazy danych.

1. WPROWADZENIE

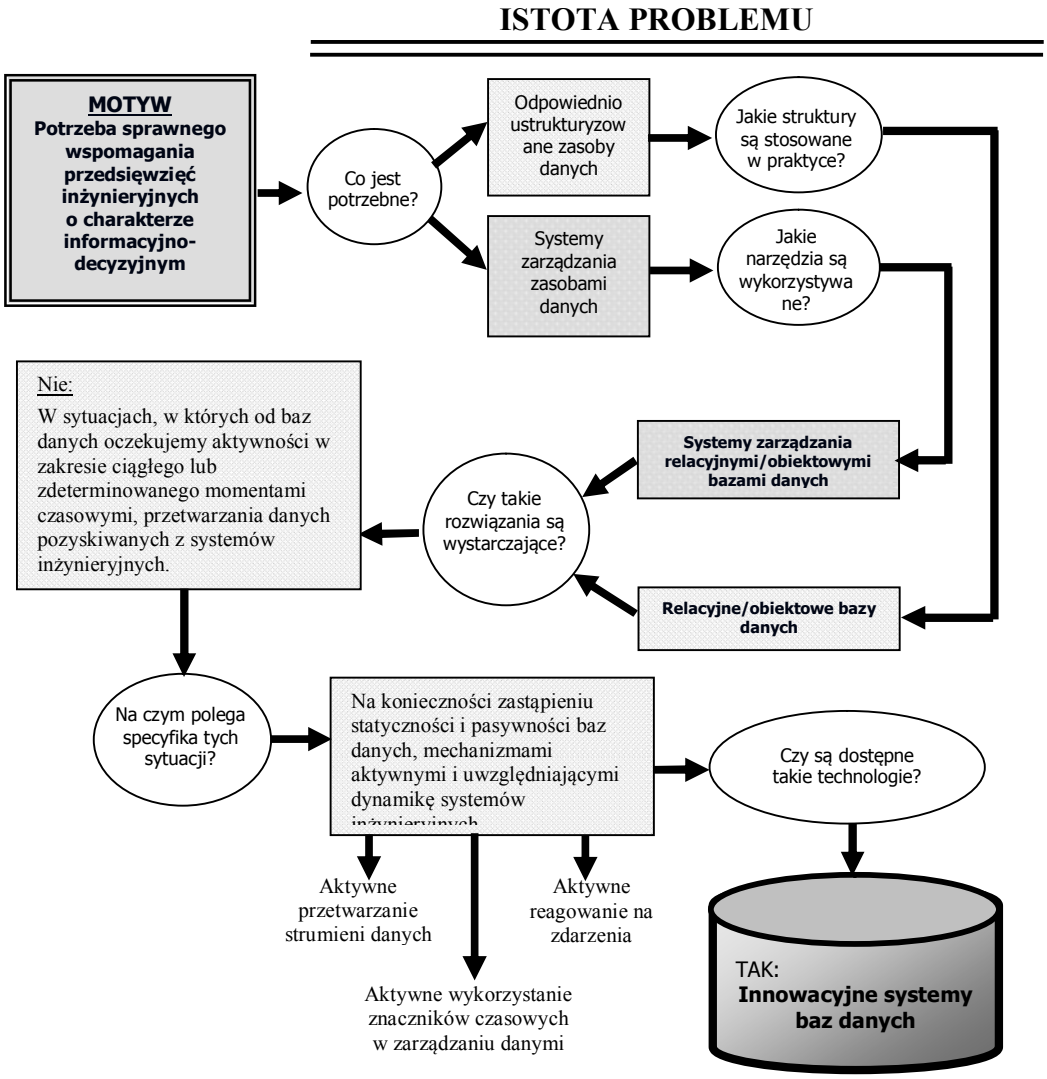
Przedsięwzięcia planowania, projektowania czy realizacji obiektów inżynieryjnych są nierozerwalnie związane z szeregiem procesów informacyjnych, obejmujących m.in. gromadzenie, przetwarzanie, czy dystrybucję informacji.

[1] jszelka@wso.wroc.pl
[2] z_wrona@wp.pl

Zarówno poziom złożoności informacyjnej, jak i poziom skomplikowania procedur przetwarzania danych w przedsięwzięciach inżynieryjnych wymusza w większości przypadków ich informatyczne wspomaganie, a to z kolei pociąga za sobą konieczność dostosowania sposobów organizacji i przetwarzania danych do wymogów wykorzystywanych metod i technik informatyki.

W praktyce oznacza to zastosowanie technologii baz danych do realizacji zdecydowanej większości procesów informacyjno-decyzyjnych. Technologie baz danych należy uznać za skuteczne i efektywne narzędzie do odzwierciedlania złożoności informacyjnej przedsięwzięć inżynierskich (z uwzględnieniem niejednorodności zasobów informacyjnych). Podstawowym obszarem ich wykorzystania są przedsięwzięcia o charakterze ewidencyjno-sprawozdawczym, obejmujące procesy operacyjnego gromadzenia i przetwarzania danych różnych typów. Realizacja innych typów działań, charakterystycznych dla przedsięwzięć inżynieryjnych, jak chociażby wielowymiarowe analizy inżynierskie, czy automatyzacja działań związanych z dynamiką funkcjonowania obiektu inżynieryjnego, dokonywana z poziomu bazy danych, napotyka na duże utrudnienia lub jest niemożliwa do realizacji. Nie oznacza to braku możliwości informatycznego wspomagania takich przedsięwzięć, jednak adekwatnych rozwiązań w zakresie organizacji i przetwarzania danych należy poszukiwać (i adoptować do zastosowań inżynieryjnych) w innych obszarach zarządzania, zwłaszcza w obszarze przedsięwzięć biznesowych.

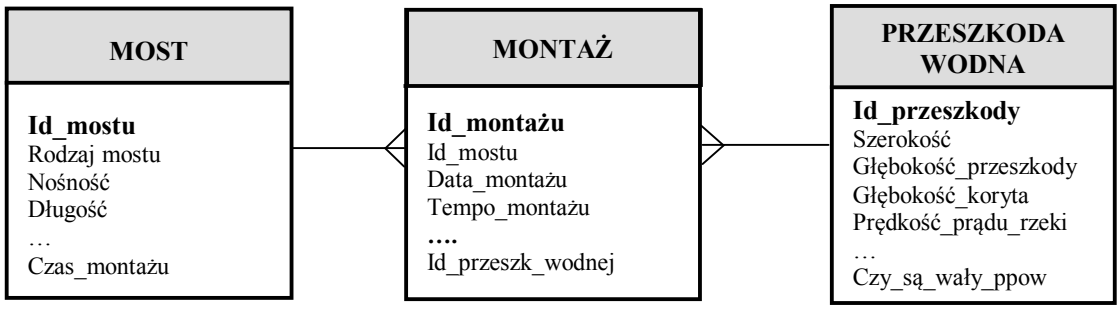
Istotę rozpatrywanego problemu przedstawiono na rys. 1.



Rys. 1. Istota problemu

2. ZNACZENIE TRADYCYJNYCH BAZ DANYCH W PRZEDSIĘWZIĘCIACH INŻYNIERYJNYCH

Znaczna (i wciąż rosnąca) złożoność informacyjna i proceduralna przedsięwzięć inżynieryjnych wymusza wykorzystanie różnorodnych narzędzi informatycznych do ich sprawnej realizacji. Wśród dostępnych rozwiązań, inżynier ma obecnie do dyspozycji zarówno systemy usprawniające przedsięwzięcia o charakterze informacyjno-ewidencyjnym (katalogi sprzętu inżynieryjnego, biblioteki parametrów obiektów inżynieryjnych), analityczno-decyzyjnym (systemy wspomagania harmonogramowania prac inżynieryjnych, optymalizacji przedsięwzięć transportowych), jak i zintegrowane systemy wspomagające analizę, modelowanie i projektowanie inżynierskie (CAD, CAM, CAE). Warto jednak zauważyć, że pomimo zróżnicowania w zakresie funkcjonalnym i informacyjnym wymienionych systemów informatycznych, do organizacji zasobów informacyjnych i ich przetwarzania stosuje się w zasadzie jednorodne technologie, określane mianem systemów relacyjnych baz danych (RDBS - Relational Database Systems). Organizacja danych w modelu relacyjnym polega na odwzorowywaniu wycinka rzeczywistości za pomocą obiektów informacyjnych (opisanych przez zbiory atrybutów) i powiązanych ze sobą relacjami. Za pomocą takiego mechanizmu można dokonać informacyjnego odzwierciedlenia zarówno złożonych obiektów inżynieryjnych (np. most), jak i dowolnego systemu działania (organizacja budowy mostu). Przykład odwzorowań w relacyjnej bazie danych pokazano na rys. 2.



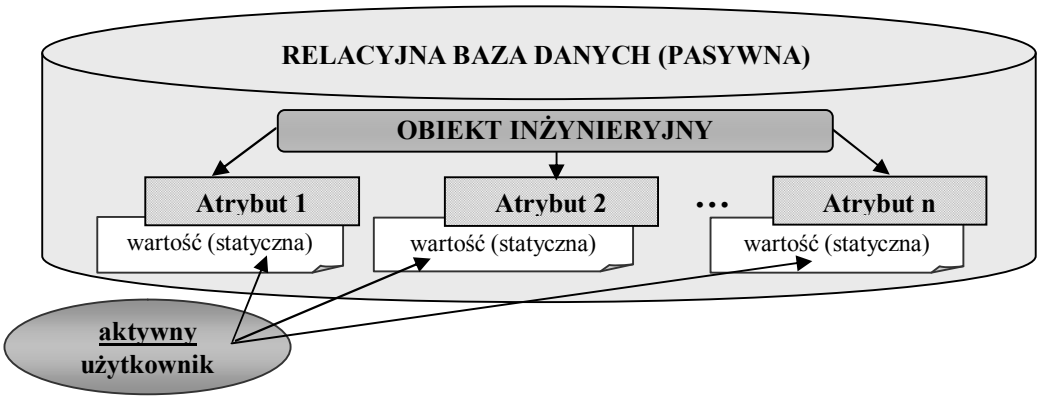
Rys. 2. Fragment relacyjnej bazy danych

Innym, klasycznym sposobem organizacji zasobów informacyjnych jest model obiektowy. Uznawany jest często za lepiej odwzorowujący rzeczywistość, bo uzupełniony o hierarchiczną zależność obiektów (nadtyp-podtyp) oraz mechanizmy dziedziczenia atrybutów przez podtypy. Oznacza to, że jeśli jednym z atrybutów opisujących typ nadrzędny (np. obiekt mostowy) jest nośność, to jego podtypy (np. most składany) będą dziedziczyły ten atrybut (a oprócz atrybutów dziedziczonych, posiadały także własne). Pomimo ewidentnych zalet podejścia obiektowego, nie uzyskało ono istotnego znaczenia w praktycznych implementacjach systemów baz danych zarówno w szeroko rozumianym obszarze zarządzania, jak i w obszarze przedsięwzięć inżynieryjnych. Podejściem zdecydowanie dominującym w dostępnych aplikacjach wspomagających procesy informacyjno-decyzyjne jest podejście relacyjne.

Obydwa opisane wyżej typy organizacji i przetwarzania danych zaliczane są to tzw. tradycyjnych baz danych. Można w ich przypadku mówić o podobnych własnościach, które w znaczący sposób utrudniają lub ograniczają zakres ich wykorzystania w niektórych przedsięwzięciach inżynieryjnych. Do takich własności należy zaliczyć statyczność wartości atrybutów wprowadzanych do bazy danych oraz pasywność takiej bazy.

Założeniem zarówno relacyjnych, jak i obiektowych baz danych jest aktywna postawa użytkownika i pasywna rola bazy danych (HADP – Human Active Database Passive). Oznacza to, że taki system pełni wyłącznie rolę usługową w zakresie procesów informacyjnych, zapewniając realizację operacji gromadzenia, aktualizacji, dostępu do danych czy ich przetwarzania na życzenie użytkownika [1].

Dodatkowo należy zauważyć, że wpisy do bazy danych mają charakter statyczny (poszczególnym atrybutom obiektu przypisywane są statyczne wartości). Przykładowo, dla obiektu: *most DMS-65*, atrybut: *szerokość jezdni*, przyjmuje statyczną wartość: *4,2 m*. Przechowywanie historii zmian wartości atrybutu (gdy jest to uzasadnione) nie może być realizowane z poziomu bazy danych a jedynie poprzez aplikacje programowe i stanowi dodatkowe utrudnienie. Specyfikę tradycyjnych baz danych w odniesieniu do obiektów inżynieryjnych przedstawiono na rys.3.



Rys. 3. Właściwości relacyjnych baz danych

O ile taka specyfika zapewnia możliwość właściwej obsługi większości procesów ewidencyjnych (operacyjnego gromadzenia i przetwarzania danych) w przedsięwzięciach inżynieryjnych, o tyle dla znacznej części przedsięwzięć analitycznych oraz decyzyjnych (na różnym poziomie ich ustrukturyzowania), może być źródłem ograniczeń, głównie ze względu na specyficzną dla nich wielowymiarowość (wariantowanie czasowe wartości atrybutów) i trudną do obsłużenia dynamikę zjawisk.

3. ISTOTA I OBSZARY WYKORZYSTANIA INNOWACYJNYCH TECHNOLOGII BAZ DANYCH

Ograniczenia tradycyjnych (relacyjnych i obiektowych) baz danych, opisane w poprzednim punkcie stały się przesłanką poszukiwania innowacyjnych rozwiązań, pozbawionych ograniczeń właściwych rozwiązaniom tradycyjnym. Ponieważ nowe technologie powstawały głównie na bazie modelu relacyjnego, są określane często mianem postrelacyjnych baz danych.

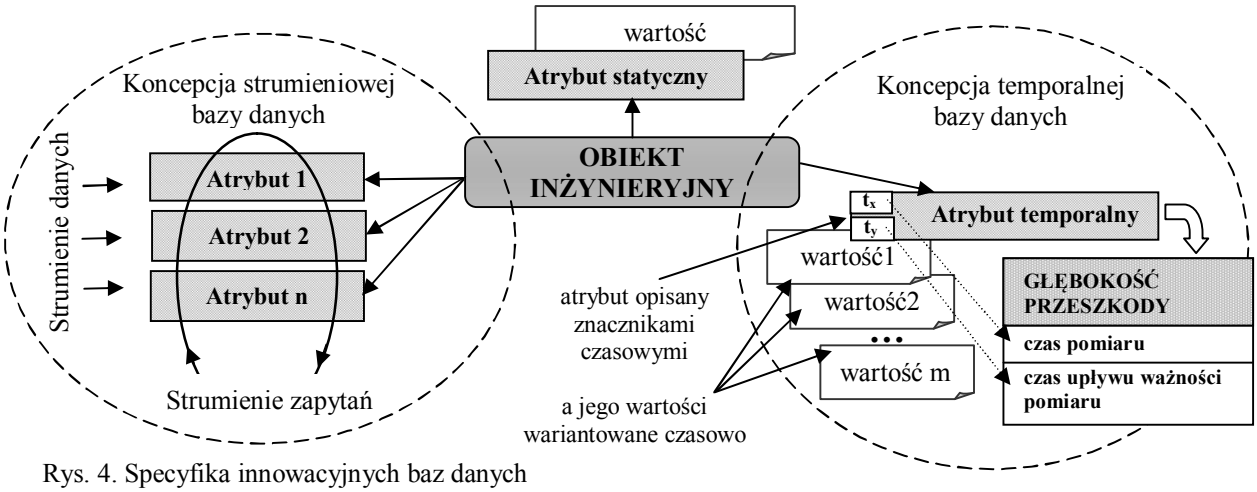
Innowacyjne technologie baz danych nie tworzą jednorodnej kategorii rozwiązań. Stanowią raczej różnorodne narzędzia rozszerzające model relacyjny o dodatkowe możliwości w zakresie organizacji lub obsługi danych (głównie automatyzacji procesów ich obsługi). Na szczególną uwagę, w kontekście wspomagania przedsięwzięć inżynieryjnych, zasługują: analityczne, aktywne, strumieniowe oraz temporalne bazy danych.

Rozwiązaniem wyróżniającym się spośród wymienionych są analityczne bazy danych. Dzięki zastosowaniu wielowymiarowych struktur danych (w miejsce dwuwymiarowych – wykorzystywanych w modelu relacyjnym), pozwalają m.in. na czasowe wariantowanie przechowywanych i analizowanych danych [2]. Narzędzia te nie są jednak przeznaczone do operacyjnego rejestrowania danych a jedynie do pasywnego gromadzenia (archiwizowania) danych np. w układzie historycznym, z założeniem ich późniejszego wykorzystania w procesach analitycznych. Z tego też względu stanowią narzędzie innej kategorii, niż rozpatrywane w ramach niniejszego opracowania.

Aktywne bazy danych powstały, jako próba przeniesienia aktywności ze strony użytkownika na mechanizmy bazy danych. Stanowią niezwykle ważną odpowiedź na problemy związane z automatyzacją procesów przetwarzania danych, oferując przy tym mechanizmy mogące do pewnego stopnia zastępować konstrukcje regułowe, stosowane w bazach wiedzy. Ponieważ istota

tych technologii i zakres ich potencjalnego wykorzystania w przedsięwzięciach inżynieryjnych został zaprezentowany w [3], nie będą one przedmiotem dalszych rozważań, choć ich roli nie sposób pominąć w kontekście wykorzystania innowacyjnych technologii gromadzenia i przetwarzania danych.

Jednym z wiodących aspektów prac nad tymi technologiami było bowiem właśnie przeniesienie koncepcji aktywności związanej z aktualizacją bazy danych z użytkownika na mechanizmy samej bazy danych. Oznacza to próbę wdrażania w bazach danych filozofii DAHP (Database Active Human Passive). Takie podejście wydaje się nieodzowne w ewidencyjno-analitycznym wspomaganiu wszystkich przedsięwzięć „czasu rzeczywistego" (zapisu i analizy danych o charakterze strumieniowym) oraz operacyjnych przedsięwzięć o charakterze temporalnym (zwielokrotnionych wartości atrybutu, zależnych od czasu). Do takich zagadnień można zaliczyć większość przedsięwzięć z zakresu monitorowania systemów inżynieryjnych (ruchu pojazdów na obiektach inżynieryjnych, stanu obiektów inżynieryjnych) a także diagnozowania i predykcji stanu systemów inżynieryjnych. Konsekwencje przekształcenia idei tradycyjnego, relacyjnego podejścia do baz danych, w koncepcję uwzględniającą możliwość rejestrowania i analizy strumieni napływających informacji oraz/lub temporalny charakter tych informacji zobrazowano na rys. 4.



Rys. 4. Specyfika innowacyjnych baz danych

Koncepcje rejestracji strumieni informacyjnych w bazach danych i możliwości ich analizy znajdują się obecnie na etapie prac badawczych, a pierwotnymi obszarami takich badań była analiza finansowa oraz analiza ruchu w sieciach komputerowych. Do najbardziej znanych projektów, realizowanych w tym zakresie można zaliczyć: STREAM (Uniwersytet Stanford), Borealis (Uniwersytety: Brown, Brandeis, Massachusetts Institute of Technology), czy TelegraphCQ (Uniwersytet Berkeley). Co ważne, powstają języki programowania, umożliwiające obsługę strumieniowych baz danych, będące modyfikacjami języków zapytań dla relacyjnych baz danych Do takich rozwiązań można zaliczyć np.: CQL (Continous Query Language), czy język zaimplementowany w systemie Borealis. Umożliwiają one tworzenie i wykorzystanie zautomatyzowanych strumieni zapytań do bazy danych i generowanie strumieni wynikowych.

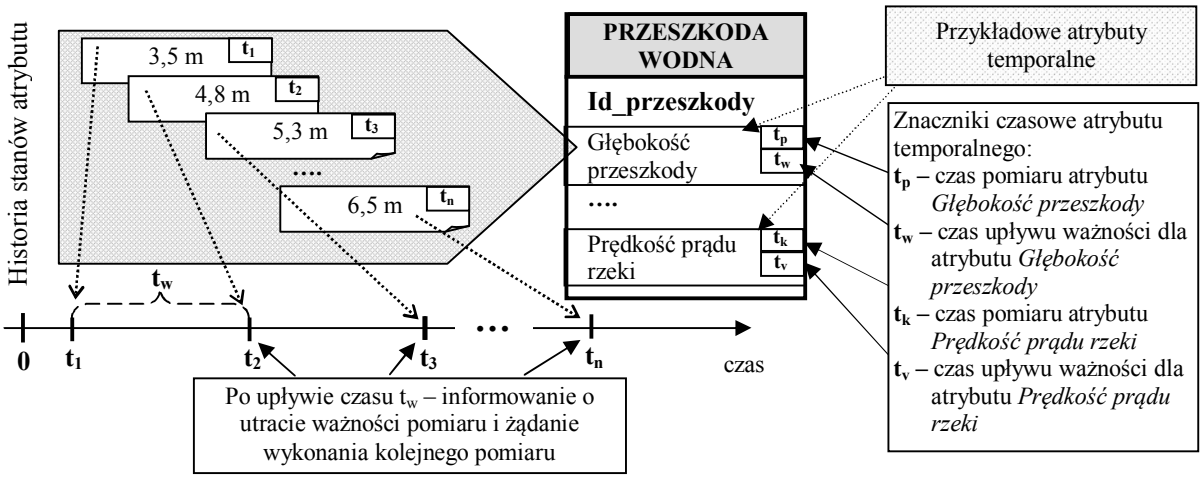
Temporalne bazy danych (ang. temporal database) reprezentują specyficzne podejście do gromadzenia i przetwarzania danych operacyjnych, uwzględniające dynamikę czasową wartości atrybutów. Ułomność podejścia tradycyjnego, zakładającego statyczną wartość każdego atrybutu, jest widoczna we wszystkich przypadkach ewidencyjno-analitycznych, w których wymagane jest uwzględnianie dynamiki parametrów (zachowań) obiektu. Istotnym czynnikiem racjonalizacji takich analiz jest zaopatrzenie rejestrowanych danych w znaczniki czasowe określające specyficzne momenty czasowe, związane z rejestrowanymi wartościami atrybutów. Przykładami takich znaczników mogą być: początkowy (końcowy) czas operacji-rejestrowania czy czas, w którym wartości atrybutu utrzymują cechę prawdziwości (ważności). Zaopatrzenie atrybutów obiektów

bazy danych w takie znaczniki umożliwia rejestrowanie i analizę sekwencji tych stanów w wielowymiarowej przestrzeni wartości atrybutów. Jako przykład wykorzystania takiej koncepcji baz danych można podać system wspomagania zarządzania zasobami ludzkimi VITAL, a do języków umożliwiających zarządzanie temporalnymi bazami danych można zaliczyć np. TQL (Temporal Query Lanuage).

4. MOŻLIWOŚCI WSPOMAGANIA PRZEDSIĘWZIĘC INŻYNIERYJNYCH PRZY UŻYCIU INNOWACYJNYCH TECHNOLOGII BAZ DANYCH

Zaprezentowane wyżej innowacyjne technologie baz danych mogą stanowić istotne uzupełnienie obszarów dotychczasowego wykorzystania tradycyjnych baz danych w przedsięwzięciach inżynieryjnych. Obszary te należy identyfikować przede wszystkim z przedsięwzięciami wymagającymi ciągłej i szybkiej obsługi danych napływających z obiektów (systemów) inżynieryjnych w czasie rzeczywistym oraz z sytuacjami, w których proces ewidencjonowania powinien uwzględniać wielowymiarową przestrzeń wartości atrybutów, z dodatkowym uwzględnianiem oznaczeń czasowych, związanych z ich rejestracją, czy czasem ważności.

Możliwość czasowego wariantowania napływających do systemu danych wydaje się szczególnie istotna w przedsięwzięciach zarządzania systemami inżynieryjnymi, w sytuacjach kryzysowych. Np. na dobór konstrukcji mostu składanego (w warunkach powodzi) będzie mieć wpływ wiele czynników, opisujących zmieniającą się dynamicznie sytuację, w zakresie parametrów przeszkody wodnej, stanu brzegów, przejezdności dróg, itd. Zdolność do przechowywania sekwencji wartości atrybutów oznaczanych czasowo, oferowana przez temporalne bazy danych, jest tu tylko jednym z pożądanych czynników. Dodatkowo, znaczniki czasowe skojarzone z każdym wpisem do takiej bazy danych umożliwiają automatyzację wielu działań, do tej pory inicjowanych przez człowieka. Przykładem mogą być znaczniki czasowe określające termin ważności parametru określającego głębokość przeszkody wodnej. Po upływie czasu ważności wartości tego atrybutu, automatycznie wygenerowane zostanie zapytanie przez bazę danych o kolejną jego wartość, zapewniając ciągłość odczytów co określony interwał czasowy (rys.5).

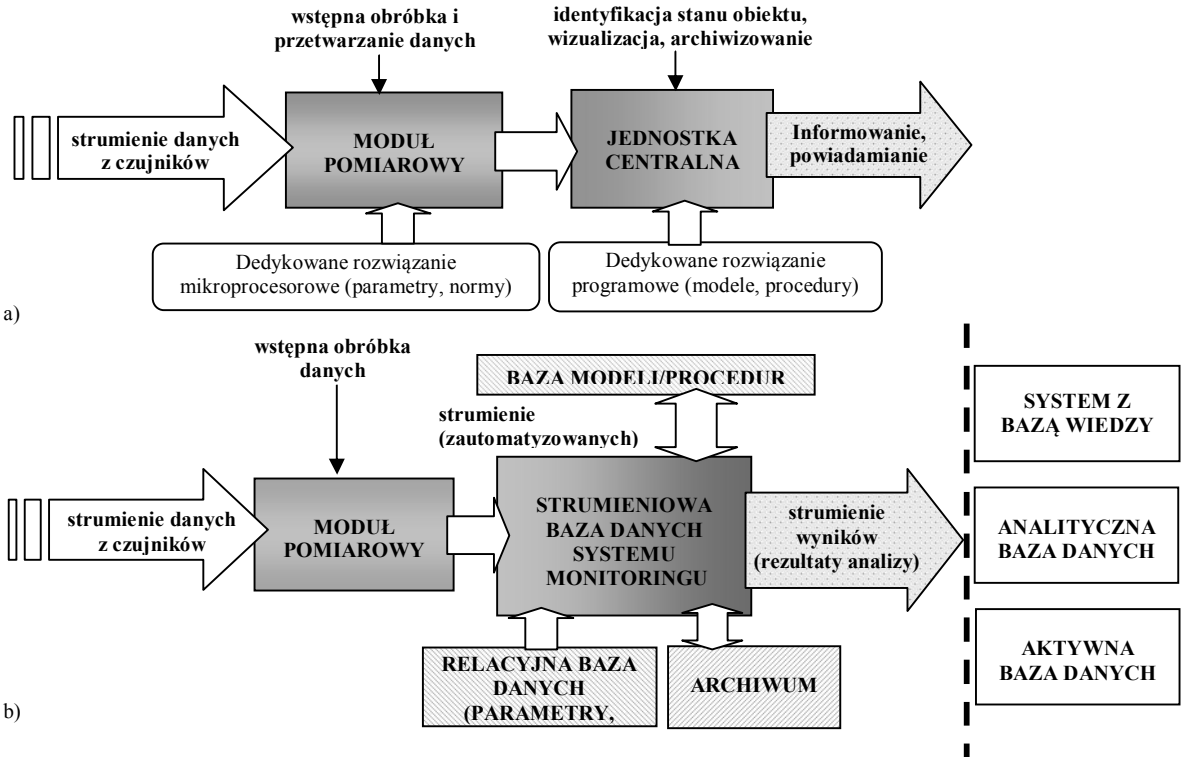


Rys. 5. Istota wykorzystania atrybutów temporalnych opisujących przeszkodę wodną

Sekwencje rejestrowanych wpisów (kolejnych wartości atrybutów) składają się na historię opisu obiektu (systemu) w czasie i mogą być z powodzeniem wykorzystywane do realizacji różnorodnych przedsięwzięć analitycznych i decyzyjnych (np. analiza prognostyczna, decyzje optymalizacyjne dotyczące harmonogramowania przedsięwzięć budowy mostu tymczasowego).

Sprawna rejestracja i analiza napływających danych stanowi ponadto istotny element przedsięwzięć z zakresu monitorowania stanu technicznego konstrukcji lub systemów

inżynieryjnych (ang. SHM - Structural Heath Monitoring). W ciągle rozwijanych procedurach SHM dąży się do sprawnego lokalizowania uszkodzeń konstrukcji, oceny ich intensywności i ewentualnego prognozowania bezpiecznego czasu eksploatacji lub podjęcia decyzji o remoncie (wymianie) uszkodzonego elementu. Procedura identyfikacji uszkodzeń (np. mostu) może być realizowana w oparciu o sygnały z czujników, przetwarzane wstępnie przez moduły pomiarowe i stamtąd kierowane (najczęściej bezprzewodowo) do jednostki centralnej (komputera przemysłowego). Realizowana jest w tym przypadku zarówno strumieniowa transmisja sygnałów, jak i bieżące przetwarzanie napływających strumieni [4]. Transmisja i przetwarzanie strumieni danych są jednak realizowane bez udziału strumieniowych baz danych (na podobnych zasadach, jak strumieniowe przesyłanie dźwięku, czy sekwencji video). Brak zorganizowanych struktur przechowujących i przetwarzających napływające strumienie danych znacząco ogranicza możliwości wykorzystania tych danych w procesach analitycznych (np. klasyfikacji uszkodzenia, klasyfikacji stanu obiektu w związku z uszkodzeniem, czy predykcji stanu obiektu). Wykorzystywane są zatem tylko dedykowane aplikacje, których funkcjonalność nie może być rozszerzana np. o system wnioskowania eksperckiego z bazą wiedzy. Zastosowanie w tym samym przypadku strumieniowych baz danych pozwala na rejestrację strumieni przy wykorzystaniu standardowych struktur (akceptowanych przez moduły lub systemy zewnętrzne), przy zapewnieniu jednoczesnej, ciągłej analizy tych danych. W bieżącym przetwarzaniu strumienia danych mogą być wykorzystywane inne dane, takie jak dane normatywne (parametry dopuszczalne) mostu, dane porównawcze, czy historyczne (archiwizowane szeregi czasowe rejestrowanych wcześniej strumieni) wymagane do realizacji analiz prognostycznych. Istotne jest przy tym, że dodatkowe informacje (np. normatywne) niezbędne do bieżącej analizy mogą być wykorzystywane w postaci tzw. strumieni zapytań, generowanych wraz z napływającymi strumieniami danych. Z kolei strumienie wyników tych działań mogą stanowić bądź ostateczne rezultaty analizy (stanu obiektu), bądź ustrukturyzowane dane wejściowe dla kolejnych procesów (np. wnioskowania eksperckiego, dotyczącego dalszych działań, w oparciu o bazę wiedzy [5]) – rys. 6.



Rys. 6. Uproszczona struktura systemu monitorowania obiektu mostowego
a) w układzie tradycyjnym
b) z wykorzystaniem strumieniowej bazy danych

5. PODSUMOWANIE

Informatyczne wspomaganie wielu kategorii przedsięwzięć inżynieryjnych o charakterze analityczno-decyzyjnym napotyka na istotne utrudnienia nie z powodu braku odpowiednich modeli czy metod działania, ale z przyczyn ograniczonych możliwości w zakresie organizacji, strukturalizacji, bądź przetwarzania danych. Charakter przedsięwzięć inżynieryjnych, w które wpisana jest dynamika stanów systemów oraz konieczność realizowania procesów informacyjno-decyzyjnych w czasie rzeczywistym skłania do poszukiwania innych niż tradycyjne, bardziej wydajnych i skutecznych rozwiązań. Okazuje się, że w opisywanych przypadkach nie ma konieczności tworzenia nowych koncepcji w zakresie organizacji i przetwarzania danych. Analiza rozwiązań stosowanych w różnych obszarach zarządzania prowadzi do wniosku, że można z powodzeniem adoptować na potrzeby przedsięwzięć inżynieryjnych innowacyjne technologie, obejmujące systemy temporalnych oraz strumieniowych baz danych. Oba rozwiązania są od lat przedmiotem analiz i projektów o znaczeniu praktycznym, zwłaszcza w obszarze działań biznesowych. Wydaje się, że próba wykorzystania tych doświadczeń, uwzględniająca specyfikę przedsięwzięć inżynieryjnych może w znaczący sposób usprawnić wiele procesów ewidencyjnych, ale jednocześnie przyczynić się do racjonalizacji działań analityczno-decyzyjnych. Z pewnością warto przy tym zwrócić uwagę na potencjalne efekty łącznego zastosowania opisywanych technologii, mogącego doprowadzić do uzyskania efektów synergicznych.

Piśmiennictwo

[1] Beynon-Davies P., Systemy baz danych, WN-T, Warszawa 2004.
[2] Szelka J., Wrona Z., Wykorzystanie analitycznych baz danych w procesach budowy (odbudowy) obiektów komunikacyjnych, Pięćdziesiąta Czwarta Konferencja Naukowa „Krynica 2008", T.4.
[3] Szelka J., Wrona Z., Wykorzystanie systemów aktywnych baz danych do wspomagania przedsięwzięć inżynieryjnych. Pięćdziesiąta Szósta Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB „Krynica 2010".
[4] Sieńko R., Systemy monitorowania obiektów mostowych, „Materiały Budowlane", nr 4/2008.
[5] Inteligentne systemy wspomagania decyzji, red. Sroka H., Wolny W., Wydaw. Akademii Ekonomicznej w Katowicach, Katowice 2009.

USE OF INNOVATIVE DATABASE TECHNOLOGIES TO SUPPORT ENGINEERING PROJECTS

Summary

Complex engineering projects involving information-collection and decision-making processes require access to extended databases and IT tools. The only IT systems used to support such processes are relational and knowledge databases.

However, in the event of numerous engineering projects related to monitoring road facilities, the capabilities of those systems are limited. This results from the "static" character of data stored in traditional databases. It could be possible to employ innovative IT technologies including active, temporal and streaming databases. The effectiveness of these solutions, which are modern but not widely used in engineering projects should be evaluated, particularly in cases involving state and phenomenon dynamics, which must be taken into consideration in analytical and decision-making processes.

OCENA
ŚRODOWISKOWA
BUDYNKÓW

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Dominik BEKIERSKI[1]
Instytut Techniki Budowlanej

ŚLAD WĘGLOWY W CYKLU ŻYCIA WYROBU BUDOWLANEGO

STRESZCZENIE

Analiza śladu węglowego wyrobów budowlanych ma coraz większe znaczenie dla producentów wyrobów, ale przede wszystkim dla środowiska. Europejski system handlu emisjami narzuca system przymusowych opłat za emisję dwutlenku węgla. Praca ta prezentuje politykę UE oraz Polski w zakresie obniżenia emisji CO_2 oraz innych gazów cieplarnianych oraz przedstawia na przykładzie analizy śladu węglowego betonu metodykę oraz zakres procedury ITB dotyczącej potwierdzenia jednoparametrowego stwierdzenia środowiskowego na podstawie normy PN-EN ISO 14021.

SŁOWA KLUCZOWE: ślad węglowy, analiza cyklu życia, dwutlenek węgla, gazy cieplarniane, wyrób budowlany

1. WPROWADZENIE

Wzrost i rozwój cywilizacji w coraz większym stopniu wpływa na otaczającą przestrzeń. Ekspansja terytorialna, agresywna konsumpcja i produkcja nie pozostają obojętne wobec Ziemi i narastających na niej zmian klimatycznych. To właśnie zmiany klimatu powodują zwiększoną troskę o środowisko oraz ochronę jego dóbr naturalnych. Czynnikiem, który bezpośrednio wpływa na zmiany klimatu jest dwutlenek węgla, który obok metanu, podtlenku azotu, fluorowęglowodorów, perfluorowęglowodorów oraz sześciofluorku siarki wchodzi w skład gazów cieplarnianych. CO_2 jest skorelowane z emisją pozostałych gazów cieplarnianych tworząc wskaźnik GWP (Global Warming Potential) ukazujący ich wpływ na zmiany klimatu. Wskaźnik GWP, definiowany jako potencjał tworzenia efektu cieplarnianego wraz z wartościami tego wskaźnika dla innych gazów cieplarnianych ukazane zostały w tablicy 1. W celu spełnienia wymagań gospodarki niskoemisyjnej, efektywnie wykorzystującej zasoby środowiska oraz w trosce o wpływ na niekorzystne zmiany klimatu coraz większe znaczenie ma analiza śladu węglowego wyrobu (ang. carbon footprint), badanie wpływu, jaki wywiera na środowisko naturalne w trakcie produkcji, użytkowania oraz zakończenia życia, czyli w całym cyklu jego istnienia.

[1] d.bekierski@itb.pl

Tablica 1. Wartości GWP dla wybranych substancji (według IPCC 2007)

Substancja	Czas życia w atmosferze (lata)	GWP_{100}
Dwutlenek węgla (CO_2)	50-200	1
Metan (CH_4)	12	25
Podtlenek azotu (N_2O)	114	298
Trifluorometan (HFC-23)	270	14800
Czterofluorek węgla (CF_4)	50000	7390
Sześciofluorek siarki (SF_6)	3200	22200

2. ŚLAD WĘGLOWY

Według Wspólnotowego Centrum Badawczego, które jest Dyrekcją Generalną (DG JRC) Komisji Europejskiej, ślad węglowy to całościowa emisja dwutlenku węgla (CO_2) oraz emisji innych gazów cieplarnianych (np. metan, N_2O) powiązanych z wyrobem, wraz z ciągiem dostawców w czasie od rozpoczęcia życia (wydobycie surowców) aż po rozbiórkę i zakończenie cyklu życia. European Platform on LCA, definiuje ślad węglowy w podobny sposób. Natomiast Wiedmann i Minx [1] definiują ślad węglowy jako: „wyłączna bezpośrednia lub pośrednia miara całkowitej emisji dwutlenku węgla spowodowana użytkowaniem lub zakumulowaniem podczas cyklu życia wyrobu". Przyczyną emisji CO_2 może być zużycie nieodnawialnych źródeł energii na etapie produkcji, w transporcie lub też w innych procesach wymagających zaangażowania paliw kopalnych. Wskaźnik ukazujący wielkość śladu węglowego, a tym samym obciążenie dla środowiska to ekwiwalent dwutlenku węgla wyrażony w kilogramach na jednostkę funkcyjną (kg CO_2e/JF) powstający w pełnym cyklu istnienia wyrobu. Każdy produkt czy usługa w sposób pośredni powoduje emisję gazów cieplarnianych (GHG) i CO_2. Istnieje na świecie kilka zbieżnych metod wyznaczania śladu węglowego dla wyrobów:

- EN 15804:2012 - metoda oceny LCA dla wyrobów budowlanych, gdzie jednym z indykatorów jest Global Warming Potential GWP wyrażone jako ekwiwalent CO_2. Norma zakłada możliwość zastosowania tylko jednego indykatora.
- PAS 2050- Brytyjska specyfikacja przedstawiająca w jaki sposób wyznaczyć ślad węglowy, dostępna publicznie dla zainteresowanych.
- WRI/WBCSD- przewodnik amerykański, zawartość ogólna
- ISO 14067- norma ISO wyznaczania śladu węglowego.

Polska, jako kraj w znacznym stopniu opierający bezpieczeństwo energetyczne na węglu kamiennym i brunatnym, charakteryzuje się wysokim poziomem emisyjności produkowanej energii, co stanowi istotny element śladu węglowego. W Polsce w ciągu następnej dekady, nawet przy wdrożeniu najbardziej innowacyjnych rozwiązań, ślad węglowy produktów będzie pozostawał dużo wyższy niż w pozostałych państwach UE. Polityka Unii Europejskiej na lata 2020-2050 zakłada zmniejszenie emisji CO_2 o 25 proc. do 2020 r. o 40 proc. w 2030 r. i 60 proc. w 2040 r. tak aby w 2050 dojść do 80 proc. Polska jako jedyny kraj zablokowała konkluzje (06.2011) Rady Ministrów środowiska UE w sprawie ścieżki obniżania emisji CO_2 w UE do 2050 r. i nie zgodziła się na zdecydowane działania w redukcji emisji do 2050 roku [2].

3. ŚLAD WĘGLOWY A DEKLARACJE ŚRODOWISKOWE

W trosce o zasoby naturalne oraz w celu wyróżnienia cech ekologicznych wyrobów budowlanych zostały wdrożone dobrowolne deklaracje środowiskowe. Norma PN-EN ISO 14020 Etykiety i deklaracje środowiskowe. Zasady ogólne wskazuje 3 rodzaje deklaracji środowiskowych:

- Etykieta i deklaracja środowiskowa I typu wg normy PN-EN ISO 14024 to ocena wielokryterialna bazująca na wybranych etapach cyklu życia wyrobu. Przykładem takiego znaku jest europejski Eco-flower regulowany przez rozporządzenie 66/2010/WE [3],
- Etykieta i deklaracja środowiskowa II typu wg normy PN-EN ISO 14021 to potwierdzenie własnego stwierdzenia środowiskowego odnoszącego się do wybranej ekologicznej cechy wyrobu,
- Etykieta i deklaracja środowiskowa III typu wg normy PN-EN ISO 14025 zapewnia pełną analizę cyklu życia wyrobu.

Analiza śladu węglowego może być elementem deklaracji każdego typu, jednak w szczególności dotyczy deklaracji środowiskowej II oraz III typu. Ślad węglowy to składowa część analizy pełnego cyklu istnienia (LCA), deklaracji środowiskowej III typu (znanej również jako Environmental Product Declaration), szczegółowo regulowanej przez normę EN 15804. Norma wskazuje ślad węglowy, jako wskaźnik wpływu na zmianę klimatu (GWP). Jest to jeden z 5 czynników oddziałujących na środowiskowo obok: zdolności do uszczuplenia warstwy ozonowej, zakwaszania powietrza oraz wody, zdolności eutrofizacji czy zdolności do tworzenia ozonu fotochemicznego. Wejście w życie od lipca 2013 roku rozporządzenia CPR (Construction Products Regulation 305/2011/EU) wprowadzi nowe wymaganie podstawowe nr 7 – „zrównoważone wykorzystanie zasobów naturalnych", które kładzie nacisk na projektowanie, wykonanie oraz rozbiórkę obiektów budowlanych w zrównoważony sposób. W krajach, które sformułują wymagania techniczne odnośnie do wymagania nr 7 na producentach wyrobów budowlanych będzie spoczywał obowiązek podania w ramach deklaracji właściwości użytkowych wymaganych prawnie informacji związanych z oddziaływaniem wyrobu na środowisko, w tym GWP.

Oprócz deklaracji środowiskowej III typu, opartej na pełnej analizie LCA, dowodem na ograniczoną emisję CO_2 może być także deklaracja środowiskowa II typu wg normy PN-EN ISO 14021 [4]. Taka deklaracja – jednoparametrowe stwierdzenie środowiskowe - odnosi się do potwierdzenia wybranej cechy środowiskowej, na podstawie danych dostarczonych przez producenta, zweryfikowanej w oparciu o przeprowadzone analizy. Przykładem badania śladu węglowego oraz potwierdzenia własnego stwierdzenia środowiskowego jest analiza betonu dla jednego z wiodących producentów cementu w Polsce. Poniżej przedstawiono akty prawne oraz metodologię analizy, objętej procedurą ITB zgodnie z normą, dotyczącej potwierdzenia jednoparametrowego stwierdzenia środowiskowego dotyczącego obniżonej emisji CO_2.

Wraz z wejściem w życie rozporządzenia Rady Ministrów z dnia 9 listopada 2010r [5] poszczególne sektory produkcji przemysłowej wymagają zezwoleń we wspólnotowym systemie handlu uprawnieniami do emisji dwutlenku węgla i są objęte systemem opłat. W zawiązku z powyższym zakłady cementowe, spalarnie, rafinerie ropy naftowej, piece koksownicze, huty żelaza i stali, cegielnie, huty szkła, zakłady produkujące wapno, ceramikę pulpę i papier, a także produkujące kwas azotowy, a od 2012 roku lotnictwo cywilne zobowiązane są do spełnienia wymagań przepisów m.in. [6][7]. Rozporządzenie Ministra Środowiska [7] określa współczynniki emisji CO_2 nośników energii użyte w obliczeniach. W zakresie metodyki cyklu życia wyznaczania śladu węglowego, poza wspomnianymi wcześniej metodyką PAS 2050 oraz wymaganiami normy EN 15804:2012, założono spełnienie wymagań następujących standardów [8] [9] [10].

W zakresie spełnienia wymagań deklaracji i stwierdzeń środowiskowych o jednym parametrze wymagane jest spełnienie wymagań wspomnianej wcześniej normy PN-EN ISO 14021:2002/A1:2012. W zakresie ogólnej metodyki wyznaczania śladu węglowego w procesach przemysłowych bierze się pod uwagę prace naukowe takie jak[11].

Porównawczą analizę LCA dla analizowanego betonu oraz standardowego betonu wykonano w cyklu: od bramy fabryki do miejsca wbudowania tzw. „crade to site". W systemie uwzględniono i zintegrowano charakterystyki śladów węglowych elementów wejściowych (energii, składników i materiałów widocznych na tablicy 2) w ilości proporcjonalnej do zużycia na jednostkę deklarowaną produktu (tj. 1 Mg cementu lub 1 m^3 betonu). W wyniku zastosowania substytutów klinkieru takich jak popiół, żużel i kamień wapienny wykazano redukcję emisji CO_2 na jednostkę cementu wynikającą z założenia, że składniki te nie posiadają śladu węglowego. Wykazana redukcja emisji jest proporcjonalna do ilości substytutów klinkieru w produkcji cementu.

Tablica 2. Ślady węglowe poszczególnych składników produkcji [kg CO_{2e}/m^3] dla badanego betonu

Produkcja materiałów (kg CO_{2e}/m^3)	
Cement	103,08
Kruszywo	4,02
Pozostałe składniki	0,05
RAZEM	**107,15**

Transport materiałów (kg CO_{2e}/m^3)	
Cement	7,96
Kruszywo	30,76
Pozostałe składniki	1,53
RAZEM	**40,25**

Produkcja betonu na Wytwórnię Betonu Towarowego - WBT (kg CO_{2e}/m^3)	
Energia elektryczna	2,30
Olej napędowy	0,85
Olej opałowy	0,45
RAZEM	**3,60**

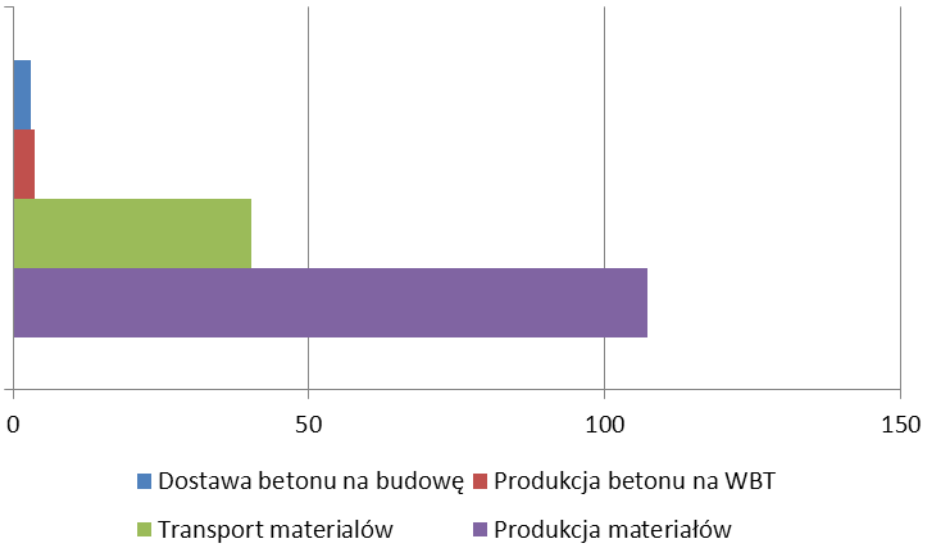
Dostawa betonu na budowę (kg CO_{2e}/m^3)	
Transport na dystansie 9,1 km	**2,91**

CAŁKOWITY WSPÓŁCZYNNIK EMISJI CO_2 (kg CO_{2e}/m^3)	
RAZEM	**153,91**

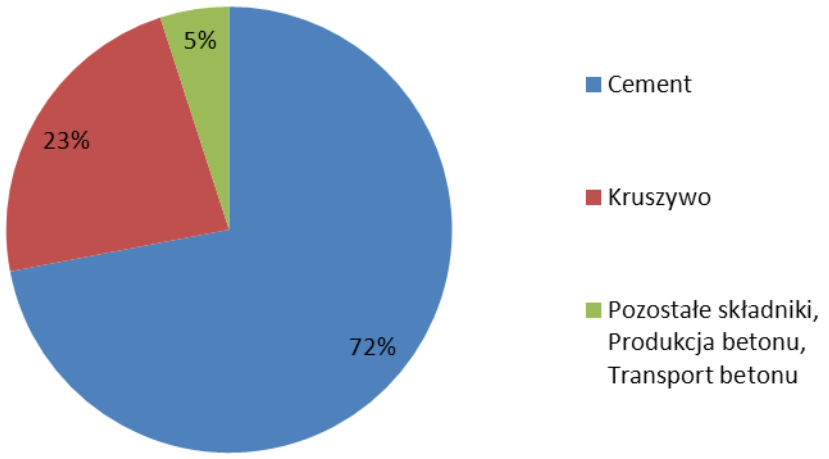
Na rysunku 1 pokazano ślady węglowe poszczególnych etapów produkcji przykładowego betonu. Jak widać zasadniczy wpływ ma produkcja składników (sumarycznie 107 kgCO_2/m^3) w tym 103 kg CO_2 od samego cementu. Na rysunku 2 przedstawiono procentowy wpływ składników na ślad węglowy analizowanego betonu. Wpływ zastosowanego cementu na ślad węglowy betonu to ok. 72%, a wpływ produkcji i transportu kruszyw – ok. 23%. Produkcja samego betonu nie powoduje poważnych uciążliwości środowiskowych w porównaniu z fazą wytwarzania materiałów.

Znaczące oddziaływanie środowiskowe powoduje transport kruszyw oraz cementu, sumarycznie 40,25 kgCO_2/m^3, co stanowi 28% wartości całkowitej. Wykres przedstawia wpływ składników z uwzględnieniem ich transportu na ślad węglowy betonu. Transport

kruszyw powoduje obciążenie środowiskowe na poziomie 30,76 Mg CO_2/m^3, co stanowi 19% wartości całkowitej.



Rys.1. Ślady węglowe poszczególnych etapów produkcji przykładowego betonu [kg CO_2/m^3]



Rys.2. Procentowy wpływ substratów na ślad węglowy przykładowego betonu

Przeprowadzone analizy oraz obliczenia umożliwiły ulokowanie śladu węglowego w całym procesie produkcji betonu. Identyfikacja wszystkich etapów cyklu istnienia analizowanego betonu, a szczególnie tych, które znacząco wpływają na ślad węglowy wskazały, że możliwe jest jego obniżenie. Obniżając odległości transportowe i korzystając z lokalnych kopalni można w istotny sposób zmniejszyć ślad węglowy wyrobu. Jednym ze sposobów obniżenia śladu węglowego jest również uwzględnienie zdolności betonu do wiązania CO_2 w procesach karbonatyzacji, jednakże dotychczas w procedurze analizy śladu węglowego nie zostało to uwzględnione.

4. SYSTEM HANDLU EMISJAMI W UJĘCIU WYROBÓW BUDOWLANYCH

Wpływ na zmiany klimatu wobec przepisów i regulacji, jakie nakłada na Państwa Członkowskie UE Dyrektywa 2003/87/WE[12], odnośnie do opłat za emisję wymusza na producentach wyrobów budowlanych poszukiwanie możliwości obniżenia śladu węglowego w wytwarzanym wyrobie, tym samym obniżenie opłat za emisje dwutlenku węgla i innych gazów cieplarnianych. Pozwolenia, zgłoszenia i zezwolenia na uczestnictwo we wspólnotowym systemie handlu uprawnieniami do emisji dwutlenku węgla dotyczą instalacji wymienionych w art. 2 rozporządzenia Rady Ministrów z dnia 9 listopada 2010r [5]. Dane dotyczące emisyjności mogą stanowić dla producentów istotny bodziec, wymuszający wdrażanie innowacyjnych rozwiązań mających na celu poprawę gospodarowania zasobami oraz energią. Jednocześnie producenci powinni pamiętać, iż określenie śladu węglowego produktu stanowi wstęp do dalszych działań prowadzących do ograniczenia emisyjności procesu produkcyjnego i poprawy konkurencyjności na rynku.

Europejski system handlu emisjami (EU ETS) opiera się na założeniu, że wyznaczenie ceny za emisje związków węgla jest najbardziej opłacalnym sposobem na znaczne zredukowanie globalnych emisji gazów cieplarnianych, które jest konieczne, aby zapobiec osiągnięciu przez zmiany klimatu niebezpiecznego poziomu. System, ustanowiony obowiązującymi aktami prawnymi zaproponowanymi przez Komisję Europejską (Dyrektywa 2003/87/WE) i zatwierdzonymi przez państwa członkowskie UE oraz Parlament Europejski, opiera się na czterech fundamentalnych zasadach:

- Jest to system typu „cap and trade”
- Uczestnictwo przedsiębiorstw w sektorach objętych systemem jest obowiązkowe
- Zawiera silne mechanizmy gwarantujące przestrzeganie ustaleń
- System obejmuje rynek Unii Europejskiej, ale wykorzystuje także redukcje emisji w innych częściach świata dzięki akceptacji kredytów z projektów ograniczania emisji realizowanych zgodnie z mechanizmem czystego rozwoju i instrumentem wspólnych wdrożeń, określonymi w protokole z Kioto. Europejski system handlu emisjami jest również otwarty na ustanowienie formalnych powiązań z odpowiednimi obowiązkowymi systemami typu „cap and trade” w krajach trzecich, które ratyfikowały protokół z Kioto.

Centralnym elementem europejskiego systemu handlu emisjami jest wspólna „waluta” handlowa w postaci uprawnień na emisje. Jedno zezwolenie daje prawo do wyemitowania jednej tony dwutlenku węgla. Obecnie wymaga się od państw członkowskich sporządzenia krajowych planów rozdzielania uprawnień na każdy okres handlowy, w których określi się ilość uprawnień na emisje dla każdego obiektu w poszczególnych latach [2].

Producenci wyrobów budowlanych do wyboru będą mieli dwie opcje, pierwsza – o ile jest to możliwe i opłacalne obniżenie własnego śladu węglowego poprzez unowocześnienie technologii oraz odsprzedaż nadwyżki zakupionych uprawnień do emisji, druga – to w sytuacji braku możliwości lub opłacalności wdrożenia innowacji w procesie technologicznym wyrobu, zakup zwiększonej liczby uprawnień na emisję. W pierwszym przypadku, poprzez sprzedaż nadwyżki uprawnień, firma w pełni rekompensuje wydatki poniesione na proekologiczne zmiany w technologii w związku z redukcją emisji, natomiast gdyby system handlu emisjami nie istniał, musiałaby ponieść wydatek. W drugim przypadku, gdyby nie elastyczność zapewniona przez europejski system handlu emisjami, firma musiałaby ograniczyć swoje emisje, ograniczając swoje zyski ze sprzedaży. Jako, że jedna firma decyduje się na redukcję swoich emisji (gdyż jest to w tym przypadku tańsza opcja), zezwolenia, które zakupiła druga firma, odpowiadają rzeczywistej redukcji emisji, nawet jeśli ta druga firma nie zredukowała swoich własnych emisji.

5. WSPÓŁCZYNNIKI EMISJI

Współczynniki emisji, wskaźniki emisji CO_2 zależnej od spalanego paliwa, które poszczególne kraje przyjmują do stosowania według własnego uznania, w znaczący sposób mogą wpłynąć na analizę śladu węglowego. Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 12 września 2008 r.[7] zawiera obowiązujące w Polsce współczynniki emisji dla różnego rodzaju paliw. Jednostką rozliczeniową jest wskaźnik emisji CO_2 [$MgCO_2$/TJ]. Jednakże pojawiają się w nim zapisy wzbudzające pewne kontrowersje. Mianowicie chodzi o założenie, w którym paliwa z biomasy mają z góry przypisaną emisję dwutlenku węgla równą zeru. Dokument [14], który stanowi podstawę przy raportowaniu emisji również sugeruje potraktowanie paliwa z biomasy jako zero emisyjne: *„Emisji CO_2 ze spalania biomasy (drewna opałowego i odpadów pochodzenia drzewnego, odpadów komunalnych biogenicznych i biogazu) nie wlicza się do sumy emisji ze spalania paliw, zgodnie z zasadami Wspólnotowego systemu handlu uprawnieniami do emisji oraz IPCC. Podejście to jest równoważne stosowaniu zerowego wskaźnika emisji dla biomasy”*. Kontrowersyjne jest założenie o zerowej emisji, o ile powszechnie wiadomo, że w wyniku procesów spalania zawsze powstaje CO_2 oraz inne produkty, które mimo naturalnego pochodzenia podczas ich spalania uwalniają pyły, NO_x czy węglowodory aromatyczne. Dla porównania w Niemczech, Wielkiej Brytanii, czy Słowacji współczynniki emisyjności paliw na bazie biomasy, w zależności od zastosowanej instalacji oraz paliwa, uwzględniają emisję CO_2 i to z dokładnością do 0,001.

6. WNIOSKI

Oszacowanie wielkości śladu węglowego będzie jednym z czynników kształtujących rynek wyrobów budowlanych. Europejski systemu handlu emisjami jest niewątpliwą korzyścią dla środowiska dzięki redukcji emisji dwutlenku węgla oraz innych gazów cieplarnianych. Dzięki jego wdrożeniu producenci wyrobów nie muszą redukować produkcji, tym samym rezygnować z zysków. Wymagane jest jednak wdrożenie ujednoliconych metod analizy śladu węglowego, ale przede wszystkim stosowanych w niej współczynników obliczeniowych. Instytut Techniki Budowlanej prowadzi prace eksperckie i aktywnie działa w kierunku normalizacji metod badawczych w budownictwie, a szczególnie w zakresie ochrony środowiska. ITB ma w swojej ofercie analizę śladu węglowego w całym cyklu istnienia wyrobu (LCA) przeprowadzaną według wymagań norm europejskich (EN 15804:2012).

Piśmiennictwo

[1] Wiedmann T., Minx J.: A definition of ‘Carbon footprint’, ISA^{UK} Research Report, 2008
[2] Piasecki M.: Społeczeństwo nisko węglowe. Zasady europejskiego systemu handlu emisjami (EU ETS), konferencja naukowa Bielsko-Biała 2009
[3] Rozporządzenie Parlamentu Europejskiego i Rady (WE) NR 66/2010 z dnia 25 listopada 2009 r. w sprawie oznakowania ekologicznego UE
[4] PN-EN ISO 14021:2002 - Etykiety i deklaracje środowiskowe. Własne stwierdzenia środowiskowe (Etykietowanie środowiskowe II typu)
[5] Rozporządzenie Rady Ministrów z dnia 9 listopada 2010r w sprawie przedsięwzięć mogących znacząco oddziaływać na środowisko (Dz. U. z 2010 r. Nr 213, poz. 1397)
[6] Ustawa z dnia 27 kwietnia 2001 roku Prawo ochrony środowiska (tekst jednolity: Dz. U. z 2008 r. Nr 25, poz. 150 z późniejszymi zmianami), w tym art. 378 ust. 2 pkt 1a

[7] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 12 września 2008 r. w sprawie sposobu monitorowania wielkości emisji substancji objętych wspólnotowym systemem handlu uprawnieniami do emisji (Dz. U. z 2008 r., Nr 183, poz.1142)
[8] PN-EN ISO 14040:2009 Zarządzanie środowiskowe. Ocena cyklu życia. Zasady i struktura. (Ogólna metodologia LCA)
[9] ISO 21930 Sustainability in building construction – Environmental declaration of building products. (Metodologia LCA w odniesieniu do wyrobów budowlanych)
[10] PN-EN ISO 14044:2009 Zarządzanie środowiskowe. Ocena cyklu życia. Wymagania i wytyczne. (Ogólna metodologia LCA)
[11] Górzyński J.: Obciążenia środowiska w produkcji wyrobów budowlanych. Wydawnictwa Instytutu Techniki Budowlanej, seria Monografie, Warszawa 2004.
[12] Dyrektywa 2003/87/WE Parlamentu Europejskiego i Rady z dnia 13 października 2003 r. ustanawiająca system handlu przydziałami emisji gazów cieplarnianych we Wspólnocie oraz zmieniająca dyrektywę Rady 96/61/WE
[13] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 12 września 2008[(Dz. U. z 2008 r., Nr 183, poz.1142)
[14] Wartości opałowe (WO) i wskaźniki emisji CO_2 (WE) w roku 2009 do raportowania w ramach Wspólnotowego Systemu Handlu Uprawnieniami do Emisji za rok 2012

CARBON FOOTPRINT IN CONSTRUCTION PRODUCT LIFE CYCLE

Summary

The significance of carbon footprint analysis for construction products is increasing for industry, but mainly for the environment. The European Emission Trade System forces the Member States to implement payment for carbon dioxide emissions. The paper presents EU and Poland's policy in terms of carbon footprint and other related greenhouse gases emission decrease, and presents ITBs methodology, using an actual example, which analyses producer's single parameter self-claim based on standard PN-EN ISO 14021:2002/A1:2012.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Lech CZARNECKI[1]
Marek KAPROŃ[2]
Instytut Techniki Budowlanej

OCENA ŚRODOWISKOWA BUDYNKÓW A ZRÓWNOWAŻONE BUDOWNICTWO

STRESZCZENIE

Postulat zrównoważonego rozwoju stał się nie tylko wiodącą ideą cywilizacyjną, ale wręcz koniecznością. Jest on w szczególności zaadresowany do budownictwa, które zużywa rocznie około 40% przetwarzanej materii (masa + energia). W roku 2011 postulat ten został sformalizowany w postaci europejskiego wymagania podstawowego. Obiekt budowlany powinien być zaprojektowany, wzniesiony, użytkowany i rozebrany zgodnie z zasadami zrównoważonego rozwoju. Jednym z ważniejszych elementów stała się kwestia oceny oddziaływania „budynek – środowisko". Norma Europejska EN-PN 15804 w tym obszarze wymienia 29 kryteriów. W artykule scharakteryzowano wybrane elementy oceny środowiskowej i sposoby jej przeprowadzania. Zwrócono uwagę, że ocena środowiskowa budynku stanowi lokalne rozwiązanie globalnego zagadnienia.

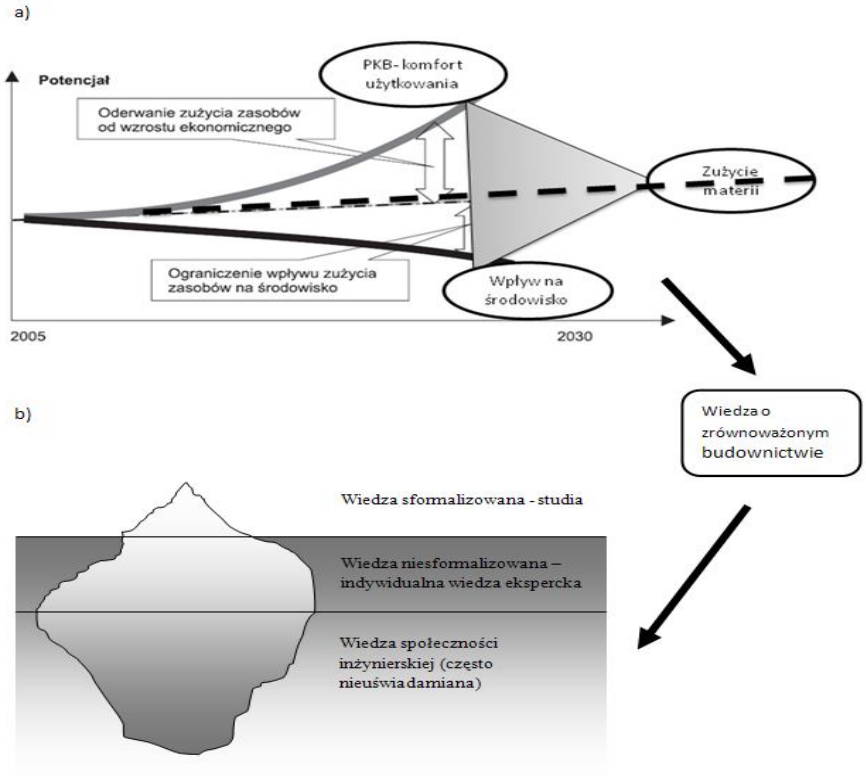
SŁOWA KLUCZOWE: zrównoważony rozwój, ocena środowiskowa, zrównoważone budownictwo, deklaracje środowiskowe, komfort użytkowania, jakość powietrza wewnętrznego, efektywność energetyczna

1. WPROWADZENIE

Postulat zrównoważonego rozwoju, który zaspokajając potrzeby obecne, nie ograniczy przyszłym pokoleniom możliwości zaspokojenia ich potrzeb, po ponad dwudziestu latach od jego sformułowania (ONZ, 1987) stał się w Europie ważną ideą cywilizacyjną.

Zrównoważony rozwój wynika z przesłanek filozoficznych, jest koniecznością cywilizacyjną, a także wymaganiem konstytucyjnym. Jest to dążenie do osiągnięcia takiej sytuacji, aby utrzymując rozwój gospodarczy, nie pogarszając warunków życia społeczeństwa zmniejszyć istotnie negatywne oddziaływanie na środowisko, prawie nie zwiększając zużycia energii i masy. Oznacza to „rozprzęglenie" wzrostu gospodarczego od wzrostu zużycia materii (rys.1). Brzmi to utopijnie, lecz jest piękną ideą i wielkim wyzwaniem [1,2].

[1] l.czarnecki@itb.pl
[2] m.kapron@itb.pl



Rys. 1 Idea zrównoważonego rozwoju (wzorowana wg A. Illomaki, CEN350) z ukazaniem kształtowania nowego paradygmatu (a) i jej odniesienie do pozyskiwania nowej wiedzy (b) jako wędrówki w głąb „góry lodowej wiedzy" – według koncepcji D. Bartholomew [1]

Zrównoważony rozwój nie jest możliwy bez rozwoju budownictwa - poprawa warunków zamieszkania i infrastruktury przestrzeni społecznej powinna uwzględniać zmniejszenie negatywnego oddziaływania budynków na środowisko, a efekty prac badawczo-rozwojowych umożliwić racjonalizację zużycia energii i zasobów naturalnych [3]. W warstwie konceptualnej oznacza to rozbudowanie paradygmatu rozwoju dotychczas wyznaczonego przez: **koszt – czas – jakość** do nowych określeń kluczowych: **minimum zużycia materii – minimum obciążeń środowiska – komfort użytkowania** (rys.1a). Zważywszy, że budownictwo pochłania rocznie ok. 40% wytworzonej energii i przerabianej masy zaadresowanie postulatu „zrównoważoności" do budownictwa stało się oczywiste. Rok 2011 okazał się przełomowy, gdyż rozporządzeniem Parlamentu Europejskiego i Rady Unii Europejskiej (305/2011 z 9 marca 2011r.) została wprowadzona nowa wersja wymagań podstawowych obiektów budowlanych. Wśród nich nowe wymaganie 7 zatytułowane: **Zrównoważone wykorzystanie zasobów naturalnych** (Tablica 1). Nowe sformułowania związane z ochroną zasobów naturalnych pojawiły się również w 3 wymaganiu podstawowym „**Higiena, zdrowie i środowisko**", a także w 6 wymaganiu podstawowym **„Oszczędność energii i izolacyjność cieplna".** Obiekty budowlane powinny być zaprojektowane i wykonane w taki sposób, aby podczas ich budowy, użytkowania i rozbiórki nie stanowiły w ciągu ich całego cyklu życia zagrożenia dla higieny, zdrowia oraz bezpieczeństwa ich użytkowników lub sąsiadów oraz nie wywierały nadmiernego wpływu na jakość środowiska ani na klimat, w szczególności przez:

- wydzielanie toksycznych gazów;
- emisję niebezpiecznych substancji, lotnych związków organicznych, gazów cieplarnianych lub niebezpiecznych cząstek do powietrza wewnątrz i na zewnątrz obiektu budowlanego;
- emisję niebezpiecznego promieniowania;

- wydzielanie niebezpiecznych substancji do wody gruntowej, wód morskich, wód powierzchniowych lub gleby;
- niewłaściwe odprowadzanie ścieków, emisję gazów spalinowych lub niewłaściwe usuwanie odpadów stałych i płynnych;
- zawilgocenia w części obiektów budowlanych lub na powierzchniach w obrębie tych obiektów.

Obiekty budowlane i ich instalacje grzewcze, chłodzące, oświetleniowe i wentylacyjne powinny być zaprojektowane i wykonane w taki sposób, aby utrzymać na niskim poziomie ilość energii wymaganej do ich użytkowania, przy uwzględnieniu potrzeb użytkowników i miejscowych warunków klimatycznych. Obiekty budowlane powinny być również energooszczędne zużywać jak najmniej energii podczas ich budowy i rozbiórki. Ujmując rzecz syntetycznie, to: **obiekt budowlany powinien być zaprojektowany, wzniesiony (a także użytkowany) i rozebrany w sposób zgodny z zasadami zrównoważonego rozwoju. Stało się to po upływie ćwierćwiecza od sformułowania idei zrównoważonego rozwoju**.

W niniejszym artykule starano się przedstawić stan wiedzy i techniki w obszarze oceny środowiskowej wyrobów i obiektów budowlanych.

Tablica 1. Zrównoważone budownictwo od koncepcji do europejskiego rozporządzenia [1]

Koncepcja; G.H. Brutland, ONZ, 1987. Taki rozwój, który zaspokajając potrzeby obecne nie ograniczy przyszłym pokoleniom możliwości zaspokojenia ich potrzeb

Zasada: H. Daly, 1996

Konsumpcja surowców/powstawanie zanieczyszczeń i odpadów	Oddziaływanie środowiskowe	Zrównoważenie
Większa niż naturalne odtwarzanie/regenerowanie	degradacja	brak
Równa potencjałowi odtwarzania/regeneracji	równowaga	stan ustalony
Mniejsza niż potencjał odtwarzania/regeneracji	odnawianie	rozwój

Konstytucja RP, 1997

„Rzeczpospolita Polska … strzeże dziedzictwa narodowego oraz zapewnia ochronę środowiska, kierując się zasadą zrównoważonego rozwoju."

Ustawa o ochronie środowiska, 2001

Taki rozwój społeczno-gospodarczy, w którym w celu zrównoważenia szans dostępu do środowiska poszczególnych społeczeństw lub ich obywateli – zarówno współczesnych, jak i przyszłych pokoleń – następuje proces integrowania działań politycznych, gospodarczych i społecznych z zachowaniem równowagi przyrodniczej oraz trwałości procesów przyrodniczych.

Construction Products Regulation, CPR–UE 305/2011

Rozporządzenie Parlamentu I Rady Europejskiej: obiekty budowlane powinny być zaprojektowane, wykonane I rozebrane w taki sposób, aby wykorzystanie zasobów naturalnych było zrównoważone i zapewniało w szczególności:

- ponowne wykorzystanie lub recykling obiektów budowlanych oraz wchodzących w ich skład materiałów i części po rozbiórce;
- trwałość obiektów budowlanych
- wykorzystanie w obiektach budowlanych przyjaznych środowisku surowców i materiałów wtórnych.

2. BUDYNEK A ŚRODOWISKO

2.1 Elementy oceny środowiskowej

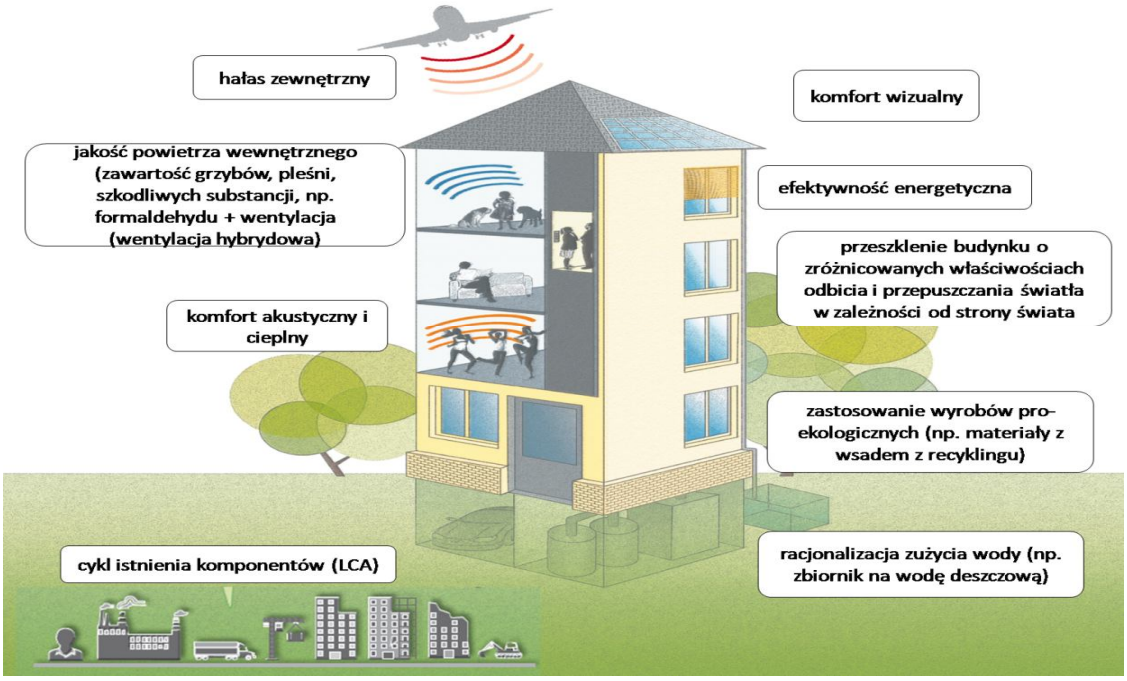
Wdrożenie zasad zrównoważonego rozwoju w budownictwie oznaczać powinno osiągnięcie takiego modelu, który pozwoliłby harmonijnie kształtować relacje pomiędzy wzrostem gospodarczym, poprawą komfortu życia i ochroną środowiska. Trzy podstawowe wymiary: wpływ środowiskowy - zużycie zasobów naturalnych [4] i energetycznych [5] oraz związane z tym emisje do środowiska; komfort użytkowania obiektu oraz koszt - środki finansowe na uzyskanie wartości użytkowej i zmniejszenie oddziaływania środowiskowego. Relacja tych trzech elementów może być nazwana efektywnością środowiskową oraz może być miarą postępu na drodze do zrównoważonego rozwoju. Określenie kryteriów i zasad rozwoju zrównoważonego w budownictwie jest obecnie jednym z kluczowych kierunków prac Komisji Europejskiej. Budynek projektowany i wzniesiony jako przyjazny dla środowiska zgodnie z przyjętą definicją powinien nie tylko być harmonijnie wpisany w otocznie, ale również powinien zużywać jak najmniej energii, zapewnić komfort, funkcjonalność i trwałość.

W wielokryterialnej ocenie budynku w zakresie spełnienia wymagań zrównoważonego budownictwa bierze się pod uwagę kryteria oceny mające bezpośredni wpływ na środowisko (zużycie masy, energii i emisje), komfort użytkowania (akustyczny, cieplny, higieniczny, wizualny) oraz koszt cyklu życia.

Najczęściej rozważane obszary (rys.2) to:

- relacje obiektu z otoczeniem,
- dobór wyrobów i systemów budowlanych (możliwość powtórnego użycia i recyklizacji),
- oddziaływanie obiektu podczas wznoszenia i użytkowania: energia, woda, odpady,
- trwałość–utrzymanie, naprawy,
- warunki higieniczno-zdrowotne: jakość powietrza i wody,
- komfort użytkowania: cieplno-wilgotnościowy, akustyczny, wizualny i zapachowy.

Niektóre z powyższych elementów bliżej scharakteryzowano w kolejnych punktach artykułu.



Rys. 2 Schematyczne przedstawienie wybranych elementów oceny środowiskowej (M. Piasecki, ITB)

2.2 Deklaracje środowiskowe wyrobów budowlanych [6,7]

Deklaracja środowiskowa wyrobu to stwierdzenie, które określa istotne aspekty środowiskowe wyrobu. **Deklaracja środowiskowa może przybierać formę oświadczenia lub znaku graficznego na wyrobie, opakowaniu, w informacji o wyrobie w publikacjach, ogłoszeniach lub reklamie**. Opracowanie deklaracji środowiskowej wyrobu polega na dokonaniu oceny wyrobu przez określenie jego charakterystyki ekologicznej wyrażonej zbiorem odpowiednio dobranych kryteriów, którymi są kategorie oddziaływania na środowisko. Charakterystyki ekologiczne wyrobów mogą być użyteczne w wielu przypadkach, zwłaszcza przy wyborze materiałów i rozwiązań zapewniających minimalne oddziaływanie na środowisko. Dla wytwórców mogą stanowić podstawę do poprawy wskaźników. Międzynarodowa organizacja normalizacyjna (ISO) wprowadziła normy serii ISO 14020 określające rodzaje deklaracji środowiskowych oraz ogólne zasady ich wykonywania. Wyróżniono trzy rodzaje deklaracji środowiskowych [7]:

- Deklaracje środowiskowe pierwszego rodzaju (wg PN-EN ISO 14024) – etykiety oparte na kryteriach oceny ustalonych przez trzecią stronę, które są wielokryterialne i ustalone z uwzględnieniem oddziaływań środowiska w pełnym cyklu istnienia produktu. Jednostkami przyznającymi etykiety mogą być zarówno organizacje rządowe, jak i inne niekomercyjne jednostki. Jako przykłady można tu wymienić: EC Eco Label, Nordic Swan, German Blaue Angel, EKO-ITB (Tablica 2):

Tablica 2. EKO-Znaki ITB [2]

Przyjazna/przyjazny			Nie zawiera substancji szkodliwych	Zmniejszona emisja CO_2
Technologia	Wyrób	Budynek		
ITB EKO przyjazna technologia	ITB EKO przyjazny wyrób	ITB EKO przyjazny budynek	HBCDD nie zawiera ISO 14021 ITB EKO przyjazny wyrób	CO_2 zmniejszona emisja ISO 14021 ITB EKO przyjazna technologia

- Deklaracje środowiskowe drugiego rodzaju (wg PN-EN ISO 14021) – etykiety oparte na prostych oświadczeniach producentów lub sprzedawców. Przykładem takiej etykiety jest np. stwierdzenie: wyrób oparty w całości na materiałach pochodzących z recyklingu, wyrób nie zawiera substancji toksycznych, wyrób o zmniejszonym zużyciu energii;
- Deklaracje środowiskowe trzeciego rodzaju, określane w skrócie EPD – Environmental Product Declaration (wg ISO TR 14025 oraz EN-15084) – deklaracje z zastosowaniem kwantyfikowanych informacji w zakresie obciążenia środowiska ustalone na podstawie wykonanej analizy LCA. Obciążenia są prezentowane w formie ułatwiającej porównanie pomiędzy wyrobami, na przykład 1500 kg CO_2/tonę wyrobu podczas fazy wytwarzania wyrobu.

W każdej fazie cyklu życia obiektu budowlanego (rys. 3) powstają oddziaływania środowiskowe, tj. emisje. Emisje te inwentaryzuje się i przyporządkowuje do określonej kategorii oddziaływań środowiskowych, a następnie przelicza na substancje ekwiwalentne, na przykład CO_2, w celu uzyskania efektu cieplarnianego.

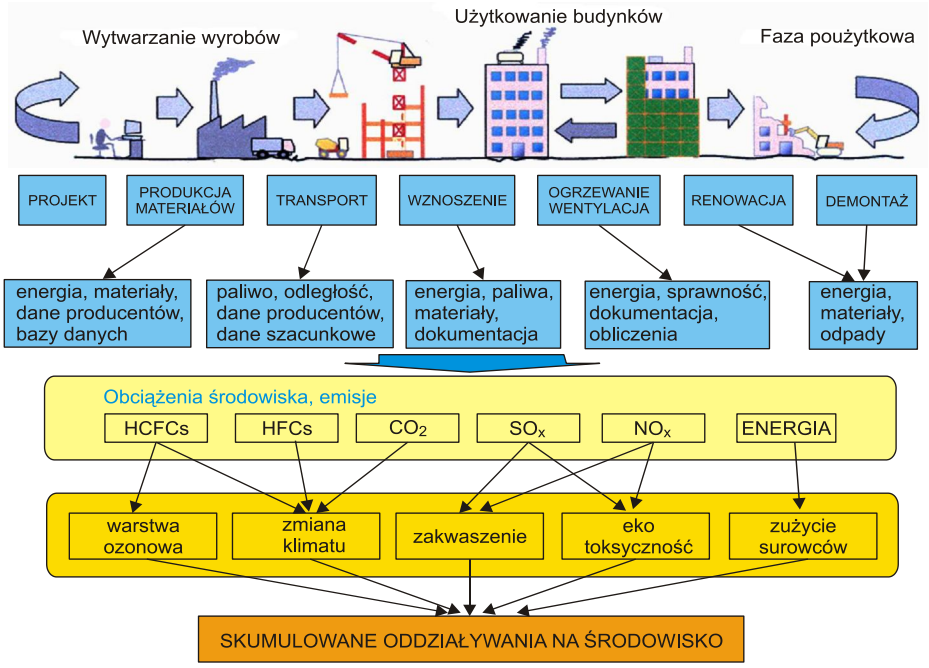
Najczęściej ustala się, że deklarowane wielkości, zarówno w odniesieniu do fazy wytwarzania, jak i użytkowania, są następujące:

- w obszarze zużycia zasobów:
  – zużycie zasobów nieodnawialnych: energetycznych i nieenergetycznych, GJ/Mg,
  – zużycie zasobów odnawialnych: energetycznych i nieenergetycznych, GJ/Mg,
  – zużycie energii elektrycznej, GJ;

- w obszarze emisji zanieczyszczeń (emisje wyrażono w postaci wskaźników kategorii oddziaływania):
  – globalny potencjał cieplarniany, kg CO_2,
  – potencjał zakwaszenia środowiska, kg SO_2,
  – potencjał uszczuplenia warstwy ozonowej, kg CFC-11,
  – potencjał fotochemicznego tworzenia ozonu w troposferze, kg C_2H_4,
  – potencjał eutrofizacji, kg PO_4;
- inne:
  – zastosowane materiały, dla których możliwy jest recykling,
  – ilość odpadów z podziałem na odpady niebezpieczne i sumarycznie odpady zwykłe.

Określone ilości oddziaływań powstające w cyklu istnienia wyrobu przedstawiane są na jednostkę masy wyrobu lub inną adekwatną ilość wyrobu wyrażającą jego cechy fizyczne lub użytkowe.

EN 15804 zawiera sugestię stosowania 29 kryteriów oceny. Kryteria proponowane przez ITB są zgodne z normą i mogą być stosowane selektywnie. Kryteria te są akceptowane przez przemysł i środowisko naukowe.



Rys. 3 Poglądowy schemat cyklu życia obiektu budowlanego [6]

2.3 Ogólny komfort użytkowania

Ocena jakości użytkowej budynku odpowiada na pytanie, w jakim stopniu budynek jest przyjazny dla użytkowników. Na komfort ma wpływ wiele czynników wewnętrznych i zewnętrznych oraz sposób wykonania budynku. Wyróżnia się kilka typów komfortu: cieplny, akustyczny, przestrzenny, higieniczny i wizualny.

Poziom komfortu akustycznego ocenia się w zależności od poziomu hałasu zewnętrznego i wewnętrznego. Ocenia się też zabiegi, jakie podejmie projektant w celu uczynienia obiektu bardziej wyciszonym tj. izolacje akustyczne ścian, środki absorbujące hałas oraz systemy wyciszające hałas wyposażenia.

Komfort cieplny związany jest z możliwością sterowania temperaturą, wilgotnością i wentylacją w budynku. Im większa istnieje możliwość indywidualnego sterowania tym bardziej wzrasta komfort mieszkańców lub pracowników. Na komfort wizualny składa się efektywność

wykorzystania światła dziennego w obiekcie, możliwość redukcji oświetlenia sztucznego, ocenia się jakość oświetlenia sztucznego, natężenie światła i możliwość kontroli oświetlenia. Na komfort higieniczny mają wpływ: materiały zastosowane w obiekcie, metody wentylacji i system dostarczania świeżego powietrza. Ocena komfortu higienicznego bierze pod uwagę trzy główne aspekty tj. ewentualne źródła zanieczyszczeń, współczynnik wymiany powietrza oraz monitoring.

W ocenie komfortu przestrzennego bierze pod uwagę wpływ rozwiązań przestrzennych na użytkowników, zdolności adaptacyjne systemów obsługi oraz możliwość utrzymania budynku przez długi czas w dobrej kondycji. Możliwość zmiany funkcji obiektu jest istotna w cyklu istnienia i podnosi wartość ekologiczną obiektu ze względu na eliminowanie potrzeby rozbiórki obiektu, lub jego części.

Na komfort użytkowania ma też wpływ środowisko zewnętrzne obiektu, bliższe i dalsze jego otoczenie. Ocena powinna uwzględniać aspekty tworzenia ekosystemów, przyjaznej przestrzeni i architektury krajobrazu wraz z ukształtowaniem terenu.

2.4 Komfort akustyczny

Wymagania ludzi w stosunku do komfortu akustycznego w miejscu zamieszkania są bardzo zróżnicowane. Zależą one od wielu czynników, wśród których można wymienić zarówno względy kulturowe, jak też poziom zaspokojenia w danym państwie potrzeb mieszkalnych. W odniesieniu do budynków mieszkalnych pojęcie „zadawalające warunki akustyczne" powinno uwzględniać konieczność zapewnienia poczucia intymności, spokoju i bezpieczeństwa. Negatywny wpływ hałasu występującego w miejscu zamieszkania na zdrowie i samopoczucie człowieka został udowodniony wieloma badaniami [8,9]. Na podstawie wyników badań ankietowych i sanitarnych, przeprowadzonych przez WHO w latach 2002 – 2003 szacuje się, że zagrożenie hałasem w miejscu zamieszkania, powodujące niekorzystny wpływ na zdrowie i jakość życia dotyczy ponad 50 milionów ludzi w Europie. Ochrona przed hałasem wchodzi w skład 6 podstawowych wymagań użytkowych jakim powinny odpowiadać budynki.

Zgodnie z ogólnie przyjętą zasadą oceny akustycznej budynku, ochrona akustyczna odnosi się do ochrony przed:

- hałasem przenikającym do pomieszczeń chronionych z zewnątrz budynku (tzw. ochrona przed hałasem zewnętrznym),
- hałasem instalacyjnym pochodzącym od urządzeń stanowiących techniczne wyposażenie budynku,
- hałasem bytowym wytwarzanym przez użytkowników budynku, rozprzestrzeniającym się w budynku i przenikającym między pomieszczeniami, które powinny być odizolowane od siebie pod względem akustycznym; hałas bytowy obejmuje zarówno dźwięki powietrzne jak i uderzeniowe,
- hałasem pogłosowym powstającym w pomieszczeniach w wyniku występowania w nich nadmiernie dużego czasu pogłosu.

Powyższy zakres ochrony powinien być uwzględniony w całości przy kategoryzacji akustycznej budynków mieszkalnych, przez ustalenie, dla każdego zakresu ochrony, rodzaju wskaźnika oraz kryteriów oceny [10].

2.5 Jakość powietrza wewnętrznego

Istotnych elementem oceny środowiskowej budynku jest jakość powietrza wewnętrznego. Mieszkańcy ponad 90% swojego czasu spędzają w pomieszczeniach zamkniętych i dobry klimat we wnętrzach ma zasadnicze znaczenie dla ich zdrowia i samopoczucia. Na jakość środowiska wewnętrznego ma wpływ wiele czynników: ogrzewanie, wentylacja, klimatyzacja, zastosowane wyroby budowlane, wyposażenie, meble, procesy i czynności wykonywane w budynku, jak

również sama obecność i działalność człowieka oraz powietrze atmosferyczne i miejsce usytuowania obiektu. Są to źródła wydzielania do powietrza różnego rodzaju zanieczyszczeń w postaci gazów, par, pyłów, mikroorganizmów, aerozoli i niebezpiecznego promieniowania. Najnowsze badania epidemiologiczne wyraźnie wskazują na bezpośredni wpływ zanieczyszczeń powietrza na zdrowie populacji [11]. Zanieczyszczenia mogą powodować podrażnienia, alergie, ostre i chroniczne zaburzenia układu oddechowego i choroby płuc oraz zaburzenia układu nerwowego i działać kancerogennie (azbest, formaldehyd). Powietrze wewnętrzne może zawierać ponad 900 związków chemicznych, cząstek stałych, aerozoli oraz mikroorganizmów o różnym wpływie na człowieka. Badania wykonane na zlecenie Komisji Europejskiej wskazują, że zanieczyszczenia występują w powietrzu wewnętrznym zazwyczaj w wyższym stężeniu niż w powietrzu zewnętrznym [12], co jednoznacznie wskazuje na wewnętrzne źródło ich emisji. Uważa się, że główne zagrożenie dla zdrowia stanowią: formaldehyd, tlenek węgla, ditlenek azotu, lotne i trudno lotne związki organiczne (VOC i SVOC) w tym benzen, naftalen, ftalany i terpeny, związki organofosforowe, radon, ołów, dym papierosowy będący mieszaniną kilku tysięcy związków chemicznych oraz zawieszone cząstki stałe.

Oznaczenie tylu związków oraz interpretacja ich wpływu na zdrowie człowieka jest zagadnieniem trudnym i skomplikowanym. Substancje te występując w powietrzu, mogą ulegać ponadto interakcji pomiędzy sobą, w niektórych przypadkach prowadzącej do powstawania nowych związków, w innych, poprzez oddziaływanie synergistyczne, potęgujące efekt odczuwania dyskomfortu przez użytkowników pomieszczeń. Materiały stosowane wewnątrz pomieszczeń mogą stanowić źródło emisji wtórnej do powietrza, spowodowanej degradacją materiału pod wpływem wilgoci, ogrzewania, utleniania (ozon) czy procesów starzenia pod wpływem promieniowania UV. Często wskutek tych procesów emitowane są zupełnie nowe związki chemiczne, nie będące składnikami pierwotnymi materiałów [13]. Definicję budynków o niskiej lub bardzo niskiej emisji zanieczyszczeń podaje PN-EN 15251:2007.

Obowiązkowe badania emisji z wyrobów budowlanych prowadzone są we Francji i w Niemczech. Także w Polsce ocena emisji VOC jest obowiązkowa przy wydawaniu aprobat technicznych dla wyrobów stosowanych wewnątrz budynków [14]. Cztery dyrektoriaty KE - DG Join Research Center, DG Enterprise, DG Environment i DG SANCO wypracowują aktualnie stanowisko w sprawie jednolitego systemu oceny i znakowania wyrobów budowlanych, w zależności od wielkości emisji substancji chemicznych. Narzędzia do przeprowadzenia takiej oceny w postaci zharmonizowanych metod badań emisji substancji niebezpiecznych z wyrobów budowlanych przygotowuje Komitet Techniczny CEN/TC 351 „Construction products: Assessment of release of dangerous substances", działający na podstawie mandatu Komisji Europejskiej M/366. Komitetem zwierciadlanym jest PKN/KT 308 Wyroby budowlane. Ocena wydzielania substancji niebezpiecznych emisji z wyrobów budowlanych [15,16].

O ile obniżenie jakości powietrza wskutek emisji niebezpiecznych substancji z wyrobów budowlanych podlega intensywnym pracom normalizacyjnym (komplet norm dla poszczególnych grup wyrobów ma być gotowy do 2017r.), to problematyka skażenia powietrza zarodnikami grzybów pleśniowych nie została dotychczas znormalizowana. Szacuje się, że około 30% problemów zdrowotnych związanych z jakością powietrza wewnętrznego wynika z występowania grzybów pleśniowych i wytwarzaniem bardzo toksycznych metabolitów tzw. mykotoksyn. Epidemiologiczne badania populacji wykazały, że istnieje znaczna korelacja między poziomem zanieczyszczenia powietrza zarodnikami grzybów pleśniowych, a określonymi schorzeniami użytkowników pomieszczeń, takimi jak alergie, zakłócenia oddychania, funkcji centralnego układu oddechowego i immunologicznego [17].

Głównym czynnikiem mającym wpływ na rozwój mikroflory jest zbyt wysoka wilgotność względna powietrza stwarza odpowiednie warunki do rozwoju różnych mikroorganizmów, w szczególności grzybów strzępkowych. Problem ten można rozwiązać poprzez odpowiednią wentylację pomieszczeń. Norma PN-EN 15251 jako kryterium jakości powietrza wewnętrznego

przyjmuje wymagany poziom wentylacji. Jako kryterium oceny jakości powietrza wewnętrznego można także przyjąć rekomendowane wartości stężenia CO_2 powyżej stężenia w powietrzu zewnętrznym. Dla powietrza kategorii I wartość ta wynosi 350 ppm, II – 500 ppm, a III – 800 ppm.

2.6 Efektywność zużycia wody

W wielokryterialnej ocenie środowiskowej budynku istotna obszarem jest ocena zużycia wody - możliwość jej ponownego wykorzystania. Od kilku lat w Polsce odnotowujemy zwiększone okresy suszy, obfitych opadów czy zanieczyszczenie wód otwartych. Występujące anomalie pogodowe, nadmierna konsumpcja, uprzemysłowienie wpływają na zwiększenie popytu na wodę, w następstwie, czego wytworzenie odpowiedniej jakości wody jest kosztowne i energochłonne. Dążenie do poprawy funkcjonowania gospodarki wodnej w budynku jest możliwe przez promowanie efektywnych metod oceny i certyfikacji zarówno budynku i instalacji [18]. W budynkach nowoprojektowanych można wprowadzić wiele nowatorskich rozwiązań technicznych w zakresie:

- montażu oszczędnych toalet, armatury, natrysków,
- użycia pisuarów bezwodnych,
- zmniejszenia objętości wanien,
- zastosowania oszczędnych zmywarek, pralek czy suszarek,
- odzysku wody szarej oraz deszczowej.

Dzięki zastosowaniu oszczędnych urządzeń, które cechuje mniejsze zużycie wody uzyskujemy duże oszczędności w cyklu życia budynku.

Zastosowanie odpowiednich instalacji odzysku wody szarej i deszczowej pozwala także na rozwiązanie ważnego problemu dotyczącego zagospodarowania wód opadowych podczas deszczy. Obecnie w dużych miastach kanalizacja deszczowa jest przeciążona i nie może przyjąć większego zrzutu wody podczas opadu.

2.7 Efektywność energetyczna

Uzyskanie zrównoważenia budynku polega na ograniczeniu niezbędnej konsumpcji energii i oddziaływania środowiskowego, przy spełnieniu kryterium opłacalności. Jest to jeden z celów wyznaczonych przez współczesne regulacje europejskie - stopniowe wprowadzenia do wymagań krajowych i wdrożenie w praktyce tzw. budynków niemal zeroenergetycznych.

Mapa drogowa europejskiego programu badawczego budownictwa efektywnego energetycznie [19] przewiduje trzy etapy:

1) ekstremalne obniżenie zapotrzebowania budynków na energię przez maksymalne zmniejszenie strat i efektywne wykorzystanie zysków energii cieplnej,
2) doprowadzenie do samowystarczalności energetycznej budynków przez zwiększone wykorzystanie w nich energii ze źródeł odnawialnych,
3) produkcja energii w zespołach budynków przekraczająca własne potrzeby energetyczne przez tworzenie nowych lokalnych systemów energetycznych.

Główne wyzwania badawcze to opracowanie systemów i rozwiązań technicznych w zakresie:

- modernizacji istniejących zasobów budynków do poziomu niemal zeroenergetycznego,
- zwiększenia rozproszonej, efektywnej produkcji energii w budynkach, w tym duże systemy fotowoltaiczne oraz lokalne skojarzone wytwarzanie energii elektrycznej, ciepła i chłodu,
- dostosowania lub tworzenia nowych miejskich systemów produkcji i wykorzystania energii elektrycznej, ciepła i chłodu, w tym zwiększenia możliwości magazynowania energii.

Szczegółowe programy badawcze obejmują m.in:

- nowe rozwiązania materiałowe izolacji cieplnych do zastosowania w „cienkowarstwowych" systemach przeznaczonych do przegród budynków lub instalacji ogrzewania i chłodzenia,
- nowe rozwiązania materiałowe o dużej pojemności cieplnej i większej skuteczność magazynowania w nich energii do zastosowania w akumulacyjnych przegrodach budynku i zasobnikach instalacyjnych,
- nowe rozwiązania konstrukcyjno-materiałowe przegród przezroczystych o zmiennej charakterystyce technicznej dostosowującej się do warunków klimatycznych w sezonach ogrzewania i chłodzenia,
- systemy informacyjne w budynkach i zespołach budynków umożliwiające większą kontrolę, sprawniejszą regulację, automatyzację wykorzystania i magazynowania energii w systemach i instalacjach ogrzewania, chłodzenia, wentylacji, oświetlenia.

Przykładem realizacji prac badawczych dotyczących efektywności energetycznej z uwzględnieniem aspektów społecznych, ekonomicznych i środowiskowych jest strategiczny projekt badawczy „Zintegrowany system zmniejszania eksploatacyjnej energochłonności budynków" koordynowany przez Narodowe Centrum Badań i Rozwoju, obejmujący następujące zadania [20]:

1. Analiza możliwości i skutków socjoekonomicznych wzrostu efektywności energetycznej w budownictwie,
2. Opracowanie optymalnych energetycznie typowych rozwiązań strukturalno -materiałowych i instalacyjnych,
3. Zwiększenie wykorzystania energii z odnawialnych źródeł energii w budownictwie,
4. Rozwój diagnostyki cieplnej budynków,
5. Zoptymalizowanie zużycia energii elektrycznej w budynkach,
6. Analiza wymagań technicznych i eksploatacyjnych dla budynków przy zasilaniu ze scentralizowanych źródeł ciepła,
7. Działania promocyjne na rzecz zmniejszania energochłonności budynków,
8. Warunki i możliwości oszczędzania energii za pomocą instrumentów polityki miejskiej.

Opracowanie optymalnych energetycznie typowych rozwiązań strukturalno - materiałowych i instalacyjnych realizowane jest przez zespoły z Instytutu Techniki Budowlanej oraz Politechniki Poznańskiej. Głównym celem jest opracowanie - na podstawie wyników analizy technicznej, ekonomicznej i oceny środowiskowej - szczegółowych i praktycznych rekomendacji wykorzystania dostępnych rozwiązań technicznych konstrukcyjnych, materiałowych i instalacyjnych. W efekcie budynki powinny odznaczać się na tyle małym zapotrzebowaniem na energię, aby można je było zaspokoić w znaczącym stopniu ze źródeł odnawialnych.

3. ZNORMALIZOWANIE NARZĘDZIA OCENY ŚRODOWISKOWEJ

Ocena środowiskowa budynków może być obecnie prowadzona w oparciu o dokumenty normalizacyjne opracowywane przez Komitet Techniczny CEN/TC 350 *„Sustainability of construction works"* na podstawie mandatu Komisji Europejskiej M/350. System norm CEN/TC 350 oferuje podstawy do narzędzi oceny właściwości budynków analizowanych w perspektywie trzech filarów zrównoważoności: środowiskowym, społecznym i ekonomicznym. Normy podają zasady metodyki oceny budynku uwzględniającej pełen cykl życia wyrobu budowlanego – od pozyskania surowców do jego produkcji, aż do utylizacji odpadów (Tablica 3) [21].

W tym roku staraniem Komitetu Technicznego PKN KT307 „Zrównoważone budownictwo" (Komitet zwierciadlany w stosunku do CEN TC350 „Sustainability of construction Works") ukażą się wersje polskie norm europejskich o statusie normy polskiej: PN-EN 15643-1 i 15643-2 oraz PN-EN 15804 zawierające podstawowe definicje i zasady kategoryzacji wyrobów budowlanych zgodnie z deklaracjami środowiskowymi.

Zestaw norm objętych programem prac mandatowych obejmuje nie tylko narzędzia oceny środowiskowej budynków, lecz uwzględnia również potrzebę wypracowania jednolitych europejskich zasad oceny wyrobów wchodzących w ich skład, co zapewnia możliwość oddziaływania już na poziomie doboru rozwiązań materiałowych obiektu. Biorąc pod uwagę cele mandatu M/350 należy oczekiwać, iż normy opracowane przez CEN/TC 350 i zawarte w nich wskaźniki będą wykorzystywane jako narzędzia polityki Unii Europejskiej w zakresie zrównoważonego budownictwa.

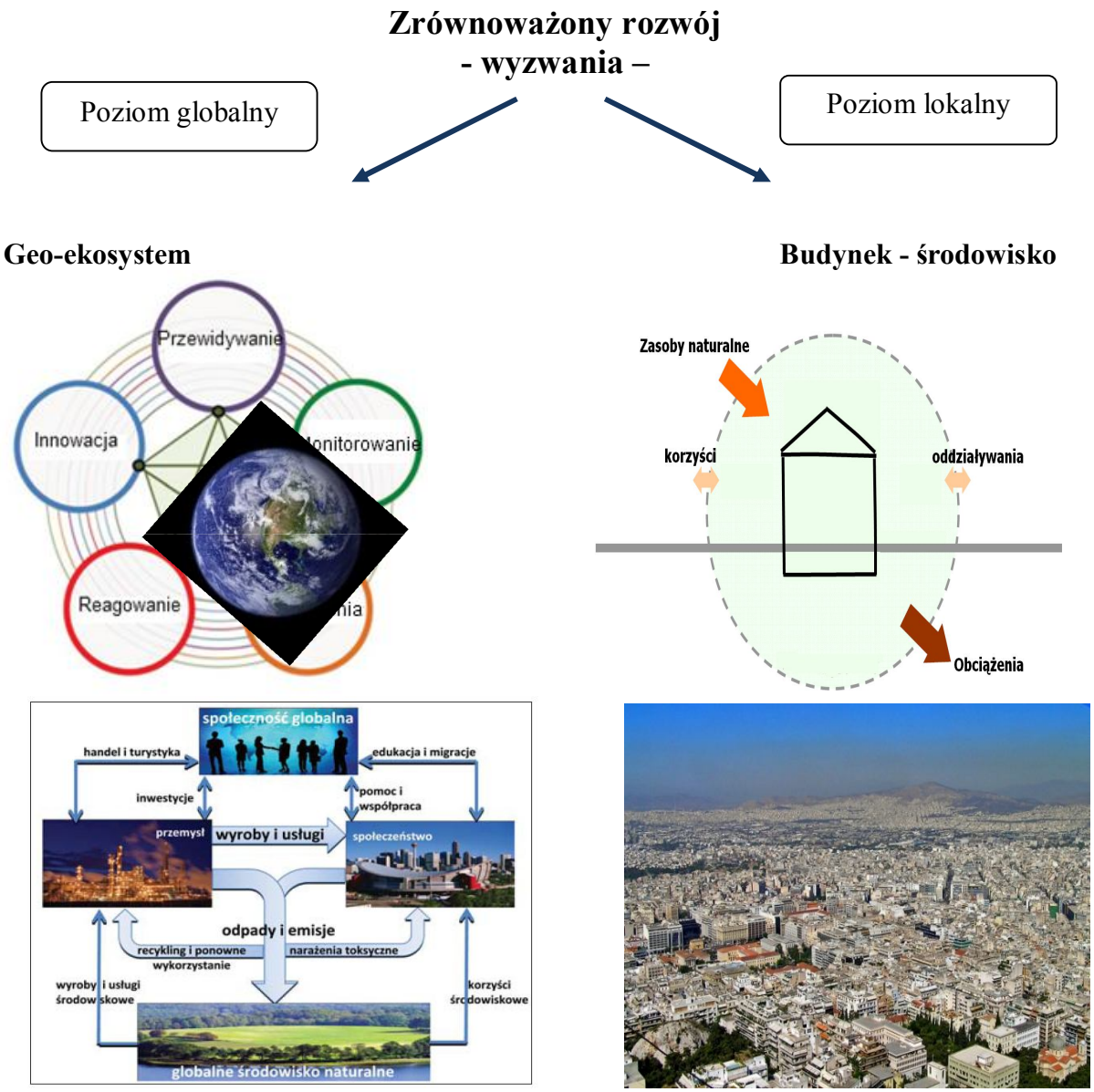
Tablica. 3 Normy będące przedmiotem prac CEN TC 350 i KT 307

Numer normy/tytuł oryginalny	Numer normy/tytuł polski	Rok publikacji/ogłoszenie	Zakres normy
EN 15643-1:2010 Sustainability of construction works – Sustainability assessment of buildings – Part 1: General framework	PN-EN 15643-1:2010 – Zrównoważone obiekty budowlane – Ocena zrównoważoności budynków – Część 1 – Postanowienia ogólne	Dostępna	Opisuje i definiuje ogólny zakres i metody oceny budynku, pod kątem zrównoważonego rozwoju a w konsekwencji sposób deklaracji zintegrowanej charakterystyki budynku (oceny środowiskowej, socjalnej i ekonomicznej). Zawiera wykaz norm dotyczących oceny budynku pod kątem zrównoważonego rozwoju jako spójnego systemu. Uwzględnia definicje użyte w serii norm z tego zakresu.
EN 15643-2:2011 Sustainability of construction works – Assessment of buildings – Part 2: Framework for the assessment of environmental performance	PN-EN 15643-2:2011 – Zrównoważone obiekty budowlane – Ocena budynków – Część 2: Postanowienia dotyczące oceny środowiskowych właściwości użytkowych	Dostępna	Opisuje i definiuje ogólny zakres i metody oceny budynków pod kątem oceny środowiskowej, a w konsekwencji sposób deklaracji środowiskowej budynku. Określa szczegółowe założenia i wymagania, wyrażone przez pakiet norm potrzebnych do zmierzenia środowiskowych właściwości budynków w zakresie czynników i oddziaływań ilościowych, biorąc pod uwagę specyfikacje techniczne i funkcjonalność budynków. Ocena środowiskowych właściwości jest jednym z aspektów oceny właściwości budynków zgodnie z EN 15643-1.
EN 15942:2011 Sustainability of construction works – Environmental product declarations – Communication format business-to-business	Zrównoważone obiekty budowlane – Środowiskowe deklaracje wyrobu – Format komunikatu: biznes-biznes*	II kwartał 2012 r.	Definiuje i opisuje formaty komunikacji biznes-biznes dla informacji zdefiniowanej w prEN 15804.
FprEN 15643-3 Sustainability of construction works – Assessment of buildings – Part 3: Framework for the assessment of social performance	Zrównoważone obiekty budowlane – Ocena budynków – Część 3: Postanowienia dotyczące oceny socjalnych właściwości użytkowych*	III kwartał 2012 r.	Określa szczegółowe zasady i wymagania dotyczące oceny właściwości społecznych budynków, biorąc pod uwagę ich charakterystykę i specyfikacje techniczne. Ocena społecznych właściwości to jeden z aspektów oceny budynków zgodnie z głównym postanowieniem EN 15643-1. Opisuje i definiuje ogólny zakres i metody oceny budynku pod kątem oceny aspektów społecznych mających wpływ na zamieszkanie ludzi w budynku, a w konsekwencji sposób deklaracji tych cech budynku.
FprEN 15643-4 Sustainability of construction works – Assessment of buildings – Part 4: Framework for the assessment of economic performance	Zrównoważone obiekty budowlane – Ocena budynków – Część 4: Postanowienia dotyczące oceny ekonomicznych właściwości użytkowych *	IV kwartał 2012 r.	Określa szczegółowe zasady i wymagania dotyczące oceny właściwości ekonomicznych budynków, biorąc pod uwagę ich specyfikacje techniczne i funkcjonalność. Ocena ekonomicznych właściwości jest jednym z aspektów zrównoważoności oceny budynków zgodnie z głównym postanowieniem EN 15643-1. Ekonomiczna ocena właściwości budynku odnosi się do kosztów cyklu życia wyrobów i innych ekonomicznych aspektów, wyrażonych przez wymierne wskaźniki.
EN 15978:2011 Sustainability of construction works – Assessment of environmental performance of buildings – Calculation method	Zrównoważone obiekty budowlane – Ocena środowiskowych właściwości użytkowych budynków – Metoda obliczania*	II kwartał 2012 r.	Formułuje zasady tworzenia metod określania charakterystyki środowiskowej budynków w oparciu o metodykę LCA (nie uwzględniając komfortu akustycznego, termicznego, przestrzennego itp., którymi zajmują się inne normy). Norma formułuje sposób podejścia i zasady tworzenia metod określania charakterystyki środowiskowej budynków zarówno nowych, jak i istniejących; biorąc pod uwagę różne aspekty (zużycie energii, wody, odpady) i kategorie oddziaływania na środowisko powodowane przez budynki (efekt cieplarniany, efekt zakwaszenia, efekt uszczuplenia ozonu stratosferycznego itp.).
prEN 15804 Sustainability of construction works – Environmental product declarations – Core rules for the product category	Zrównoważone obiekty budowlane – Środowiskowe deklaracje wyrobu – Zasady kategoryzacji wyrobu*	I kwartał 2012 r. IV kwartał 2012 r.	Formułuje zasady prowadzenia analizy LCA wyrobów budowlanych w celu określenia tzw. deklaracji środowiskowej III typu (inaczej EPD – Environmental Product Declaration)**
prEN 16309 Sustainability of construction works – Assessment of social performance of buildings – Methods	Zrównoważone obiekty budowlane – Ocena socjalnych właściwości użytkowych budynków – Metody*	IV kwartał 2013 r.	Określa szczegółowe zasady oraz wymagania dotyczące oceny właściwości społecznych budynków, biorąc pod uwagę ich specyfikacje techniczne i funkcjonalność. Zrównoważony wymiar społeczny skupia się na ocenie aspektów i oddziaływań dla fazy użytkowania budynków wyrażonych przez wymienne wskaźniki.

UWAGA: * Tłumaczenie tytułów projektów norm na język polski jest nieformalne.
** por. artykuł M. Piasecki *System deklaracji środowiskowych III rodzaju* – „Materiały Budowlane" 6/2011.

4. OCENA ŚRODOWISKOWA BUDYNKU – LOKLANE ROZWIĄZANIE GLOBALNEGO PROBLEMU

Istotne staje się odczytanie możliwości kreowania postępu wynikającego z konieczności zrównoważonego rozwoju, ale także ograniczeń zawartych w tym przesłaniu. Dotyczy to w szczególności materiałowych i energetycznych uwarunkowań zrównoważonego budownictwa. Zrównoważone budownictwo jako branża oparta na wiedzy to nowe wyzwanie dla nauki i przemysłu. Konieczne jest zdefiniowanie kategorii zrównoważonego **obiektu budowlanego i zrównoważonego wyrobu budowlanego**, opracowanie i doskonalenie narzędzi kształtowania i oceny stopnia zrównoważenia obiektu budowlanego, w szczególności oceny energetycznej budynków, a w konsekwencji opracowanie środków technicznych umożliwiających realizację zrównoważonego budownictwa. Podstawę do tych działań stanowi ocena oddziaływań obiektów budowlanych na środowisko naturalne (ekologia) i oddziaływań budynków na środowisko wewnętrzne (mikroklimat). *Ocena środowiskowa budynków* może być traktowana jako próba „lokalnego" rozwiązania mega problemu [22] jaki stanowi zrównoważenie eko-systemu na poziomie globalnym (rys. 4).



Rys. 4 Ocena środowiskowa budynku jako zagadnienie lokalne Geo-eko-systemu (wzorowane wg [22,23,26,27])

Ostatnio opublikowany raport [23] pod znamiennym tytułem ''Earth System Science for Global Sustainability" formułuje zadania i oczekiwania programowe w pięciu obszarach. Są to:

Przewidywania: jakie istotne zmiany środowiskowe wprowadza ludzka działalność,

Monitorowanie: potrzeba zintegrowanego systemu na poziomie globalnym i regionalnym do monitorowania relacji społeczność-środowisko; system adaptacji i komunikacji,

Ograniczenia: jak rozpoznać i uniknąć zmian środowiskowych o charakterze destrukcyjnym; jak zidentyfikować wartości progowe rozwoju,

Reagowanie: określenie skutecznych działań instytucjonalnych, ekonomicznych i społecznych, koniecznych do poprawy globalnego zrównoważenia,

Innowacje: motywowanie technologicznego, społecznego i politycznego rozwoju ukierunkowanego na zrównoważenie; potencjał i zagrożenia „ukryte" w geo-inżynierii. Odczytanie tych ogólnych postulatów przez pryzmat przedstawionych poprzednio rozważań „budynku w środowisku" przekonuje, że *zrównoważone budownictwo* to konieczność, lecz dochodzenie do tego celu to trudny proces obarczony szeregiem pytań [24,25,26]. Można mieć nadzieję, że na część z nich odpowie nasza konferencja.

Piśmiennictwo

[1] Czarnecki L., Kaproń M.: Budownictwo przyszłości = budownictwo zrównoważone. Materiały Budowlane, 1/2012, s. 72-73

[2] Czarnecki L., Kaproń M., Piasecki M., Wall S.: Budownictwo zrównoważone budownictwem przyszłości. Inżynieria i Budownictwo, nr 1/2012, str. 18-21

[3] Czarnecki L., Kaproń M.: Sustainable Construction as a Research Area, International Journal of the Society of Materials Engineering for Resources. Vol. 17, No. 2, Sept. 2010

[4] J. Górzyński: Obciążenia środowiskowe w produkcji wyrobów budowlanych. Wydawnictwa ITB, Warszawa 2004

[5] J. Górzyński : Podstawy metodyki analizy energetyczno – ekologicznej w pełnym cyklu istnienia. Wydawnictwa ITB, Warszawa 2000

[6] Piasecki M.: Charakterystyki energetyczno-ekologiczne materiałów budowlanych. Materiały Budowlane 8/2004

[7] Piasecki M.: Deklaracje środowiskowe materiałów i wyrobów. Inżynier Budownictwa 5/2009

[8] Szudrowicz B., Iżewska A.: Metody badań i oceny Komfortu akustycznego budynków mieszkalnych. I Konferencja Naukowa "Innowacyjne środki i efektywne metody poprawy bezpieczeństwa i trwałości obiektów budowlanych i infrastruktury transportowej w strategii zrównoważonego rozwoju", Łódź, 2011

[9] Szudrowicz B., Nowicka E.: Wpływ czasu pogłosu na ocenę izolacyjności akustycznej przegród międzymieszkaniowych. Materiały Konferencji Naukowej "Krynica 2005" Tom IV str. 235-243

[10] Szudrowicz B.: Wymagania akustyczne w stosunku do budynków mieszkalnych - stopień realizacji oczekiwań społecznych. Materiały Budowlane nr 8/2006 (nr 408) str. 2-5

[11] Scientific Committee on Health and Environmental Risks SCHER, Preliminary report on risk assessment on indoor air quality, Health and Consumer Protection Directorate-General, European Commission, 2007

[12] Jantunen M., Effect of outdoor generated pollutants on indoor air quality and health. Proc. of Clima 2007 Wellbeing Indoors Abstract Book, FINVAC, Helsinki, 2007

[13] Project no. SSPE-CT-2004-502671 EnVIE Co-ordination Action on Indoor Air Quality and Health Effects, 2009

[14] Goljan A., Prejzner H.: Systemy oceny emisji lotnych związków organicznych z wyrobów budowlanych do zastosowań wewnętrznych. XX Ogólnopolska Interdyscyplinarna Konferencja Naukowo-Techniczna „Ekologia a Budownictwo", Bielsko–Biała 2011

[15] M/366 Horizontal complement to the mandates to CEN/CENELEC concerning the execution of standards work for the development of horizontal standardized assessment methods for harmonized approaches relating to dangerous substances under the construction products directive (CPD), Brussels, March 2005
[16] Prejzner H.: Emisja lotnych związków organicznych z wyrobów budowlanych do powietrza wnętrz w pracach UE i CEN. XIX Ogólnopolska Interdyscyplinarna Konferencja Naukowo-Techniczna „Ekologia a Budownictwo", Bielsko–Biała 2009
[17] Wiejak A.: Ocena stopnia skażenia powietrza zarodnikami grzybów pleśniowych jako istotny czynnik ekspertyzy mikologicznej. Kwartalnik ITB, nr 3 (159), 2011
[18] Lipska M.: Efektywne wykorzystanie wody w budynku. Materiały Budowlane, 2/2012
[19] Energy-Efficient Buildings PPP, European Commission, Multi-annual Roadmap and Longer Term Strategy, Publications Office of the European Union, 2010
[20] Geryło R., Mańkowski S.: Krajowy Strategiczny Projekt Badawczy Budownictwa Energooszczędnego. Materiały Budowlane, 8/2010
[21] Czarnecki L., Głowacz M.: Działalność PKN-KT 307 ds. Zrównoważonego budownictwa w 2011 r. Materiały Budowlane 11 (471), 2011
[22] Hecht A., Flixel J.: Environment and Security. http://www.environmentandsecurity.org/articles/view/167611/
[23] Reid W.V., Chen D., Goldfarb L., Hackmann H., Lee Y.T., Mokhele K., Ostrom E., Raivio K., Rckstrőm J., Schellnhuber H.J., Whyte A.: Earth System Science for Global Sustainability: Grand Challenges. Science, Vil. 330, November 2010
[24] Ding Grace K.C.: Sustainable construction – the role of environmental assessment tools. Journal of Environmental Management 86/2008, str. 451-464
[25] Haapio A., Viitaniemi P.: A critical review of building environmental assessment tools. Environmental Impact Assessment Review 28/2008, str. 469-482
[26] Graham P.: The role of building environmental performance assessment in design. Environment Design Guide, 33/2000
[27] Czarnecki L., Tworek J., Wall S.: Budownictwo zrównoważone w Polsce. Inżynier Budownictwa, 3/2012, s. 24-28

SUSTAINABLE BUILDING INDUSTRY AND ASSESSMENT OF ENVIRONMENTAL BUILDING PERFORMANCE

Summary

Sustainable development is one of the leading civilization ideas. The term defines development that satisfies the present needs without limitation of the possibility of satisfying the needs in the future. Sustainable development in construction is particularly important, as this branch of industry consumes enormous amounts of mass and energy. In practical it means the demand to keep economy progress but with a reduction of matter (energy + mass) consumption and provide environmentally friendly building, which reduces or even eliminates harm to our natural environment. It sounds like utopia but is very beautiful idea and to some extent a necessity. In thermodynamic terms it means: low-energy and low-entropy buildings. The new European Regulation No 305/2011 of the European Parliament and Council (9 March 2011) laying down harmonised conditions for marketing of construction products, and repealing Council Directive 89/106/EEC; establishes those elements as the principal construction elements. The assessment of environmental building performance is one of the basic questions. The state of the art in this area has been presented in the paper.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Jadwiga FANGRAT[1]
Halina PREJZNER[2]
Jadwiga TWOREK[3]
Sebastian WALL[4]
Instytut Techniki Budowlanej

EWOLUCJA WYMAGAŃ PODSTAWOWYCH W ŚWIETLE ZAGADNIEŃ ŚRODOWISKOWYCH

STRESZCZENIE

W referacie przedstawiono analizę zmian zakresu wymagań podstawowych stawianych obiektom budowlanym w rozporządzeniu UE nr 305/2011 zastępującym dyrektywę 89/106/EWG. Zmiany wymagań podstawowych wynikają między innymi z aspektów zrownoważonego rozwoju w budownictwie wprowadzających nowe priorytety związane z poszanowaniem środowiska naturalnego, ochroną zdrowia ludzi i efektywnością ekonomiczną.

SŁOWA KLUCZOWE: wymagania podstawowe, dyrektywa 89/106/EWG, rozporządzenie 305/2011, zrównoważone budownictwo.

1. WPROWADZENIE

We współczesnej Europie, rynek budowlany wytwarza 10% PKB oraz zatrudnia 7% siły roboczej. Budownictwo jest odpowiedzialne za największą część końcowego zużycia energii w UE (42%), a także za około 35% wszystkich emisji gazów cieplarnianych [1]. Bardzo szeroko pojęty obszar budownictwa zgodnego z zasadą zrównoważonego rozwoju uwzględnia min. następujące kwestie:

- ochronę środowiska, np. zmniejszenie emisji gazów cieplarnianych do atmosfery,
- zdrowie i komfort użytkowników, przykładowo jakość powietrza wewnątrz budynków, komfort cieplny i akustyczny,
- efektywność ekonomiczną wyrażaną poprzez optymalizację kosztów cyklu życia budynku.

Wiąże się z tym konieczność tworzenia zgodnych z zasadą zrównoważonego rozwoju rozwiązań w budynkach mieszkalnych i użyteczności publicznej oraz w urządzeniach infrastruktury. Postulat zrównoważonego budownictwa znalazł formalny wyraz w postaci nowego, siódmego wymagania podstawowego „Zrównoważone wykorzystanie zasobów naturalnych" zapisanego w rozporządzeniu UE nr 305/2011 ustanawiającym zharmonizowane

[1] j.fangrat@itb.pl
[2] h.prejzner@itb.pl
[3] j.tworek@itb.pl
[4] s.wall@itb.pl

warunki wprowadzania do obrotu wyrobów budowlanych i uchylającym dyrektywę Rady 89/106/EWG [2]. Wprowadzenie rozporządzenia zwanego w skrócie CPR (ang. Construction Products Regulation) będzie wymagało wyznaczenia wskaźników umożliwiających przełożenie wymagań formułowanych wobec obiektów na zakres wymagań odnoszonych do cech i właściwości wyrobów w nich wbudowanych. Nowe wymaganie podstawowe i wynikające z niego rozwiązania wytyczają kierunki prac badawczych [3][4] i normalizacyjnych w obszarze pozostałych, określonych wcześniej wymagań, tzn. jego spełnienie jest konieczne przy zapewnieniu spełnienia pozostałych sześciu, tj.: (1) nośność i stateczność, (2) bezpieczeństwo pożarowe, (3) higiena, zdrowie i środowisko, (4) bezpieczeństwo użytkowania i dostępność obiektów, (5) ochrona przed hałasem, (6) oszczędność energii i ochrona cieplna.

CPR zmienia też zakres dotychczasowych wymagań podstawowych nr 3, 4 i 6 zdefiniowanych przez dyrektywę w szczególności w obszarach związanych ze zdrowiem i bezpieczeństwem osób w pełnym cyklu życia budynków dostępnością obiektów, oraz minimalizacją zużycia energii podczas procesów prowadzonych na placu budowy.

2. ZMIANY WYMAGAŃ PODSTAWOWYCH STAWIANYCH OBIEKTOM BUDOWLANYM

2.1 Podstawy zmian wymagań stawianych obiektom budowlanym

Rozporządzenie UE nr 305/2011 już w preambule szczególny nacisk kładzie na sprawy bezpieczeństwa ludzi, zwierząt domowych, ochronę mienia oraz brak szkodliwego oddziaływania obiektów budowlanych na środowisko i klimat w pełnym cyklu ich życia. Jest to istotna zmiana w stosunku do wymagań dyrektywy 89/106/EWG ograniczonej tylko do okresu użytkowania obiektu budowlanego. Nakłada się też obowiązek uwzględniania krajowych przepisów oraz środków administracyjnych dotyczących ochrony środowiska, w tym powietrza, gleby i wód oraz ochrony środowiska pracy jako „przepisów" właściwych do celów rozporządzenia regulującego zasady wprowadzania na rynek UE wyrobów budowlanych.

Ocena właściwości użytkowych wyrobów budowlanych powinna obejmować aspekty dotyczące zdrowia i bezpieczeństwa związane z wykorzystaniem wyrobu podczas całego cyklu jego życia, od wydobycia surowców, poprzez produkcję, wbudowanie, okres użytkowania, do rozbiórki i recyklingu. Charakterystyka wyrobu powinna zawierać także informacje o zawartości w nim substancji niebezpiecznych, nie tylko w związku z ochroną pracowników podczas produkcji i stosowania wyrobu w trakcie wykonywania prac budowlanych oraz zagwarantowaniem bezpieczeństwa użytkownikom obiektów, ale także w przypadku porozbiórkowego recyklingu lub ponownego wykorzystania. Ten element zapewnienia wysokiego poziomu ochrony zdrowia i bezpieczeństwa ludzi i zwierząt wiąże się ściśle z siódmym wymaganiem „Zrównoważone wykorzystanie zasobów naturalnych".

Głównym źródłem danych o substancjach niebezpiecznych, na co wskazuje CPR w art. 25, ma być rozporządzenie (WE) nr 1907/2006 REACH. Dodatkowych informacji dostarcza prowadzona i aktualizowana przez Komisję Europejską baza danych o substancjach niebezpiecznych zawierająca odniesienia do krajowych wymagań [5] oraz opracowana przez organ doradczy KE Grupę Ekspertów ds. Niebezpiecznych Substancji EG-DS lista substancji niebezpiecznych, tzw. regulowanych, występujących w wyrobach budowlanych „Indicative List of Regulated Dangerous Substances Possibly Associated with Construction Products under the CPD". Ta ostatnia lista zawiera wykaz priorytetowych substancji niebezpiecznych (objętych przepisami UE lub notyfikowanymi przepisami krajów członkowskich) które, zgodnie z mandatem KE M/366 [6] będą przedmiotem prac Komitetu Technicznego CEN/TC 351 *Construction products: Assessment of release of dangerous substances.* Prace tego Komitetu Technicznego będą sukcesywnie wprowadzane do postanowień zharmonizowanych norm wyrobów budowlanych, do Załącznika ZA. Prace CEN/TC 351 mają zakończyć się do 2017 r.

opracowaniem znormalizowanych europejskich metod badania uwalniania z wyrobów lub zawartości niebezpiecznych substancji w wyrobach budowlanych. Aktualnie CEN/TC 351 opublikował dwa Raporty Techniczne regulujące podstawowe zasady prowadzenia badań: CEN/TR 16098 [7] i CEN/TC 16045 [8].

Kolejnym ważnym narzędziem oceny oddziaływania wyrobów budowlanych na środowisko będzie zestaw norm horyzontalnych mających stanowić podstawę do oceny zgodności budynku z zasadami rozwoju zrównoważonego, z uwzględnieniem aspektów środowiskowych, społecznych oraz ekonomicznych. Normy te są opracowywane na podstawie mandatu KE M/350 [9] z 2004 roku przez Komitet Techniczny CEN/TC 350 *„Sustainability of construction Works”*. Ocena budynku obejmuje pełen cykl życia, a jednym z najważniejszych elementów pakietu norm jest EN 15804 [10] określająca zasady opracowywania deklaracji środowiskowych wyrobów budowlanych III typu (EPD) oraz EN 15978 [11] opisująca podstawy metod obliczania właściwości środowiskowych budynków.

2.2 Zmiany dotychczasowych wymagań podstawowych stawianych obiektom budowlanym

Jedną z najważniejszych zmian wymagań podstawowych realizujących cele określone w preambule Rozporządzenia 305/2011 jest nowa redakcja wymagania nr 3 „higiena, zdrowie i środowisko”. Wymaganie to dotyczyć będzie pełnego cyklu życia obiektu budowlanego obejmując obecnie nie tylko etap użytkowania wyrobu, lecz także pozyskanie surowców, procesy produkcyjne, prace realizowane na terenie budowy, czy też demontaż obiektu. Jego oddziaływanie zostaje określone w sposób bardzo szeroki, ma dotyczyć bowiem wpływu zarówno na klimat globalny i środowisko naturalne (co oznacza potencjalną konieczność uwzględnienia bardzo szerokiej kategorii oddziaływań), mieszkańców, sąsiadów, ale także na osoby wykonujące prace na terenie tego obiektu, co wiąże się z koniecznością uwzględnienia kompleksowej natury wymagań BHP. Podstawowym narzędziem wykorzystywanym podczas weryfikacji spełnienia wymagania podstawowego będą normy opracowane przez CEN/TC 351, należy jednak zwrócić uwagę na konieczność interpretacji przez państwa członkowskie zakresu tego wymagania, a w szczególności jego interakcji z bardzo bliskim znaczeniowo nowym wymaganiem podstawowym nr 7.

Kolejny ważny element zmian wymagań podstawowych wprowadzony przez rozporządzenie UE nr 305/2011 wynika z długofalowej strategii KE mającej w założeniu zapewnić poprawę warunków funkcjonowania osób niepełnosprawnych w UE poprzez niezbędne zmiany zasobu budowlanego (patrz mandat M/420 [10]), co wiązać się będzie z koniecznością uwzględnienia w normach zharmonizowanych nowych zasadniczych charakterystyk i właściwości użytkowych wyrobów budowlanych. Aby to umożliwić, CPR poszerza zakres czwartego wymagania podstawowego „bezpieczeństwo użytkowania i dostępność obiektów” o kwestie związane z dostępnością i możliwością użytkowania obiektów budowlanych przez osoby niepełnosprawne.

Postrzeganie wyrobu budowlanego przez pryzmat cyklu życia przejawia się też w zmianie treści wymagania podstawowego nr 6 „oszczędność energii i izolacyjność cieplna”. Zmiana ta rozszerza zakres wymagania o kwestie związane ze zużyciem energii na oświetlenie oraz o konieczność zapewnienie oszczędności energii podczas wznoszenia i rozbiórki obiektu budowlanego. Oznacza to, podobnie jak w przypadku wymagania nr 3, objęcie wymogami wybranych faz cyklu życia wyrobu wykraczających poza etap użytkowania. W przyszłości niezbędne okaże się więc między innymi uwzględnienie w zharmonizowanych specyfikacjach technicznych wyrobów budowlanych nowych właściwości związanych z energochłonnością procesów prowadzonych na terenie budowy (a więc wychodzących poza dotychczas deklarowane wskaźniki związane np. z izolacyjnością cieplną wyrobu), jak również potencjalnych zmian w normach projektowania i wykonania, co prowadzić będzie z kolei do optymalizacji sposobu

wznoszenia budynków w tym aspekcie. Należy w tym miejscu podkreślić, że kwestia zużycia energii podczas wznoszenia i demontażu obiektu została już uwzględniona w obecnych zasadach określania deklaracji środowiskowych wyrobu ustalonych we wspomnianej wcześniej normie EN 15804.

2.3 Nowe 7 wymaganie podstawowe dotyczące zrównoważonego wykorzystania zasobów naturalnych

Największa zmiana w zakresie wymagań podstawowych wprowadzanych przez CPR dotyczy zupełnie nowego wymagania podstawowego nr 7 „zrównoważone wykorzystanie zasobów naturalnych", które brzmi:
„Obiekty budowlane muszą być zaprojektowane, wykonane i rozebrane w taki sposób, aby wykorzystanie zasobów naturalnych było zrównoważone i zapewniało w szczególności: (a) ponowne wykorzystanie lub recykling obiektów budowlanych oraz wchodzących w ich skład materiałów i części po rozbiórce, (b) trwałość obiektów budowlanych, (c) wykorzystanie w obiektach budowlanych przyjaznych środowisku surowców i materiałów wtórnych."

Wprowadzenie nowego wymagania podstawowego ukierunkowane jest na długofalowe oddzielenie trendów oddziaływania na środowisko od trendów wzrostu gospodarczego. Zakłada się zatem, że zharmonizowane normy wyrobów będą zawierały odniesienia do odpowiednich metod weryfikacji pozwalających na deklarację właściwości środowiskowych związanych z wymaganiem oraz z oznakowaniem CE wyrobu. Zmiany w tych normach wynikać będą bezpośrednio ze zleceń (mandatów) Komisji Europejskiej, które z kolei będą skutkiem wprowadzania nowych wymagań w zakresie zrównoważonego wykorzystania zasobów naturalnych przez państwa członkowskie. Oznacza to, że w tych państwach, w których istnieją wymagania techniczne odnoszące się do wymagania nr 7, producent wyrobu budowlanego będzie zobowiązany do podania w ramach deklaracji właściwości użytkowych wymaganych prawnie informacji związanych z oddziaływaniem wyrobu na środowisko. Redakcja nowego wymagania, w szczególności w zakresie dotyczącym wykorzystywania surowców przyjaznych dla środowiska sprawia, że możliwości interpretacji jego zapisów przez państwa członkowskie są bardzo szerokie, tak samo jak zakres wskaźników możliwych do wykorzystania podczas jego weryfikacji. W CPR znajdują się zapisy wskazujące na sposoby i narzędzia weryfikacji spełnienia nowego wymagania podstawowego. W tiret 57 Preambuły jasno wskazuje się na konieczność wykorzystania w ocenie spełnienia wymagania stosownych norm europejskich, a w tiret 56 jako preferowane narzędzie oceny wskazywana jest jednoznacznie deklaracja środowiskowa zgodna z normami EN. Wskazuje się tu na wyniki prac Komitetu Technicznego CEN/TC 350, w szczególności na wspomnianą wcześniej normę EPD [10] (22 wskaźniki środowiskowe odnoszące się do wyrobu budowlanego) oraz na [11] podającą wskaźniki właściwości środowiskowych budynków. Z tego powodu normy te są predestynowane jako dokumenty odniesienia dla państw członkowskich wprowadzających nowe wymaganie podstawowe nr 7. W Tablicy 1 podano wskaźniki środowiskowe wg EN 15798: 2011.

Przykładem państwa członkowskiego, które już teraz notyfikuje nowe przepisy związane z 7 wymaganiem jest Republika Francuska. W 2011 r. w bazie Komisji Europejskiej TRIS pojawiły się notyfikacje *Dekretu i Rozporządzenia w sprawie deklaracji środowiskowych dotyczących wyrobów budowlanych i wykończeniowych* wprowadzające obowiązek sporządzania deklaracji środowiskowej w przypadku, gdy producent udostępnia informacje o charakterze środowiskowym – nie tylko na samym wyrobie, ale także w formie reklamy, publikacji itp. Z obowiązków nałożonych przez Dekret zwolnione są m.in. wyroby posiadające deklarację środowiskową typu I wg EN ISO 14024. Notyfikowane *Rozporządzenie* podaje zarówno obligatoryjny zakres deklaracji środowiskowej, jak też i metodykę jej wykonania i zakres weryfikacji przez niezależną stronę trzecią. Fakt wprowadzenia pierwszych w Unii Europejskiej

przepisów w tym zakresie jest zatem wart odnotowania i z pewnością znajdzie wkrótce naśladowców (stan na marzec 2012 r.), a to z kolei zapoczątkuje proces zmierzający do włączenia wskaźników środowiskowych do zharmonizowanych specyfikacji technicznych.

Tablica 1: Wybrane wskaźniki oceny właściwości środowiskowych budynku wg EN 15798: 2011

Wskaźnik środowiskowy	**jednostka**
Zmiany klimatu wyrażone jako GWP	kg CO_2
Destrukcja stratosferycznej warstwy ozonowej	kg CFC-11
Zakwaszanie gruntu i wody	kg SO_2
Eutrofizacja	kg PO_4
Zużycie zasobów nieodnawialnych innych niż energia pierwotna	kg
Zużycie zasobów z recyklingu	kg
Zużycie nieodnawialnej energii pierwotnej	MJ
Zużycie wody	m^3
Materiały do recyklingu	kg
Materiały do odzysku energii	kg
Odpady szkodliwe	kg

2.4 Wpływ zmian na sposób spełnienia pozostałych wymagań podstawowych nr 1, 2 i 5

CPR nie wprowadza żadnych zmian do redakcji wymagań podstawowych dotyczących nośności i stateczności (1), bezpieczeństwa pożarowego (2) oraz ochrony przed hałasem (5). Należy jednak zauważyć, że spełnienie nowych lub zmienionych wymagań (czyli 3, 4, 6, 7) będzie oddziaływać na techniczne możliwości optymalizacji spełnienia tych wymagań, których treść pozostała identyczna, jak w dyrektywie 89/106/EWG.

I tak, w przypadku wymagania podstawowego nr 1, możliwości jego spełnienia będą zależne od rozwiązań związanych z oszczędnością energii, ochroną cieplną, trwałością, czy też zawartością materiałów z recyklingu. Na przykład, kwestie związane z optymalizacją właściwości użytkowych dotyczących trwałości będą wymuszały wykorzystanie materiałów i rodzajów konstrukcji objętych normalizacją europejską w zakresie metod projektowania, a konieczność minimalizacji nakładów energetycznych procesów prowadzonych na budowie będzie prowadzić do konieczności ustalenia znormalizowanych metod oceny konstrukcji istniejących. Jako, że zagadnienia te będą wiązały się w największym zakresie z rozwojem Eurokodów, zostały już częściowo objęte zakresem mandatu programującego M/466 z 19 maja 2010 r. [12].

Zakres i kształt norm, związanych ze spełnieniem wymagania podstawowego nr 2 „Bezpieczeństwo pożarowe" - czyli przyjęty wcześniej system Euroklas [13,14] - będzie się zmieniał na skutek wdrażania zasad zrównoważonego budownictwa. Europejska Strategia zrównoważonego rozwoju, a szczególnie związane z nią dokumenty CEN, przykładowo raport [15] wskazują na konieczność zmiany podejścia do zagadnień bezpieczeństwa pożarowego obiektów budowlanych przede wszystkim ze względu na:

- rozwój nowych, oszczędnych metod i technik konstrukcyjnych wynikający z konieczności ograniczenia ilości odpadów powstających na placach budowy,
- zmiany klimatyczne wpływające na budownictwo (np. wzrost obciążenia wiatrem, redukcja CO_2) ,
- ograniczenie zużycia zasobów naturalnych (np. wody, kruszyw naturalnych),

- zwiększenie grubości izolacji oraz zwiększenie szczelności powłoki budynków, a także wzrost udziału wyrobów i systemów złożonych (wielomateriałowych, wielowarstwowych) wynikający z konieczności spełnienia zwiększonych wymagań efektywności energetycznej,
- wzrost zastosowania materiałów odpadowych (recykling), które z reguły charakteryzują się zwiększoną zawartością części organicznych, tzn. palnych,
- konieczność kontrolowania zagrożenia pożarem (inaczej „poziomu bezpieczeństwa pożarowego"), który nie zawsze jest adekwatny do wyników badań materiałów i elementów składowych poszczególnych wyrobów budowlanych,
- konieczność zastosowania wyników badań w skali geometrycznej większej niż dotychczas stosowanej w systemie Euroklas, przykładowo do elewacji budynków,
- względy ekonomiczne (wzrost kosztów producenta/wykonawcy),
- negatywne oddziaływanie pożarów na środowisko naturalne, przede wszystkim poprzez wydzielenie do atmosfery CO_2 i innych toksycznych związków oraz zanieczyszczenia wody.

W powyższe rozważania wpisuje się problematyka ponownej analizy i zadanie „nowego podejścia" do przyjętej w Europie filozofii bezpieczeństwa pożarowego według systemu klasyfikacji ogniowej wyrobów budowlanych, zdefiniowanym w normie EN 13501-1. Ustalenie optymalnego poziomu bezpieczeństwa pożarowego obiektów budowlanych projektowanych i wznoszonych wg zasad zrównoważonego rozwoju wymaga powtórnego, krytycznego spojrzenia na przyjęte wartości liczbowe częściowych współczynników bezpieczeństwa oraz zasady ustalania obciążeń (inaczej przyjęte wcześniej Euroklasy), przy zachowaniu dotychczasowego poziomu bezpieczeństwa, akceptowalnego w polskiej praktyce inżynierskiej. Niezbędna do tego jest wcześniejsza syntetyczna analiza problemu bezpieczeństwa pożarowego budynku w powiązaniu z procesami spalania zachodzącymi podczas pożaru, w którym biorą udział wyroby budowlane o podwyższonej zawartości części organicznych (w wyniku na przykład recyklingu lub zwiększonych wymagań odnośnie izolacyjności cieplnej).

Tablica 2. Zastosowane metody eksperymentalne.

Lp.	**Nazwa**	**Norma**	**Pomiary**	
			bezpośrednie	**pośrednie**
1.	badanie niepalności	PN-EN ISO 1182: 2002	Temperatura ciężar próbki	przyrost temperatury, ubytek masy próbki
2.	ciepło spalania	PN-EN ISO 1716: 2002	ubytek masy próbki	Ciepło wydzielone podczas całkowitego spalania
3.	kalorymetr stożkowy	PN-ISO 5660	temperatura, koncentracja tlenu w spalinach, waga próbki	szybkość wydzielania ciepła ubytek wagi próbki
4.	SBI	PN-EN 13823: 2002 (SBI)	temperatura, koncentracja tlenu w spalinach	szybkość wydzielania ciepła
5.	Room Corner	PN-ISO 9705:1999	temperatura, koncentracja tlenu w spalinach	szybkość wydzielania ciepła
6.	rozprzestrzenianie ognia przez ściany	PN-B-02867	temperatura, obserwacje	-

Na podstawie badań wykonanych pięcioma metodami (tablica 2) zidentyfikowano i przedyskutowano wieloparametrowe kryteria oceny wyrobów, wynikające z zachodzących w pożarze procesów spalania: kryterium ciepła spalania, kryterium temperatury, kryterium szybkości wydzielania ciepła, kryterium rozprzestrzeniania ognia, kryterium występowania odprysków/kropli (niekoniecznie płonących, jak jest to obecnie zdefiniowane w Euroklasach, gdyż niepłonące też stanowią zagrożenie dla osób np. w trakcie ewakuacji lub strażaków). Dla każdego z objętych analizą kryteriów możliwe jest przypisanie wartości granicznych umożliwiających podział wyrobów na klasy. Umiejętne dobranie tych wartości pozwala na zachowanie istniejącego systemu oznakowania Euroklas. Fangrat J. [16] przedstawiła propozycję modyfikacji tego systemu. Dla wyrobów o najwyższej zawartości dodatków palnych - podział na klasy powinien być uzupełniony analizą teoretyczną i oceną przy zastosowaniu metod obliczeniowych inżynierii bezpieczeństwa pożarowego. Algorytm takiej oceny podała autorka pracy [16]. Przy odpowiedniej konstrukcji wyrobu lub systemu wyrobów (np. wielowarstwowej) możliwe jest zróżnicowanie poziomu wymagań wobec poszczególnych części/elementów wyrobu lub systemu wyrobów o zwiększonej zawartości dodatków palnych, przy zachowaniu założonego poziomu bezpieczeństwa pożarowego obiektu.

CPR nie wprowadza także żadnych zmian do redakcji wymagania nr 5. Aktualny pozostaje zakres wymaganej ochrony budynku przed hałasem zewnętrznym, wewnętrznym instalacyjnym i bytowym (w tym powietrznym i uderzeniowym) oraz hałasem pogłosowym, a także wymagania dotyczące ochrony środowiska zewnętrznego przed hałasem emitowanym przez obiekty budowlane. Podobnie jak to ma miejsce w przypadku wymagania nr 1 i 2 nowe rozwiązania w zakresie budowlanym i instalacyjnym, zmieniające się wyroby budowlane i urządzenia instalacyjne będą charakteryzowały się innymi od dotychczasowych właściwościami akustycznymi (w wielu przypadkach mniej korzystnymi), co spowoduje konieczność nowego podejścia do projektowania pod względem akustycznym obiektów budowlanych spełniających wymaganie nr 5 w całym zakresie ochrony przeciwhałasowej. Nie bez znaczenia jest także coraz większa świadomość że hałas (nawet o stosunkowo małych poziomach) ma szkodliwy wpływ na zdrowie i samopoczucie człowieka wywołując wymierne negatywne skutki zarówno społeczne jak i ekonomiczne. Konsekwencją tej zwiększającej się świadomości jest wzrost wymagań w stosunku do parametrów akustycznych obiektów budowlanych, zwłaszcza budynków mieszkalnych. Tendencje takie obserwuje się w wielu przepisach i normach państw europejskich.

3. PODSUMOWANIE

Zakres wymagań podstawowych stawianych obiektom budowlanym w postaci określonych jakościowo celów i założeń funkcjonalnych wynikających z przepisów krajowych i prawa UE określa obszar europejskiej harmonizacji w budownictwie. Przedstawiona ewolucja treści i zakresu tych wymagań, która dokonała się przez ostatnie 20 lat wskazuje, że wymagania zrównoważonego budownictwa, ujęte w dokumentach strategicznych UE stanowią istotny obszar poprawy efektywności energetycznej gospodarki oraz wzrostu konkurencyjności budownictwa jako branży, pod warunkiem rozwoju jego innowacyjności, szczególnie w obszarze rozwiązań pro-środowiskowych. Nowe elementy wymagań podstawowych, poszerzając zakres wielokryterialnej oceny obiektów budowlanych, wprowadzają potrzebę stosowania przy podejmowaniu decyzji nowych kryteriów optymalizacji, które muszą uwzględniać pełny cykl życia obiektów – od etapu projektowania, wyboru technologii, doboru wyrobów budowlanych, sposobu prowadzenia robót budowlanych aż do warunków eksploatacji i końcowej dekonstrukcji. Nowe wymagania stanowią więc wyzwanie nie tylko w obszarze nowych specjalności i innowacyjnych rozwiązań technologicznych – wiążą się również z potrzebą nowego podejścia do kwestii organizacji procesów budowlanych.

Piśmiennictwo

[1] Komunikat Komisji do Rady, Parlamentu Europejskiego, Europejskiego Komitetu Ekonomiczno – Społecznego oraz Komitetu Regionów. Inicjatywa rynków pionierskich: COM (2007) 860, Bruksela, wersja ostateczna z 21.12.2008
[2] Rozporządzenie Parlamentu Europejskiego i Rady (UE) Nr 305/2011 z dnia 9 marca 2011r. ustanawiające zharmonizowane warunki wprowadzania do obrotu wyrobów budowlanych i uchylające dyrektywę 89/106/EWG. Dziennik Urzędowy UE, 2011r.
[3] Czarnecki L., Kaproń M.: Sustainable Construction as a Research Area. Int. J. of the Society of Materials Eng. For Resources, Vol. 17 No. 2, Sept. 2010
[4] Czarnecki L., Kaproń M., Piasecki M., Wall S.: Budownictwo zrównoważone budownictwem przyszłości. Inżynieria i budownictwo Nr 1/2012
[5] http://ec.europa.eu/enterprise/construction/cdd-ds/index.cfm.
[6] M/366 Horizontal complement to the mandates to CEN/CENELEC concerning the execution of standards work for the development of horizontal standardized assessment methods for harmonized approaches relating to dangerous substances under the construction products directive (CPD), 2005 r.
[7] CEN/TR 16098 Construction products: Assessment of release of dangerous substances - Concept of horizontal testing procedures in support of requirements under the CPD
[8] CEN/TC 16045 Construction products: Assessment of release of dangerous substances – Content of regulated dangerous substances – selection of analytical methods.
[9] M/350 Standardisation Mandate to CEN „Development of horizontal standardised methods for the assessment of the integrated environmental performance of buildings", 2004 r.
[10] EN 15804:2012 Sustainability of construction Works – Environmental product declarations – Core rules for the product category of construction products Programming mandate addressed to CEN in the field of the structural Eurocodes. M/466, Brussels 2010.
[11] EN 15978:2011 Sustainability of construction works - Assessment of environmental performance of buildings - Calculation method
[12] M/420 Standardisation mandate to CEN CENELEC and ETSI on support of European accessibility requirements for public procurement in the built environment. 2007 r.
[13] PN-EN 13501-1: Klasyfikacja ogniowa wyrobów budowlanych i elementów budynków. Część 1: Klasyfikacja na podstawie badań reakcji na ogień.
[14] Fangrat J.: Klasyfikacja ogniowa wyrobów budowlanych w CEN na przykładzie materiałów niepalnych, Materiały XLVI Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 2000, tom 3, str.91-98
[15] CEN/BT/WG 206 N 105 Rev „Final Report from CEN/BT/WG 206 CEN contribution to the EC lead market initiative on sustainable construction to CEN/BT", 02.09.2010
[16] Fangrat J. : Spalanie jako czynnik kształtujący poziom bezpieczeństwa pożarowego budynków, Praca ITB nr W-2/11, Warszawa, 2011

EVOLUTION OF BASIC WORKS REQUIREMENTS IN CONTEXT OF ENVIRONMENTAL ISSUES

Summary

The paper presents the analysis of the changes to the basic requirements for construction works (BWRs) defined by Regulation No 305/2011 laying down harmonised conditions for the marketing of construction products and repealing Council Directive 89/106/EEC (CPR). Those changes result from the implementation of the sustainability principles, with special regard given to the environmental protection, social issues and economical aspects. New wording of the requirements No 3, 4, 6 and the introduction of the new requirement No 7 together with the following need for subsequent novel approach to fulfilment of unchanged BWRs became a basis for the scientific and standardisation efforts on the national and European level.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Robert GERYŁO[1]
Stanisław MAŃKOWSKI[2]
Michał PIASECKI[3]
Instytut Techniki Budowlanej

EFEKTYWNOŚĆ ENERGETYCZNA ROZWIĄZAŃ KONSTRUKCYJNO-MATERIAŁOWYCH - STRATEGICZNY PROJEKT BADAWCZY

STRESZCZENIE

W referacie opisano zakres prac realizowanego w Instytucie Techniki Budowlanej i na Wydziale Budownictwa i Inżynierii Środowiska Politechniki Poznańskiej, drugiego zadania Strategicznego Projektu Badawczego, dotyczącego systemu zmniejszenia eksploatacyjnej energochłonności budynków. Jednym z uzyskanych w pierwszym etapie wyników było porównanie najczęściej obecnie stosowanych rozwiązań konstrukcyjno-materiałowych z najlepszymi dostępnymi, w zakresie ich efektywności energetycznej z uwzględnieniem efektu ekonomiczno-środowiskowego ich zastosowania w budynkach.

SŁOWA KLUCZOWE: efektywność energetyczna, rozwiązania konstrukcyjne, rozwiązania materiałowe, strategiczny projekt badawczy, efekt ekonomiczno-środowiskowy

1. OCENA EFEKTYWNOŚCI ENERGETYCZNEJ W PROJEKCIE

Efektywność energetyczna budynków jest obecnie jednym z podstawowych tematów badawczych, ukierunkowanym na zmniejszenie zapotrzebowania na energię niezbędną do zapewnienia wymaganych warunków ich użytkowania oraz na wykorzystanie w budynkach energii pochodzącej ze źródeł odnawialnych [1]. Od 2010 roku realizowany jest krajowy Strategiczny Projekt Badawczy „Zintegrowany system zmniejszenia eksploatacyjnej energochłonności budynków" obejmujący następujące zagadnienia:

- skutki socjoekonomiczne wzrostu efektywności energetycznej w budownictwie,
- optymalne energetycznie typowe rozwiązania strukturalno materiałowe i instalacyjne,
- zwiększenie wykorzystania energii z odnawialnych źródeł,
- diagnostyka cieplna budynków,
- zoptymalizowanie zużycia energii elektrycznej w budynkach,

[1] r.gerylo@itb.pl
[2] s.mankowski@itb.pl
[3] m.piasecki@itb.pl

- wymagania techniczne i eksploatacyjne przy zasilaniu budynków ze scentralizowanych źródeł ciepła,
- promowanie zmniejszania energochłonności budynków,
- warunki i możliwości oszczędzania energii za pomocą instrumentów polityki miejskiej.

Na podstawie umowy z Narodowym Centrum Badań i Rozwoju Instytut Techniki Budowlanej i Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska Politechniki Poznańskiej, realizują zadanie dotyczące opracowania optymalnych energetycznie typowych rozwiązań strukturalno materiałowych i instalacyjnych budynków, którego wyniki mają przyczynić się do eliminacji rozwiązań projektowych skutkujących nadmiernym zużyciem energii w całym cyklu ich użytkowania. Podstawowymi rezultatami w 2013 roku będą:

- ocena możliwości i opłacalności stosowania nowych energooszczędnych materiałów i rozwiązań instalacyjnych w budownictwie, z uwzględnieniem najlepszych dostępnych technologii,
- rekomendacje w zakresie optymalizacji energetycznej rozwiązań strukturalno-materiałowych i instalacyjnych budynków dla podstawowych technologii – raport przeznaczony dla projektantów budynków, architektów, nauczycieli akademickich i studentów szkół wyższych,
- wytyczne do projektowania i katalog zoptymalizowanych energetycznie rozwiązań strukturalno-materiałowych i instalacyjnych.

Zakres zadania badawczego obejmuje budynki mieszkalne (w tym zespoły budynków w osiedlach mieszkaniowych) oraz użyteczności publicznej, w tym biurowe.

W odniesieniu do rozwiązań instalacyjnych celem szczegółowym jest opracowanie optymalnych energetycznie rozwiązań instalacji do utrzymania komfortu cieplnego i jakości powietrza wewnętrznego oraz przygotowania ciepłej wody użytkowej wraz z ich źródłem ciepła w powiązaniu z funkcją, rozwiązaniami materiałowymi, konstrukcyjnymi, charakterystyką energetyczną budynku oraz dostępnością nośników energii. W odniesieniu do rozwiązań strukturalno-materiałowych celem szczegółowym jest określenie wymaganej charakterystyki wyrobów budowlanych i rozwiązań konstrukcyjnych ich wbudowania w ww. budynkach, metodą typu „top-down", w której punktem wyjścia jest projektowana energochłonność budynku oraz przy uwzględnieniu uwarunkowań wynikających ze zróżnicowania krajowych warunków klimatycznych, koncepcji architektonicznych, koncepcji instalacji i przy uwzględnieniu wymaganych warunków eksploatacyjnych. Korzyści zastosowania takiej metody są następujące:

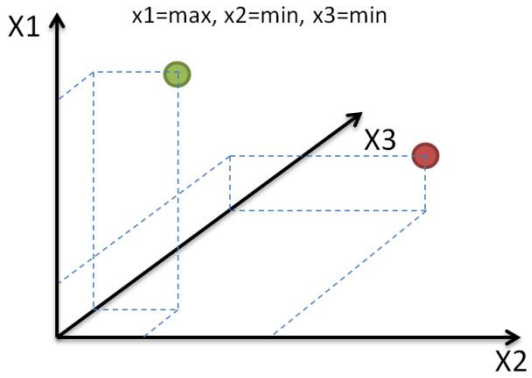
- projektowaniu bezpośrednio podlega przewidywana energochłonność budynku, którą w czasie normalnej eksploatacji można zweryfikować na podstawie monitorowania zużycia energii (paliw),
- z projektowanej energochłonności budynku wynikają wszystkie wymagane parametry techniczne konstrukcyjno-materiałowych i instalacyjnych wyrobów budowlanych,
- istnieje możliwość wzajemnego kompensowania jakości energetycznej między elementami budynku i instalacji.

Zakończony w 2011 roku etap pierwszy obejmował ocenę możliwości i opłacalności stosowania najlepszych dostępnych technologii w zakresie rozwiązań konstrukcyjnych i materiałowych, a etap drugi obejmował taką ocenę w zakresie rozwiązań instalacyjnych.

2. METODYKA I ZAKRES PRZEPROWADZONYCH ANALIZ

Jednym z celów i wymagań podstawowych, wyznaczonych w odniesieniu do budynków przez współczesne regulacje europejskie [2], [3] jest uzyskanie zrównoważenia polegającego na ograniczeniu niezbędnej konsumpcji energii i związanego z nią negatywnego oddziaływania środowiskowego, przy spełnieniu kryterium opłacalności ekonomicznej.

Efektywność rozwiązania technicznego wyznacza w takim ujęciu relacja między [4]:
1. charakterystyką jego właściwości użytkowych,
2. kosztem ekonomicznym rozwiązania technicznego o określonej charakterystyce, w tym kosztem związanym z oddziaływaniem na środowisko,
3. oddziaływaniem środowiskowym, w tym wykorzystaniem zasobów i emisjami do środowiska (rys. 1).



Rys.1. Najbardziej efektywne rozwiązanie techniczne o najwyższej wartości właściwości użytkowej (x1=max, x2=min, x3=min), gdzie oś X1 - wartość właściwości użytkowej; X2 - koszt ekonomiczny uzyskania wartości właściwości użytkowej; X3 - oddziaływanie środowiskowe [4]

Przeprowadzona w pierwszym etapie projektu strategicznego ocena możliwości i opłacalności stosowania najlepszych dostępnych rozwiązań konstrukcyjno-materiałowych z uwagi na ich efektywność energetyczną, oparta jest m.in. na wynikach analizy wartości inwestycji polegającej na zastosowaniu najlepszego pod względem współczynnika przenikania ciepła, dostępnego rozwiązania technicznego zamiast aktualnie najczęściej stosowanego. Ocena taka ma charakter cząstkowy - nie uwzględnia łącznego wpływu zastosowania rozwiązań konstrukcyjno-materiałowych wraz z instalacyjnymi, decydujących ostatecznie o charakterystyce energetycznej konkretnych budynków. Stanowi jednak przykład prostej oceny efektywności energetycznej rozwiązań technicznych z uwzględnieniem wybranego aspektu ekonomiczno-środowiskowego.

Zastosowanie rozwiązania technicznego o niższej wartości współczynnika przenikania ciepła związane jest z dodatkowym kosztem początkowym, przy czym generuje w czasie eksploatacji budynku efekt finansowy wynikający ze zmniejszenia strat energii (ciepła) przez przenikanie, co jednocześnie zmniejsza oddziaływanie środowiskowe poprzez zachowanie zasobów energetycznych oraz zmniejszenie związanych z wykorzystaniem energii emisji zanieczyszczeń, głównie w odniesieniu do CO_2. Dodatnia wartość takiej inwestycji wskazuje na możliwość efektywnego postępu technicznego - opłacalnego z uwzględnieniem wyżej wymienionego efektu środowiskowego.

Wartość inwestycji obliczono ze wzoru:

$$NPV_n = \sum_{i=1}^{n} \frac{E_i}{(1+r_d)^i} - N_0 \qquad (1)$$

w którym: NPV_n - wartość inwestycji w odniesieniu do jednostki powierzchni przegrody, w zł/m^2,
n – liczba lat okresu obliczeniowego,
r_d – stopa dyskontowa,
E_i – efekty finansowe uzyskane w kolejnych latach funkcjonowania inwestycji

w odniesieniu do jednostki powierzchni przegrody, w zł/m^2,

N_0 – dodatkowy koszt początkowy w odniesieniu do jednostki powierzchni przegrody, wynikający z zastosowania najlepszego dostępnego rozwiązania technicznego zamiast aktualnie najczęściej stosowanego, w zł/m^2.

Wartość efektów finansowych EF_i w kolejnych latach funkcjonowania inwestycji obliczono ze wzoru:

$$EF_i = \Delta U^* \cdot S_{h,i} \cdot k_{en,i} \tag{2}$$

w którym: ΔU^* - zmniejszenie wartości współczynnika przenikania ciepła przegrody wynikające z zastosowania najlepszego dostępnego rozwiązania technicznego zamiast aktualnie najczęściej stosowanego,

$S_{h,i}$ - liczba „stopniogodzin" sezonu ogrzewania w roku „i",

$k_{en,i}$ - koszt 1 kWh w roku „i".

Wartość oddziaływania środowiskowego ES_i w postaci redukcji, związanej z wykorzystaniem energii, równoważnej z uwagi na globalny efekt cieplarniany emisji CO_2 oblicza się według wzoru:

$$ES_i = \Delta U^* \cdot S_{h,i} \cdot e_{CO2,en,i} \tag{3}$$

w którym: $e_{CO2,en,i}$ - emisja CO_2 związana z wykorzystaniem 1 kWh w roku „i".

Pomimo, że istnieje możliwość określenia wartości potencjalnego efektu finansowego związanego z redukcją emisji CO_2, (na podstawie kosztu uprawnień emisyjnych), została on pominięta w ocenie powyższej inwestycji ponieważ jest ona zaniedbywalna przy obecnym i przewidywanym koszcie emisji [10].

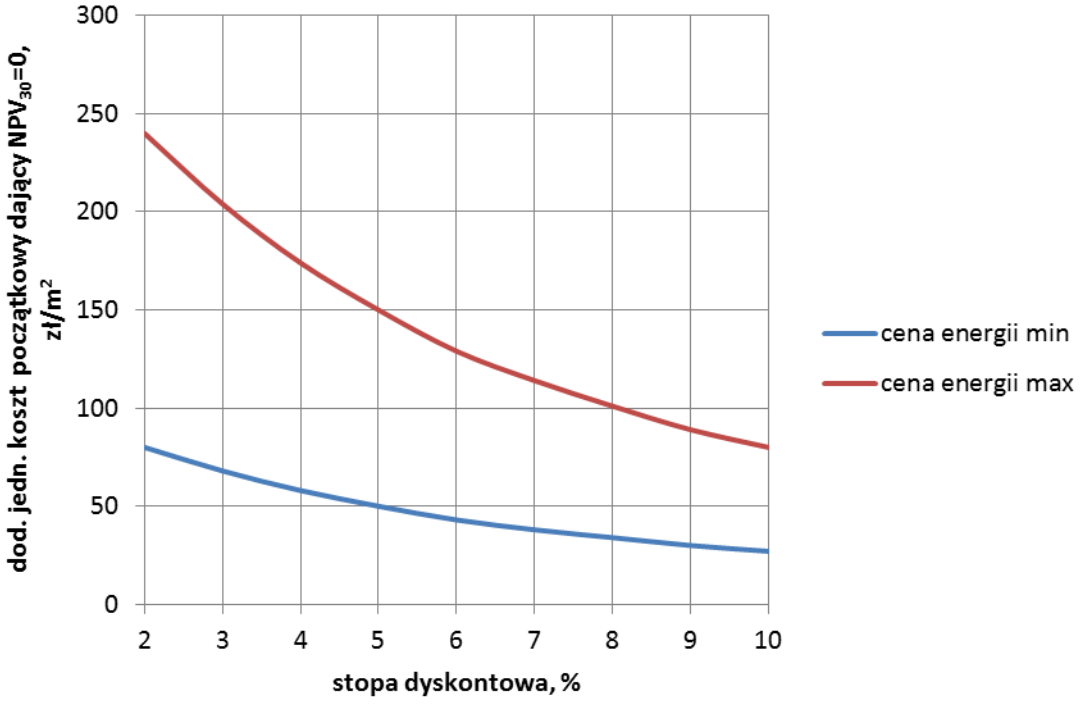
Dane przyjęte w obliczeniach przeprowadzonych według wzorów (1) i (2) zamieszczono w tablicy 1.

Tablica 1. Dane przyjęte w obliczeniach

Opis	Wartości	Jednostka	Uwagi
n - liczba lat okresu obliczeniowego	30	rok	maksymalna wartość kredytowania inwestycji budowlanych
r_d – stopa dyskontowa	2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10	%	zakres wartości przyjętych do obliczeń
minimalna i maksymalna cena 1 kWh (wartość początkowa)	0,2	zł	zakres wartości na podstawie [5]
	0,6	zł	
stopa wzrostu cen 1 kWh	5	%	wartość przeciętna dla nośników energii na podstawie analizy danych z [5] i [6]
liczba „stopniogodzin" sezonu ogrzewania (wartość początkowa)	$88{,}5 \cdot 10^3$	K·h	wartość przeciętna na podstawie danych klimatycznych z [7]
współczynnik zmniejszenia liczby "stopniogodzin" w kolejnych latach	0,4	%	aktualny trend na podstawie danych z [8]

3. WYNIKI I PODSUMOWANIE

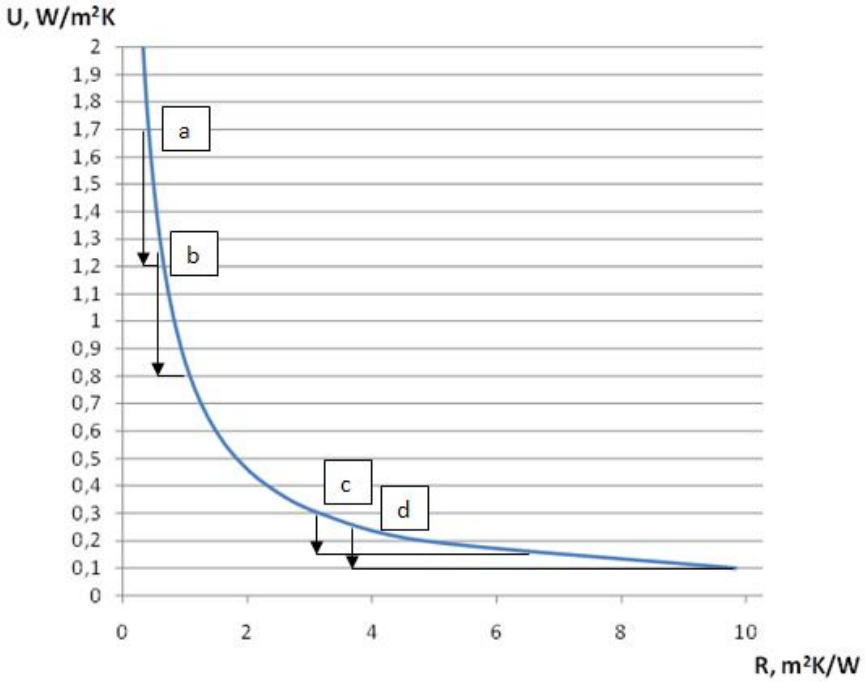
Opłacalność inwestycji określają w zależności od stopy dyskontowej i poziomu cen 1 kWh, wyniki obliczeń dodatkowego kosztu początkowego w zł/m^2, przy którym uzyskuje się zerową wartość inwestycji polegającej na poprawie wartości współczynnika przenikania ciepła przegrody o 0,1 W/m^{2}K (rys. 2) [9].



Rys. 2. Wartości dodatkowego kosztu początkowego, przy którym uzyskuje się NPV_{30} =0 inwestycji polegającej na poprawie wartości współczynnika przenikania ciepła przegrody o 0,1 W/m^{2}K, w zależności od stopy dyskontowej i poziomu cen 1 kWh

Na rysunku 3 i w tablicy 2 zamieszczono informacje dotyczące porównania najczęściej obecnie stosowanych rozwiązań konstrukcyjno-materiałowych z najlepszymi dostępnymi obejmujące następujące rodzaje przegród budynków:

- ściana/stropodach z zewnętrzną warstwą izolacji cieplnej,
- ściana/dach o konstrukcji szkieletowej drewnianej,
- ściana osłonowa metalowo-szklana,
- okna.



Rys. 3. Zmniejszenie wartości współczynnika przenikania ciepła przegrody wynikające z zastosowania najlepszego dostępnego rozwiązania technicznego zamiast aktualnie najczęściej stosowanego: a - ściany osłonowe metalowo-szklane, b - okna, c - ściana/stropodach z zewnętrzną warstwą izolacji, d - ściana/dach o konstrukcji szkieletowej drewnianej. Na osi poziomej zaznaczono dodatkowy opór cieplny w celu uzyskania niższej wartości współczynnika przenikania ciepła.

Tablica 2. Porównanie rozwiązań konstrukcyjno-materiałowych

Opis rozwiązania konstrukcyjno-materiałowego		**Ocena opłacalności**
najczęściej obecnie stosowanego	**najlepszego dostępnego**	
Ściana/stropodach z izolacją cieplną zapewniającą współczynnik przenikania ciepła przegrody U = 0,3 W/m^{2}K	Ściana/stropodach z izolacją cieplną zapewniającą współczynnik przenikania ciepła przegrody 0,15 W/m^{2}K (grupa wyrobów o różnicy kosztów początkowych do 20 zł/m^2)	Inwestycja opłacalna, w całym zakresie przyjętych do obliczeń wartości stopy dyskontowej i w całym zakresie ceny energii.
Jw.	Jw. (grupa wyrobów o różnicy kosztów początkowych do 45 zł/m^2)	Inwestycja opłacalna, w całym zakresie przyjętych do obliczeń wartości stopy dyskontowej i w całym zakresie ceny energii.
Jw.	Jw. (grupa wyrobów o różnicy kosztów początkowych do 110 zł/m^2)	1. Inwestycja opłacalna, w całym zakresie przyjętych do obliczeń wartości stopy dyskontowej, przy maksymalnej cenie energii. 2. Inwestycja opłacalna, do wartości stopy dyskontowej około 3%, przy minimalnej

Opis rozwiązania konstrukcyjno-materiałowego		Ocena opłacalności
najczęściej obecnie stosowanego	**najlepszego dostępnego**	
		cenie energii.
Ściana/dach o lekkiej konstrukcji szkieletowej drewnianej o współczynniku przenikania ciepła około 0,25 W/m^{2}K	Ściana/dach o lekkiej konstrukcji szkieletowej drewnianej o współczynniku przenikania ciepła około 0,10 W/m^{2}K	Inwestycja opłacalna, w całym zakresie przyjętych do obliczeń wartości stopy dyskontowej i w całym zakresie ceny energii.
Ściana osłonowa metalowo-szklana: podstawowe słupy i rygle, szyby zespolone jednokomorowe, z wypełnieniem gazem szlachetnym i powłoką niskoemisyjną, ramka międzyszybowa aluminiowa, o współczynniku przenikania ciepła ściany około 1,7 W/m^{2}K	Ściana osłonowa metalowo-szklana: słupy-rygle o polepszonej izolacyjności cieplnej, szyby zespolone wielokomorowe, z wypełnieniem gazem szlachetnym i powłokami niskoemisyjnymi i ramką międzyszybową niemetalową, o współczynniku przenikania ciepła ściany około 1,2 W/m^{2}K	1. Inwestycja opłacalna, w całym zakresie przyjętych do obliczeń wartości stopy dyskontowej, przy maksymalnej cenie energii. 2. Inwestycja opłacalna, do wartości stopy dyskontowej około 5%, przy minimalnej cenie energii.
Okna: rama z kształtowników PVC (z wzmocnieniami stalowymi) lub drewniana o szerokości około 70 mm lub z kształtowników aluminiowych z przekładkami termicznymi, szyba zespolona jednokomorowa, z wypełnieniem gazem szlachetnym i powłoką niskoemisyjną, ramka międzyszybowa aluminiowa, o współczynniku przenikania ciepła okna około 1,3 W/m^{2}K	Okna: rama z kształtowników PVC (z wzmocnieniami niemetalowymi) lub drewniana o szerokości około 100 mm lub z kształtowników aluminiowych z przekładkami termicznymi, - szyba zespolona wielokomorowa, z wypełnieniem gazem szlachetnym i powłokami niskoemisyjnymi i ramką międzyszybową niemetalową, o współczynniku przenikania ciepła okna około 0,85 W/m^{2}K	1. Inwestycja opłacalna, w całym zakresie przyjętych do obliczeń wartości stopy dyskontowej, przy maksymalnej cenie energii. 2. Inwestycja opłacalna, do wartości stopy dyskontowej około 6%, przy minimalnej cenie energii.

Podsumowując wyniki przeprowadzonych analiz stwierdza się, że:

- w celu określenia przewidywanych efektów wieloletnich zastosowania energooszczędnych rozwiązań technicznych w budynkach należy uwzględniać aspekt ekonomiczno-środowiskowy,

- szczególnie pożądane jest uzyskanie zrównoważenia polegającego na ograniczeniu strat energii i związanego z nimi negatywnego oddziaływania środowiskowego, przy spełnieniu kryterium opłacalności ekonomicznej,
- z porównania najczęściej obecnie stosowanych rozwiązań konstrukcyjno-materiałowych z najlepszymi dostępnymi, obejmującego podstawowe rodzaje przegród budynków, wynika opłacalność stosowania rozwiązań lepszych, w całym zakresie przyjętych do obliczeń warunków ekonomicznych lub niewielkim ograniczeniu dotyczącym najtańszej energii i niskich stóp dyskontowych.

Piśmiennictwo

[1] Energy-Efficient Buildings PPP, European Commission, Multi-annual Roadmap and Longer Term Strategy, Publications Office of the European Union, 2010
[2] Rozporządzenie Parlamentu Europejskiego i Rady (UE) NR 305/2011 z dnia 9 marca 2011 r. ustanawiające zharmonizowane warunki wprowadzania do obrotu wyrobów budowlanych i uchylające dyrektywę Rady 89/106/EWG
[3] Dyrektywa 2010/31/UE Parlamentu Europejskiego i Rady z dnia 19 maja 2010 r. w sprawie charakterystyki energetycznej budynków (wersja przekształcona)
[4] Piasecki M. Uwarunkowania techniczne, ekonomiczne, środowiskowe stosowania dostępnych technologii konstrukcyjno-materiałowych w budynkach mieszkalnych i użyteczności publicznej, Raport z realizacji projektu strategicznego, 2011.
[5] www.gus.gov.pl (baza roczników statystycznych)
[6] World Energy Outlook 2009, International Energy Agency, www.iea.org
[7] www.mi.gov.pl (baza danych klimatycznych)
[8] epp.eurostat.ec.europa.eu/portal/page/portal/eurostat/home (baza danych klimatycznych)
[9] Mańkowski S. z zespołem, Analiza możliwości i opłacalności stosowania najlepszych dostępnych technologii (BAT) w zakresie rozwiązań konstrukcyjnych i materiałowych, załącznik do Raport z realizacji projektu strategicznego, 2011
[10] Rozporządzenie delegowane komisji UE nr 244/2012 z dnia 16 stycznia 2012 r. uzupełniające dyrektywę Parlamentu Europejskiego i Rady 2010/31/UE w sprawie charakterystyki energetycznej budynków i ustanawiające ramy metodologii porównawczej do celów obliczania optymalnego pod względem kosztów poziomu wymagań minimalnych dotyczących charakterystyki energetycznej budynków i elementów budynków

ENERGY EFFICIENCY OF STRUCTURAL-MATERIAL SOLUTIONS – A STRATEGIC RESEARCH PROJECT

Summary

The paper describes the scope of the second task of the Strategic Research Project on the system for reduction of operational energy consumption of buildings, which is implemented in the years 2010-2013 at the Institute for Building Technology and Department of Civil and Environmental Engineering, Poznań University of Technology. One of the obtained results in the first stage was a comparison of currently most used structural-material solutions with the best available ones due to their energy efficiency, taking into account the economic-environmental effect.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Marcin GÓRKO[1]
Dariusz HEIM[2]
Politechnika Łódzka

METODA MONITOROWANIA NOCNEJ EMISJI ŚWIATŁA Z WYKORZYSTANIEM OBRAZÓW HDR

STRESZCZENIE

W pracy przedstawiono sposób pomiaru nocnej emisji światła sztucznego metodami fotometrycznymi. Omówiono metodę cyfrowej fotografii i sposobu przetwarzania pojedynczych obrazów cyfrowych w obraz HDR (*ang. High Dynamic Range*). Metodę zilustrowano przykładowymi pomiarami wykonanymi jesienią 2011 roku. Przedstawiono zdjęcia półsfery niebieskiej nad obszarem miejskim o silnej emisji światła lamp sodowych oraz wiejskim, na którym nie występuje oświetlenie zewnętrzne. Zdjęcia wykonywano w tej samej chwili czasowej. Korzystając z narzędzi graficznej obróbki danych dla wybranej chwili czasowej określono rozkład luminancji dla obu nieboskłonów. Na podstawie uzyskanym wyników należy stwierdzić, że proponowana metoda, po odpowiedniej kalibracji urządzeń, może być z powodzeniem wykorzystywana do monitoringu nocnej emisji światła.

SŁOWA KLUCZOWE: światło, nocna emisja, nieboskłon, zanieczyszczenie, ciemność, oświetlenie sztuczne, budownictwo zrównoważone.

1. WPROWADZENIE

Nocna emisja światła jest jednym z kryteriów uwzględnianych podczas oceny oddziaływania budynków na środowisko [1]. W przypadku metodologii BREEAM nocna emisja światła uznawana jest za zanieczyszczenie środowiska zewnętrznego i za jej ograniczenie można uzyskać 0,83 punktu na 58 możliwych. W metodzie LEED to samo działanie pozwoli uzyskać 1 punkt na 58 możliwych. W metodzie CASBEE nocna emisja światła uwzględniana jest podczas wyznaczania wskaźnika eko-efektywności BEE jako element obciążenia środowiska przy ocenie globalnej [2]. Z punktu widzenia oddziaływania na środowisko i komfort mieszkańców zanieczyszczenie światłem należy traktować na równi z zanieczyszczeniami gazowymi i pyłowymi atmosfery czy emisją hałasu. Występowanie nocnego światła, czy też inaczej brak ciemności, ma niezwykle istotny wpływ na zachowanie flory i fauny, w tym na wszystkie organizmy żywe. W przypadku człowieka stosunkowo niewielka ilość światła sztucznego w okresie nocy może być przyczyną zaburzeń snu oraz zmniejszenia produkcji hormonu melatoniny przez organizm.

[1]marcingorko@poczta.onet.pl
[2]dariusz.heim@p.lodz.pl

Dotychczasowe metody oceny nocnej emisji światła odbywały się na podstawie zdjęć satelitarnych [3,4]. Ich stosowanie jest jak najbardziej uzasadniona dla oceny nocnej emisji światła w układzie globalnych regionów, państw lub kontynentów. W układzie lokalnym, miasta, dzielnicy, zespołu lub pojedynczego obiektu budowlanego metoda ta jest mało precyzyjna. Ponadto nie jest możliwe jej wykorzystanie w sytuacji niekorzystnych warunków atmosferycznych, np. dla warunków nieboskłonu pokrytego chmurami, wpływu pokrywy śnieżnej itp. W niniejszej pracy zaproponowano autorską metodę oceny nocnej emisji światła dla warunków lokalnych. Metoda wykorzystuje cyfrowy zapis obrazów półsfery niebieskiej wykonanych w technice HDR [5]. Polega na przetworzeniu zapisanych obrazów HDR na rozkłady luminancji półsfery niebieskiej. Opis metody zilustrowano przykładowymi wynikami pomiarów wykonanymi 2 października 2010 roku.

2. NOCNA EMISJA ŚWIATŁA

Problem nocnego zanieczyszczenia środowiska światłem sztucznym stał się przedmiotem zainteresowania stosunkowo niedawno, choć jako zjawisko pojawił się już około roku 1700, kiedy ulice większych miast europejskich zaczęto oświetlać latarniami. Jednak dopiero pod koniec XIX wieku źródłem oświetlenia ulicznego stała się energia elektryczna powodując stały wzrost jasności obszarów zurbanizowanych poprzez oświetlenie ulic i budynków, a tym samym pozbawiając ich mieszkańców czystego, gwieździstego nieba.

Niekorzystne efekty luminacji dużych obszarów miejskich widoczne są bezpośrednio w danym obszarze jak i na terenach sąsiednich. Zasięg oddziaływania światła sztucznego może dochodzić nawet do 250 km. Efekt ten potęgowany jest w warunkach nieboskłonów pochmurnych poprzez odbijanie znacznej ilości strumienia świetlnego od pokrywy chmur, jak i w przypadku występowania jasnej pokrywy śnieżnej. Oba czynniki powodują często dodatkowe rozpraszanie wiązki promieniowania i jej nieukierunkowany rozsył we wszystkich kierunkach.

Życie w warunkach zanieczyszczenia światłem wiąże się w wieloma niedogodnościami nie tylko dla samego człowieka ale również innych organizmów żywych. Przede wszystkim występowanie światła w porze nocy zaburza naturalny cykl dobowy. Jest to szczególnie istotne w sytuacji, gdy organizm ludzki narażony jest na działanie światła nocnego przez dłuższy okres czasu co w rezultacie prowadzić może do „stresu świetlnego", wywołujący podobne skutki jak uciążliwe oddziaływanie hałasu. Bezpośrednimi skutkami zdrowotnymi może być zdenerwowanie, zmęczenie oraz ogólne odczucie niepokoju. Nawet stosunkowo słabe światło w porze nocnej może być przyczyną zaburzeń snu i zmniejszenia produkcji hormonu melatoniny przez organizm. Tym samym odpowiedni monitoring światła nocnego jest niezbędny przy pełnej ocenie środowiska życia człowieka.

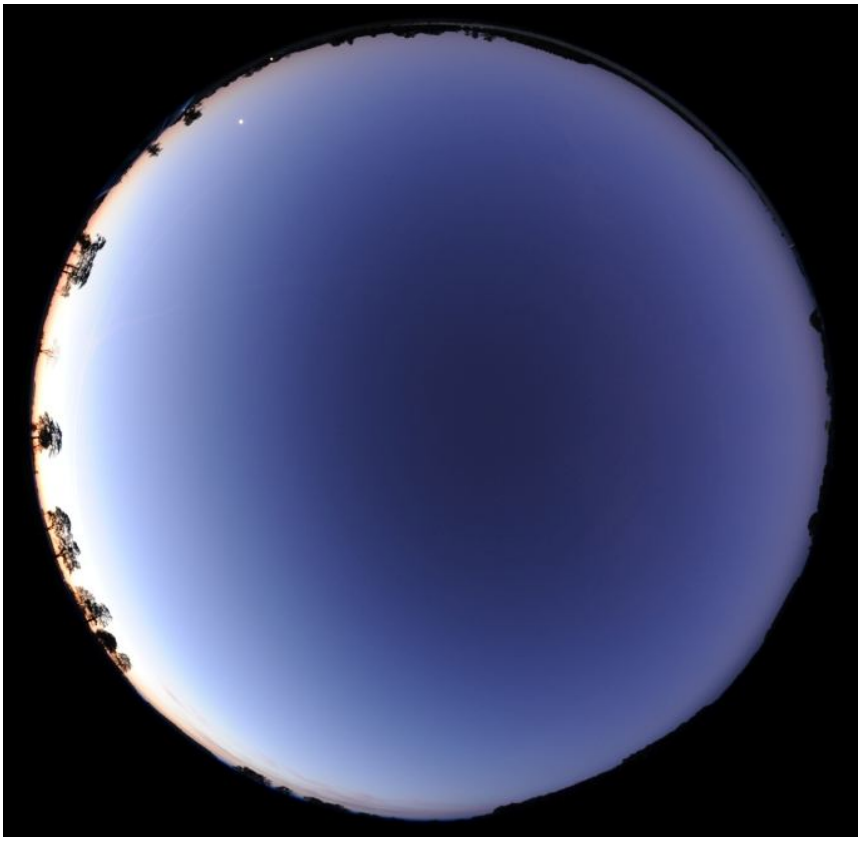
3. OPIS PROBLEMU

Powszechnie wiadomo, że charakter oświetlenia pochodzącego od sfery niebieskiej silnie zależy od warunków. Wpływ na parametry oświetlenia mają zarówno czynniki natury fizycznej, jak i wywołane wszelkimi formami aktywności człowieka. Do pierwszej grupy zaliczyć można rozkład temperatury i ciśnienia i wynikający z nich współczynnik załamania światła, wielkość i rodzaj zachmurzenia, wysokość nad poziomem morza itp. Do czynników zależnych od człowieka zaliczyć należy przede wszystkim obecność wszelkiego rodzaju zawiesin, gazów, pyłów, a więc efektów działalności przemysłowej, jak i sztuczne oświetlenie, wprowadzone przez człowieka do – głównie, choć nie tylko – miast.

Autorzy opracowania postanowili sprawdzić, w jaki sposób jasność sfery niebieskiej podczas świtu i zmroku zaburzona jest przez obecność zanieczyszczeń atmosferycznych

i oświetlenia sztucznego. W tym celu, podczas całkowicie bezchmurnego wieczoru, z dwóch stanowisk pomiarowych wykonane zostały dwie serie zdjęć. Seria pierwsza wykonywana była na obszarze silnie zurbanizowanym, gdzie należało się spodziewać zauważalnego wpływu działalności człowieka. Stanowisko wybrano na dachu jednego z budynków kampusu Politechniki Łódzkiej, w niewielkiej odległości – kilka kilometrów w linii prostej – od ścisłego centrum miasta. Drugie ze stanowisk wybrano na obszarze wiejskim, w miejscu praktycznie pozbawionym oświetlenia ulic i dróg, w odległości około 20 km od centrum Łodzi, a więc poza łuną wywołaną światłami miasta. Zdjęcia na obu stanowiskach wykonane zostały przy bardzo korzystnych warunkach atmosferycznych, bez zamglenia czy wiatru.

Analizę zmian jasności wykonano na podstawie serii zdjęć przedstawiających całą sferę niebieską. W tym celu na obu stanowiskach zastosowano lustrzanki cyfrowe wyposażone w obiektywy typu „rybie oko". Ich pole widzenia – wynoszące wzdłuż średnicy okrągłego obrazu nieco ponad 180 stopni – pozwala na odwzorowanie całego widnokręgu wraz z całą sferą niebieską. Zdjęcia na obu stanowiskach wykonywane były w tych samych chwilach czasowych, poczynając od momentu zachodu Słońca (godzina 18:15) aż do godziny 19:15, gdy jasność sfery niebieskiej zmalała do tego stopnia, że wykonywanie zdjęć przestało być możliwe. Podczas zdjęć środek tarczy Słońca znajdował się od 0,2° (dla 18:15) do 9,5° (dla 19:15) pod horyzontem. Stanowiska przesunięte były względem siebie w kierunku wschód-zachód o około 20 km a różnica położenia Słońca względem horyzontu wynikająca z innej długości geograficznej wynosiła tylko 0,11° i nie miała wpływu na otrzymane wyniki.



Rys. 1. Przykładowe zdjęcie całej sfery niebieskiej (obszar wiejski).

Każda seria zdjęć składała się z kilku ekspozycji, dobranych w oparciu o wskazania światłomierza aparatu. Na obu stanowiskach dokonywano pomiaru punktowego w środku obrazu, czyli w zenicie. Jako miarę zmian jasności nieba przyjęto zmianę jasności nieba w zenicie, a dokładne wyniki uzyskane ze zdjęć przedstawiono poniżej.

4. TECHNIKA HDR

Luminancja nieboskłonu możliwa jest do określenia w dowolnym punkcie przy użyciu tradycyjnych urządzeń pomiarowych. Pomiary takie są jednak bardzo pracochłonne i często podatne na błędy spowodowane nieciągłościami. Dodatkowo stosowane powszechnie urządzenia dostosowane są do wartości luminancji występujących w ciągu dnia. Istniała zatem potrzeba opracowania metody, która w sposób precyzyjny, szybki i tani umożliwi wyznaczenie, dla danej chwili czasowej, rozkładu luminancji w szerokim polu widzenia [5].

Przez ostatnie lata, prowadzone są prace nad stworzeniem metody monitoringu promieniowania oraz luminancji nieboskłonu w różnych warunkach pogodowych i oświetleniowych [6]. Metoda wykorzystuje możliwość cyfrowego zapisu obrazów jasności nieboskłonu przy wykorzystaniu techniki pełnego zakresu tonalnego HDR (*ang. High Dynamic Range*). Po odpowiedniej kalibracji urządzeń rejestrujących, wartości jasności poszczególnych fragmentów obrazu przeliczane są na wartości luminancji. Innym sposobem analizy obrazu jest technika tonorozdzielcza, w której, na podstawie jednego zdjęcia przekształconego do skali szarości, opracowuje się izohelie zawierającą obszary o różnej jasności [6]. Interpretacja fizyczna odpowiednio wykalibrowanych i zapisanych obrazów HDR, wyrażana może być jako rozkład luminancji lub rozkład jasności nieboskłonu. Rozkład luminancji ma charakter ciągły. Rozkład jasności wyrażany jest jako rozkład półtonów o ściśle zdefiniowanej szarości.

5. WYNIKI POMIARÓW I ICH ANALIZA

Jasność każdego zdjęcia w zenicie sfery niebieskiej odczytywana była za pomocą programu graficznego. Następnie dla każdej serii zdjęć wyznaczano czas ekspozycji, odpowiadający jasności na poziomie 25 punktów. Uzyskane w ten sposób czasy migawki reprezentują także zmiany jasności nieba. Czasy te zostały przedstawione w tablicy 1.

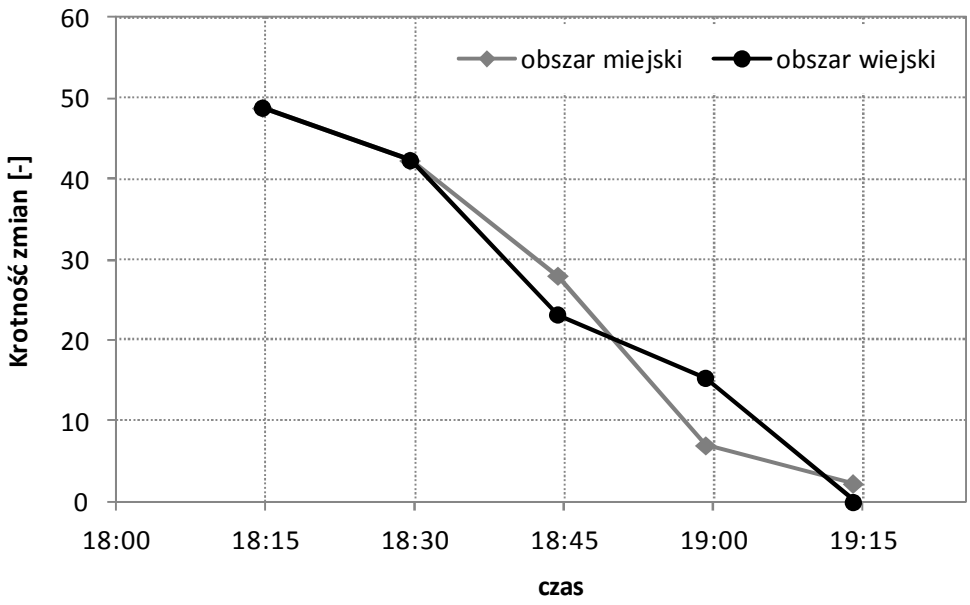
Tablica 1. Dane ekspozycji urządzeń rejestrujących oraz położenie słońca

Moment ekspozycji	**18:15**	**18:30**	**18:45**	**19:00**	**19:15**
Czas ekspozycji dla nieba miejskiego	1/650 s	1/100 s	1/7 s	3 s	14 s
Czas ekspozycji dla nieba wiejskiego	1/750 s	1/115 s	1/6 s	1.3 s	20 s
Głębokość Słońca pod horyzontem	0,2°	2,5°	4,8°	7,1°	9,5°

Ponieważ zdjęcia wykonywane były przy stałej czułości ISO oraz dla tej samej wartości przysłony, tempo przyrostu czasu ekspozycji jest bezpośrednim wskaźnikiem procesu ściemniania się sfery niebieskiej. Na podstawie danych z powyższej tabeli, dla interwałów 15 minutowych, wyznaczono krotność ściemniania się nieba. Tempo zmian jasności przedstawione jest w poniższej tablicy 2. Graficznie wyniki przedstawiono na rysunku 2.

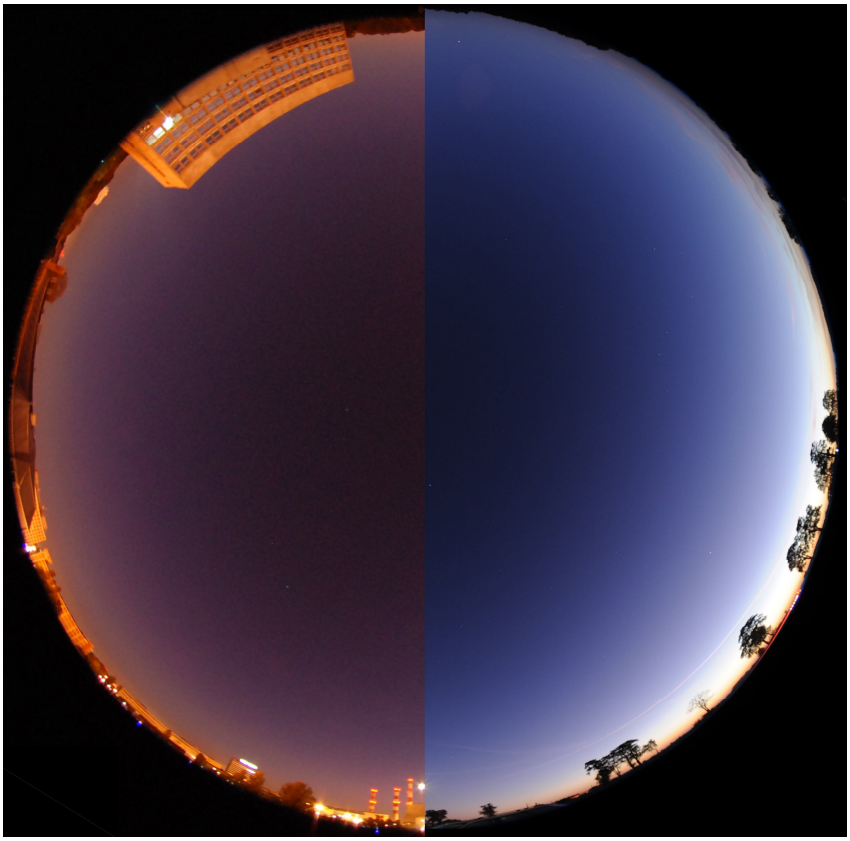
Tablica 2. Zmiana jasności nieboskłonu w poszczególnych interwałach czasowych

Przedział czasu	**18:15 ÷ 18:30**	**18:30 ÷ 18:45**	**18:45 ÷ 19:00**	**19:00 ÷ 19:15**	**Całkowita zmiana jasności**
Niebo w mieście	6,5 krotnie	14,3 krotnie	21,0 krotnie	4,7 krotnie	~9 100 krotnie
Niebo na wsi	6,5 krotnie	19,1 krotnie	7,8 krotnie	15,4 krotnie	~15 000 krotnie



Rys. 2. Zmiana jasności nieboskłonu w czasie.

Wyniki zamieszczone w tabeli 2 jednoznacznie wskazują, że niebo w mieście i poza nim, o różnej porze ściemnia się w z inną szybkością. Wyjątek stanowi pierwszy okres pomiaru, tuż po zachodzie Słońca, w którym sfera niebieska zarówno w mieście jak i poza nim, ściemnia się dokładnie w tym samym tempie. Rezultat taki nie powinien dziwić, gdyż oświetlenie uliczne włączane jest znacznie później. Oznacza to, że przy znacznej jasności sfery niebieskiej, jej zapylenie nie ma mierzalnego wpływu na ogólną jasność nieba.

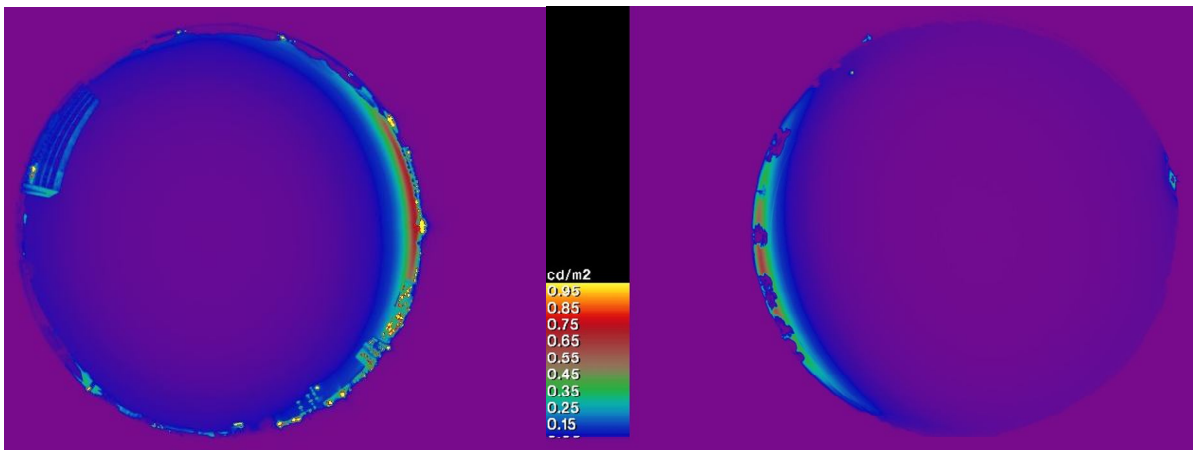


Rys. 3. Zestawienie dwóch półsfer niebieskich o podobnej jasności ze zdjęć wykonanych w tym samym czasie.

Warto także podkreślić tempo zmian jasności w ostatnim mierzonym okresie, gdzie niebo na obszarze wiejskim ściemnia się ponad trzy razy szybciej niż w mieście. Na rysunku 3 zestawiono dwa obrazy, wykonane w tym samym czasie w warunkach miejskich i pozamiejskich. Rozkład jasności i jego charakter najlepiej oddają różnice jakościowe pomiędzy dwoma różnymi środowiskami o wysokim i niskim stopniu zanieczyszczenia światłem. Połówka lewa pochodzi z miasta, a prawa z obszaru wiejskiego. Wyraźnie widoczna jest różnica w kolorze sfery niebieskiej – czerwony odcień nieba miejskiego wywołany jest rozproszeniem znacznej ilości światła sodowego, powszechnie stosowanego do oświetlania ulic. Jasny obszar po prawej stronie zdjęcia jest efektem łuny od zachodu Słońca widocznej na obszarze wiejskim. Na obszarze miejskim zdjęcie oświetlone jest przede wszystkich światłami latarni ulicznych, gdyż obejmuje jedynie wschodnią połowę nieba.

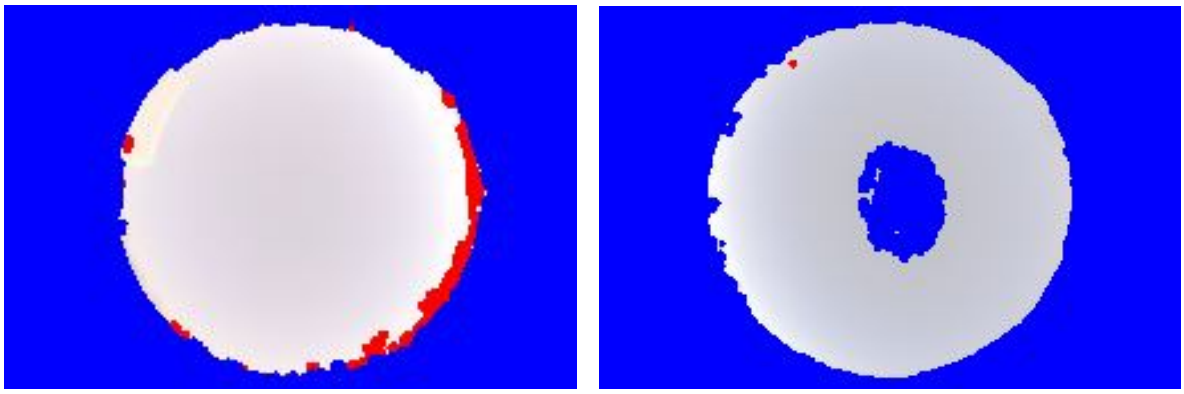
Ilościowe opracowanie wyników badań zamieszczono na rysunkach 4 i 5. Na podstawie stworzonych obrazów HDR wyznaczono rozkłady luminancji. Uzyskane wartości luminancji na obszarze miast przekraczają 1 cd/m^2, co nie jest wartością wysoką i odpowiada luminancji nieba o zmierzchu. Z punktu widzenia zanieczyszczenia światłem mniej istotne są jednak wartości samej luminancji co jej kontrast w porównaniu do czystego, ciemnego nieba którego luminancja jest o około 10^5 razy mniejsza.

Podobne wnioski wynikają z obrazów zamieszczonych na rysunku 5. Jedynym jasnym punktem na nieboskłonie obszaru wiejskiego jest tarcza księżyca. Natomiast na obszarze miasta jasne punkty znaleźć można na całym obwodzie widnokręgu.



a) b)

Rys. 4. Rozkład luminancji dla nieboskłonu w obszarze a) miasta, b) wsi.



a) b)

Rys. 5. Obrazy nieboskłonów dla obszaru a) miasta, b) wsi, z pokazaniem najjaśniejszych i najciemniejszych obszarów.

Dodatkowo na rysunku 5b widoczny jest charakterystyczny ciemny obszar zenitu niezauważalny natomiast na rysunku 5a.

6. PODSUMOWANIE

Zanieczyszczenie światłem, z punktu widzenia ochrony środowiska przyrodniczego oraz jakości życia człowieka jest tak samo ważne jak emisja zanieczyszczeń stałych, płynnych i gazowych oraz rozprzestrzenianie się hałasu. Ponieważ źródłem światła nocnego są same budynki lub elementy infrastruktury, stanowi on jednocześnie jeden z elementów oceny środowiskowej budynków. Ilościowe oszacowanie nocnej emisji światła na obszarach siedlisk ludzkich staje się istotne zarówno w celu oszacowania szkodliwości samego zjawiska i jego wpływu na człowieka, jak i możliwości zastosowania środków zaradczych.

W pracy omówiono i zilustrowano nową metodę lokalnego szacowania zanieczyszczenia światłem z wykorzystaniem technik fotometrycznych. Dla pokazania działania metody wykonano przykładową analizę jasności otoczenia w dwóch wybranych środowiskach: miejskich i wiejskim. Oba obszary charakteryzowały się różnym stopniem zanieczyszczenia światłem. Na podstawie zapisów obrazów HDR wyznaczono rozkłady luminancji sfery niebieskiej i zidentyfikowano podstawowe źródła światła. Obok oświetlenia ulicznego są to światła docierające z okien pobliskich budynków, głównie wysokich.

Piśmiennictwo

[1] Praca zbiorowa, BREEAM versus LEED, White Paper first published February 2010, Inbuilt Ltd, Enterprise House, 2010.
[2] Praca zbiorowa, CASBEE for New Construction, Technical Manual 2008 edition, Tool-1, Institute for Building Environment and Energy Conservation (IBEC), 2008.
[3] Cinzano P., Elvidge C.D., Night sky brightness at sites from DMSP-OLS satellite measurements, Mon. Not. R. Astron. Soc. 353, 1107-1116, 2004.
[4] P. Cinzano, F. Falchi, C.D. Elvidge, The first world atlas of the artificial night sky brightness, Mon. Not. R. Astron. Soc. 328, 689-707, 2001.
[5] Górko M., Heim D., Szczepańska E.: Porównanie wybranych technik przetwarzania obrazów cyfrowych dla potrzeb określania zewnętrznych warunków oświetleniowych, Fizyka Budowli w Teorii i Praktyce, Tom 4, 2009, s. 37-44.
[6] Górko M., Heim D., Szczepańska E.: Określenie jasności trzech podstawowych rodzajów nieboskłonów - technika HDR vs. technika tono-rozdzielcza, Mat. XIII Konferencji Naukowo – Technicznej Fizyka Budowli w Teorii i Praktyce, s. 93-100, Łódź, 2011.

MONITORING METHODOLOGY OF NIGHT LIGHT POLLUTION USING HDR TECHNIQUE

Summary

The modern way of life in developing countries leads to environmental degradation in urban and suburban zones. One specific parameter of this degradation is light pollution due to intense artificial night lighting. The source of this pollution can be street light or building illumination. The paper describes a methodology for estimation of light pollution using photometric techniques. The proposed approach attempts to address the issue of environmental assessment in view of sustainable buildings design. Additionally, the presented methodology allows dynamic evaluation of the phenomenon in various periods

of time. The outputs for this analysis are a series of sky luminance distribution in urban and rural zones and results of zenith brightness.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Bogdan KOZŁOWSKI[1]
Stanisław MAŃKOWSKI[2]
Joanna PŁACHTA[3]
Instytut Techniki Budowlanej

MODERNIZACJA ENERGETYCZNA BUDYNKÓW ZASILANYCH Z MIEJSKICH SYSTEMÓW CIEPŁOWNICZYCH

STRESZCZENIE

Referat dotyczy istniejącej zabudowy miejskiej zasilanej z systemów ciepłowniczych, stanowiącej w Polsce ok. 70 % odbiorców ciepła systemowego. Istniejące przepisy prawne oraz struktury własnościowe generujące tzw. „interesy własne" w praktyce uniemożliwiają współzasilanie tych obiektów z OZE, szczególnie z odnawialnymi źródłami energii cieplnych i fotowoltaicznych kolektorów słonecznych, a w efekcie ograniczanie tą drogą emisji zanieczyszczeń powietrza zgodnie z wymaganiami szeregu dyrektyw europejskich. Stan ten jest sprzeczny z założeniami dla europejskiej i krajowej polityki energetycznej i wymaga przeprowadzenia szeregu zmian legislacyjnych oraz wprowadzenia ewentualnych zachęt finansowych.

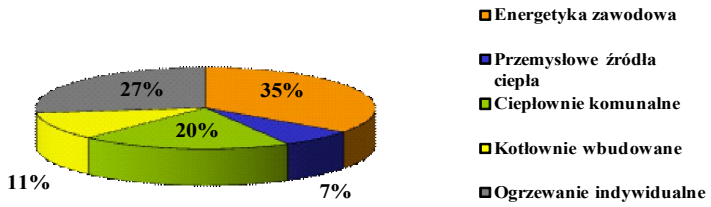
SŁOWA KLUCZOWE: modernizacja budynków, ciepło systemowe, kolektory słoneczne cieplne i fotowoltaiczne, konflikt interesów

1. SYGNALNA INFORMACJA O MIEJSKICH SYSTEMACH CIEPŁOWNICZYCH – SKALA PROBLEMU

W polskich warunkach klimatycznych zaopatrzenie w ciepło miejskich budynków stanowi jeden z podstawowych czynników decydujących zarówno o bezpieczeństwie energetycznym kraju, jak i o komforcie życia mieszkańców miast. Skalę tego zagadnienia określa fakt, że ok. 70% procent mieszkańców miast w Polsce korzysta z systemów ciepłowniczych, gdyż obiekty w których mieszkają czy pracują zasilane są tzw. ciepłem systemowym. Po procesie komunalizacji mienia państwowego, które miało miejsce na początku lat 90-tych ubiegłego wieku, obecnie ok. 80% systemów ciepłowniczych jest własnością gmin. Przybliżoną strukturę własności źródeł ciepła w polskich miastach - według Regulskiego [1] - pokazano na rys. 1. Krótką charakterystykę głównych problemów krajowego ciepłownictwa zamieszczono poniżej.

[1] b.kozlowski@itb.pl
[2] s.mankowski@itb.pl
[3] j.plachta@itb.pl

Problem I. Bezpieczeństwo energetyczne. Ciepłownictwo obejmuje dziedzinę, w której rynek odtwarza się w sposób naturalny. Przedsiębiorstwo dostarczające ciepło ze względu na bezpieczeństwo energetyczne miasta nie może zaprzestać swojej działalności. Z drugiej jednak strony prowadząc działalność gospodarczą, a nie charytatywną, przedsiębiorstwo ciepłownicze w dłuższym okresie nie może przynosić ujemnych wyników finansowych, bo wtedy będzie występowało zabronione prawem finansowanie skrośne albo perspektywa bankructwa.



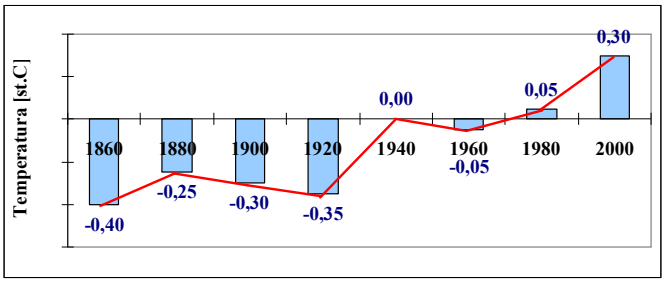
Rys.1 Struktura własnościowa źródeł ciepła w krajowych miejskich systemach ciepłowniczych[1]

Problem II. **Procesy regulacyjne.** Obecnie w procesie zatwierdzania taryf, a więc cen sprzedawanego przez przedsiębiorstwa ciepłowniczych ciepła, występuje duża ingerencja administracji państwowej w postaci uznania lub nie uznania tzw. „kosztów uzasadnionych" przez Urząd Regulacji Energetycznej, więc działalność tych przedsiębiorstw podlega znacznym ograniczeniom, w wyniku czego nie mogą one kształtować swojego wizerunku i kondycji ekonomicznej w sposób dowolny. Jeżeli bowiem przedsiębiorstwo uzyska efekt dodatni obniżając koszty operacyjne, to niedługo w trakcie kolejnej taryfikacji mogą one zostać uznane jako koszty uzasadnione. W efekcie kolejna taryfa na dostawę ciepła dla odbiorców może zostać ograniczona.

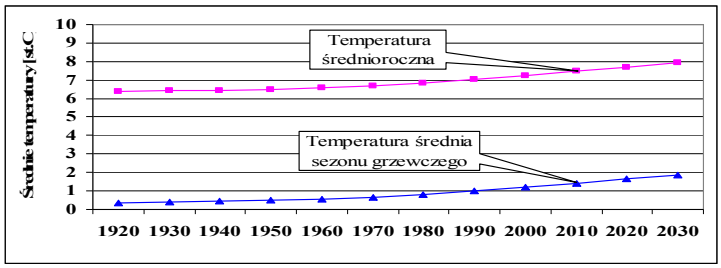
Problem III. Nakazy administracyjne. Problem nakazów administracyjnych może występować w tych przedsiębiorstwach ciepłowniczych, które znajdują się w obszarze skarbu komunalnego lub takich powiązaniach właścicielskich, że nie mogą prowadzić pełnej działalności gospodarczej wynikającej np. z konkurencji rynkowej, np. stosunku do rozwiązań alternatywnych - ciepła z gazu sieciowego. Obecnie występuje coraz mocniej problem nakazów administracyjnych wynikających z limitów emisji zanieczyszczeń powietrza atmosferycznego - obejmującego emisje CO_2, SO_2, NO_x czy pyłów – ciepłownictwo w wyniku swojej węglowej struktury jest ściśle związane z zagadnieniami ochrony środowiska. Ograniczanie emisji wymienionych zanieczyszczeń gazowych powoduje bowiem wzrost kosztów wytwarzanego ciepła.

Problem IV. Węglowa struktura podstawowego paliwa w ciepłownictwie. Jeżeli weźmiemy pod uwagę bilans naszego kraju i zużycie energii pierwotnej, udział stałych kopalnych paliw pierwotnych (węgla) w Polsce oscyluje na poziomie 70% (łącznie z węglem brunatnym). Na świecie udział ten wynosi około 27%, natomiast w UE tylko 17%. Jak widać krajowe ciepłownictwo związane jest z węglem, z jednej strony dającym poczucie bezpieczeństwa energetycznego, a z drugiej zagrożenia związane z nadmiernymi emisjami zanieczyszczeń.

Problem V. **Warunki klimatyczne**. Oceniając obecne warunki klimatyczne trzeba powiedzieć, że faktycznie w ostatnich dekadach średnie temperatury sezonów ogrzewczych wzrastają. Różne są poglądy dotyczące przyczyn tego zjawiska – w części prac stwierdza się, że jest to antropogeniczny efekt cieplarniany [Al. Gore (2)], w innych przypisuje się to zjawisko naturalnym fluktuacjom klimatycznym, które następują np. co 11 i 300 lat, w jeszcze innych rozwijającemu się zjawisku nazywanego „miejską wyspą cieplną" albo efektem „kanionu ulicznego" związanych z gęstą miejską zabudową. Na kolejnych rysunkach przytoczono [rys.2 i 3] wyniki przeprowadzonych badań prognozy zmian temperatury zewnętrznej na świecie i w Polsce.



Rys. 2 Średnioroczna temperatura powierzchni Ziemi [3]



Rys.3 Wzrost temperatury w Polsce w latach 1920-2030. Na podstawie modelu COSMIC-UIUC - systemu obliczeniowego umożliwiającego generowanie scenariuszy zmian klimatu, w tym także dla Polski, model UIUC atmosferycznej cyrkulacji globalnej z uwzględnieniem wymiany w warstwach oceanicznych [4]

Wykresy te potwierdzają występowanie zjawiska ocieplenia klimatu, co oczywiście może mieć w przyszłości wpływ na wielkość zapotrzebowania mocy i ciepła w miejskich systemach ciepłowniczych. Do roku 2030 dzieli nas niespełna 20 lat, w ciągu których prognozowane jest ocieplenie klimatu odniesione do wartości średniej temperatury powietrza bądź średniej temperatury sezonu grzewczego **Δt = 0,68°C**. Ten fakt przekłada się na zapotrzebowanie na moc i ciepło na cele grzewcze w okresie zimowym, a także na wzrost zapotrzebowania na chłód w okresie letnim.

2. ZAKRESY I EFEKTY ENERGETYCZNE MODERNIZACJI BUDYNKÓW

Zakres modernizacji budynków mającej wpływ na jego charakterystykę energetyczną i pracę zasilających budynek systemów ciepłowniczych może obejmować: termomodernizację pierwotną, termomodernizacja wtórną, modernizację instalacji wewnętrznych centralnego ogrzewania i ciepłej wody użytkowej oraz instalacji wentylacyjnych, kolektory słoneczne do zasilania instalacji c.w.u. oraz ewentualnie c.o.

Termomodernizacja pierwotna. Na początku lat 90- tych ubiegłego wieku proces ograniczania zapotrzebowania ciepła w sektorze komunalno bytowym, głównie w budynkach wykonanych z prefabrykatów wielkowymiarowych, często był spowodowany zjawiskami niedogrzewania pomieszczeń powodującym poza spadkiem komfortu cieplnego występowanie takich zjawisk destrukcyjnych jak powstawanie pleśni na powierzchniach wewnętrznych, czy przecieków wody opadowej przez złącza ścian. Dokładny opis tego stanu przedstawili w pracy Kasperkiewicz oraz Pogorzelski [5]. Koncepcja programu oszczędnościowego oraz programu tzw. **„usuwania wad technologicznych”** została opracowana na zlecenie Ministerstwa Budownictwa w roku 1991, rozwinięta w pracach Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Fundacji Poszanowania Energii w latach 1993 -1994 [6], a później w roku 1995 w stanowisku Ministerstwa Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa [7]. W wyniku tych działań 18 grudnia roku 1998 Sejm przyjął ustawę *o wspieraniu działań termo- modernizacyjnych* [8]. Działania termomodernizacyjne miały spowodować ograniczenie rocznego zużycia ciepła na centralne ogrzewanie i instalacje ciepłej wody użytkowej (od 15 do 25%) lub zmniejszenie

w lokalnym źródle ciepła i sieci ciepłowniczej strat ciepła o co najmniej 25%. Zgodnie z tą ustawą działaniami termomodernizacyjnymi były objęte obiekty w których: przy modernizacji jedynie systemu ogrzewczego uzyskuje się co najmniej 10% rocznego ograniczenia zużycia energii, w budynkach w których w latach 1985-2001 przeprowadzono modernizacją systemu ogrzewczego uzyskując 15% roczne ograniczenie zużycia energii, w pozostałych budynkach w których uzyskano co najmniej 25% roczne ograniczenie zużycia energii.

Ponadto zgodnie z ww. ustawą działaniami termo modernizacyjnymi objęte są również:

- ograniczenia o co najmniej 25% zużycia energii pierwotnej w lokalnym źródle ciepła tj. kotłowni czy węźle cieplnym, z których nośnik ciepła jest dostarczany bezpośrednio do instalacji centralnego ogrzewania i ciepłej wody w budynku, ciepłownie osiedlowe lub grupowe węzły cieplne wraz z siecią ciepłowniczą o mocy nominalnej do 11,6 MW dostarczającej ciepło do budynków,
- przyłącza techniczne do scentralizowanego źródła ciepła powodującego likwidację lokalnego źródła w celu zmniejszenia kosztów zakupu ciepła dostarczanego do budynków o co najmniej 20% w stosunku rocznym,
- zmianę konwencjonalnych źródeł ciepła na źródła nie konwencjonalne.

W tym okresie budynki mieszkalne charakteryzowały się całkowitym zapotrzebowaniem energii na poziomie 250-300 kWh/m^{2}a. Termomodernizacja pierwotna polegała głównie na ociepleniu ścian zewnętrznych np. styropianem o grubości 10 cm oraz ewentualnie wymianie okien. Proces ten obniżał zapotrzebowania na energię do poziomu 120 – 170 kWh/m^{2}a.

Termomodernizacja wtórna. W wyniku wzrostu cen energii oraz pojawienia się pojęcia „efektu cieplarnianego" oraz analiz dotyczących wyczerpywalności paliw kopalnych, jak również w wyniku wejścia Polski do Unii Europejskiej a w konsekwencji ratyfikacji 16 grudnia 2008 roku przez Parlament Europejski Pakietu Klimatyczno - Energetycznego oraz wprowadzenia szeregu dyrektyw, rozpoczął się również w Polsce proces powtórnej termomodernizacji istniejących budynków. Celem tych działań jest ograniczenie jednostkowego zapotrzebowania na energię do poziomu 50 - 70 kWh/m^{2}a. Proces ten obejmuje wzrost grubości izolacji ścian zewnętrznych do 15 - 20 cm oraz wymianę okien na okna o niskich współczynnikach przenikania ciepła (U = 1,0-1,5kWh/m^{2}a). Pakiet ten poza wymuszeniem po roku 2013 zakupów uprawnień emisyjnych, zdaniem Krajowej Izby Gospodarczej Ciepłownictwo Polskie spowoduje szereg zjawisk niekorzystnych dla kraju takich jak:

- znaczący dla odbiorców wzrost cen energii elektrycznej i ciepła,
- pogorszenie konkurencyjności polskiej gospodarki.

Oba te procesy powodują konieczność powtórnej analizy postanowień prawnych dotyczących energochłonności istniejącego i przyszłego budownictwa, a więc również programów modernizacyjnych i remontowych wprowadzając w coraz większym zakresie termomodernizację wtórną.

Modernizacja instalacji wewnętrznych. Termomodernizacje budynków wywołują konieczność dostosowania instalacji wewnętrznych. Na początku lat 90-tych po tak zwanym „ociepleniu" szeregu budynków mieszkalnych bez dostosowania instalacji wewnętrznych powszechnie obserwowano zjawisko otwierania okien przez mieszkańców wywołane przegrzewaniem mieszkań. Ujmując zagadnienie już trochę historycznie, modernizacja instalacji wewnętrznych obejmowała i często jeszcze obejmuje:

W zakresie instalacji c.o.:

- montaż zaworów podpionowych w celu regulacji obiegów hydraulicznych instalacji,
- montaż zaworów termostatycznych przy grzejnikach,
- zakładanie podzielników kosztów na grzejnikach,
- zmiany parametrów wykresu regulacyjnego poprzez obniżenie temperatur obliczeniowych,

- w części budynków w wyniku znaczących zniszczeń korozyjnych dokonuję się wymiany całej instalacji łącznie z grzejnikami przy czym często po zmianie układu instalacji następuję również montaż mieszkaniowych liczników ciepła,
- w wyniku nadmiernych strat na sieci niskoparametrowej oraz braku zdolności regulacyjnych likwidację węzłów grupowych modnych w latach 60- 70-tych.

W zakresie instalacji cwu:

- wyposażenie mieszkań w indywidualne wodomierze i zaprzestania rozliczeń ryczałtowych np. wg m^2 czy liczby osób zameldowanych,
- całkowite wymiany instalacji wewnętrznych wykonanych z stalowych rur ocynkowanych (TWT2) na instalacje wykonane z tworzyw sztucznych,
- modernizacji węzłów ciepłowniczych szczególnie wymienników ciepła i ich automatyzacji oraz obiegów cyrkulacyjnych,
- montaż w punktach czerpalnych baterii z perlatorami.

W zakresie instalacji wentylacyjnych i klimatyzacyjnych:

- kontrola szczelności budynku lub analizowanych pomieszczeń,
- dostosowanie liczby wymian powietrza do wartości koniecznej wynikającej z parametrów mikroklimatu,
- ewentualna instalacja wysokosprawnej rekuperacji ciepła wentylacyjnego.

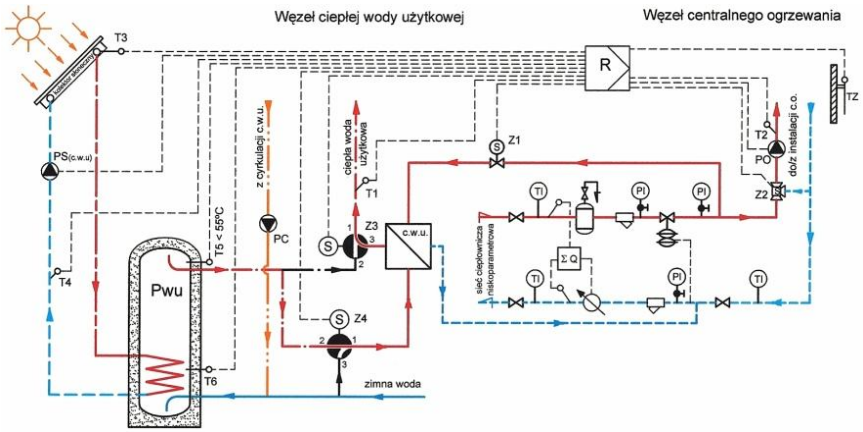
Zakresy wymienionych programów modernizacyjnych należy ustalić uwzględniając stan budynku, wyniki analizy ekonomicznej i środowiskowej oraz możliwości finansowe właściciela.

Cieplne kolektory słoneczne. Wykorzystywanie odnawialnych źródeł energii [OZE] w budynkach mieszkalnych, użyteczności publicznej i przemysłowych, zasilanych w ciepło z centralnych źródeł ciepła, jest obecnie w Polsce bardzo ograniczone z powodu uwarunkowań prawnych i technicznych. Ograniczenia te wynikają z następujących powodów:

- węzły ciepłownicze, które pierwotnie były własnością inwestora budynku (odbiorcy ciepła), po pewnym czasie w celu pozbycia się problemów związanych z eksploatacją i bieżącą konserwacją, stawały się własnością dostawcy ciepła; z oczywistych powodów właściciel węzła – przeważnie miejskie przedsiębiorstwo energetyki cieplnej [PEC], którym jest dostawca ciepła, nie jest skłonny do udzielenia zgody na zmiany układu funkcjonalnego, nawet po stronie czynników ogrzewanych zasilających instalacje cieplne w budynku, również ze względu na granice węzła ciepłowniczego określone w Rozporządzeniu MSWiA [9].
- określanie wg Rozporządzenia MG [10] mocy cieplnej (zamówionej) na co najmniej 12 miesięcy, w przypadku wykorzystywania kolektorów słonecznych w polskich warunkach klimatycznych, ogranicza efekty ich stosowania – w miesiącach letnich należało by bowiem zdecydowanie zmniejszyć moc zamówioną, a więc wtedy PEC-e poniosą określone straty w postaci mniejszej sprzedaży mocy zamówionej i ciepła.
- większość krajowych systemów ciepłowniczych ma duże nadmiary mocy w źródłach ciepła i zdolności transportowych w sieciach ciepłowniczych, co wzmacnia działania blokujące w zakresie zastosowań kolektorów słonecznych u odbiorców ciepła.

W dużym stopniu powyższe powody są przyczyną niewielkiego zainteresowania wspomaganiem zasilania budynków mieszkalnych i użyteczności publicznej ciepłem pozyskiwanym ze źródeł odnawialnych. Także literatura techniczna w tym zakresie obejmuje głównie współpracę OZE z indywidualnymi źródłami ciepła wytwarzanego z surowców konwencjonalnych. Biorąc pod uwagę, że istniejące zasoby budownictwa mieszkaniowego i użyteczności publicznej zasilane ze scentralizowanych źródeł ciepła mają decydujący udział w zapotrzebowaniu na ciepło do pokrycia celów bytowych, mogą one w znaczącym stopniu w przyszłości wpływać na upowszechnienie wykorzystywania ciepła z OZE, ograniczając koszty dostawy ciepła oraz emisję do atmosfery szkodliwych produktów spalania.

Na rys. 4 pokazano przykładowy schemat węzła ciepłowniczego zasilanego z niskoparametrowego źródła ciepła ze wspomaganiem go w zakresie instalacji cwu. kolektorami słonecznymi.



Rys.4 Przykładowy schemat węzła ciepłowniczego wspomagany w zakresie cwu. kolektorami słonecznymi. Oznaczenia: Pwu- podgrzewacz ciepłej wody, PC, PS, PO- pompy cyrkulacyjne, S- siłowniki, P, T, - manometry i termometry, R – regulator centralny, Z –zawory regulacyjne ∑Q – licznik ciepła.

Korzystnym i zachęcającym do montażu cieplnych kolektorów słonecznych jest spadek ich cen. W tabl. 1 podano za Grzegorzewskim [11] zakresy cen „standardowego zestawu solarnego" na polskim rynku. Zestaw solarny obejmuje dwie panele o łącznej powierzchni 4m^2, podgrzewacz c.w.u. o pojemności ok. 250 dm^3 wraz z układem sterowania i pompą obiegową.

Tabl.1 Orientacyjne ceny standardowego zestawu solarnego w latach 1998 – 2010, w tyś. zł [11]

Rok	1998	2000	2002	2004	2006	2008	2009	2010	2011
Cena	24-26	16-21	12-18	8-16	6-14	5-11	5-10	4-9	4-8

W Polsce zdaniem Banku Ochrony Środowiska oraz Narodowego Funduszu Ochrony Środowiska i Gospodarki Wodnej [11,12] od producentów kolektorów słonecznych należy wymagać:

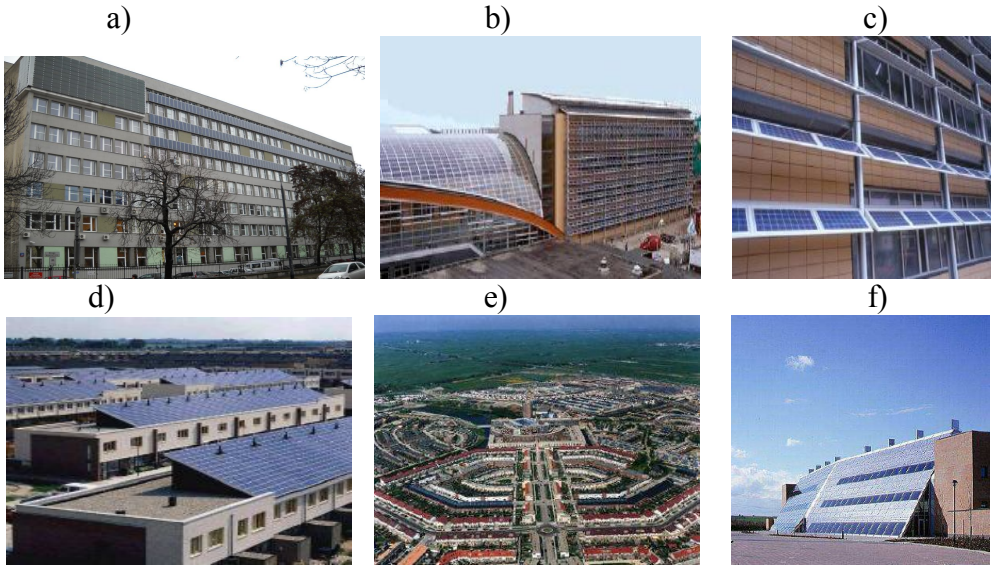
- certyfikatu Solar Keymark,
- gwarancji na okres 5 lat w zakresie utrzymania początkowych zdolności eksploatacyjnych.

Obecnie nie wszystkie kolektory obecne na krajowym rynku spełniają te wymagania.

Fotowoltaiczne panele słoneczne [PV]. Fotowoltaika w przyszłości może być podstawową dziedziną w zakresie zaopatrzenia w energię obiektów budowlanych. Obecnie w porównaniu do energetyki konwencjonalnej charakteryzuje się stosunkowo wysokimi kosztami. Istnieją jednak takie dziedziny, w których zastosowania fotowoltaiki w ostatnich latach stały się powszechne.

Krótka charakterystyka obecnych ogniw PV jest następująca:

- sprawoność energetyczna modułu krzemowego w warunkach standardowych czyli w temperatuże 25°C i przy natężeniu promieniwania słonecznego 1000W/m^2 wynosi 13-17%,
- przy kątach nachylenia większych o 15^0 w czasie deszczu występuje proces samooczyszczania powierzchni,
- obecnie najwyższa udokumentowania sprawność kolektorów krzemowych wynosi 24,7%,
- w okreie ostatnich 50 lat sprawność energetyczna tych urządzeń wzrosła od kilku do kilkunastu procent, a cena spadła z 1500USD/W do 4,5 USD/ W mocy.



Rys.5 Kolektory fotowoltaiczne na budynkach mieszkalnych i użyteczności publicznej

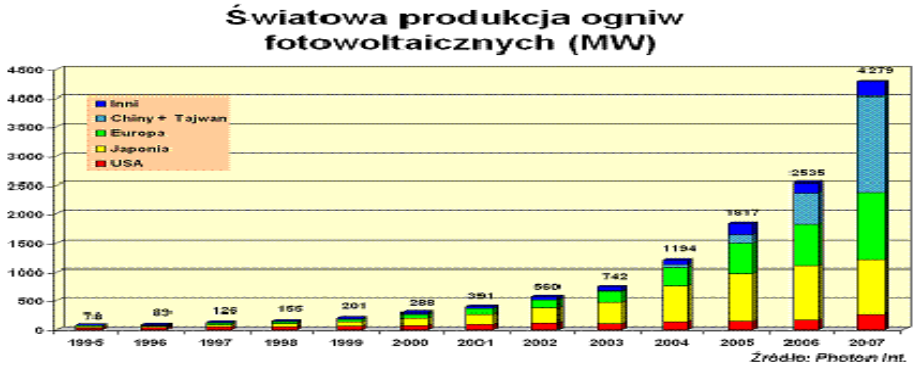
Rys.5a. Budynek Wydziału Inżynierii Środowiska Politechniki Warszawskiej przy ul. Nowowiejskiej w Warszawie z roku 1970 z kolektorami PV założonymi w lecie 2008 r.[13],

Rys 5 c i d) budynek wzniesiony w miejscowości Petten w Holandii w roku 1963, który w roku 2000 został poddany renowacji. Dach tego budynku został pokryty panelami PV o powierzchni 360 m^2 natomiast elewacje od strony południowej wyposażono w zacieniające lamele PV nachylone pod kątem 37^0 do poziomu o powierzchni 335 m^2. Łączna elektryczna obliczeniowa moc instalacji wynosi 81 kW.

Rys.5e - miejscowośćAnersfoort w Holandii, dzielnica Nieuwland z modułami PV o powierzchni 12 300m^2 na ok. 500 budynkach o łącznej mocy 1,33 MWel.[13].

Rys. 5f - miejscowość Sanderland w Wielkiej Brytanii, budynek biurowy, Doxford Solar Office, data budowy 1998 r. Moduły PV o powierzchni 532m^2(73kWe), elewacja solarna nachylona pod kątem 60^odo poziomu

Na kolejnym wykresie (rys.6) pokazano dymamikę narastania produkcji ogniw PV na świecie w ciągu lat 1996 do 2007r. Jak widać na wykresie największym producentem ogniw są Chiny, kraje UE plasują się jednak na drugim miejscu wyprzedzając Japonię.



Rys.6 Produkcja ogniw fotowoltaicznych w okresie 1996 -2007 na świecie [13] liczona w MWe mocy standardowej.

3. WNIOSKI

Z wielu powodów wynikających z licznych dyrektyw Unii Europejskiej, prawa krajowego dotyczącego bezpieczeństwa energetycznego i ochrony środowiska czy wyczerpywalności paliw kopalnych wobec istnienia w Polsce rozbudowanych miejskich systemów ciepłowniczych konieczne jest:

- nowelizacja szeregu aktów prawnych takich jak Prawo Budowlane, Prawo Energetyczne i rozporządzeń związanych, a szczególnie Warunków Technicznych Jakim Powinny Odpowiadać Budynki i Ich Usytuowanie, umożliwiających i zachęcających właścicieli rozpatrywanych obiektów do modernizacji budynków z wykorzystaniem energii promieniowania słonecznego,
- opracowanie wytycznych modernizacji budynków zasilanych ciepłem systemowym, w stanie obecnym występują bowiem omówione w referacie czynniki prawne i własnościowe blokujące w tym tak przecież dużym sektorze zasilanie istniejących budynków z OZE, a szczególnie z cieplnych kolektorów słonecznych czy fotowoltaicznych.

Wnioski te są zgodne z postanowieniami Komisji Europejskiej zawartymi w nowym pakiecie klimatycznym i dyrektywy zobowiązującą Polskę do stosowania 15% energii pierwotnej z źródeł odnawialnych do roku 2020.

Piśmiennictwo

[1] Regulski B. Znaczenie międzynarodowych i krajowych uregulowań prawnych w zakresie ochrony środowiska dla rozwoju ciepłownictwa w najbliższych latach. Izba Gospodarcza Ciepłownictwo Polskie. Warszawa 2008 r.
[2] Al Gore. Niewygodna prawda. Wydawnictwo Sonia Drag Sp. z o.o.. Katowice2007.
[3] Sadowski W.: Żywe fabryki, Wprost nr 21, 2002, na podstawie: Raport IPCC 2001.
[4] Gaj H.: Fragment raportu dla KBN, Etap III, Zmiany temperatur w Polsce i krajach sąsiednich związane z ociepleniem klimatu globalnego wg wyników wybranego modelu cyrkulacji globalnej, Warszawa, 2001
[5] Kasperkiewicz K. Pogorzelski J.A . Termomodernizacja budynków wielkopłytowych. Kwartalnik „Termomodernizacja" nr. 4/99 ; styczeń 2000 r.
[6] Ekspertyza KILiW PAN i Fundacji Poszanowania Energii „Zarys narodowego programu racjonalizacji użytkowania energii w sektorze bytowo- komunalnym", Warszawa 1994 r.
[7] Założenia polityki państwa racjonalizacji użytkowania energii w sektorze komunalno- bytowym. Ministerstwo Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa. Warszawa 1995 r.
[8] Ustawa o wspieraniu działań termo modernizacyjnych. Dz. U. nr. 162 poz.1121 z późniejszymi zmianami.
[9] Rozporządzenie Ministerstw Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 16 sierpnia 1999 r. (Dz.U. Nr 74/1999 poz. 836)
[10] Rozporządzenia Ministerstwa Gospodarki z dnia 17 września 2010 r. [Dz. U. Nr. 194/2010 poz.1291].
[11] Grzegorzewski Z. Schody do solarów. Magazyn Instalatora nr 2[162], luty 2012.
[12] Kolektory słoneczne. Instalacje. MEDIUM. Warszawa 2008.
[13] Tomaszewski M. i inni. Wykorzystanie zjawiska fotowoltaicznego - zasilanie samodzielnych urządzeń oraz budynków. Prezentacja. III rok studiów. Kierunek- Ochrona Środowiska. Politechnika Warszawska. 2009.

ENERGY MODERNISATION OF BUILDINGS SUPPLIED WITH HEAT FROM DISTRICT HEATING

Summary

Following numerous European Union's directives, national regulations concerning energy safety and environmental protection [2,3,4,5] or depletion of fossil fuels, and because of extended urban district heating in Poland it is necessary to: amend many regulations and develop modernisation guidelines for buildings. These conclusions are consistent with the European Commission decisions contained in the new climate package and the European directives that oblige Poland to use 15% primary energy from renewable sources by 2020.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Marian KWIETNIEWSKI[1],
Politechnika Warszawska,

EKSPLOATACYJNA OCENA AWARYJNOŚCI PRZEWODÓW ZASILAJĄCYCH BUDYNKI W WODĘ

STRESZCZENIE

Obecnie sieci wodociągowe buduje się głównie z tworzyw sztucznych (PE, PVC), a przyłącza z PE. Jednakże w strukturze wodociągów nadal dominują tradycyjne materiały, w sieciach zewnętrznych stal i żeliwo szare, zaś w przyłączach stal. Dane do oceny awaryjności sieci wodociągowych i przyłączy uzyskano na podstawie badań eksploatacyjnych niezawodności. Zastosowano jednoparametryczną metodę oceny niezawodności/zawodności przewodów wodociągowych z wykorzystaniem jednostkowej intensywności uszkodzeń. Z przeprowadzonych badań wynika, że awaryjność przyłączy jest średnio ok. 2,5 razy wyższa niż sieci wodociągowych.

SŁOWA KLUCZOWE: niezawodność, awaryjność, sieci wodociągowe, przyłącza wodociągowe, infrastruktura techniczna

1. WPROWADZENIE

Poza siecią wodociągową, którą tworzą przewody magistralne i rozdzielcze, ważnym elementem w systemie dostawy wody do odbiorców są przyłącza wodociągowe. Zgodnie z Ustawą [1], przyłącze jest definiowane jako odcinek przewodu łączącego sieć wodociągową z instalacją wewnętrzną w nieruchomości odbiorcy usług wraz z zaworem za wodomierzem głównym.

W Polsce eksploatowanych było w 2010 r 272,9 tys. km sieci wodociągowych w tym, 61 tys. km w miastach i 211,9 tys km. w ośrodkach wiejskich. Sieci te zaopatrują w wodę 33,4 mln. mieszkańców tj. 87,5% wszystkich mieszkańców kraju w tym, 95,3% zamieszkujących w miastach i 75,2 % w ośrodkach wiejskich [2].

Z ostatnich badań wynika, że przyłącza wodociągowe stanowią średnio ok. 30% długości sieci, a w analizowanych systemach wodociągowych ich udziały zawierają się w granicach od 10 do 80%.

Na awaryjność, a w konsekwencji stan techniczny infrastruktury wodociągowej ma wpływ wiele czynników [3 – 8]. Poza materiałem i wiekiem, szczególny wpływ na awaryjność ma funkcja przewodu, wg której dzieli się je na tranzytowe, magistralne, rozdzielcze i przyłacza wodociągowe. Najbardziej dynamicznymi warunkami pracy charakteryzują się przyłącza wodociągowe, gdzie przepływy zmieniają się w granicach

[1] marian.kwietniewski@is.pw.edu.pl

500 – 600%. Często także woda stagnuje w tych przewodach co jest zjawiskiem niezwykle niekorzystnym ze względu na pogorszenie jej jakości, a tym samym negatywne oddziaływanie na rury i połączenia. Skutkiem tego są procesy korozji elektrochemicznej i mikrobiologicznej niszczącej rurociągi.

Szczegółowy opis stanu badań niezawodności infrastruktury wodociągowej w Polsce przedstawia raport naukowy [6] i częściowo referat [9]. W niniejszym artykule skoncentrowano się na pokazaniu wpływu funkcji przewodów na ich awaryjność na podstawie ostatnich badań wodociągów krajowych.

2. STRUKTURA MATERIAŁOWA I WIEKOWA SIECI I PRZYŁĄCZY WODOCIĄGOWYCH

Do budowy przewodów wodociągowych stosuje się obecnie przede wszystkim polietylen (PE) i polichlorek winylu (PVC) oraz w mniejszym stopniu żeliwo sferoidalne. W odnowie sieci (renowacja, rekonstrukcja, wymiana) wykorzystuje się głównie PE i częściowo żeliwo sferoidalne. Ostatnie badania pokazują jednak (tab. 1) , że w sieciach wodociągowych nadal dominują tradycyjne materiały.

Tablica 1. Struktura materiałowa (%) badanych sieci i przyłączy wodociągowych w 2008r. [10]

Materiał	Sieci wodociągowe	Przyłącza wodociągowe
Polietylen (PE)	15,1	44,1
Stal	12,7	38,1
Żeliwo szare	36,9	9,2
Polichlorek Vinylu (PVC)	27,3	4,6
Żeliwo sferoidalne	3,3	1,7
Ołów	-	1,0
Azbestocement	4,4	0,8
Polipropylen (PP)	-	0,6
Inne (GRP, żelbet, ołów, beton)	0,3	-
	100	100

Żeliwo szare i stal miały w roku 2008 w sumie blisko 50% udziału w badanych sieciach. Warto jednocześnie zauważyć, że znaczy udział mają już przewody wykonane z PVC (27,3% długości badanych sieci) i PE (15,1%).

W przypadku przyłączy wodociągowych zdecydowanie dominuje polietylen jako materiał najchętniej stosowany (44,1% długości badanych przewodów).

Tendencje w zakresie stosowania nowych materiałów do budowy sieci i przyłączy wodociągowych obserwowane w Polsce są podobne do tych, które występują w wielu krajach zachodnich. Jedyną różnicą jest większe wykorzystanie w tych krajach żeliwa sferoidalnego do budowy wodociągów. Przykładem może być system wodociągowy w dużym regionie francuskim, obsługującym ok. 12,3 mln. mieszkańców. W systemie tym przewody wykonane z żeliwa szarego stanowią 26,5%, a z PVC 27,8% długości sieci natomiast przyłącza wodociągowe są wykonane w 81% z PE [10].

Na podstawie ostatnich badań przeprowadzonych na 90 systemach wodociągowych i kanalizacyjnych w Polsce można stwierdzić, że przewody starsze niż 50 lat stanowią ok. 16% badanych sieci. Wskazuje to na dużą poprawę stanu technicznego sieci w porównaniu z okresem sprzed 2000 roku [11] kiedy rejestrowano ponad 50% przewodów starszych niż 50 lat.

3. BADANIA EKSPLOATACYJNE NIEZAWODNOŚCI INFRASTRUKTURY WODOCIĄGOWEJ

Informacje o awaryjności infrastruktury wodociągowej czerpiemy głównie z tzw. eksploatacyjnych badań niezawodności, które są prowadzone w naturalnych warunkach funkcjonowania i eksploatacji obiektów tej infrastruktury. Badania tego typu są wykonywane regularnie w Zakładzie Zaopatrzenia w Wodę i Odprowadzania Ścieków na Wydziale Inżynierii Środowiska Politechniki Warszawskiej od ponad 35 lat. Ich zasadniczym celem jest poszukiwanie sposobów podwyższenia niezawodności systemów zaopatrzenia w wodę.

Obiekty infrastruktury wodociągowej należą do grupy obiektów odnawialnych, dla których stosuje się model dwustanowy (praca – uszkodzenie/odnowa) z odnową niezerową. Do oceny ich niezawodności wykorzystuje się na ogół metody jedno lub dwuparametryczne, w których przyjmowane są założenia o niezależności czasów pracy i czasów odnowy oraz jednakowych rozkładach prawdopodobieństwa tych czasów. W prezentowanych badaniach zastosowano jednoparametryczną metodę oceny niezawodności obiektów infrastruktury wodociągowej. W tym celu wykorzystuje się parametr intensywności uszkodzeń $\lambda(t)$, który przy założeniu, że strumień uszkodzeń jest strumieniem Poissona, przyjmuje wartość stałą w zadanym przedziale czasu. W celach praktycznych posługujemy się estymatorem jednostkowej intensywności uszkodzeń. Wartość średnią tego estymatora szacuje się na podstawie danych z eksploatacji, korzystając ze wzoru [12, 13]:

$$\lambda(\Delta t) = \frac{n(\Delta t)}{L \cdot \Delta t} \tag{1}$$

gdzie: $\lambda(\Delta t)$ – jednostkowa intensywność uszkodzeń;
uszk/(km rok) lub uszk/(km 10 lat) lub uszk/(10 km rok)
L – długość badanych przewodów w przedziale czasu Δt (średnia w tym przedziale), km
Δt –rozpatrywany przedział czasu, lata.

Taka postać wskaźnika jest zrozumiała również dla praktyków. Im mniejsza intensywność uszkodzeń (mniejsza awaryjność) tym oczywiście wyższa niezawodność i odwrotnie

W celu ułatwienia analizy porównanwczej i oceny awaryjności różnych obiektów wodociągowej infrastruktury technicznej można wykorzystać propozycje wartości intensywności uszkodzeń wynikające z wieloletnich badań (tab. 2). Graniczne wartości tego parametru mogą być pomocna przy wstępnej ocenie stanu technicznego obiektów w procedurach podejmowania decyzji o ich odnowie.

Tablica 2.Propozycje klasyfikacji przewodów wodociągowych pod względem awaryjności/niezawodności [9, 10]

Kategoria awaryjności/niezawodności	Intensywność uszkodzeń [uszk/km*rok]
A. Niska awaryjność = wysoka niezawodność	$\lambda_A \leq 0,1$
B. Średnia awaryjność/niezawodność	$0,1 < \lambda_B \leq 0,5$
C. Wysoka awaryjność = niska niezawodność	$\lambda_C > 0,5$

4. OCENA AWARYJNOŚCI SIECI I PRZYŁĄCZY WODOCIĄGOWYCH

Prezentowane wartości intensywności uszkodzeń odnoszą się do infrastruktury wodociągowej funkcjonującej poza terenami objętymi eksploatacją górniczą, która dominuje w Polsce (tab. 3). Wyniki te zilustrowano ponadto przykładami z systemu wodociągowego miasta średniej wielkości badanego w ostatnim roku (tab. 4).

Tablica 3 Intensywność uszkodzeń λ (uszk./km·rok) sieci i przyłączy wodociągowych badanych w latach 2005-2008, funkcjonujących poza terenami eksploatacji górniczej [10]

2005	2006	2007	2008	2005-2008 średnio
Sieci wodociągowe				
0,38	0,37	0,36	0,32	0,36
Przyłącza wodociągowe				
1,01	1,01	0,88	0,86	0,94

Tablica 4 Intensywność uszkodzeń λ (uszk/km rok) sieci i przyłączy wodociągowych w mieście liczącym ok. 50000 mieszkańców

Obiekt	λ min	λ śr	λ maks
Sieć	0,172	0,278	0,443
Przyłacza	0,530	1,126	1,525

Wyniki przedstawione w tablicy 3 pokazują, iż zawodność przyłączy wyrażona wskaźnikiem intensywności uszkodzeń jest średnio ok. 2,5 razy wyższa niż sieci wodociągowych. Dalsze badania potwierdzają, iż relacja ta nie zależy od materiału z jakiego wykonane są przewody.

Można zauważyć także, iż w obu przypadkach awaryjność się zmniejsza w analizowanym okresie badań. Ta tendencja spadkowa może generalnie być związana ze stosowaniem w ostatnich latach coraz lepszych rozwiązań materiałowych, wyższej jakości wykonawstwa oraz skuteczniejszej kontroli robót.

Odnosząc otrzymane z badań intensywności uszkodzeń sieci i przyłączy wodociągowych do proponowanych kryterialnych wartości tego wskaźnika (tab 3) należy stwierdzić, że:

- sieci wodociągowe kwalifikują się do kategorii obiektów o średniej awaryjności
- przyłacza wodociągowe należy zaliczyć do kategorii wysokiej awaryjności (niskiej niezawodności) obiektów.

5. WNIOSKI

Na podstawie ostatnich badań sieci i przyłaczy wodociągowych funkcjonujących w kraju można sformułować następujące ogólne wnioski:

1. Awaryjność przyłączy, które zasilają bezpośrednio budynki w wodę jest ok. 2,5 razy wyższa niż sieci wodociągowych doprowadzających wodę do tych przyłączy
2. Przyłacza wodociągowe należą do kategorii obiektów o wysokiej awaryjności (niskiej niezawodności) przy jednostkowej intensywności uszkodzeń przekraczającej ponad dwukrotnie wartość graniczną 0,5 uszk/km rok
3. Sieci wodociągowe można zakwalifikować do kategorii obiektów o średniej awaryjności (niezawodności) przy wartości intensywności uszkodzeń mieszczącej się w granicach od 0,1 do 0,5 uszk/km rok.

Praca naukowa finansowana ze środków Narodowego Centrum Badań i Rozwoju w ramach projektu rozwojowego Nr N R14 0006 10 nt. „Opracowanie kompleksowej metody oceny niezawodności i bezpieczeństwa dostawy wody do odbiorców" w latach 2010-1013.

Piśmiennictwo

[1] Ustawa z dnia 7 czerwca 2001 r. o zbiorowym zaopatrzeniu w wodę i zbiorowym odprowadzania ścieków (Dz. U. Nr 72, poz. 747 z późn. zm.- tekst jednolity Dz. U. Nr 123, poz. 858 z 2006 r.)
[2] Infrastruktura komunalna w 2010r., GUS
[3] Hotloś H.: Wpływ czasu eksploatacji i wysokości ciśnienia w sieci wodociągowej wybranego rejonu Wrocławia na uszkadzalność przewodów żeliwnych. GWiTS, nr. 4/1999, s. 129-132
[4] Kusak M., Kwietniewski M., Sudoł M.: Wpływ różnych czynników na uszkadzalność przewodów sieci wodociągowych w świetle eksploatacyjnych badań niezawodności. GWiTS nr 10/2002 ss. 366 – 371
[5] Michael, G. and Zhang, J. Simplified GIS for Water Pipeline Management. *Pipelines 2009, ASCE*, San Diego, Ca
[6] Kwietniewski M., Rak J.: Niezawodność infrastruktury wodociągowej i kanalizacyjnej w Polsce. Warszawa, KILiW IPPT PAN, 2010.
[7] Piechurski F.: Przyczyny i ocena awaryjności rozdzielczej sieci wodociągowej. Rynek Instalacyjny nr. 5/1999, s. 11 – 17
[8] Zuber T., 1999: Wpływ eksploatacji górniczej na uszkadzalność sieci wodociągowych i kanalizacyjnych na obszarze wybranych miast Sląska". GWiTS, nr 6/1999 s. 207-213.
[9] Kwietniewski M.: Awaryjność infrastruktury wodociągowej i kanalizacyjnej w Polsce w świetle badań eksploatacyjnych. Konf. Awarie Budowlane. Szczecin 2011, ZUT, Tom I. ss. 127-141.
[10] Kwietniewski M. (Red.), Tłoczek M.(Red.), Wysocki L. (Red.): Zasady doboru rozwiązań materiałowo-konstrukcyjnych do budowy przewodów wodociągowych. Bygdoszcz, Izba Gospodarcza „Wodociągi Polskie", 2011
[11] Dohnalik P., Jędrzejewski A: Efektywna eksploatacja wodociągów. Kraków, LEMtech Konsulting sp. z o.o., 2004
[12] Kwietniewski M., Roman M., Kłoss-Trębaczkiewicz H.: Niezawodność wodociągów i kanalizacji. Warszawa, Arkady, 1993.
[13] Wieczysty A.: Niezawodność systemów wodociągowych i kanalizacyjnych. Kraków. Wyd. PK. 1990
[14] Madryas C.: Zawodność funkcjonowania sieci uzbrojenia podziemnego jako kryterium oceny rozwiązań. GWiTS, nr 1/1983, s.19-20

OPERATIONAL RELIABILITY ASSESSMENT OF PIPES SUPPLYING BUILDINGS WITH WATER

Summary

It was found that the majority of Polish water infrastructure is at present constructed from artificial materials (PE, PVC). Service connections are constructed from PE. But most part of networks are made from old materials (steel, cast iron) and service connections from steel. Basic data for unreliability assessment of water networks and service connections comes from reliability field tests. One-parameter method of reliability assessment has been

applied. Unit intensity failures [failures/km year] was used for pipeline reliability/unreliability assessment. According to the present reliability test results unreliability of service connections is ca. 2,5 times higher than unreliability of the water networks.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Aleksander PANEK [1]
Politechnika Warszawska

WIARYGODNOŚĆ OCEN BUDYNKÓW

STRESZCZENIE

Praca przedstawia rozważania na temat współczesnych metod oceny zgodności budynku z wymaganiami zrównoważonego rozwoju. Prezentuje wytyczne strukturyzacji takich metod, a także rozważania na temat wad i zalet adaptacji istniejących systemów oceny do warunków polskich.

SŁOWA KLUCZOWE: ocena budynków, budynki spełniające wymogi rozwoju zrównoważonego

1. WPROWADZENIE

W ostatnich latach nasila się kampania informacyjna i organizowane są przedsięwzięcia promujące budownictwo przyjazne środowisku. Można spotkać doniesienia o tym, że konkretny obiekt uzyskał bardzo dobrą ocenę wg systemu LEED, BREEAM, DGNB lub innych podobnych. Organizowane są kursy i seminaria dla tych którzy zechcieliby nabyć umiejętności wykonywania takich ocen. W prasie fachowej, a również na Konferencji Krynickiej od kilku lat ukazują się artykuły dotyczące różnorakich aspektów metod oceny np.[1]. Problemy ocen są na tyle rozwinięte, że następuje ich komercjalizacja. W niniejszym artykule przedstawimy problemy związane z tym faktem, m.in. zagadnienia obejmujące wiarygodność oceny i odpowiedzialność zarówno zlecającego jak i wykonującego takie oceny. Warto przed zleceniem oceny zdawać sobie sprawę co do ewentualnych korzyści z niej wynikających, jakości informacji którą możemy uzyskać i wreszcie z kosztów realizacji budynku, nie wspominając o kosztach oceny.

Oprócz wymienionych systemów oceny zintegrowanej budynków, które zostały opracowane BREEAM w Wielkiej Brytanii (1990), LEED w USA (1998) i DGNB w Niemczech w(2008) istnieje szereg innych rozwijanych w różnych krajach [2]. Przegląd struktury tych systemów umożliwia identyfikacje przyjętych strategii strukturyzowania procesu oceny i identyfikację zalet i wad związanych z tymi strategiami. Na przykład, wskaźniki rezultatów oceny mogą być przestawione jako stosunek jakości usług budynku do wynikających z nich obciążeń środowiskowych (w szczególności CASBEE), mogą dotyczyć różnych faz cyklu życia budynku (np. projektowanie, budowa lub faza użytkowania), realizować różną skalę oceny (budynek, działka, otoczenie), odnosić się do paradygmatu

[1] aleksander.panek@is.pw.edu.pl

zrównoważonego rozwoju (ekonomii, środowiska i społeczeństwa), dotyczyć samego obiektu (cechy techniczne budynku) lub procesu (np. kompletacji, budowy lub zarządzania).

Wskaźniki środowiskowe są zwykle zorganizowane według wpływu na środowisko (np. zmiany klimatyczne, wyczerpywanie zasobów) lub obciążeń środowiskowych (np. dobór materiałów, zużycie energii i wody). Ponadto, wskaźniki dotyczące jakości funkcjonalnej jak zdrowie i komfort, są często zgrupowane w odrębnej (pod) kategorii, tak, że wyniki te są wyraźnie widoczne na etapie oceny pół-zagregowanej. Z drugiej strony, aspekty techniczne nie są elementami oceny, gdyż zakłada się że muszą zostać spełnione wymagania prawne. Wreszcie, tylko ograniczona liczba systemów obejmuje wymiar ekonomiczny.

Problem doboru ogólnej struktury oceny powinien być związany z definicją jej celów, a zestaw kryteriów dopasowywany tak aby te cele zostały osiągnięte . Dobór struktury do celu głównego oceny w literaturze metodologii ocen nosi nazwę podejścia top down, w odróżnieniu od systemów ocen będących zbiorem cech które po prostu potrafimy ocenić lub które są istotne z innych powodów, a które noszą nazwę bottom up.

2. PRACE NORMALIZACYJNE ISO i CEN

Trzeba przy tym podkreślić ewolucję głównego celu ocen od oddziaływania na środowisko (metody z lat 1990-2000) po zgodność z wymaganiami zrównoważonego rozwoju (metody współczesne). Ma to istotny wpływ na strukturę oceny i sposób komunikacji jej wyników.

Metodologiczne problemy dobierania struktur ocen są wieloaspektowe i są przedmiotem norm ISO i CEN jak i w dalszym ciągu tematem prac komitetów normalizacyjnych.

We wrześniu 2002 roku powstał podkomitet ISO TC59 SC17 (Sustainability In buildings, w ramach którego przygotowano następujące dokumenty normalizacyjne: normę ISO 15392:2008 Budynki spełniające wymagania rozwoju zrównoważonego – Zasady ogólne; specyfikację techniczną ISO/TS 21929-1:2006 Wskaźniki zrównoważonego rozwoju – część I – zasady tworzenia wskaźników dla budynków; normę 21930 Deklaracje środowiskowe wyrobów budowlanych; specyfikację techniczną 2193-1:2006 pn. Ramowy zakres oceny charakterystyki środowiskowej robót budowlanych – część I – budynki; w trakcie prac są zagadnienia odnoszące się do robót infrastrukturalnych [1].

W 2005 roku został utworzony Komitet Techniczny CEN/TC 350 „Zrównoważone budownictwo" („Sustainability of construction Works"), który prowadzi prace nad normami związanymi ze zrównoważonym budownictwem na poziomie europejskim. Od 2008 r. w Polskim Komitecie Normalizacyjnym funkcjonuje lustrzany w stosunku do CEN/TC 350 Komitet Techniczny PKN/KT 307, z sekretariatem w Instytucie Techniki Budowlanej.

Opracowywane przez CEN/TC 350 normy dotyczą dwóch nowych pozatechnicznych obszarów związanych z koncepcją zrównoważonego budownictwa: użytkowych właściwości społecznych i właściwości ekonomicznych.

Prace TC 350 i jego polskiego odpowiednika KT 307 zostały szczegółowo opisane w [3].

Ogólnie, zagadnienia oceny dotyczą różnych działań i podmiotów i mogą być wykonywane na potrzeby np. zarządzania – ISO 9000, zarządzania środowiskowego ISO – 14000 lub deklaracji spełnienia odpowiednich wymagań.

3. EUROPEJSKI SYSTEM OCENY

Prace normalizacyjne podejmowane są najczęściej w przypadku konieczność zebrania i uporządkowania stanu wiedzy w danej dziedzinie. W przypadku gdy stan wiedzy jest niezamknięty to podejmowanie prac normalizacyjnych ma charakter stymulowania kierunków

i zakresu badań. Ta sytuacja ma miejsce w zagadnieniach oceny zgodności budynków z wymaganiami zrównoważonego rozwoju. Prace normalizacyjne dotyczą ustanowienia zakresu analiz, a w przypadku normalizacji CEN dodatkowo wskazują preferowane metody oceny danej cechy budynku. W związku z faktem istnienia wielu systemów oceny podjęto wysiłki (m.in. projekt LENSE, projekt SuperBuildings, Sustainable Building Alliance, SBTool – opisy projektów dostępne w Internecie) mające na celu zaproponowanie systemu oceny, który byłby uniwersalny i mógłby zostać wykorzystany po zaadaptowaniu do krajowych kontekstów. Koncepcja opracowania wspólnego systemu oceny związana jest z próbą porównania zgodności z wymaganiami zrównoważonego rozwoju budynków wznoszonych w różnych krajach. W ramach wymienionych projektów poszukiwano kompromisów co do struktury oceny przy czym cel oceny był zdefiniowany jako zgodność z wymaganiami zrównoważonego rozwoju.

Podstawowymi filarami zrównoważonego rozwoju są środowisko, ekonomia i społeczeństwo – w literaturze podział ten nazwano zakresem rozważań oceny zrównoważonego rozwoju. Podział zagadnień oceny charakteryzują wartości i ich stabilność. "Wartość" jest to wartość merytoryczna zasobu lub podmiotu. Stabilność oznacza zapewnienie, że te wartości utrzymają się długoterminowo. Np. w zakresie Środowiska wartość to np. wartość zasobu, a stabilność zasobu to możliwość jego eksploatacji przez dłuższy okres. Ocena każdego z wymienionych zakresów jest oceną celu ostatecznego (end point) czyli w przypadku Środowiska oceną jego stanu. Zgodnie z rozważaniami [4] łatwiejsze do oceny ze względu na dostępność i dokładność danych są cele pośrednie (mid points), które definiuje się dla Środowiska jako obszary chronione (areas of protection). Na przykładzie zasobów oznacza to, że nie szacujemy uszczuplenia zasobów tylko określamy ile zasobów wykorzystujemy w budynku.

4. WIARYGODNOŚĆ ISTNIEJĄCYCH OCEN

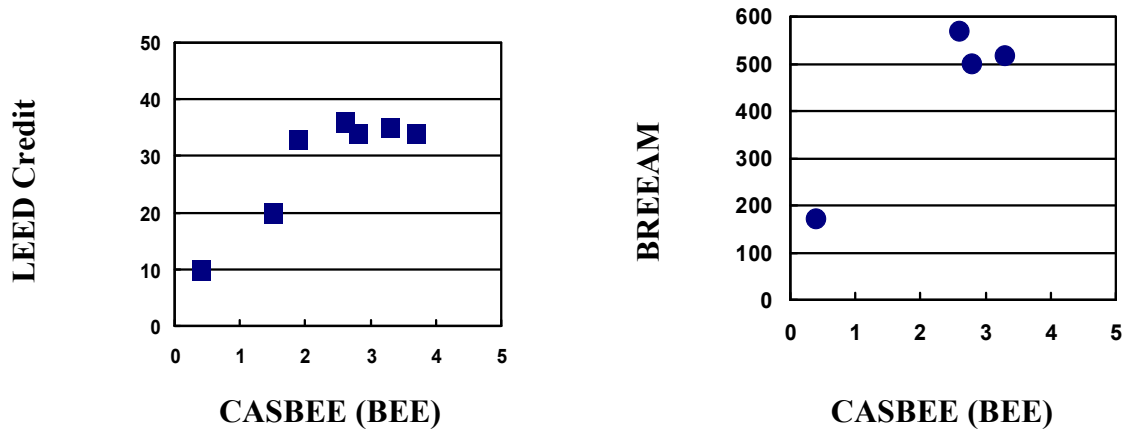
Rozważania dotychczasowe wskazują, że problematyka ocen zrównoważonego rozwoju jest przedmiotem prac badawczych i dyskusji [5]. W większości krajów oceny te mają charakter badawczy. Jednak istnieje pewna grupa metod które oferowane są na rynku na zasadach komercyjnych i to poza krajami w których zostały opracowane. Są to m.in. systemy LEED i BREEAM, które poddano globalizacji czyli wg zapewnień organizacji nimi zarządzających mogą zostać zaadoptowane do warunków dowolnego kraju. Adaptacja ta polega m. in. na podaniu zagregowanych danych (BREEAM) dotyczących tzw. mixu energetycznego lub wskaźników emisyjności zaczerpniętych z krajowych opracowań statystycznych. W wielu krajach, w tym w Polsce dane takie są osiągalne dla całej gospodarki lub zagregowanych sektorów. W konkretnym przypadku można wykorzystać dane dotyczące emisji od lokalnego dostawcy energii, ale tylko dla źródeł które podlegają uzyskaniu pozwolenia na wprowadzanie gazów lub pyłów do powietrza, w przeciwnym razie dane takie należy oszacować korzystając z dokumentacji technicznej urządzeń. Szacunki emisji wykonywane nawet przez specjalistów wymagają przyjęcia założeń ramowych, a dodatkowo muszą brać pod uwagę lokalne uwarunkowania technologiczne. Mix energetyczny jest również istotny z punktu widzenia wyboru technologii np. w warunkach polskich pompa ciepła wykorzystuje tyle energii pierwotnej co kocioł gazowy, a jest od niego inwestycyjnie droższa. Związane jest to z tym, ze współczynnik nakładu energii pierwotnej dla produkcji elektryczności w Polsce wynosi 3 (95% energii elektrycznej produkujemy z węgla). W Szwajcarii ten współczynnik wynosi ok. 1,5 co sprawia, że energia pierwotna zużywana przez pompę ciepła jest dwukrotnie mniejsza niż w przypadku kotła opalanego gazem. Lokalne uwarunkowania energetyczne mają zatem wpływ na wybór rozwiązań

technologicznych w budynkach, a w systemach oceny energia pierwotna jest często używanym wskaźnikiem.

Wynika stąd również, że przykładowe najlepsze praktyki z jednego kraju mogą nimi nie być w innym miejscu, a te najlepsze praktyki zawarte są w tzw. wartościach referencyjnych. Uwzględnienie tylko tego faktu wymaga zatem przemodelowania wartości odniesienia wewnątrz ocen. Chociaż w przypadku LEED wartości odniesienia są na tyle elastyczne, że budynek o przeszklonej fasadzie może zostać uznany za energooszczędny!!

Energia w okresie eksploatacji i związane z nią emisje to tylko jeden z wielu przykładów trudności w adaptacji systemów oceny. Kolejnym jest oszacowanie energii skumulowanej w materiałach, wyrobach i procesach eksploatacji budynku. W Wielkiej Brytanii problem ten rozwiązano poprzez opublikowanie metody określania tzw. profili środowiskowych [6]. Następnie stworzono bazę danych materiałów i wyrobów budowlanych ENVEST2 [7] do której każdy producent mógł zgłaszać swój wyrób (deklarację środowiskową). W ten sposób umieszczono w bazie ponad 10 tysięcy wyrobów (deklaracji środowiskowych). Korzystając z tych danych można opracować profil środowiskowy budynku. Całe przedsięwzięcie trwało 10 lat i było finansowane z budżetu na badania naukowe. Dlatego oszacowanie energii skumulowanej w przypadku Wielkiej Brytanii jest proste. W Polsce mamy dosłownie kilka deklaracji środowiskowych opracowanych dla naszych wyrobów, szacunki energii skumulowanej są w naszym przypadku obarczone duża niepewnością. Argument podnoszony przez organizacje zarządzające ocenami jest taki, że można wykorzystać dostępne bazy danych energii skumulowanej opracowane w innych krajach i jeśli będziemy robić to konsekwentnie to wtedy otrzymamy ocenę względną. Problem w tym, że energia pierwotna (a taką najczęściej używa się w tych bazach) zależy od wzmiankowanego mixu energetycznego, a to z kolei może prowadzić do błędnych rekomendacji technologicznych.

Jest jeszcze jeden powód dla którego wykonywanie ocen metodami BREEAM lub LEED jest obarczone niepewnością jest to sprawa wag wskaźników. Otóż wagi te są określane przez ekspertów z krajów pochodzenia metody. Odzwierciedlają wiedzę ekspercką i postrzeganie głównych elementów z zakresu rozważań. Na przykład w krajach w których woda pitna jest trudno dostępna, wskaźnik zużycie wody będzie miał przyporządkowaną wysoką wagę, w krajach posiadających duże jej zasoby odwrotnie. Oba systemy oceny mają predefiniowane wagi, nawet jeśli uda się je zmienić to nie wiemy jaki będzie to miało wpływ na ostateczną ocenę.



Rys. 1 Porównanie ocen tych samych budynków: CASBEE, LEED i BREEAM

Oba przytoczone systemy powstały w latach 90 tych. Wtedy priorytetem oceny było oddziaływanie na środowisko. Od tego czasu problematyka ocen, a także prace

normalizacyjne rozszerzyły zakres o pozostałe elementy zrównoważonego rozwoju. Mimo, że LEED i BREEAM były w tym okresie kilka razy uaktualniane to środowisko jest w dalszym ciągu głównym celem oceny. Struktura LEED jest bardzo podobna do BREEAM sześć z ośmiu kategorii oceny LEED odpowiada kategoriom BREEAM z niewielkimi zmianami nazw. Oba systemy maja jeden poziom kategorii oceny co wyróżnia je od najnowszych propozycji ocen. Różnic jest jeszcze kilka np. w LEED istnieje kategoria oceny *Różnice regionalne* która umożliwia otrzymanie dodatkowych punktów jeśli wskaże się wskaźnik spośród predefiniowanych w LEED, który może mieć specjalne znaczenia dla regionu, ale nie ma możliwości zdefiniowania własnego wskaźnika.

Różnice pomiędzy ocenami można zauważyć analizując wyniki oceny wykonane dla budynków zlokalizowanych w Japonii trzema metodami LEED, BREEAM i CASBEE. Z rysunku 1 wynika, że oceny wykonane różnymi metodami są rozbieżne. A zatem co tak naprawdę mierzymy wykonując ocenę, jaki jest cel takich ocen, czy ich wykonanie przyczyni się do poprawy jakość budynków i przyczyni się do spełnienia wymagań rozwoju zrównoważonego? Jak wiarygodne są takie oceny?

5. PODSUMOWANIE

Agresywna polityka marketingowa organizacji zarządzających systemami LEED i BREEAM sprawia, że coraz więcej budynków jest ocenianych z ich udziałem. Wynika to nie tyle z potrzeb rynku ile z polityki funduszy inwestycyjnych finansujących inwestycje budowlane. Prowadzone są szkolenia których absolwenci nabywają po tygodniowym kursie i zaliczeniu uprawnienia do wykonywania ocen i tytuł Certyfikowanego Asesora. Oceny mają rozległy dyscyplinarny zakres i wymagają pracy zespołu specjalistów, asesor pełni raczej rolę ko-ordynatora niż wykonawcy oceny. Osobną sprawą jest niemały koszt wykonania oceny. W wymienionych przypadkach można zadać pytanie, czy taki wydatek jest uzasadniony i co w zamian dostaje zleceniodawca. Wydaje się że w naszym przypadku jest to działalność promocyjna. Choć decyzja o wykonaniu oceny na etapie projektowania może zwrócić uwagę projektanta na ważne, a w standardowej praktyce, pomijane aspekty budynku. Systemy ocen można potraktować jako listę problemów na które należy zwrócić uwagę podczas projektowania, budowy, eksploatacji czy rozbiórki budynku.

Istnieją też ogólnie dostępne systemy ocen np. opracowany w ITB EKO ITB lub E-STEP opracowany na Politechnice Warszawskiej. System SBTool można ściągnąć ze strony www.iisbe.org jest pomyślany jako system adaptowalny do kontekstu dowolnego kraju.

Wszystkich zainteresowanych dodatkowymi informacjami na temat odpowiedzialności wykonywania ocen odsyłamy do artykułu [8], w którym opisywany jest przypadek ocenionego LEED budynku, który okazał się nie tak dobrym jak stanowiła ocena.

Piśmiennictwo

[1] Panek A., Sowa J., Zintegrowana Ocena Budynków, 54 Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB, KRYNICA 2008 r.

[2] Panek A., Holistyczna metoda oceny oddziaływania obiektów budowlanych na środowisko naturalne uwzględniająca zasady zrównoważonego rozwoju, Raport projektu 5 T07G00722, Warszawa 2005.

[3] Czarnecki L., Kaproń M., Definiowanie zrównoważonego budownictwa , Materiały budowlane, 1(nr 449) i 2(nr 450) /2010

[4] Sustainability and Performance Assessment and Benchmarking of Buildings (Sperbuildings), Concept and Framework, Final Report, Projekt VII Programu Ramowego, http://cic.vtt.fi/superbuildings/node/2
[5] Czarnecki L., Kaproń M.: Sustainable Construction as a Research Area, International Journal of the Society of Materials Engineering for Resources. Vol. 17, No. 2, Sept. 2010
[6] Methodology for environemtal profiles of construction products, http://www.bre.co.uk/filelibrary/greenguide/PDF/Environmental_Profiles_Methodology_2007_-_Draft.pdf
[7] ENVEST2 (http://envest2.bre.co.uk/)
[8] Gifford H., Lepsza metoda oceny budynków energooszczędnych, Energia i Budynek, nr 12(43) 2010

CREDIBILITY OF BUILDINGS ASSESSMENT

Summary

The article describes development of sustainability assessment systems and normalisation initiatives undertaken by ISO and CEN. Guidelines for structuring assessment systems, and considerations on strengths and weaknesses of adaptation of the existing systems to Polish conditions are presented.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Michał PIASECKI[1]
Instytut Techniki Budowlanej

PROCES HARMONIZACJI METOD OCENY BUDYNKU ZRÓWNOWAŻONEGO

STRESZCZENIE

Liczne działania przedstawione w artykule, podejmowane w ostatnim czasie zarówno w Unii Europejskiej, jak i w kraju, wskazują na coraz większe zrozumienie potrzeby uwzględniania oddziaływania budynków na środowisko w wymiarze praktycznym, a także konieczność ich szerszej komunikacji oraz merytorycznej dyskusji. Proces harmonizacji wymagań w zakresie spełnienia wymagań dla zrównoważonego budownictwa będzie ważnym elementem kształtującym rynek budowlany w najbliższych latach.

SŁOWA KLUCZOWE: zrównoważone budynki, CEN 350, PKN KT 307, LCA, SBA, ECO, GPP

1. WSTĘP

Zróżnicowanie nowych aspektów i wyzwań w budownictwie sprawia, że podejmowane decyzje w procesie budowlanym powinny być wynikiem analizy wielu kryteriów, stwarzając potrzebę wypracowania spójnego podejścia. Określenie kryteriów i zasad nowoczesnego budownictwa tzw. zrównoważonego jest nowym obszarem badawczym wymagającym harmonizacji [1]. Kluczową zasadą jaka powinna być wdrożona w sposób uzasadniony do przepisów technicznych oraz praktyki jest, że każdy budynek powinien być zaprojektowany, wzniesiony, użytkowany i rozebrany zgodnie z zasadami zmniejszonego oddziaływania na środowisko, zapewnienia właściwości użytkowych i komfortu dla użytkowników oraz zapewnienia efektywności ekonomicznej. Wymienione aspekty budynku zrównoważonego mogą i powinny podlegać procesowi oceny, a sam proces oceny powinien zostać ujednolicony, znormalizowany i opisany za pomocą kryteriów ilościowych. Projektowane zmiany przepisów i norm umożliwią uwzględnienie zasad zrównoważonego budownictwa w praktyce.

2. ROZPORZĄDZENIE CPR

Harmonizacja europejska w dziedzinie budownictwa m.in. dotyczy obecnie wymagań technicznych stawianych wyrobom budowlanym, które powinny umożliwić budynkom spełnienie przepisów państw członkowskich. Wymagania te zgodnie z dyrektywą budowlaną obejmowały dotychczas sześć obszarów będących przedmiotem regulacji w państwach członkowskich UE:

[1] m.piasecki@itb.pl

nośność i stateczność, bezpieczeństwo pożarowe, higiena, zdrowie, środowisko, bezpieczeństwo użytkowania, ochrona przed hałasem, oszczędność energii i izolacyjność termiczna [4]. Wdrażane zmiany regulacji europejskich w zakresie sposobu wprowadzania wyrobów budowlanych na rynek (Rozporządzenie Parlamentu Europejskiego i Rady (UE) Nr 305/2011 z dnia 9 marca 2011 r.) przewidują szersze uwzględnienie kryteriów zrównoważonego rozwoju, m.in. w wyniku zmian i uzupełnień wprowadzonych w wymaganiu podstawowym nr 3, które mówi, że budynki nie powinny być źródłem zanieczyszczeń mających wpływ na człowieka. Obejmuje ono obecnie wymagania dotyczące pełnego cyklu życia obiektów budowlanych, uwzględnia minimalizację wpływu na zmiany klimatu. W rozporządzeniu zawarto także dodatkowe siódme wymaganie podstawowe mówiące o zrównoważonym wykorzystaniu zasobów naturalnych. Obiekty budowlane muszą być zaprojektowane, wykonane i rozebrane w taki sposób, aby wykorzystanie zasobów naturalnych było zrównoważone i zapewniało: recycling obiektów budowlanych oraz wchodzących w ich skład materiałów, trwałość obiektów budowlanych; wykorzystanie w obiektach budowlanych przyjaznych środowisku surowców i materiałów wtórnych. W najbliższych latach czeka nas proces implementacji nowego wymagania do przepisów krajowych. Instrumentem wspierającym wdrożenie nowych wymagań jest normalizacja budownictwa zrównoważonego.

3. NORMALIZACJA ZRÓWNOWAŻONEGO BUDOWNICTWA

Podstawą prac harmonizacyjnych nad metodami oceny budynków w zakresie spełnienia wymagań zrównoważonego rozwoju są prace Europejskiego Komitetu Normalizacyjnego CEN. Komitet CEN TC 350 (autor jest ekspertem z ramienia PKN) zajmuje się opracowaniem zestawu horyzontalnych norm będących podstawą do oceny zgodności budynku z zasadami rozwoju zrównoważonego związanych z aspektami środowiskowymi, socjalnymi i ekonomicznymi, przy wykorzystaniu podejścia analizy cyklu życia (LCA) i kwantyfikowalnych wskaźników. Komitet opracował system norm określających plan ramowy oceny „zrównoważenia" budynków (EN 15643:2010), metody oceny środowiskowej dla budynku (EN 15978:2011) oraz oceną środowiskową wyrobów (EN 15804:2012). Normy opracowane przez CEN TC 350 przewidziane jako wytyczne do oceny budynków, nie będą zawierały progowych wartości ani wag poszczególnych wskaźników środowiskowych, społecznych i ekonomicznych, których określenie należy do kompetencji państw członkowskich [3].

Tablica 1. Aktualny stopień zaawansowania prac CEN TC 350 [2]

	Środowisko	Społeczeństwo	Ekonomia
Ramy metodyczne	EN 15643-1 Ocena zrównoważoności budynków – postanowienia ogólne		
	EN 15643-2 Ocena budynków – postanowienia dotyczące środowiskowych właściwości użytkowych	EN 15643-3 Ocena budynków – postanowienia dotyczące właściwości społecznych	prEN 15643-4 Ocena budynków – postanowienia dotyczące właściwości ekonomicznych
Poziom budynek	EN 15798 Ocena środowiskowa budynku	prEN 16309 Ocena właściwości socjalnych i społecznych budynku	Ocena właściwości ekonomicznych
Poziom wyrób	EN 15804 Deklaracje środowiskowe wyrobów (EPD)		
	EN 15942 B to B		
	CEN/TR 15941		

PKN powołał Komitet KT 307 ds. Zrównoważonego Budownictwa jako komitet lustrzany do europejskiego. Zakres tematyczny, którym zajmuje się KT 307, obejmuje horyzontalne metody oceny nowych i istniejących budowli pod kątem ich oddziaływania na środowisko naturalne, ocenę zintegrowanych właściwości użytkowych budynków w czasie całego cyklu życia, opis metodyki środowiskowych właściwości użytkowych budynków, właściwości cyklu życia budynków oraz dających się wyrazić liczbowo aspektów właściwości użytkowych dotyczących zdrowia i komfortu budynków. Sekretariat KT 307 prowadzi ITB [2]. Aktualny stopień zaawansowania prac normalizacyjnych podano w tablicy 1. Ocenę środowiskową budynku zgodnie z normą EN 15978:2011 dokonuje się z uwzględnieniem oddziaływań środowiskowych w zdefiniowanych etapach cyklu życia. W tablicy 2 zestawiono stosowane w analizie moduły składające się na cykl życia.

W tablicy 2 zestawiono moduły A1-C4 uwzględnione w analizie cyklu życia budynku.

Tablica 2. Etapy brane pod uwagę w ocenie cyklu życia

Cykl życia wyrobu/budynku „cradle to grave”													
Faza wyrobu			Faza wznoszenia		Faza użytkowania					Faza końca cyklu życia			
A1	A2	A3	A4	A5	B1	B2	B3	B4	B5	C1	C2	C3	C4
Wydobycie i wytworzenie surowców	Transport	Produkcja wyrobu	Transport	Instalacja, wbudowanie	Użytkowanie	Konserwacja	Naprawa	Wymiana	Odnowienie	Rozbiórka/ wyburzenie	Transport	Recykling/ ponowne użycie	Składowanie
					B6 Zużycie energii								
					B7 Zużycie wody								

Dla modułów B1-B7 oraz C1-C2 przyjmuj się scenariusze i modele użytkowania wyrobów i budynku. Dla producentów wyrobów starających się o deklarację środowiskową (EPD) obliczenia dla modułów A1-A3 są obowiązkowe, reszta opcjonalna, ponieważ producent nie ponosi odpowiedzialności za to jak wyrób zostanie użyty w budynku. Oceny wyrobów dokonane za pomocą normy EN15804:2012 składają się na ocenę środowiskową budynku.

Normy oceny środowiskowej budynku i wyrobu określiły szereg ilościowych kategorii i indykatorów oceny m.in. [2,3] w obszarze zużycia zasobów (tzw. aspekty środowiskowe): zużycie zasobów nieodnawialnych, energetycznych i nieenergetycznych, zużycie zasobów odnawialnych. W obszarze emisji zanieczyszczeń (tzw. oddziaływania) m.in.: globalny potencjał cieplarniany [kg CO_2], potencjał zakwaszenia środowiska [kg SO_2], potencjał uszczuplenia warstwy ozonowej [kg CFC-11], potencjał fotochemicznego tworzenia ozonu [kg C_2H_4], potencjał eutrofizacji [kg PO_4]. Inne informacje w ocenie to zastosowane materiały, dla których możliwy jest recykling, ilość odpadów z podziałem na odpady niebezpieczne i sumarycznie odpady zwykłe. Określone ilości oddziaływań powstające w cyklu istnienia przedstawiane są na jednostkę wyrobu (np. Mg] lub jednostkę funkcjonalną budynku (np. m^2 powierzchni budynku, czy np. łóżko w szpitalu). EN 15978 umożliwia stosowanie ok. 30 kryteriów i indykatorów oceny środowiskowej.

Prace normalizacyjne CEN TC350 WG5 (ocena społeczna/socjalna) obecnie dotyczą pracy nad dokumentem prEN 16309 Assessment of social performance of buildings – Methods- dokument dotyczący metodyki oceny socjalnej- w praktyce komfortu i jakości użytkowania budynku. Zakres oceny przedstawiony w projekcie został zredukowany do fazy użytkowania budynku (moduł B). Zakres zagadnień tematycznych wchodzących do oceny socjalnej i mających być elementem zestawiono poniżej:

1. Dostęp do budynku:
   - Dojazd i dojście do budynku
   - Wejście do budynku i poruszanie się po nim
2. Techniczne instalacje-obsługa
3. Zdolność do zmiany funkcji użytkowej
4. Zdrowie i komfort
   - Komfort termiczny
   - Jakość powietrza wewnętrznego
   - Komfort akustyczny
   - Ład przestrzenny (Visual Comfort)
   - Komfort przestrzenny
   - Oddziaływania elektromagnetyczne
   - Oddziaływania na otoczenie
   - Hałas
   - Emisje
   - Olśnienie / zacienienie
   - Wibracje
5. Zarządzanie operacyjne
6. Bezpieczeństwo
   - Przystosowanie do zmian klimatycznych
   - Odporność na zdarzenia losowe (trzęsienia ziemi, ekspolozje, ogień i wypadki drogowe)
   - Bezpieczeństwo osobiste i ochrona przed aktami wandalizmu
   - Bezpieczeństwo system dostawy usług
7. Dodatkowe kategorie brane pod uwagę to:
   - Określenie dostawców materiałów i usług (Sourcing)
   - Udział stron (Stakeholder involvement)

Implementacja norm do praktyki wymaga bliskiej kooperacji jednostek zajmujących się oceną wyrobów i budynków. W Europie harmonizacją metod oceny w ujęciu praktycznym na poziomie wyrobu zajmuje się Platforma ECO a na poziomie budynku SB Alliance.

4. ECO-PLATFORM i SB ALLIANCE

ITB było jednym z założycieli europejskiej platformy ECO, powołanej do zapewnienia wiarygodności deklaracji środowiskowych wyrobów budowlanych (Environmental Product Declaration - EPD) i harmonizacji procedur zapewniających równorzędność EPD, opracowywanych w różnych krajach europejskich (w chwili obecnej 17 krajów). Misją platformy ECO jest wspieranie bezstronnej, wiarygodnej, naukowo potwierdzonej informacji zawartej w deklaracjach środowiskowych III typu, opracowanych na podstawie norm CEN, metodyki LCA i w uzgodnionym formacie w celu osiągnięcia wzajemnego ich uznawania w europejskim obszarze gospodarczym. Platforma wspierana jest przez Komisję Europejską oraz World Green Building Council i krajowe odpowiedniki.

Sustainable Building Alliance (SBA) zrzesza kilkanaście dużych jednostek wdrażających komercyjne narzędzia oceny budynków w zakresie zrównoważonego rozwoju na świecie. Do członków należą m.in. HQE(CSTB), DGNB(DGNB) i BREAM(BRE), GBC(LEED), VTT(EcoProfile), WGBC oraz ITB(BEE). SBA nie tylko zrzesza, ale także aktywnie działa w projektach na rzecz wprowadzenia wspólnych miar i wskaźników stanowiących zbiór podstawowych cech oceny zrównoważenia budynków tzw. SB Common Metrics (odpady, emisja CO_2 i formaldehydu, zużycie energii i wody). SBA jest partnerem Programu Środowiskowego Organizacji Narodów Zjednoczonych, w skrócie UNEP w celu koordynowania działań ONZ w zakresie ochrony środowiska. Obecnym zadaniem badawczym platformy jest m.in. przyjęcie zharmonizowanej metody oceny ekonomicznej budynków na bazie prac CEN oraz wdrożenie

kryteriów środowiskowych do programów projektowych.Partnerzy SBA aktywnie poszukują środków na realizację zagadnień badawczych m.in. w projektach ramowych Komisje Europejskiej. Przykładem takiej kooperacji jest projekt badawczy OPEN HOUSE.

5. OPEN HOUSE

Współistnienie systemów oceny budynków oraz różnorodność wymagań, norm i przepisów krajowych sprawia, że podejmowanie świadomych decyzji i ocena sytuacji budownictwa zrównoważonego w Europie jest rzeczą wymagającą systematyzacji. W styczniu 2010 r. przedstawiciel firmy Acciona w imieniu 19 Instytucji Badawczych i przedstawicieli przemysłu (w tym m.in. ACE, DGNB, ARUP, Bouygues, EDF, ETH, ITB i wielu innych) podpisał z Komisją Europejską Umowę o Grant nr 244130 na realizację projektu pt.: OPEN HOUSE - Benchmarking and mainstreaming building sustainability In the EU based on transparency and openness (open source and availability) from model to implementation, w ramach 7 Programu Ramowego. Projekt zakłada ścisłą współpracę z komitetem normalizacyjnym CEN TC 350 oraz ma za zadanie wdrożyć do praktyki kryteria ocen budynków do zielonych zamówień publicznych (GPP). Celem projektu badawczego jest opracowanie i wdrożenie w praktyce jasnej, otwartej i zweryfikowanej metody oceny i projektowania budynków spełniających kryteria zrównoważonego rozwoju, biorąc pod uwagę różnice metodyczne w istniejących systemach. Zadaniem jest integracja kryteriów kilkunastu ocen metod istniejących w celu wyodrębnienia tych które z punktu widzenia praktyki europejskiej, potrzeb przemysłu, kosztu i uwarunkowań lokalnych mogłyby być stosowane w jednolity sposób w krajach członkowskich. Planuje się zweryfikowanie metody w praktyce na kilkudziesięciu przykładach ocen w każdym kraju europejskim. W latach 2012-13 planowane są seminaria ITB w zakresie ocen budynków przy współudziale Miasta Warszawa oraz Mostostalu. W tablicy 3 podano wybrane kryteria oceny budynku będące elementem wypracowanego konsensusu pomiędzy uczestnikami.

Tablica 3. Kategorie oceny budynku metodą Open House

Nr	Obszar oceny	Kryteria oceny (OPEN HOUSE)
1.	Środowiskowa	Potencjał (GWP), Potencjał uszczuplenia warstwy ozonowej(ODP), Potencjał zakwaszenia środowiska (AP), Potencjał eutrofizacji (EP), Potencjał wytworzenia ozonu troposferycznego (POCP), Zapotrzebowanie na energię nieodnawialną (PEne), Zapotrzebowanie na energię pierwotną (EPD), Zużycie wody/ścieki (WU), Zużycie terenu (LU), Odpady (W)
2.	Socjalna	Dostęp do budynku
		Komfort termiczny
		Jakość powietrza wewnętrznego
		Komfort akustyczny
		Komfort wizualny
		Komfort operacyjny
		Zanieczyszczenie elektromagnetyczne
		Dostęp do miejsc publicznych
		Możliwości adaptacyjne
		Transport rowerowy
3.	Ekonomiczna	Koszt cyklu życia (LCC)
		Jakość wykonania
		Potencjał ponownego wykorzystania i recyklingu
5	Proces budowlany	Jakość procesu projektowego
		Oddziaływanie środowiskowe wznoszenia budynku
		Odbiór budynku i monitoring
6	Lokalizacja	Ryzyko nieprzewidzianych zdarzeń
		Transport

Członkowie OPEN HOUSE na zasadzie sprzężenia zwrotnego (Task Force; EDF i ITB) wspierają merytorycznie prace normalizacyjne CEN.

6. ZIELONE ZAMÓWIENIA PUBLICZNE (GPP)

Zielone zamówienia publiczne oznaczają politykę, w ramach której podmioty publiczne uwzględniają aspekty środowiskowe w swoich procedurach przetargowych na dostawy, usługi i roboty budowlane. W ramach wdrażania polityki zielonych zamówień publicznych Komisja Europejska przygotowała dokument kryteriów oceny środowiskowej budynków biurowych do wykorzystania w krajach członkowskich. Kryteria mogą na zasadzie dobrowolnej być użyte przez jednostki publiczne w przetargach dotyczących budowy nowych budynków biurowych. Zakłada się, że „zielone" kryteria powinny stanowić 5-20% oceny punktowej przetargu. Dokument w chwili obecnej podlega procesowi konsultacji społecznych. Aspekty oceny budynków biurowych w zielonych zamówieniach publicznych (grudzień 2011) przedstawione w dokumencie to: zużycie energii w fazie użytkowania, emisja CO_2 w fazie użytkowania, uszczuplenie zasobów naturalnych, substancje niebezpieczne w wyrobach budowlanych, zużycie wody, ilość powstających odpadów.

7. PODSUMOWANIE

Istotne działania harmonizacje i normalizacyjne przedstawione w artykule, podejmowane w ostatnim czasie zarówno w Europie, jak i w kraju, wskazują na coraz większą potrzebę uwzględniania budownictwa zrównoważonego w praktyce, a także konieczność dyskusji tych zagadnień z uczestnikami sektora. Przedstawione procesy ujednolicania wymagań oraz rozwój metod oceny budynku w zakresie spełnienia wymagań zrównoważonego rozwoju są ważnym elementem prac Instytutu Techniki Budowlanej.

Piśmiennictwo

[1] Czarnecki L., M. Kaproń: Sustainable Construction as Research Area, IJ of the Society of Materials Engineering for Resources Vol.17 No.2
[2] http://www.zb.itb.pl/files/zb/sustainable_building_harmonization_m_piasecki.pdf, Konferencja SET PLAN 2011
[3] Ilomaki. A. 2011 CENT TC 350 info update CEN Construction Sector Network Conference 2011 - Interoperability and sustainability for construction- Conference Journal Vol. 1.
[4] Tworek J. Rozporządzenie PE i Rady w sprawie wyrobów budowlanych zastępujące Dyrektywę 89/106/EWG Materiały Budowlane nr 10/2010

SUSTAINABLE BUILDING - HARMONIZATION PROCESS

Summary

The article presents how ITB supports the formal process of standards development and implementation of sustainable building assessment methods on the construction market and support construction industry in developing a strategy and unified view on sustainable construction. Selected experiences and remarks collected during active representation of Poland in CEN TC 350 and other European initiatives (like ECO Platform and SB Allaince) were presented in the article.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Krystyna WRÓBEL[1]
Wiesław KUBISZYN[2]
Politechnika Rzeszowska

PROJEKTOWANIE KONSTRUKCJI NA TRWAŁOŚĆ NA PRZYKŁADZIE KOMINA STALOWEGO

STRESZCZENIE

W artykule przedstawiono podstawowe zasady budownictwa zrównoważonego, które należy uwzględniać we wszystkich etapach procesu inwestycyjnego. Omówiono warunki konieczne do spełnienia w procesie projektowania konstrukcji na okres użytkowania (service life design). Stworzono model matematyczny przydatności eksploatacyjnej obiektu i jego zużycia w czasie. Zasady te zilustrowano przykładem komina stalowego o wysokości 60m, objętego wieloletnią obserwacją, badaniami i zabiegami technicznymi pozwalającymi wydłużać okres jego przydatności użytkowej i dostosować do zmieniających się warunków eksploatacji. Wszystkie te działania były możliwe do zaplanowania i wykonania dzięki dbałości właściciela obiektu o stan komina.

SŁOWA KLUCZOWE: zrównoważony rozwój budownictwa, trwałość, niezawodność, prognozowany i rzeczywisty okres użytkowania budowli, zużycie, komin stalowy

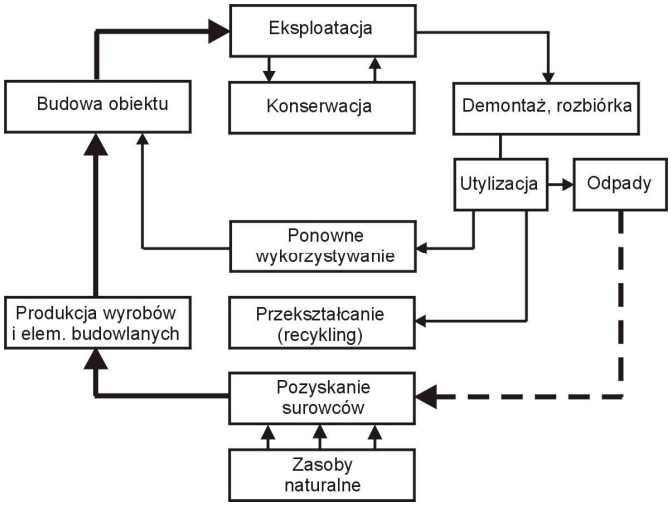
1. ZASADY ZRÓWNOWAŻONEGO ROZWOJU BUDOWNICTWA

Budownictwo jest sektorem znacząco wpływającym na poziom zrównoważenia gospodarki kraju. Zużywa ponad 40% produkowanej energii, około 50% masy przetwarzanych materiałów oraz emituje około 35% gazów cieplarnianych [1]. Wyroby i obiekty w swoim cyklu życia (od pozyskania surowców do rozbiórki i utylizacji odpadów) wpływają na środowisko naturalne, oddziałują na sferę społeczną i ekonomiczną, dlatego w procesie projektowania, wznoszenia nowych obiektów budowlanych oraz w trakcie utrzymania obiektów istniejących należy stosować i przestrzegać zasad zrównoważonego rozwoju.

Wymagania stawiane obiektom budowlanym obejmują siedem obszarów [2]: nośność i stateczność, bezpieczeństwo pożarowe, higienę, zdrowie i środowisko, bezpieczeństwo użytkowania, ochronę przed hałasem, oszczędność energii i izolacyjność termiczną, zrównoważone wykorzystanie zasobów naturalnych.

Cykl życia obiektu budowlanego obejmujący siedem okresów od pozyskania surowców i materiałów na budowę obiektu po jego rozbiórkę i utylizację pozostałych odpadów przedstawiono na rys. nr 1.

[1] wrobel@prz.edu.pl
[2] wkubisz@ prz.edu.pl



Rys. 1. Cykl życia technicznego obiektu i wyrobu budowlanego[3]

Wszystkie materiały i wyroby ulegają stopniowej degradacji. Trwałość podstawowych (głównych) elementów budowlanych powinna odpowiadać trwałości obiektu budowlanego.

Dzięki odpowiedniemu zaprojektowaniu i wykonaniu poszczególnych elementów przy właściwej, zgodnej z przeznaczeniem eksploatacji można zapewnić trwałość obiektu w przybliżeniu równą okresowi jego użytkowania.

Jak wykazują doświadczenia, nawet jeśli większość elementów konstrukcji spełnia wymagania w zakresie trwałości, to występują obszary przyśpieszonej degradacji obiektu.

Aby uniknąć rozległych zniszczeń i kosztownych napraw należy przeprowadzać okresowe przeglądy stanu technicznego obiektu i badania tzw. „pozostałego okresu użytkowania".

2. PROJEKTOWANIE KONSTRUKCJI NA OKRES UŻYTKOWANIA

Niezawodność - pojęcie wraz z jej podstawowymi wymaganiami zdefiniowane przez Międzynarodowy Komitet do spraw Bezpieczeństwa Budowli (JCSS – 1981r.) [4]:

konstrukcje i elementy konstrukcyjne powinny być zaprojektowane tak, aby z odpowiednim stopniem niezawodności mogły:

- oprzeć się działaniom, które mogą wystąpić w okresie budowy i użytkowania,
- zachować się właściwie w normalnych warunkach eksploatacji,
- utrzymać konstrukcyjną całość w razie wypadku takiego jak pożar, wybuch lub miejscowe uszkodzenie.

Trwałość, to zdolność materiału, wyrobu budowlanego, czy elementu do zachowania swoich cech (pełnienia funkcji) w określonym czasie, przy oddziaływaniu określonych czynników środowiskowych. W tym czasie nie powinno nastąpić istotne obniżenie przydatności (materiału, wyrobu, elementu), jak również nie powinny być ponoszone nadmiernie wysokie koszty utrzymania.

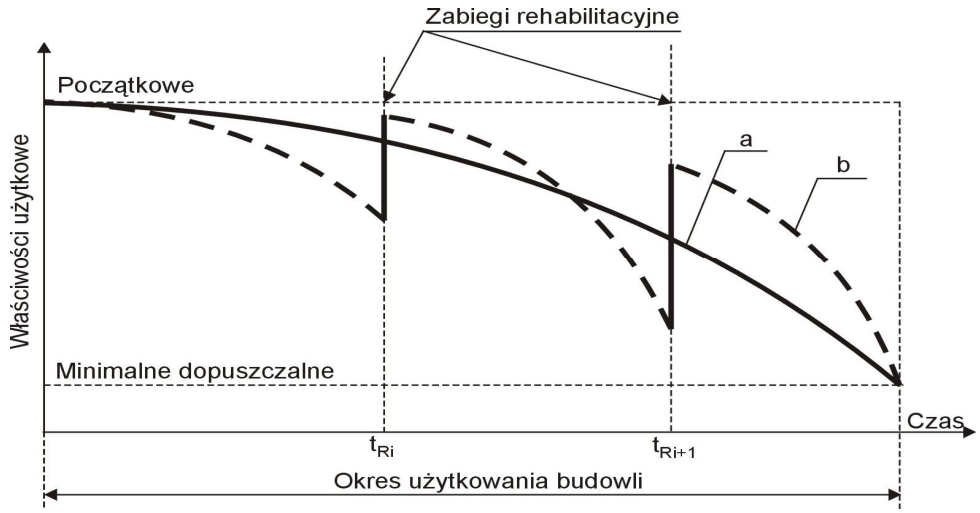
Coraz częściej prowadzone są rozważania dotyczące trwałości obiektów budowlanych, a co za tym idzie również projektowania na okres użytkowania (**service life design**).

Projektowany okres użytkowania obiektu (konstrukcji), to czas określony przez:

- zdefiniowanie określonych stanów granicznych,
- podanie okresu użytkowania konstrukcji (w latach),
- założenie poziomu niezawodności, czyli np. określenie prawdopodobieństwa nieprzekroczenia wcześniej zdefiniowanych stanów granicznych w ustalonym okresie użytkowania.

Zgodnie z powyższą definicją remont w dobrze zaprojektowanym i wykonanym oraz prawidłowo użytkowanym obiekcie (konserwowanym we właściwym zakresie i terminach) powinien być wykonywany po planowanym okresie użytkowania. Jeśli natomiast obiekt przestaje być przydatny, to po tym czasie podlega rozbiórce.

Czas przydatności użytkowej konstrukcji, to zmienna losowa. Parametry określające trwałość zmieniają się w czasie od momentu oddania obiektu do eksploatacji, do momentu osiągnięcia przez te parametry pewnych granicznych wartości minimalnych (rys. 2.). Często zmieniają się w czasie również warunki pracy konstrukcji. Zdarzają się sytuacje, kiedy użytkownik (właściciel) obiektu zmienia te warunki nie zdając sobie sprawy z konsekwencji poczynionych zmian.



Rys. 2. Zmiany właściwości obiektów budowlanych w czasie [5]
a – wykres zmian trwałości w czasie konstrukcji, która podlega tylko naturalnemu starzeniu się,
b - wykres zmian trwałości w czasie konstrukcji poddawanej zabiegom rehabilitacyjnym

Badanie stanu technicznego konstrukcji ma tutaj istotne znaczenie, ponieważ pozwala określić faktyczną kondycję obiektu oraz zaplanować konieczne prace konserwacyjne i remontowe.

Wraz ze wzrostem zużycia spada przydatność użytkowa obiektu. Model matematyczny zużycia obiektu budowlanego w czasie przedstawiony w pracy [6] ma postać następującą:

$$Z(t) = Z_o + \beta \cdot t^n \tag{1}$$

gdzie: Z_o – zużycie początkowe, β – parametr kinetyczny, n – parametr deterioracji obiektu zależny od rodzaju środowiska w jakim pracuje konstrukcja.

Funkcja zużycia konstrukcji (Z) po określonym czasie może być zdefiniowana w różny sposób, przykładowo:

$$Z_i = R_i \qquad \text{lub} \qquad Z_i = \frac{w_i}{w_{max}} \tag{2}$$

gdzie: R - nośność (stateczność) konstrukcji określana zgodnie z normami,

w - odkształcenie (przemieszczenie) konstrukcji lub inny parametr użytkowalności,

w_{max} - maksymalna wartość parametru użytkowalności konstrukcji (jak wyżej) zgodnie z normami czy też wymaganiami inwestora.

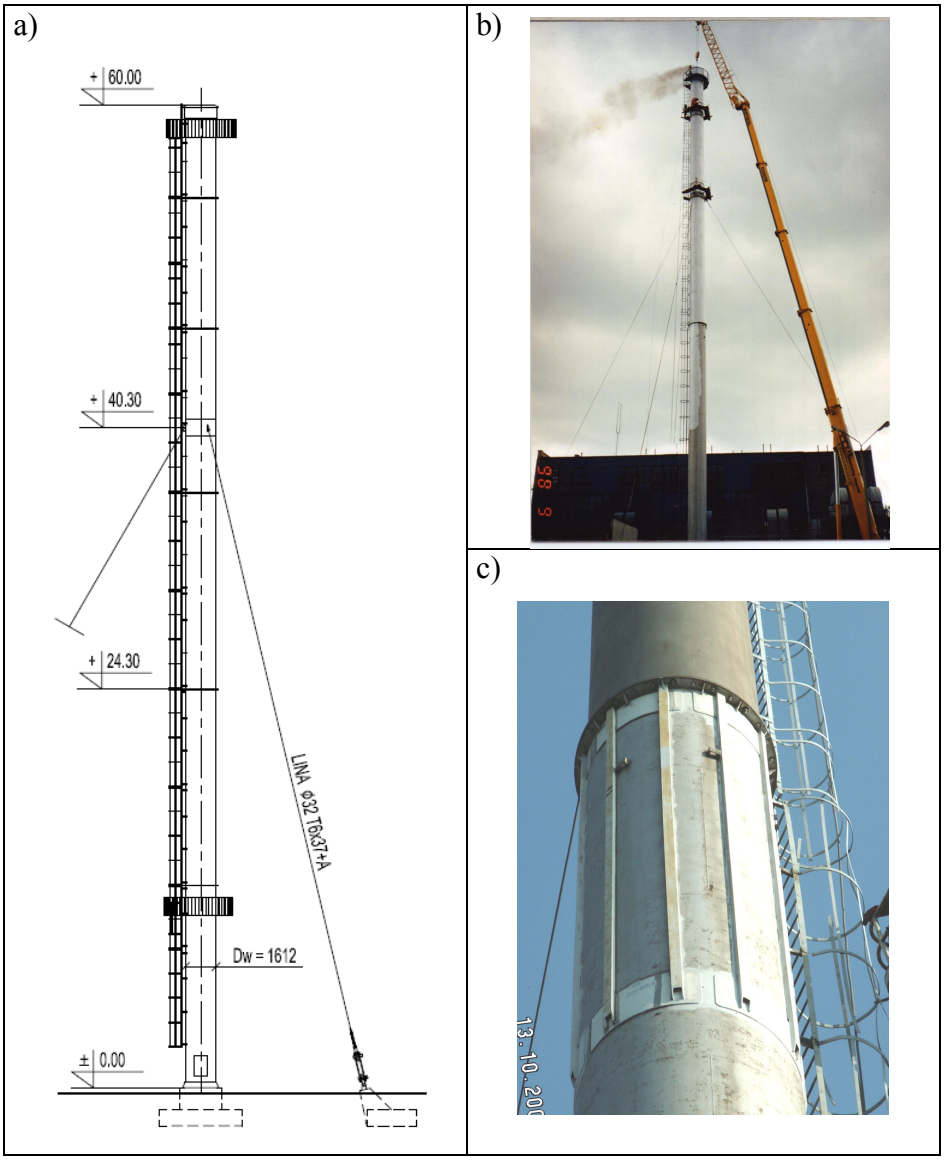
Matematyczny model zmian wartości użytkowej:

$$U(t) = 1 - Z(t) \tag{3}$$

3. ANALIZA TRWAŁOŚCI KOMINA STALOWEGO O WYSOKOŚCI 60 M

Analizę trwałości obiektu budowlanego przeprowadzono na przykładzie komina stalowego o wysokości 60.0 m z konstrukcją wsporczą w postaci odciągów linowych, pracującego w kotłowni węglowej przedsiębiorstwa zajmującego się obsługą cieplną jednego z miast na Podkarpaciu. Obserwacje i analizy prowadzono od roku 1994 do chwili obecnej [7]. Każdorazowo przed przeprowadzeniem gruntownego remontu na podstawie stwierdzonego postępu korozji prognozowano okres przyszłej trwałości komina biorąc pod uwagę oczekiwania inwestora w tym zakresie, możliwości techniczne, rachunek ekonomiczny oraz intensywność korozji płaszcza komina pracującego w specyficznym środowisku [8] i wymagania normowe [9].

Podstawowe parametry geometryczne komina pokazano na rys. nr 3.

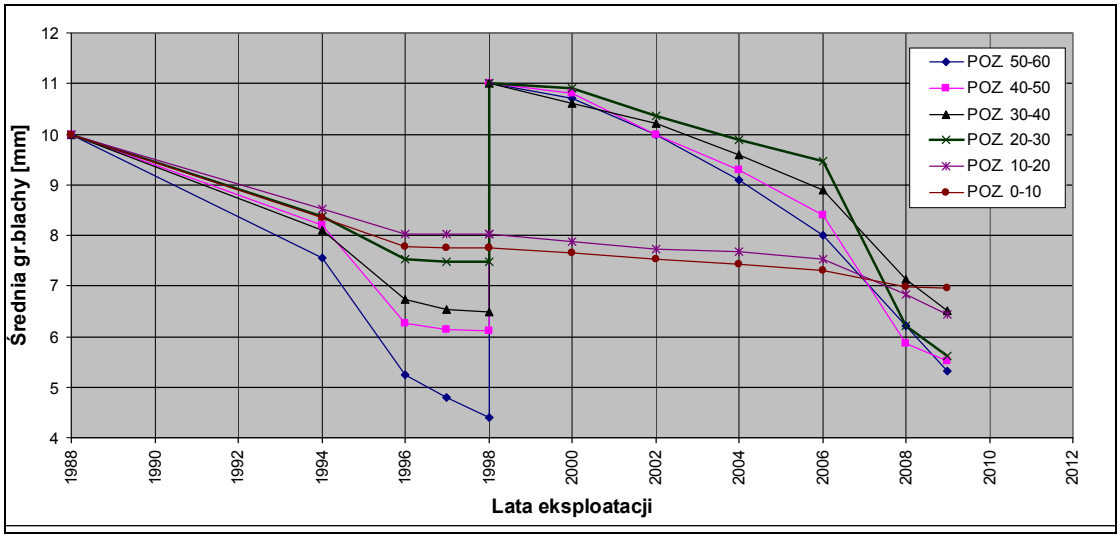


Rys. 3. Analizowany komin: a) schemat komina, b) widok komina w trakcie częściowej wymiany w 1998 r., c) widok wykonanego w 2009 r. wzmocnienia komina

Najważniejsze informacje z analizowanego okresu życia komina decydujące o jego trwałości:

- komin został zbudowany w roku 1988 jako jednopowłokowy, bez ocieplenia, ze stali niestopowej,
- w roku 1998 trzon komina częściowo wymieniono (od poz. +24.3 m do poz. +60.00 m), na podstawie stwierdzonego postępu korozji prognozowano piętnastoletni okres przydatności użytkowej komina,
- w roku 2006 przeprowadzono modernizację sposobu odprowadzenia spalin (wykonano instalację odzysku ciepła),
- w roku 2009 wykonano wzmocnienie trzonu od poz. +19.50 m do poz. +24.3 m w obszarze powstałych perforacji, poprzez równomierne przyspawanie na obwodzie trzonu blach wzmacniających i 10 szt. ceowników stalowych (rys. 4c), w dalszych analizach uwzględniano wzmocnienie trzonu,
- w roku 2010 dokonano wymiany trzonu komina w połączeniu z jego gruntowną modernizacją (komin dwupowłokowy, przewód wewnętrzny ze stali nierdzewnej, izolacja termiczna, trzon nośny zewnętrzny ze stali zwykłej) oraz wzmocnieniem fundamentów; priorytetem było zachowanie średnicy wewnętrznej trzonu z uwagi na parametry instalacji odprowadzającej spaliny z kotłów, prognozowany czas przyszłej eksploatacji komina wynosi minimum 20 lat.

Na rysunku nr 4 przedstawiono zmianę grubości blach trzonu komina w latach 1988-2009.



Rys. 4. Wykres zmian średniej grubości blach trzonu komina w latach 1988-2009 wykonanego ze stali zwykłej

Funkcję zużycia komina określono na podstawie kinematyki procesu korozyjnego w powiązaniu ze stanami granicznymi nośności. Jako kryterium przydatności użytkowej przyjęto zapas grubości blach trzonu komina w stosunku do grubości minimalnej określonej z warunku nośności komina z uwzględnieniem stateczności miejscowej z równania [9]:

$$\frac{N}{\varphi \cdot N_{Rc}} + \frac{M}{M_R} \leq 1 \tag{4}$$

w którym: N, M – obliczeniowe siły wewnętrzne,

φ – współczynnik wyboczeniowy obliczany ze wzoru:

$$\varphi = \left(1 + \bar{\lambda}^{\,3.2}\right)^{-0.625} \tag{5}$$

$\bar{\lambda}$ – względna smukłość prętowa.

Nośności przekroju na ściskanie N_{Rc} i na zginanie M_R wyznaczono ze wzorów [9]:

$$N_{Rc} = \varphi_p \cdot \alpha_{kor} \cdot A \cdot f_{dT} \tag{6}$$

$$M_R = 1{,}2 \cdot \varphi_p \cdot \alpha_{kor} \cdot W \cdot f_{dT} \tag{7}$$

gdzie: φ_p - współczynnik niestateczności miejscowej ścianki komina:

$$\varphi_p = \left(1 + \overline{\lambda}_p^{\,2.4}\right)^{-0.625} \tag{8}$$

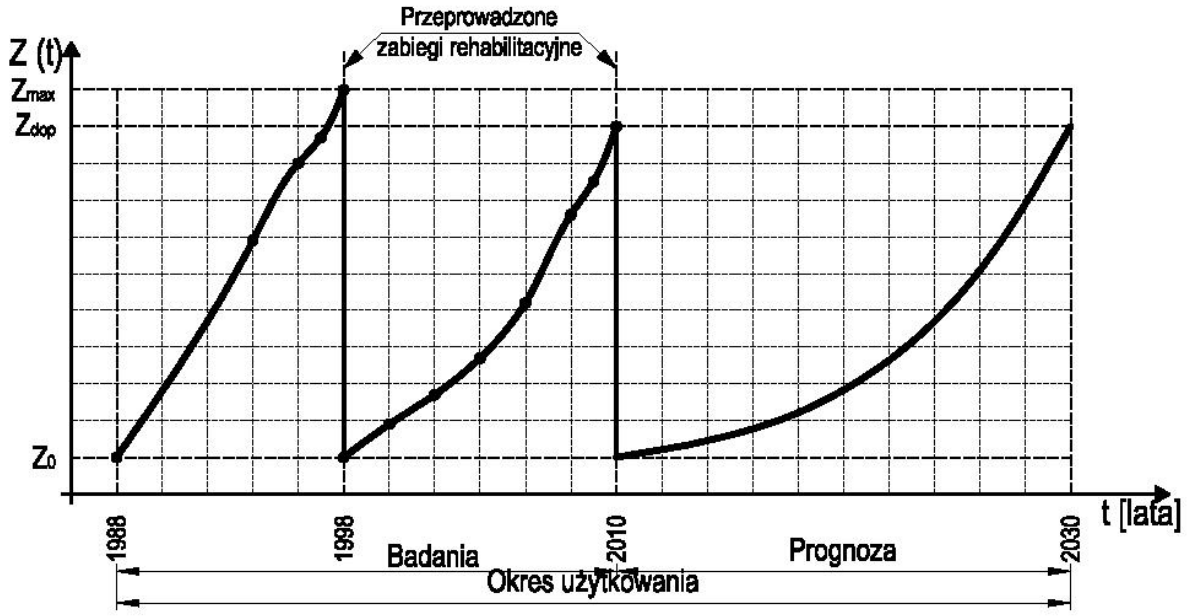
$\overline{\lambda}_p$ – względna smukłość powłoki walcowej,

α_{kor} – współczynnik efektu korozji wyznaczony na podstawie intensywności korozji Δt [mm/rok] określonej na podstawie badań własnych obliczany z równania:

$$\alpha_{kor} = \left(1 + 0{,}04 \cdot t_e \cdot \Delta t\right)^{-1} \tag{9}$$

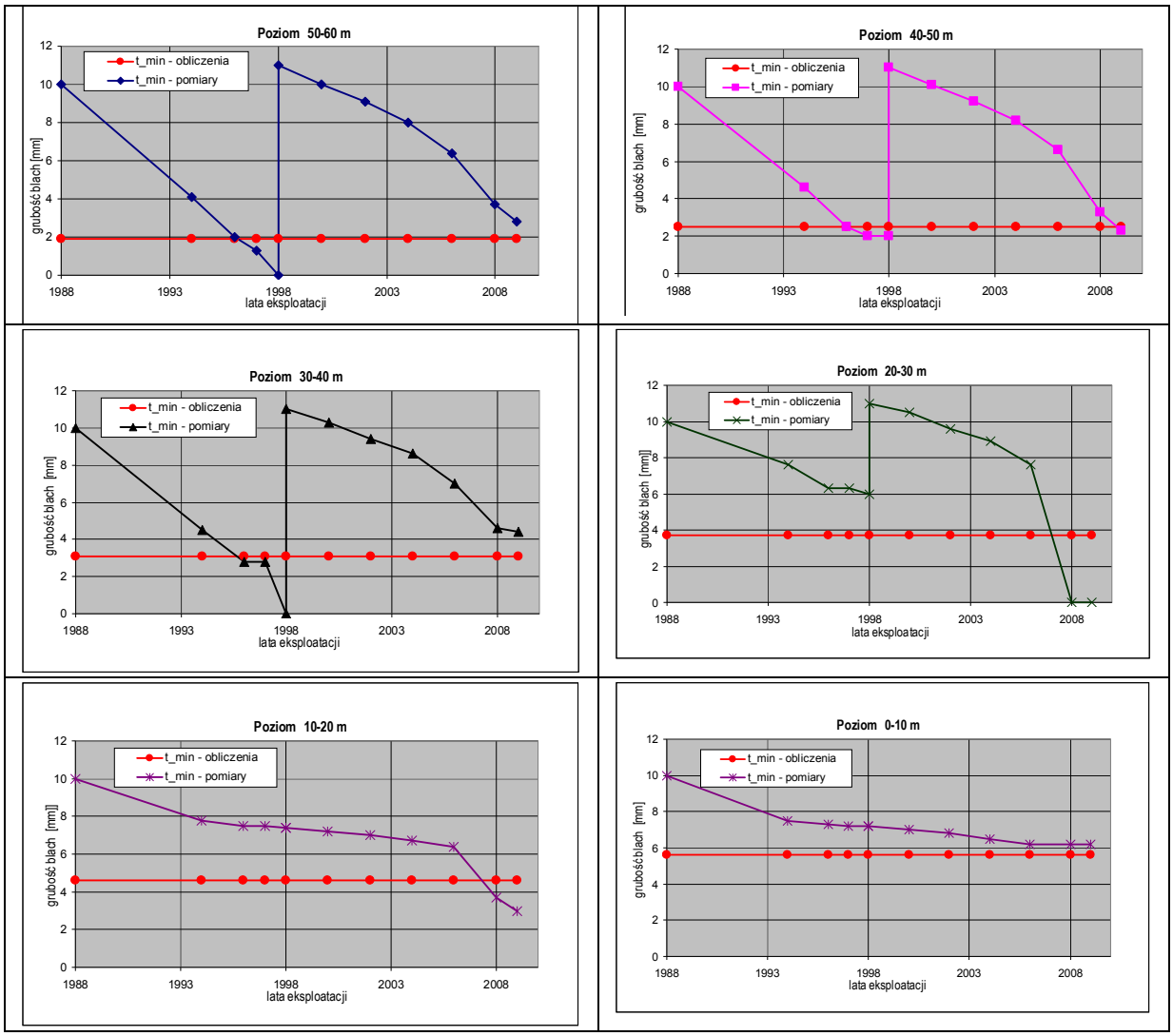
t_e – czas eksploatacji,
A – pole powierzchni przekroju rury,
f_{dT} – wytrzymałość obliczeniowa stali przewodu w temperaturze eksploatacji komina,
W – sprężysty wskaźnik zginania rury.

Na tej podstawie każdorazowo prognozowano czas przyszłej eksploatacji komina. Wyniki tej analizy przedstawiono na rysunku nr 5.



Rys. 5. Funkcja zużycia (Z) analizowanego komina

Poziom użytkowalności komina (z uwagi na zróżnicowaną wzdłuż wysokości intensywność korozji) określono na poszczególnych odcinkach w odniesieniu do minimalnej grubości określonej z równania (4).



Rys. 6. Analiza porównawcza poziomu minimalnej pomierzonej grubości blach trzonu w stosunku do grubości minimalnej określonej z warunku stateczności miejscowej

4. WNIOSKI I PODSUMOWANIE

1. Zjawisko wzrostu intensywności korozji komina wraz z jego wysokością jest znane i obserwowane od wielu lat. W kominach opalanych węglem, przy średniej temperaturze wlotowej spalin wynoszącej 140 do 160°C wynosi ona średnio 0,30 do 0,50 mm/rok.
2. W latach 2005-2006 w wielu ciepłowniach wykonano instalacje odzysku ciepła, co spowodowało z jednej strony obniżenie kosztów eksploatacji, kosztów jednostki wytwarzanego medium, redukcję strat ciepła, a z drugiej strony obniżenie temperatury spalin poniżej kwasowego punktu rosy, a co za tym idzie prawie trzykrotny wzrost intensywności korozji blach trzonu komina ze stali zwykłej.
3. Ta nowa sytuacja wymusiła potrzebę poszukiwania nowych rozwiązań konstrukcyjno-materiałowych w zakresie budowy kominów stalowych. Coraz częściej stosowanym rozwiązaniem w tym zakresie są kominy dwupowłokowe z trzonem nośnym ze stali zwykłej oraz z płaszczem wewnętrznym odprowadzającym spaliny ze stali nierdzewnej odpornej na działanie kwasu siarkowego przy jego różnych stężeniach.
4. Tylko dzięki dbałości Właściciela kotłowni o stan techniczny komina i przeprowadzaniu kontroli we właściwym czasie możliwe było wychwycenie niepokojących zjawisk

i podjęcie odpowiednich działań zaradczych. Działania te zapewniły bezpieczeństwo użytkowania i ciągłość eksploatacji komina.

W ostatnich latach znacznie wzrósł poziom świadomości właścicieli obiektów budowlanych w zakresie potrzeby dbałości o bezpieczeństwo budowli. Przyczyniły się do tego z pewnością tragiczne w skutkach katastrofy obiektów budowlanych. Następstwem tych katastrof jest zaostrzenie przez organy Nadzoru Budowlanego kontroli wykonywania nałożonych właścicielom i zarządcom obiektów przeglądów okresowych artykułem 62. [10] oraz kontrole właściwego utrzymania obiektów budowlanych do której zobowiązuje art. 61. [10].

Piśmiennictwo

[1] Czarnecki L., Kaproń M.: Budownictwo przyszłości = budownictwo zrównoważone. Seminarium ITB, BUDMA 2012.
[2] Zrównoważone budownictwo. Seria: Dokumenty Unii Europejskiej dotyczące budownictwa. Warszawa, ITB, 2010.
[3] Stawicka-Wałkowska M.: Procesy wdrażania zrównoważonego rozwoju w budownictwie. Warszawa, ITB, 2001.
[4] JCSS General principles on quality assurance for structures. General principles on reliability for structural design. January 1981.
[5] Ściślewski Z.: Trwałość budowli. Kielce, Politechnika Świętokrzyska 1995.
[6] Ślusarek J.: The durability model of selected building structure. Archives of Civil Engineering, LII, 3, 2006.
[7] Własne oceny stanu technicznego i projekty remontu komina wykonane w latach 1994-2010.
[8] PN-EN 13084-7: 2006. Kominy wolno stojące. Część 7. Wymagania dotyczące cylindrycznych wyrobów stalowych przeznaczonych na jednopowłokowe kominy stalowe oraz stalowe wykładziny.
[9] PN-93/B-03201 Konstrukcje stalowe. Kominy. Obliczenia i projektowanie.
[10] Ustawa Prawo Budowlane z dn. 7.07.1994 r. z późniejszymi zmianami, tekst jednolity Dz U. nr 243, poz. 1623 z 2010 r.

SERVICE LIFE DESING OF A STRUCTURE EXAMPLIFIED WITH A STEEL CHIMNEY

Summary

The article presents basic building sustainability rules which should be taken into account at all the stages of the investment process. The necessary conditions of design process for structures service life design have also been discussed. A mathematical model of an object's service life and its usability has been created. The sustainability rules have been illustrated using a 60m high steel chimney. The chimney had been monitored for many years and subjected to tests and maintenance procedures to prolong its lifetime and adjust it to changing service conditions. The chimney was covered for increasing the time of its usability and adjustment to changing conditions of exploitation. All these activities were planned and conducted thanks to the owner's care of the chimney's state of repair.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/III) 2012

Krzysztof ŻMIJEWSKI[1]
Zakład Budownictwa Ogólnego
Wydział Inżynierii Lądowej
Politechnika Warszawska

BUDOWNICTWO I ENERGETYKA U PROGU NOWEJ ERY – KONWERGENCJE, EROZJA SKALI, ENERGETYKA PROSUMENCKA – NOWE ZJAWISKA TWORZĄ NOWE RELACJE

STRESZCZENIE

Zamierzeniem niniejszego opracowania jest zwrócenie uwagi na charakterystyczne cechy i poszczególne składowe generalnego trendu zmian w budownictwie, przede wszystkim zaś w budownictwie mieszkaniowym. Wątkiem głównym jest teza o ewolucji budynku z pierwotnej postaci jaskini, lub jej sztucznej kopii, do postaci maszyny mieszkalnej i to coraz częściej maszyny inteligentnej – bo taką właśnie staje się tzw. *smart building*.

Idea inteligentnego budynku, podobnie jak idea inteligentnych sieci lub inteligentnych liczników bardzo często nie znajduje szerokiego zrozumienia. Rozwiązania te tak długo będą traktowane jak drogi snobistyczny gadżet jak długo nie wpiszemy ich proces integracji podstawowych funkcji cywilizacyjnych – zapewnienia schronienia, mobilności, informacji i energii niezbędnej do tych poprzednich.

SŁOWA KLUCZOWE: energetyka prosumencka, dom pasywny, samochód elektryczny, erozja skali

1. WSTĘP

Tendencja „mechanizacji świata" jest tendencją znacznie bardziej ogólną, występuje nie tylko w budownictwie, a zdaniem Jeremy Rifkina[*] obejmuje całą materialną sferę ludzkiego życia. W swojej słynnej książce Entropia [1] mówi: „Nasza działalność nie ma końca. Stale pojawiają się nowe projekty i wyzwania, a jedne i drugie wymagają ciągłych poprawek i przeróbek części i wydłużania się procesów technologicznych. Tak więc postęp jest ciągłym udoskonalaniem maszyny. Polega na ustawicznym wiązaniu luźnych końców, eliminacji usterek i rozszerzaniu działania maszyny na każdą sferę życia".

[1] krzysztof.zmijewski@il.pw.edu.pl

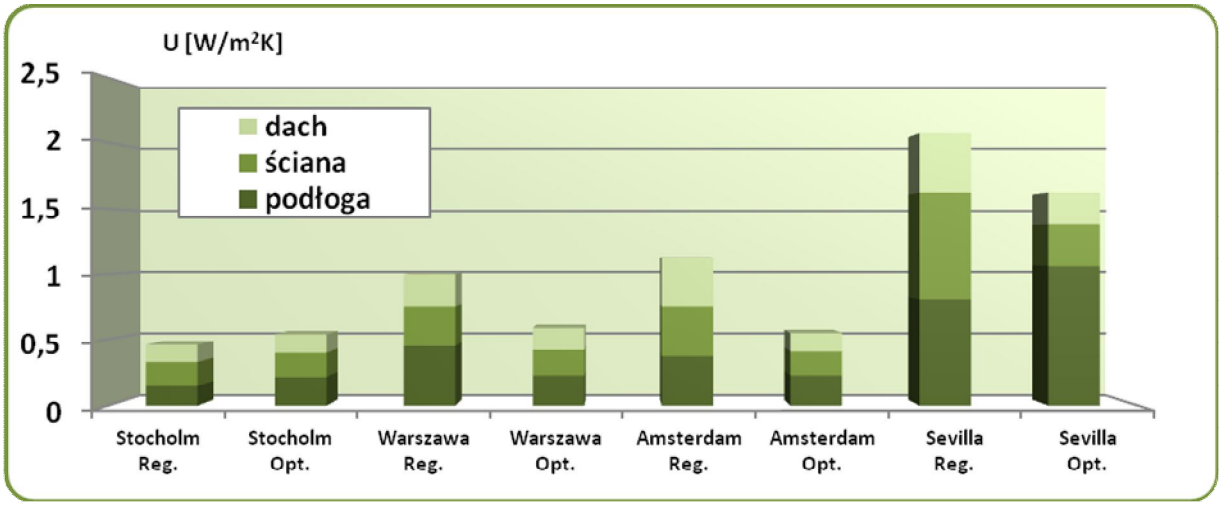
[*] *Jeremy Rifkin wybitny amerykański ekonomista, politolog i filozof współczesny, często kontrowersyjny.*

Wypowiedź ta bardzo silnie wiąże ideę mechanizacji świata ze współcześnie rozumianą ideą postępu. (Które to rozumienie poddaje zresztą Rifkin druzgocącej krytyce nie zgadzając się z klasyczną koncepcją ekspansywnego postępu „kolonizacyjnego”).

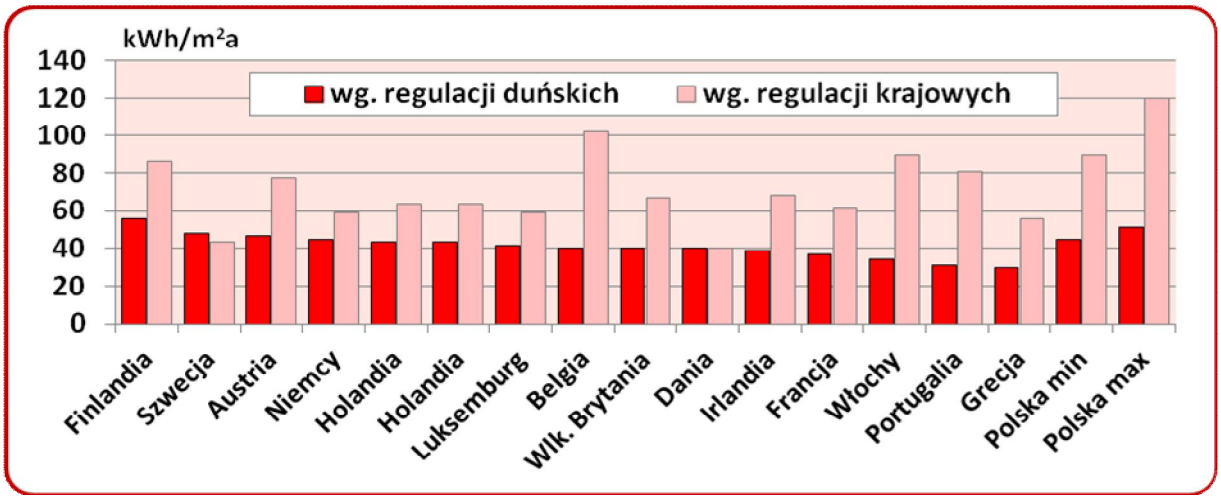
Niezależnie jednak od stawianych ocen proces przekształcania budynku w maszynę jest już faktem obiektywnym i wydaje się nieodwracalnym, co najmniej w naszej teraźniejszości. Dlatego warto przeanalizować różne jego przejawy i konsekwencje. W skromnej objętości tego opracowania da się zaledwie zasygnalizować zauważalne już trendy. Niektóre z nich znajdują się w fazie zalążkowej (np. aktywne elewacje), niektóre wkraczają w fazę rozwiniętej produkcji masowej (energetyka prosumencka w Wlk. Brytanii i Niemczech), ale rewolucja stoi już na progu.

2. ENERGETYCZNA SAMOWYSTARCZALNOŚĆ BUDNKU

Trendem, który jest najłatwiejszym do zaobserwowania jest tendencja do energetycznej samowystarczalności budynku. Kolejne etapy tej tendencji to dom energooszczędny, dom pasywny (prawie zero-emisyjny), dom zero-energetyczny i wreszcie dom dodatnio energetyczny. Dążenie do energetycznej samowystarczalności łączy w sobie poprawę efektywności energetycznej skorupy budynku obserwowane w rozwiniętych państwach Europy, patrz (rys. 1) a nawet w Polsce.



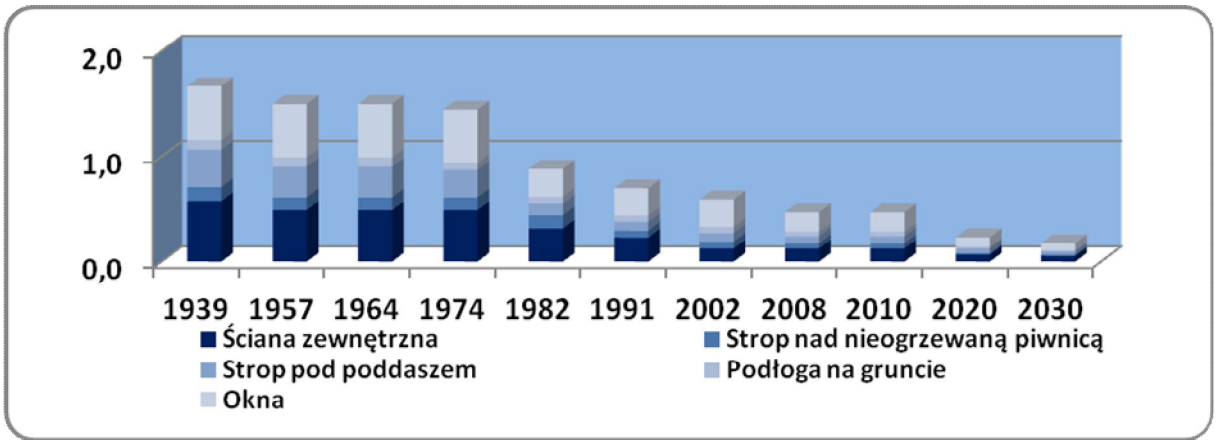
Rysunek 1. Porównanie wsp. U dla czerech stolic Europy stan na 2007 r. wg [2], Reg. Oznacza wymagania regulacyjne, Opt. wartości optymalne



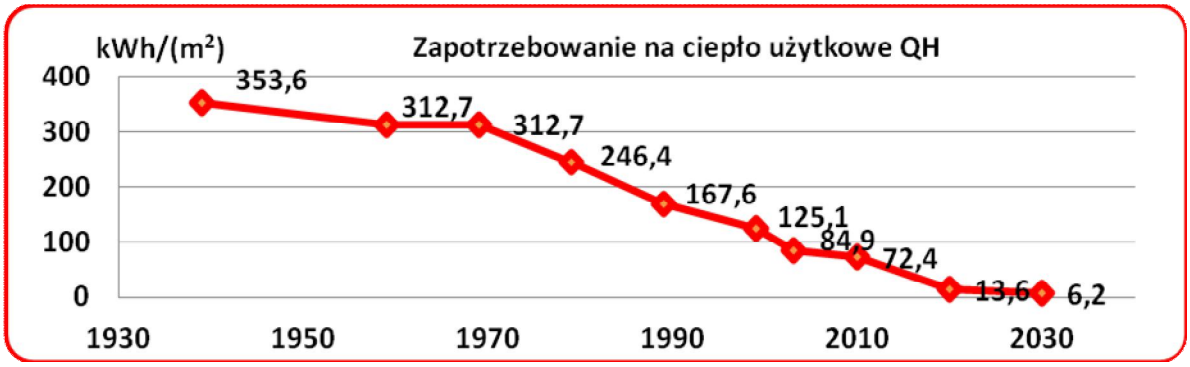
Rysunek 2 Porównanie wymagań w zakresie efektywności energetycznej skorupy budynku wg. [3] stan na 2001 r.

Wykres z (rys. 2) pokazuję, że tylko Szwecja miała regulacje bardziej wymagające od duńskich, a Polska znajduje się niestety na szarym końcu listy z najgorszymi współczynnikami.

Polską historię poprawy efektywności energetycznej budynków przedstawiają (rys. 3) i (rys. 4) zaczerpnięte z pracy dyplomowej Pauliny Rodzik. [4]. Wskazują one zarówno na znaczną poprawę sytuacji jak i na ogromną negatywną spuściznę przeszłości. Wykres z (rys. 3) trzeba jednak konfrontować z (rys. 2) aby nie popaść w samozadowolenie.



Rysunek 3 Historia średniego ważonego współczynnika U [W/(m^2*K)] dla domu jednorodzinnego w Polsce wg [4]



Rysunek 4 Historia poprawy efektywności energetycznej skorupy budynku wg. [4]

3. ENERGETYKA PROSUMENCKA

Osiągnięcie zerowego lub dodatniego bilansu energetycznego budynku nie było by możliwe bez rozwoju rozproszonych źródeł energii czyli tak zwanej energetyki prosumenckiej. **Prosument** to kon**sument**, który jest jednocześnie **pro**ducentem. Kategoria w energetyce światowej zupełnie nowa, będąca specyficznym przejawem szerszego zjawiska znanego jako tzw. erozja skali. Erozja skali występuje w wielu obszarach ludzkiej działalności, szczególnie w tych, które uważane są za technicznie wysoko zaawansowane i można ją uznać za swoiste *signum temporis* XXI wieku. Z wielu jej przejawów w telekomunikacji, elektronice, informatyce najbardziej znany jest efekt opisany Prawem Willisa – pojemność komputerów osobistych (desktopów, laptopów, tabletów) podwaja się a koszt MB pamięci połowi się w czasie 18 miesięcy. Okres ten się skraca, do niedawno było to 24 miesięcy. Praw podobnych do tego zdefiniowanych jest kilkanaście. To samo zjawisko ujawnia się już w energetyce i tak na przykład wydajność i sprawność ogniw fotowoltaicznych w W/m^2 i w kWh/kW rośnie a cena zainstalowanego kW mocy spada połowiąc się w okresie 5 do 7 lat, por. [5].

Ogniwa fotowoltaiczne nie są tu wyjątkiem. Podobne zjawisko obserwuje się w przypadku innych piko-źródeł jak na przykład piko-wiatraki montowane na dachach i piko-elektrociepłownie domowe montowane tam, gdzie dotychczasowo montuje się kotły, piecyki i termy gazowe. Warto zwrócić uwagę, że w Polsce takich instalacji produkujących ciepło i ciepłą wodę z gazu jest ok. 3 mln. Oznacza to możliwości docelowego uruchomienia ok. 3 mln MW rozproszonych 1 kW mocy generujących energię elektryczną. Ogniwa fotowoltaiczne w najbliższej perspektywie 5-7 lat montowane będą w Polsce na dachach domów jednorodzinnych i bliźniaków. Dachów takich jest w Polsce 4,5 mln z tego 1/3 na wsi a pozostałe 2/3 w miasteczkach i na przedmieściach wielkich miast.

Teoretyczny potencjał fotowoltaiki w Wlk. Brytanii to wg standardów brytyjskich ok. 9 000 – 18 000 MW rozproszonych w jednostkach 2-4 kW. Podobnie rzecz się ma z piko-wiatrakami. Najczęściej są to różnych typów konstrukcje o pionowej osi obrotu i o mocach 1-2 kW. W Polsce potencjalna łączna moc takich prosumenckich instalacji to 4 500-9 000 MW.

Synteza powyższych stwierdzeń przedstawiona jest w (tab. 1) oraz na (rys. 5) i (rys. 6).

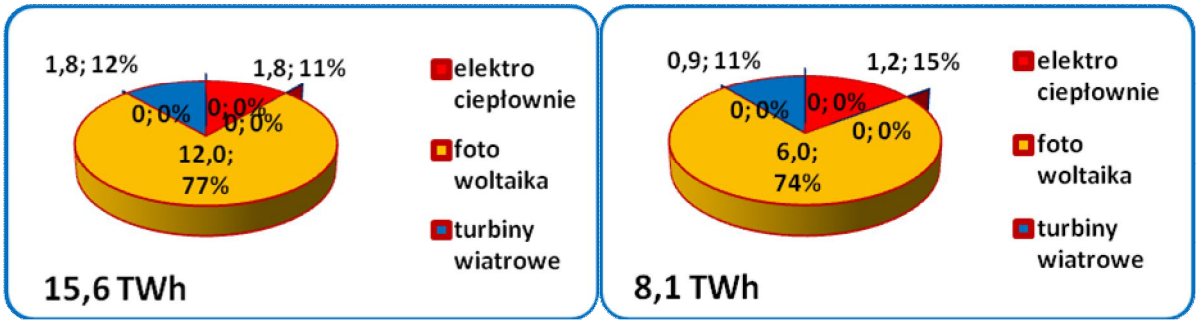
Tabela 1 Przewidywany zakres programu energetyki prosumenckiej w Polsce w latach 2013-2020

Typ pikogeneracji	**Moc potencjalna**	**Stopień wykorzystania**	**Moc użytkowana**	**Produktywność**	**Energia**
	GW	**%**	**GW**	**h**	**TWh**
elektro-ciepłownie	3,0	20%	0,6	2000	1,2
	4,5		0,9		1,8
foto-woltaika	9,0	67%	6,0	1000	6,0
	18,0		12,0		12,0
turbiny wiatrowe	4,5	20%	0,9	1000	0,9
	9,0		1,8		1,8
razem	**16,5**	**45,5%**	**7,5**	**1080**	**8,1**
	31,5	**46,7%**	**14,7**	**1061**	**15,6**

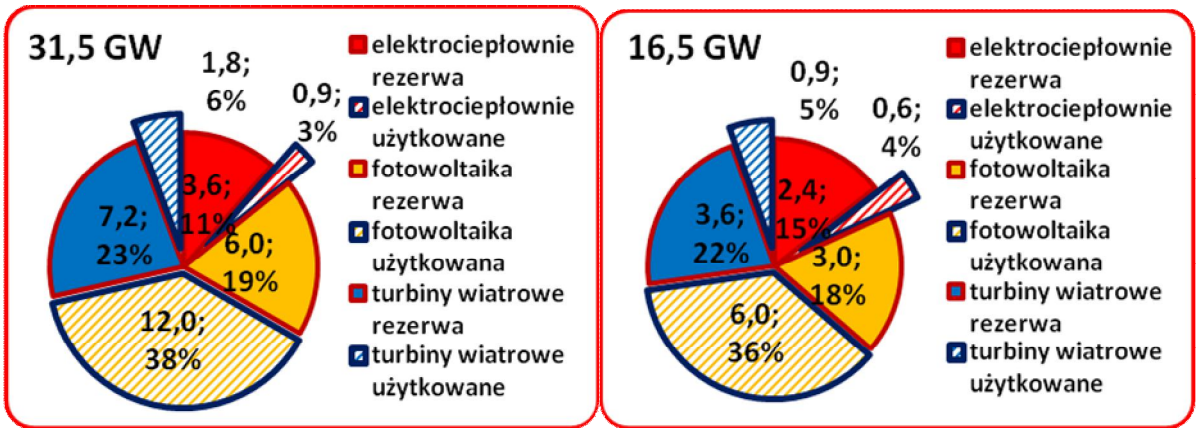
Przewidywany zasięg energetyki prosumenckiej to 5-10% energii produkowanej i 7%-14% energii konsumowanej (wzrost spowodowany jest praktycznym brakiem strat przesyłu i znikomym udziałem potrzeb własnych). Oznacz to na pierwszy rzut oka zmianę minimalną, jednakże udział energetyki prosumenckiej analizować trzeba nie na tle całego sektora a jedynie w tym jego podobszarze, w którym pikoinstalacje* będą instalowane a to bardzo zmienia sytuację.

Domy mieszkalne to taryfa G czyli 27,9% sprzedanej energii. Ograniczenie rozpatrywania zasięgu pikoinstalacji do domów jedno i dwu rodzinnych redukuje zakres bazy odniesienia do ok. 12% konsumpcji. W takim przypadku udział energetyki prosumenckiej rośnie do 54%÷113%. Udział ponad 100% nie jest tu absurdem ponieważ oznacza po prostu sprzedaż do sieci lub zwiększenie konsumpcji energii dostępnej „bezpłatnie" według mechanizmu »skoro zainwestowałem to będę maksymalnie wykorzystywał«. Realizację takiej postawy ułatwi ekspansja samochodu elektrycznego, który będzie mógł „tankować" we własnym domu.

*. *Projekt nowej Ustawy o Odnawialnych Źródłach Energii [6] operuje pojęciem mikroistalacji działającej głównie (min. 70%) na zaspokojenie potrzeb własnych – art. 13 ust. 2*



Rysunek 1 Przewidywana struktura wytwarzania energii ze źródeł prosumenckich w scenariuszach max i min



Rysunek 5 Potencjał mocy energetyki prosumenckiej w dwóch scenariuszach max i min

Kolejny przewidywalny obszar ekspansji to duże miasta, w których na wykorzystanie oczekują setki tysięcy metrów kwadratowych elewacji możliwych do pokrycia przez aktywne hybrydowe panele elewacyjne realizujące jednocześnie funkcję izolacyjną, generację energii elektrycznej i ciepła. Rozwiązania takie są już dostępne na rynku.

4. ENERGETYKA PROSUMENCKA

Łatwo zauważyć, że opisane w poprzednim punkcie zjawisko to ewidentny przejaw konwergencji i synergii mieszkalnictwa i transportu – samochód elektryczny staje się częścią domu nie tylko jako środek transportu ale również jako mobilny akumulator energii pomagający w utrzymaniu równowagi bilansu energetycznego w dodatnio energetycznym domu. Pojemność akumulatorów dzisiejszego samochodu elektrycznego ocenić można na 25÷53 kWh, gęstość energetyczną 0,12 kWh/kg, wydajność 13,6 kWh/100km zasięg 390 km, prędkość max 200 km/h (ograniczona elektronicznie), przyśpieszenie 0-100 km/h w 3,7 s, jedyne nieakceptowalne parametry to: czas ładowania 3,5h no i oczywiście cena 99 960 €+ VAT (dane dotyczą słynnego modelu Tesla Roadster Sport, Tesla Model S jest o połowę tańszy – od 57 400 $ + VAT). Wspomnieć trzeba, że ceny samochodów elektrycznych ciągle spadają a niedogodność długiego czasu ładowania zmniejszają systemy szybkiego ładowania 45 min na napięciu 440V oraz wymiany pakietów akumulatorowych w 5-10 min.

W (tab. 2) zestawiono parametry techniczno eksploatacyjne dwóch samochodów wyższej klasy: benzynowo: gazowego Mercedesa oraz elektrycznego sportowego roadstera Tesli (rys. 7). Widać wyraźnie, że parametry samochodu elektrycznego doganiają osiągi „niskoemisyjnego” benzynowca. Krytycznymi wielkościami pozostają zasięg, czas ładowania oraz cena.

Rysunek 6 Mercdes E 200 NGT (benzynowy + CNG) i Tesla Roadster Sport (elektryczny)

Pierwsze dwie kwestie mogą zostać pokonane przez rozwiązanie logistyczne – stacje wymiany akumulatorów (obecnie zautomatyzowanej wymiany można dokonać w 5 minut), trzecią należy rozpatrywać łącznie z możliwością „darmowego tankowania" ze źródła odnawialnego w domu i z pełnieniem funkcji domowego akumulatora energii jako bufora dla tego źródła. Już dzisiaj entuzjaści wskazują na ekonomiczną wyższość elektrycznego samochodu. Jego wyższość ekologiczna jest funkcją pierwotnego źródła energii elektrycznej – im bardziej niskoemisyjne źródło tym bardziej niskoemisyjny jest samochód elektryczny.

Tabela 2 Porównanie parametrów technicznych samochodu benzynowego i elektrycznego [7],[8]

Parametr	**Jednostka**	**Mercedes E200 NGT W 212 CNG benzyna +(CNG)**	**Tesla Roadster Sport 2,5 elektryczny**
zasięg	km	**700** (300)	**390**
prędkość	km/h	**250** (224)	**210** (ogr. elektr.)
przyspieszenie do 100 km/h	s	**10,4**	**3,7**
zużycie energii	kWh/100km	78,53	13,6-23
zużycie paliwa	l/100km	8,1	(1,74)
emisja CO_2 w Polsce	kg/100km	22,2 (17,1)	0÷13,6
czas ładowania	min	**5**	**210** (45 - 400V)
ciężar zasilania	kg	77 +25 (CNG)	450
ciężar pojazdu	kg	1735/2240	1235/1485
ładowność	kg	**505**	**250**
pojemność	kWh	601	53
	l	62 + (28)	(5,5)
gęstość energetyczna	kWh/kg	0,79	0,12
moc silnika	kW	120	185-215
cena netto	€	**48 000**	**62 000-99 960**

5. PODSUMOWANIE

W poprzednich punktach wskazano na integrację i funkcjonalną konwergencję pomiędzy podstawowymi funkcjami cywilizacyjnymi - zapewnienia schronienia (izolacji), mobilności (transportu), i energii (zasilającej transport, dostarczającej ciepła, światła, siły i informacji). Żadna z nich nie może rozwijać się w oderwaniu od pozostałych. Funkcje te dla sprawnej realizacji muszą działać sieciowo – w sposób z jednej strony rozproszony z drugiej

zaś skoordynowany (co nie oznacza centralizacji) – to znaczy dokładnie tak jak działa Internet. Wskazuje to na istotną rolę czwartej funkcji jaką jest informacja i realizująca ją informatyka. Zdaniem Rifkina „…gospodarka świata znajduje się we wczesnych etapach historycznego przejścia z bazy energetycznej opartej na wydobywanych paliwach kopalnych i rzadkich metalach, do ery energii słonecznej z z odnawialnymi zasobami naturalnymi jako odstawowym źródłem energii" [1]. Budownictwo będące istotną częścią cywilizacyjnego i gospodarczego ładu świata będzie musiało proces ten zauważyć, zaakceptować i w nim zacząć uczestniczyć. Od urbanistyki i architektury poczynając a na konstrukcji i naukach materiałowych kończąc. Nadchodzi Era Słońca.

Piśmiennictwo

[1] Rifkin J.: Entropia, Nowy światopogląd. Katowice, Wydawnictwo KOS, 2008.
[2] Ecofys VII - U-values for Better Energy Performance of Buildings, Raport Ecofys dla Eurimy Bruksela, 2007
[3] Kaserkiewicz K.: Budownictwo: Zużycie energii. Teraźniejszość i przyszłość (cz. I), Muratorplus.pl 2007 http://www.muratorplus.pl/technika/izolacje/budownictwo-zuzycie-energii-terazniejszosc-i-przyszlosc-cz-i_60737.html (2012.05.03)
[4] Rodzik P.: Historyczna analiza współczynników U Praca inżynierska IL PW Warszawa 2012
[5] Żmijewski k.: Rola energetyki wiatrowej w wypełnianiu zobowiązań akcesyjnych Polski do 2020r. Senat RP, Warszawa 2012
[6] Projekt Ustawy o Odnawialnych Źródłach Energii. Ministerstwo Gospodarki, Warszawa 2012
[7] http:// cng.auto.pl/ pojazdy/ osobowe/ konwersja/ 51-osobowe- fabryczne- uzywane/ 126-osobowo- uzywane- mb-w211 (2012.05.03)
[8] http://autos.yahoo.com/tesla/roadster/2009/convertible/specifications.html (2012.05.03)

CONSTRUCTION AND POWER SECTORS AT THE VERGE OF A NEW ERA – CONVERGENCE, SCALE EROSION, PROSUMER POWER – NEW PHENOMENA CREATE NEW RELATIONS

Summary

The intention of the paper is to attract attention to character features and selected details of a general trend of changes in construction industry, primarily in the housing sub-sector. The main thread is the assumption regarding the evolution of the building from its ancient genuine form, i.e. the cave, or its manmade version through to the state of a housing machine, and more often now, an intelligent machine – for such becomes now the so-called smart building.

The idea of an intelligent building, in the same way as the idea of intelligent grids or intelligent meters, very often does not meet with broad understanding. These solutions will be considered an expensive gadget for as long as we do not include them into the process of basic civilization functions – assurance of shelter, mobility, information and energy necessary for the latter.