

ZESZYTY NAUKOWE
POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ

FOLIA SCIENTIARUM
UNIVERSITATIS TECHNICAЕ RESOVIENSIS

NR 276

BUDOWNICTWO I INŻYNIERIA ŚRODOWISKA

Kwartalnik

zeszyt **58**

nr 3/2011/III



WYDZIAŁ
**BUDOWNICTWA
I INŻYNIERII ŚRODOWISKA**
POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ

Wydano za zgodą Rektora

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

Komitet Redakcyjny

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

Redaktor serii

Grzegorz PROKOPSKI

Redaktor naukowy

Aleksander KOZŁOWSKI

Opiniodawcy

Andrzej AJDUKIEWICZ, Andrzej M. BRANDT, Marian GIŻEJOWSKI,
Józef GŁOMB, Zbigniew JANOWSKI, Stanisław KAJFASZ, Oleg KAPLIŃSKI,
Tadeusz KASPROWICZ, Piotr KLEMM, Michał KNAUFF, Piotr KONDERLA,
Aleksander KOZŁOWSKI, Jan KUBIK, Andrzej ŁAPKO, Cezary MADRYAS,
Jan MAŁOLEPSZY, Zygmunt MEYER, Wojciech RADOMSKI, Zbigniew SIKORA,
Jacek ŚLIWIŃSKI, Zenon WASZCZYSZYN, Krzysztof WILDE,
Szczepan WOLIŃSKI, Witold WOŁOWICKI, Leonard ZIEMIAŃSKI, Jerzy ZIÓŁKO

Redaktorzy zeszytu

Zdzisław PISAREK
Andrzej WOJNAR

p-ISSN 0209-2646

Wersja drukowana kwartalnika jest wersją pierwotną

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

Nakład 500 + 50 egz. Ark. wyd. 31,92. Ark. druk. 22,0. Papier offset. kl. III 70g B1.
Oddano do druku w lipcu 2011 r. Wydrukowano w lipcu 2011 r.
Drukarnia Oficyny Wydawniczej, ul. W. Pola 2, 35-959 Rzeszów
Zam. nr 61/11

SPIS TREŚCI

BUDOWNICTWO OGÓLNE

Zbigniew BIENIEK: Spojrzenie na rozwój i definicje systemów tensegrity.....	9
Krzysztof CICHOCKI, Mariusz RUCHWA: Propagacja zniszczenia w konstrukcji obciążonej wybuchem	17
Paweł DEMBOWSKI, Robert JANKOWSKI: Badania eksperymentalne na stole sejsmicznym dotyczące odporności dynamicznej odłącznika wysokiego napięcia.....	25
Paweł FALACIŃSKI: Możliwości zastosowania popiołów fluidalnych przy realizacji przesłon przeciwfiltracyjnych w obiektach ochrony środowiska	33
Rafał KISIELIŃSKI, Robert KOWALSKI: Badania właściwości mechanicznych prętów zbrojeniowych wytwarzanych z zastosowaniem metody umacniania cieplnego, w temperaturach pożarowych.....	41
Tomasz PYTLOWANY: Łańcuch Markowa jako model oddziaływań wyjątkowych.....	49
Mariusz RUCHWA: Zastosowanie elementów ze spienionych metali jako zabezpieczeń konstrukcji przed działaniem obciążeń udarowych	57
Andrzej SOBOLEWSKI: Identyfikacja właściwości losowych obciążenia gruntu śniegiem	65
Lesław TARCZYŃSKI: Termiczne warunki przebywania ludzi w przestrzeni wentylowanej kominów przemysłowych	73
Szczepan WOLIŃSKI: Kalibracja współczynników częściowych dla istniejących konstrukcji.	81

FIZYKA BUDOWLI

Dariusz GAWIN, Francesco PESAVENTO: Wiarygodność wyników uproszczonych modeli matematycznych degradacji betonu w warunkach pożarowych	91
Dariusz HEIM: Efektywna głębokość wnikania ciepła w przegrodzie pełnej wypełnionej MFZ	99
Mariusz JANICKI, Dariusz HEIM: Wpływ doboru typowych rozwiązań przegród transparentnych na zyski ciepła przez fasadę podwójną.....	107
Jacek NURZYŃSKI, Paweł PONETA: Izolacyjność akustyczna paneli kompozytowych określona w wyniku badań	115
Eliza SZCZEPAŃSKA, Dariusz HEIM: Dystrybucja światła dziennego w pomieszczeniach przy różnych warunkach pogodowych - pomiary a symulacje	123
Marek TELEJKO, Jerzy Z. PIOTROWSKI: Wpływ struktury budynku na dystrybucję powietrza wentylacyjnego.....	131

INŻYNIERIA KOMUNIKACYJNA - MOSTY

Lesław BICHAJŁO, Mateusz SZARATA: Symulacja numeryczna wariantów zmian organizacji ruchu drogowego na przykładzie miasta Przemysła	141
Juliusz CIEŚLA, Piotr OLASZEK, Mirosław BISKUP, Małgorzata MAZANEK: Badania wybranych obiektów inżynierskich na linii CMK pod obciążeniem dynamicznym	149

Jacek CHRÓŚCIELEWSKI, Anna BANAS, Maciej MALINOWSKI, Mikołaj MIŚKIEWICZ: Mosty kolejowe małych rozpiętości – obliczenia i badania.....	157
Jacek CHRÓŚCIELEWSKI, Anna BANAS, Maciej MALINOWSKI, Mikołaj MIŚKIEWICZ, Łukasz PYRZOWSKI: Łukowa kładka dla pieszych podczas próbnego obciążenia.....	165
Leszek GOŁASKI, Barbara GOSZCZYŃSKA, Grzegorz ŚWIT, Wiesław TRAMPCZYŃSKI: Zastosowanie metody emisji akustycznej do identyfikacji procesów niszczenia w konstrukcjach stalowych	173
Lucjan JANAS, Bartosz MILLER: Zastosowanie sieci neuronowych do wspomaganie zarządzania obiektami mostowymi	181
Marian KLASZTORNY, Piotr SZURGOTT, Andrzej NIEMIERKO: Zastosowanie systemu LS-Dyna do modelowania i symulacji drgań układu most – tor – pociąg szybkobieżny	191
Maciej KULPA, Tomasz SIWOWSKI: Propozycja współczynników dostosowawczych $\alpha_{Qi} / \alpha_{Qi}$ wg PN-EN 1991-2 dla pewnej klasy mostów drogowych.....	199
Wojciech SIEKIERSKI: Współpraca pomostu zespolonego z kratowymi dźwigarami głównymi przęseł kolejowych.....	207
Janusz SZELKA, Zbigniew KAMYK: Pokonywanie przeszkód wodnych za pomocą wojskowego sprzętu mostowego.....	215

INŻYNIERIA PRZEDSIĘWZIĘĆ BUDOWLANYCH

Marcin KANONICZAK: Kontrola wytrzymałości betonowych nawierzchni autostradowych z zastosowaniem wykresów wzorowanych na kartach kontrolnych Shewharta	225
Tadeusz KASPROWICZ: Analiza ryzyka przedsięwzięć budowlanych.....	233
Adam KRISTOWSKI, Łukasz MAJKOWSKI: Organizacja badań poligonowych budowy wybranych systemów deskowań	241
Janusz KULEJEWSKI, Nabi IBADOV: Metoda oceny dotrzymania terminu realizacji budowy w warunkach nieprecyzyjnego formułowania danych planistycznych	249
Roman MARCINKOWSKI, Anna KRAWCZYŃSKA: Koncepcja metody analizy efektywności wykorzystania deskowań systemowych w budowie obiektu żelbetowego.....	257
Edyta PLEBANKIEWICZ, Agnieszka LEŚNIAK: Ocena i wybór wykonawców robót budowlanych przez inwestorów publicznych	265
Elżbieta RADZISZEWSKA-ZIELINA: Porównanie procedury zamówień publicznych w budownictwie w Polsce i na Słowacji	273
Janusz SZELKA, Zbigniew WRONA: Hybrydowe systemy analityczno – decyzyjne jako nowe narzędzie informatycznego wspomaganie działań inżynierskich	281
Krzysztof ZIMA: Modelowanie informacji o budynku w procesie szacowania kosztów	289

MATERIAŁY BUDOWLANE

Lucyna DOMAGAŁA: Wpływ rodzaju kruszywa grubego na właściwości mechaniczne betonów konstrukcyjnych	299
Izabela HAGER: Wytrzymałość na ściskanie i prędkość rozchodzenia się fali ultradźwiękowej w betonach zwykłych i wysokowartościowych poddanych działaniu wysokiej temperatury	307
Krzysztof KAMIŃSKI, Marek SWAT: Wytrzymałość betonu w konstrukcji w świetle aktualnych norm i weryfikacji badawczej.....	313
Janusz KONKOL, Grzegorz PROKOPSKI: Morfologia przełomu oraz odporność na pękanie betonów modyfikowanych dodatkiem popiołu fluidalnego lub meta kaolinitu.....	321
Zdzisław PYTEL: Wpływ obecności hydrogranatów z szeregu $C_3AS_3 - C_3AH_6$ na właściwości autoklawizowanych tworzyw wapienno-piaskowych	331
Izabela SKRZYPCZAK: Zastosowanie teorii Dempstera-Shafera w odbiorze betonu o zaniżonej jakości	343

**BUDOWNICTWO
OGÓLNE**

Zbigniew BIENIEK¹
Politechnika Rzeszowska

SPOJRZENIE NA ROZWÓJ I DEFINICJE SYSTEMÓW TENSEGRITY

STRESZCZENIE

Systemami tensegrity nazywa się samodzielnie sztywne ciągnowo-prętowe ustroje konstrukcyjne, w których wszystkie elementy składowe połączone są końcami wyłącznie przegubowo. Jedną z charakterystycznych własności takich systemów jest liczbowa i funkcjonalna dominacja elementów osiowo rozciąganych nad elementami osiowo ściskanymi. Odkryte dotychczas, różnorodne wzory połączeń cięgien i prętów mają wpływ nie tylko na odmienną postać geometryczną każdego systemu, ale przede wszystkim na jego własności mechaniczne. W toku badań nad systemami i strukturami tensegrity próbowano je definiować i klasyfikować na różne sposoby. Na ogół zawsze, w trakcie rozwoju nowej gałęzi wiedzy jest bardzo trudno o generalizację, czego wyrazem są m.in. przedstawione w pracy kolejne próby zwięzłego opisu jednostki tak złożonej jak tensegrity. Autor dodaje też własne koncepcje samodzielnie sztywnych systemów ciągnowo-prętowych, które z definicji różnią się od znanych dotychczas rozwiązań. Pojawia się nowa klasa konstrukcyjnych ustrojów tensegrity, nazwana klasą Θ , charakteryzująca się brakiem ciągłości sieci elementów rozciąganych. Ponadto, w klasie Θ wskazano dwa zasadniczo różniące się między sobą systemowe warianty konfiguracji cięgien i prętów.

Słowa kluczowe: ciągnie, pręt, system konstrukcyjny, tensegrity

1. DEFINICJE I KLASYFIKACJA SYSTEMÓW TENSEGRITY

1.1 Definicje

Pierwsi badacze samodzielnie sztywnych struktur ciągnowo-prętowych zamieścili próby opisu swoich pionierskich odkryć w patentach. Naturalnie, w tamtych dniach było bardzo trudno o generalizację i znalezienie pełnej definicji, którą można by objąć tak złożoną jednostkę jak tensegrity.

Richard Buckminster Fuller w artykule zatytułowanym „*Tensegrity*” [1], jaki ukazał się w 1961 roku, przedstawił bardzo wylewnie ogólne zasady i pojęcia rządzące systemami o naprężeniu jednorodnym, ale nie podał dla nich żadnej precyzyjnej definicji. W swoim patencie [2] opisał ten rodzaj struktury jako „mnogość nieciągłych ściskanych słupów ułożonych grupami po trzy i połączonych elementami ciągnowymi formującymi rozciągane trójkąty”. Jednakże dodaje do zamieszczonego opisu bardzo krótkie objaśnienie, które weszło do

¹ zbieniek@prz.edu.pl

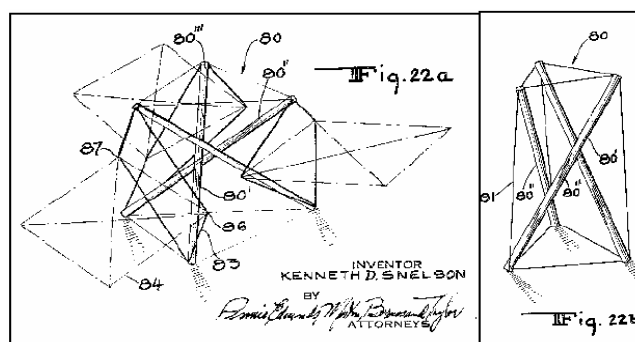
annałów historii tensegrity: „Elementy ściskane stają się wyspami w morzu rozciągania”. Kilka lat później podał on obszernie wyjaśnienie: „Tensegrity oznacza zasadę strukturalnego związku według której kształt konstrukcji prętowo-ciężnowej jest zapewniony przez całkowicie zamknięty, w pełni ciągły, ciężnowo zachowujący się system a nie przez zachowania wyłącznie lokalnych elementów poddanych ściskaniu” [3].

Inny z pionierów tensegrity, David Georges Emmerich, oznajmił w swoim patencie że ideę jego wynalazku można w pełni przedstawić posługując się kilkoma rysunkami towarzyszącymi podanemu opisowi [4,5]. Tym sposobem uniknął on trudności sformułowania ścisłej definicji.

Kenneth D. Snelson jest być może mniej kontrowersyjny w wyjaśnianiu znaczenia tensegrity. W swoim patencie podaje, że: „Ten wynalazek odnosi się do konstrukcyjnego szkieletu, a dokładniej, do nowej i doskonalszej konstrukcji zbudowanej z wydłużonych elementów rozciąganych albo ściskanych i połączonych w sieć. Elementy ściskane wbudowane są, każdy oddzielnie, w ciągłą i naprężoną sieć połączonych wzajemnie elementów rozciąganych” [6], patrz (Rys. 1). Pomimo że K. Snelson woli nazywać tensegrity „strukturami swobodnego ściskania”, to w nawiązaniu do wcześniejszych definicji posłużył się następującym opisem: „Tensegrity oznacza zamknięty system konstrukcyjny złożony ze zbioru wydłużonych i ściskanych prętów, trzech lub więcej, które umieszczono wewnątrz sieci naprężonych ciężni w taki sposób, że pręty nie dotykają siebie wzajemnie lecz swymi końcami napierają na punkty węzłowe sieci ciężnowej tworząc mocną, striangulowaną, wewnętrzną sprężoną, rozciąganą i ściskaną jednostkę”. Uzupełniając ten opis Snelson dokonał bardzo jasnego wyróżnienia: „Struktury tensegrity są wewnątrz naprężonymi konstrukcjami szkieletowymi”.

Kilka lat później Anthony Pugh podaje ogólną charakterystykę systemu tensegrity [7]. Trafnie sformułowana, dzięki rozszerzeniu obszaru jej znaczenia, została uznana przez resztę specjalistów za najbardziej uniwersalną:

„System tensegrity jest ustanowiony wówczas gdy nieciągły zbiór elementów ściskanych współdziała z ciągłym zbiorem komponentów rozciąganych zajmując niezmienną objętość w przestrzeni”.



Rys. 1. Sposób kształtowania najprostszej przestrzennej struktury tensegrity, nazywanej m.in. „sympleksem”, zamieszczony w opisie patentu K. Snelsona [6]

Dopiero na początku lat 90-tych ubiegłego wieku Daniel L. Schodek zdał sobie sprawę, że poprzez przeszywnienia i stopnie swobody można lepiej zdefiniować konstrukcję tensegrity niż przy pomocy dotychczas uznawanej charakterystyki [8]. Dlatego też, określił on tensegrity jako sztywne konstrukcje, wykonane z nieciągłego zbioru ściskanych prętów i ciągłego zbioru rozciąganych ciężni, w których każdy składnik otrzymuje jeden stopień przeszywnienia.

Bin-Bing Wang [9] wyszedł poza poprzednią definicję, doceniając inne ważne właściwości dostrzeżone wcześniej przez Emmericha i Snelsona: „Tensegrity są strukturami

samodzielnie wspartymi, usztywnionymi przez naprężenie wewnętrzne”. Szersza definicja podana przez Wanga i Li [10] jest następująca: „Systemy tensegrity są wolnostojącymi i łączonymi przegubowo sieciami kablowymi w których połączone kable systemu są naprężone przeciwstawnie do nieciągłego systemu prętów, a szerzej, każda wolnostojąca i połączona przegubowo sieć kablowa złożona z jednostek budowlanych które spełniają powyższą definicję”.

Istnieją dalsze, bardziej złożone definicje wyrażające poglądy autorów.

Robert E. Skelton stwierdza, że: „System tensegrity jest stabilnym połączeniem osiowo obciążonych elementów, istniejącym jako struktura tensegrity klasy k jeżeli co najwyżej k ściskanych elementów jest połączonych w jednym węźle” [11]. Na przykład tradycyjna struktura tensegrity jest klasy $k = 1$ dlatego, że jeden i tylko jeden element ściskany składa się na każdy węzeł. Taką strukturę nazywa się *czystą*, ang. *pure tensegrity*.

Ariel Hanaor opisuje struktury tensegrity jako: „Wewnętrznie sprężone, wolnostojące i przegubowo połączone sieci, w których ciężna, nazywane też często kablami, są naciągnięte w przeciwieństwie do ściskanych prętów albo zastrzałów” [12]. *Pręt*, ang. *bar*, to prostoliniowy element o ustalonej długości, potrafiący przenieść zarówno ściskanie jak i rozciąganie. *Zastrzał*, ang. *strut*, to element prostoliniowy, którego długość nie może się kurczyć ale może wzrastać bez końca na wzór teleskopu; przez co nie jest zdolny przenosić rozciągania. *Kabel* lub *ciągno*, ang. *cable* lub *tendon*, to zwykła lina mogąca się kurczyć, ale jej długość nie może wzrastać. Podobną nomenklaturę stosuje m.in. Robert Connelly [13].

Tymczasem Miura i S. Pellegrino, cytowani w [14], podali następującą interpretację: „Strukturę tensegrity posiada każda konstrukcja zrealizowana z kabli i prętów, na którą narzucony jest stan sprężenia wywołany naprężeniem wszystkich kabli”, dodając później, „naprężenie wszystkich kabli, czyli sprężenie konstrukcji w celu jej stabilizacji, jest warunkiem koniecznym do uzyskania strukturalnej sztywności pierwszego rzędu dla której wszelkie mechanizmy tej struktury są nieskończenie małe”.

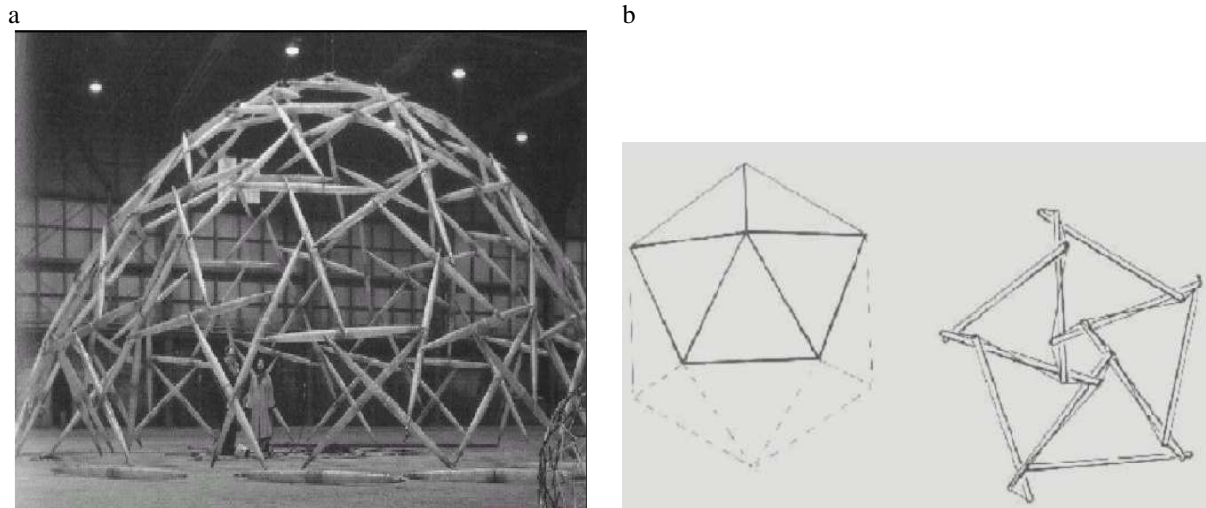
Ostatnio René Motro podjął próbę rozróżnienia i zdefiniowania systemu tensegrity według dwóch przewodnich koncepcji [15]. Pierwsza definicja jest oparta na klasycznych opisach patentowych: „Systemy tensegrity są przestrzennymi systemami siatkowymi znajdującymi się w *stanie naprężeń własnych*, ang. *state of self-stress*. Wszystkie ich elementy mają prostoliniowe włókno środkowe i są równoważnej jemu długości. Elementy rozciągane nie mają sztywności na ściskanie i stanowią zbiór ciągły. Elementy ściskane ustanawiają zbiór nieciągły. Każdy węzeł przyjmuje tylko jeden element ściskany”. Druga definicja stanowi uogólnienie tej pierwszej, posiada kilka cech wspólnych z definicją Puga, ale uwzględnia też dodatkowe czynniki: elementy ściskane są zawarte wewnątrz ciągłego zbioru podlegającego rozciąganiu, oraz system posiada zdolność samoregulacji stabilności.

1.2 Klasyfikacja systemów tensegrity

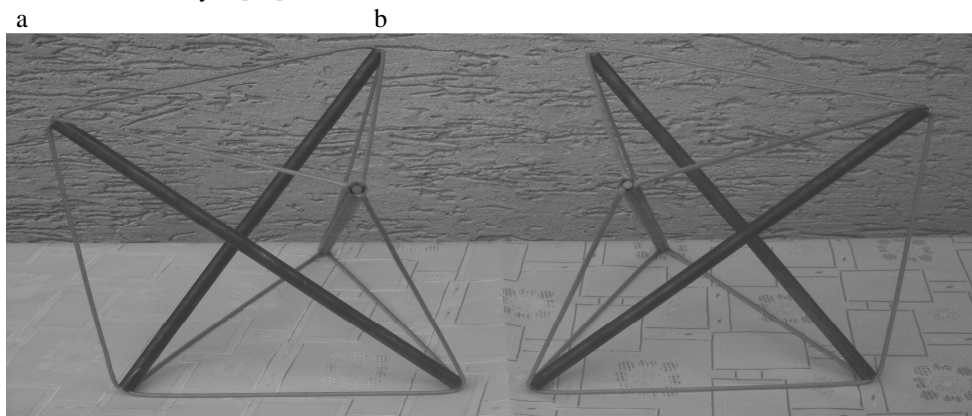
Najprawdopodobniej pierwszą klasyfikację struktur tensegrity przeprowadził Fuller oraz jego współpracownicy, dokonując podziału na dwie ogólne klasy strukturalne: *tensegrity geodezyjne* i *tensegrity sprężone*, ang. *geodesic tensegrity* i *prestressed tensegrity*.

Pierwszą klasę, której przykłady przedstawia (Rys. 2), charakteryzuje równowaga uzyskana przez triangulację elementów konstrukcyjnych zorientowanych wzdłuż linii geodezyjnych.

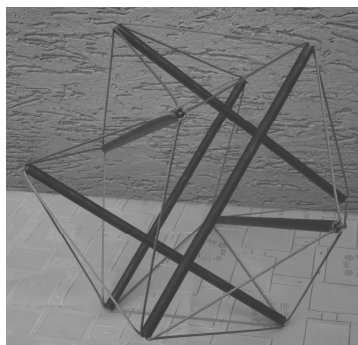
Ta druga jest klasą struktur utrzymujących swoją stabilność samodzielnie dzięki izometrycznemu rozkładowi naprężeń. Wybranymi przykładami należącymi do klasy struktur sprężonych są przyzmy tensegrity (Rys. 3) i ośmiościan rozparty (Rys. 4).



Rys. 2.a) kopuła tensegrity jako przykład struktury klasy geodezyjnej, wg projektu R.B. Fullera [16],
 b) schemat triangulacji elementów konstrukcyjnych w geodezyjnym systemie tensegrity bazującym na dwudziestościanie foremnym [17]



Rys. 3. Sympleks czyli pryzma tensegrity o podstawach trójkątnych: a – lewoskrętna, b - prawoskrętna



Rys. 4. Ośmiościan rozparty

Anthony Pugh jako pierwszy utworzył katalog systemów tensegrity wyróżniając w nich: *systemy sferyczne* i *systemy cylindryczne*, ang. *spherical systems* i *cylindrical systems* [7]. Opisał też między innymi trzy podstawowe wzory konfiguracji strukturalnych: *wzór rombowy*, *wzór obwodowy* i *wzór skośny*. Podstawę podanej klasyfikacji stanowi względne położenie prętów w rozpatrywanym systemie swobodnego ściskania. Systemy tensegrity klasy *sferycznej* charakteryzuje ich homeomorfizm względem sfery. Wszystkie cięgna mogą być umieszczone np. na sferze nie przecinając się wzajemnie, a wszystkie pręty leżą wewnątrz sieci cięgnowej, co razem tworzy sferyczną komórkę.

2. SYSTEMY TENSEGRITY KLASY Θ

Trzeba zauważyć, że większość sformułowanych dotychczas definicji systemów tensegrity wyraźnie wymaga ciągłości sieci utworzonej przez elementy rozciągane i nieciągłości zbioru elementów ściskanych wchodzących w skład każdego systemu. Jednak w niniejszej pracy autor przedstawia nowe przykłady systemów tensegrity, które wyróżnia m.in. nieciągła sieć elementów rozciąganych.

Nawiązując do wspomnianej już definicji i klasyfikacji proponowanej przez Roberta E. Skeltona, autor postuluje jej rozszerzenie i wprowadza nową klasę systemów tensegrity o nazwie *klasa* Θ [18,19]. Każdy z takich systemów posiada zewnętrzny i wewnętrzny zbiór elementów rozciąganych. Przyjęta symbolika nawiązuje do kształtu greckiej dużej litery ‘theta’, co odzwierciedla dwa rozłączne względem siebie zbiory cięgien: zewnętrzny i wewnętrzny. Oba końce każdego pręta zawsze łączą się z dwoma oddzielnymi zbiorami cięgien.

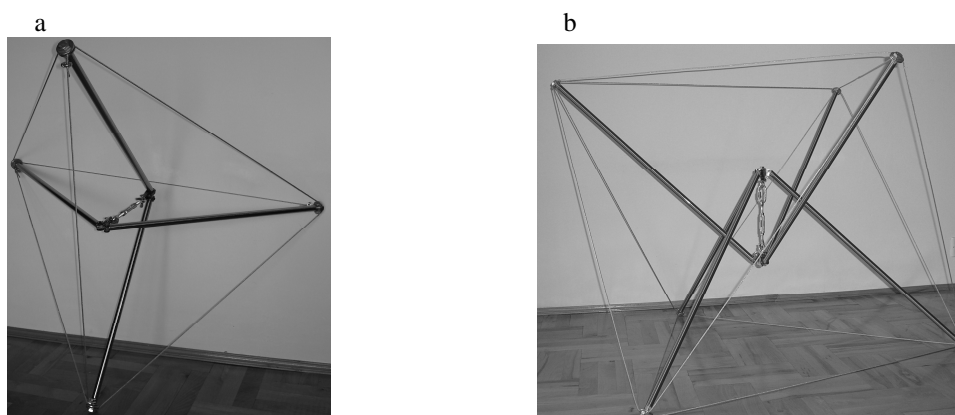
W *klasie* Θ można wyróżniać bardziej szczegółowe konfiguracje, przewidziane do prezentacji w następnych publikacjach. Obecnie pokazano tylko wybrane przykłady, a pierwszy z nich prezentuje (Rys. 5). Dwa zamieszczone tutaj modele systemów tensegrity należą do podklasy Θ charakteryzującej się pojedynczym cięgnem wewnętrznym. Natomiast (Rys. 8) pokazuje dwa modele kolejnej podklasy Θ takich systemów. Jak widać tym razem, na wewnętrzną sieć cięgien składa się więcej elementów, i co równie ważne, każdy z prętów pracuje oddzielnie.

2.1 Systemy klasy Θ z pojedynczym cięgnem wewnętrznym

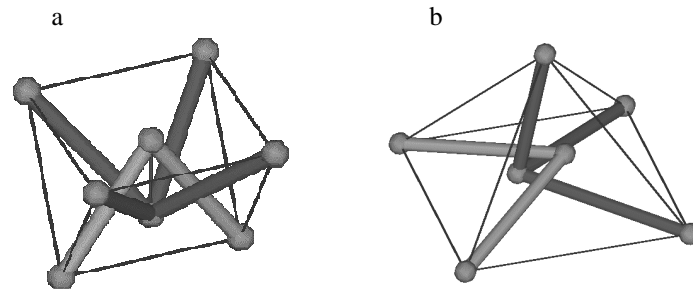
Ogólnie biorąc, kształt zewnętrzny elementarnej komórki tensegrity – czyli inaczej modułu tensegrity – zdefiniowany przez zbiór cięgien zewnętrznych, jest zazwyczaj antypryzmą. Jej obie podstawy mogą być odcinkami lub dowolnymi wielobokami wypukłymi. Zgodnie z (Fig. 5) pierwszy moduł ma postać czworościanu, a drugi moduł to ośmiościan.

Można też budować moduły tensegrity *klasy* Θ posiadające zewnętrzny kształt pryzmy lub piramidy, co przedstawia (Rys. 6).

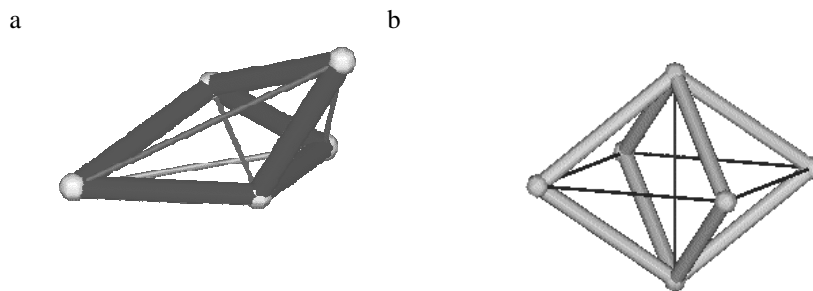
Kolejne przykłady samodzielnie sztywnych modułów cięgnowo-prętowych *klasy* Θ , wyróżniające się tym razem ciągłością zbioru elementów ściskanych, przedstawia (Rys. 7).



Rys. 5. Przykładowe antypryzmy tensegrity *klasy* Θ : a – czworościan, b – ośmiościan



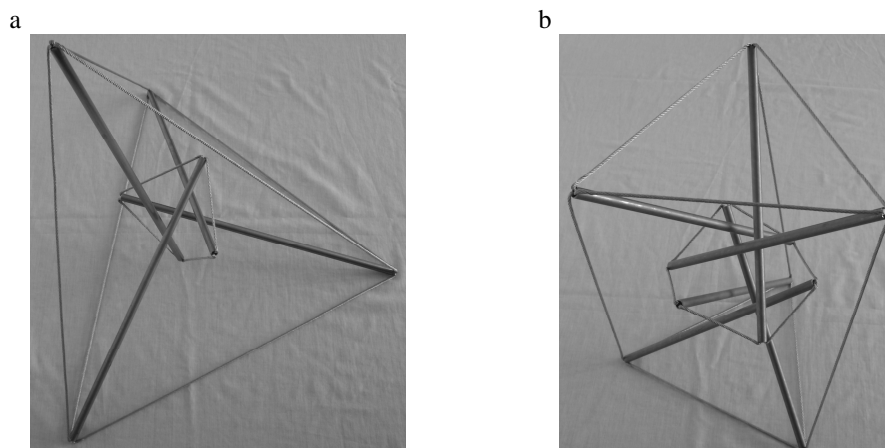
Rys. 6. Przykłady modułów tensegrity klasy Θ : a – pryzma, b - ostrosłup



Rys. 7. Przykłady samodzielnie sztywnych modułów ciągnowo-prętowych klasy Θ

2.2 Systemy klasy Θ z prętami rozłącznymi

Systemy pokazane poprzez (Rys. 8) są ewidentnym dowodem na konieczność uzupełnienia podziału klasycznych, tzw. 'czystych', konfiguracji tensegrity (Rys. 1-4). Jak poprzednio, najbliższym sąsiadem każdego elementu osiowo ściskanego jest zawsze element osiowo rozciągany, zatem pręty nie dotykają się nawzajem. Można powiedzieć, że zbiór cięgien wewnętrznych tworzy jądro każdej komórki tensegrity, co przedstawia (Rys. 9), a zbiór cięgien zewnętrznych jest jej powłoką.

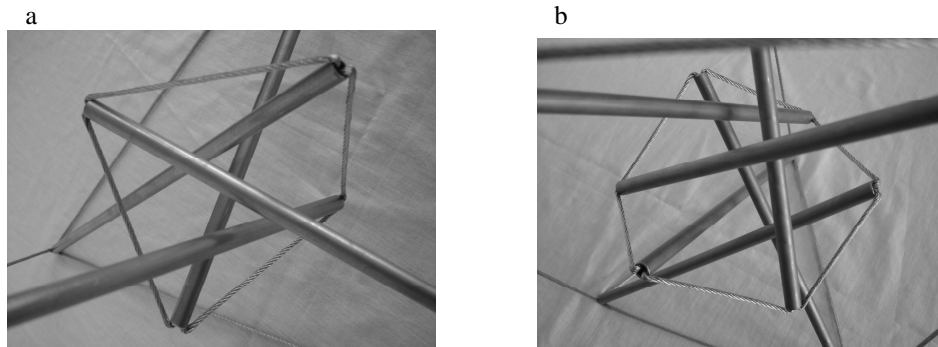


Rys. 8. Przykłady modułów tensegrity klasy Θ z prętami rozłącznymi: a – czworościan, b – trójkątna pryzma

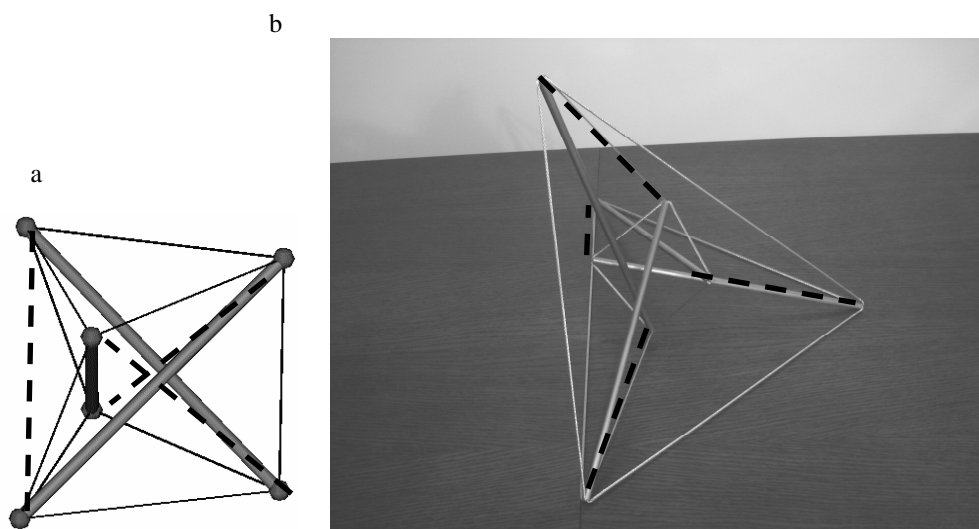
Cechą wspólną dla tradycyjnych systemów tensegrity i systemów klasy Θ z prętami rozłącznymi jest możliwość wzmacniania ich sztywności, czyli blokowania wewnętrznych mechanizmów, poprzez dodanie kolejnych cięgien (Rys. 10). Dodatkowe elementy rozciągane zaznaczono linią przerywaną. Pod wpływem przedstawionego działania system klasy Θ zmienia się w system o ciągłej sieci cięgien. Warto wspomnieć, że dodawanie

ciągien można teoretycznie prowadzić według innych konfiguracji geometrycznych, co w różnym stopniu rzutuje na klasyfikację i własności mechaniczne całego układu.

Jedną z zalet systemów tensegrity klasy Θ jest możliwość kształtowania samodzielnie sztywnych modułów ciągnowo-prętowych ze znacznie krótszych prętów niż w dotychczas znanych konfiguracjach klasycznych o porównywalnych gabarytach zewnętrznych. Z założenia, każdy pręt ma przenosić wyłącznie ściskanie osiowe, a zatem poważnie wzrasta jego odporność na wyboczenie.



Rys. 9. Widok wewnętrznej sieci cięgien w przykładowych modułach tensegrity: a – czworościan tensegrity, b – trójkątna pryzma tensegrity



Rys. 10. Przykłady wzmocnienia systemów tensegrity: a – trójkątnej pryzmy czyli sympleksu, b – czworościanu tensegrity z prętami rozłącznymi

PIŚMIENNICTWO

- [1] Fuller R.B.: Tensegrity, Portfolio and Art. News Annual, No.4, 1961.
- [2] Fuller R.B.: Tensile-Integrity Structures, U.S. Patent No. 3,063,521, November 13, 1962.
- [3] Fuller R.B.: Synergetics: Explorations in the Geometry of Thinking, Mac Millan Publishing Co. Inc., 1975.
- [4] Emmerich D.G.: Construction de réseaux autotendants, French Patent No. 1,377,290, September 28, 1964.
- [5] Emmerich D.G.: Structures linéaires autotendants, French Patent No. 1,377,291, September 28, 1964.

- [6] Snelson K.: Continuous tension, discontinuous compression structures, U.S. Patent No. 3,169,611, February 11, 1965.
- [7] Pugh A.: "An Introduction to Tensegrity", University of California Press, Berkeley and Los Angeles, California, 1976.
- [8] Schodek D.L.: Structure in Sculpture, Cambridge, Mass. (USA), M.I.T. Press, 1993
- [9] Wang B.B.: Cable-strut systems: Part I – Tensegrity, Journal of Constructional Steel Research, Vol.45 No.3, 1998.
- [10] Wang B.B., Li Y.Y.: Novel Cable-strut Grids made of prisms. Part 1. Basic Theory and Design, Int. Journal Space Structures, Vol. 44 No.142, 2003.
- [11] Skelton R.E., Helton J.W., Adhikari R., Pinaud J.P., Chan W.: An Introduction to the Mechanics of Tensegrity Structures, Dynamics and Control of Aerospace Systems, University of California, San Diego, CRC Press LLC, 2002.
- [12] Hanaor A.: Tensegrity: Theory and application, Beyond the Cube: The Architecture of Space Frames and Polyhedra, edited by J. F. Gabriel, John Wiley & Sons, Inc., 1997.
- [13] Connelly R.: Tensegrity structures: Why are they stable?, Rigidity Theory and Applications, Thorpe and Duxbury, Kluwer Academic/Plenum Publishers, 1999.
- [14] Tibert A.G., Pellegrino S.: Deployable Tensegrity Masts, 44th Structures, Structural Dynamics and Material Conference and Exhibit, American Institute of Aeronautics and Astronautics, Norfolk VA, 7-10 April 2003.
- [15] Motro R.: Tensegrity: Structural Systems for the Future, London, Kogan Page Science, 2003.
- [16] Gengnagel C.: Arbeitsblätter "Tensegrity", Munich: Fakultät für Architektur, Technische Universität München, 2002.
- [17] Burkhardt R.W., A Technology for Designing Tensegrity Domes and Spheres, Cambridge (USA), 2004.
- [18] Bieniek Z.: A review of the Tensegrity Systems, Symmetry: Art and Science, The Journal of the International Society for the Interdisciplinary Study of Symmetry, Special Issue for the Conference of ISIS Symmetry Wrocław and Cracow, Poland, editors: George Lugosi and Denes Nagy, September 14-19, 2009/1-4, str. 48-51.
- [19] Bieniek Z.: Chosen Ideas of Geometrical Shaping of Modular Tensegrity Structures, Structural Engineers World Congress, Como, Italy, 2011, Congress paper on CD.

A GLIMPSE OF DEVELOPMENT AND DEFINITIONS OF TENSEGRITY SYSTEMS

Summary

The author of this paper dared to add a new class of tensegrity and proposed the term '*class θ* ' (theta) to distinguish the tensegrity systems with a discontinuous set of tension components. Each of the basic tensegrity systems termed '*class θ* ' possesses an exterior and interior set of tension components. The shape of Greek capital letter ' θ ' reflects two sets of such components (two sets of tendons, cables etc.). The particular feature is that these two sets are never connected to each other. The compressive members (components) always lie between the two sets of tension components. We can distinguish two subclasses among a '*class θ* ' tensegrity systems:

(1) the first subclass includes tensegrity units with a single interior tendon, (2) the second subclass includes tensegrity units comprising a disconnected set of compressed elements, which are jointed with an exterior and interior set of tension components simultaneously.

Krzysztof CICHOCKI¹
Mariusz RUCHWA²
Politechnika Koszalińska

PROPAGACJA ZNISZCZENIA W KONSTRUKCJI OBCIĄŻONEJ WYBUCHEM

STRESZCZENIE

Niniejsza praca przedstawia wyniki kontynuacji prac autorów nad zastosowaniem nieliniowego sprężysto-plastycznego modelu materiałowego betonu ze zniszczeniem do analizy zagadnień propagacji zniszczenia w konstrukcjach żelbetowych obciążonych wybuchem. Celem pracy jest określenie mechanizmu zniszczenia konstrukcji płytowej wykonanej z betonu zbrojonego, poddanej działaniu wybuchu o dużej intensywności, zainicjowanego w pewnej odległości od powierzchni konstrukcji. Całość analizy została wykonana przy zastosowaniu systemu obliczeniowego Abaqus, z zaimplementowanym własnym modelem materiałowym. Ze względu na dostępność wyników eksperymentalnych wybranej konstrukcji w literaturze, przeprowadzono porównanie uzyskanych wyników analizy numerycznej z analogicznymi rezultatami badań eksperymentalnych. Pozwoliło to na sformułowanie odpowiednich wniosków końcowych.

Słowa kluczowe: model materiałowy, beton, obciążenie wybuchem, symulacje numeryczne

1. WPROWADZENIE

Zagadnienie propagacji zniszczenia w konstrukcjach budowlanych poddanych działaniu obciążeń o charakterze wyjątkowym (uderzenia, wybuchy) jest kluczowym problemem przy określeniu ich integralności, rozumianej jako zdolność konstrukcji do zachowania częściowej funkcjonalności po zniszczeniu części jej elementów. Stateczność oraz integralność konstrukcji budowlanych (a w szczególności budynków wielokondygnacyjnych) jest przedmiotem badań naukowych prowadzonych w ramach międzynarodowego programu badawczego COST TU0601 „Robustness of Structures”, których celem jest określenie kryteriów oceny konstrukcji pod względem jej integralności i odporności na lokalne uszkodzenia.

Ważnym narzędziem w tego rodzaju analizach są numeryczne symulacje wybranych przypadków układu konstrukcja-obciążenie. Oprócz analiz globalnych, dotyczących zachowania się całej konstrukcji, niezbędne są analizy numeryczne dotyczące typowych elementów konstrukcji:

¹ krzysztof.cichocki@tu.koszalin.pl

² mariusz.ruchwa@wbiis.tu.koszalin.pl

belek, płyt, itp. Pozwalają one na weryfikację zastosowanych modeli materiałowych, analizę mechanizmu propagacji zniszczenia, jak też wynikowego zakresu zniszczeń w materiale konstrukcji.

Wcześniejsze badania prowadzone przez autorów niniejszej pracy wykazały decydujący wpływ założonego w analizie modelu materiałowego na jakość wyników uzyskanych przy zastosowaniu algorytmu metody elementów skończonych. Problemem jest w dalszym ciągu dobór odpowiedniego modelu materiałowego betonu, ze względu na jego specyficzny mechanizm powstawania zniszczenia (inny przy ściskaniu, inny przy rozciąganiu).

2. OPIS MATERIAŁOWY

Zastosowano sprężysto-plastyczny model betonu ze zniszczeniem, bazujący na znanej koncepcji opisu zniszczenia wykorzystującej parametry skalarne, wprowadzonej przez Kachanova [1] oraz rozwiniętej w pracach Lemaitre'a [2]. Przyjęto założenia kontynualnej mechaniki zniszczenia, podane przez Rabotnova [3], gdzie także omówiono pojęcie naprężeń efektywnych. Tensor naprężeń efektywnych dany jest zależnością:

$$\bar{\boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{D}_o : (\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}^p) \quad (1)$$

gdzie \mathbf{D}_o jest liniowo-sprężystą macierzą konstytutywną czwartego rzędu, $\boldsymbol{\varepsilon}$ jest tensorem odkształceń drugiego rzędu, zaś $\boldsymbol{\varepsilon}^p$ jest tensorem odkształceń plastycznych.

Zniszczenie materiału jest określone przez dwie zmienne skalarne, przy rozciąganiu i ściskaniu. Dlatego konieczne jest rozdzielenie tensora naprężeń efektywnych (1) na składowe odpowiadające ściskaniu i rozciąganiu. Dla naprężeń głównych $\bar{\sigma}_i$ oraz ich kierunków określonych wektorami jednostkowymi \mathbf{p}_i uzyskujemy:

$$\begin{aligned} \bar{\boldsymbol{\sigma}}^+ &= \langle \bar{\boldsymbol{\sigma}} \rangle = \sum_{i=1}^3 \langle \bar{\sigma}_i \rangle \mathbf{p}_i \otimes \mathbf{p}_i \\ \bar{\boldsymbol{\sigma}}^- &= \langle \bar{\boldsymbol{\sigma}} \rangle = \sum_{i=1}^3 \langle \bar{\sigma}_i \rangle \mathbf{p}_i \otimes \mathbf{p}_i \end{aligned} \quad (2)$$

Przyjęto formę swobodnej energii Helmholtza zaproponowaną przez Mazarsa i Pijaudier-Cabota [4]:

$$\Psi(\boldsymbol{\varepsilon}, \boldsymbol{\varepsilon}^p, d^+, d^-) = (1 - d^+) \Psi_0^+(\boldsymbol{\varepsilon}, \boldsymbol{\varepsilon}^p) + (1 - d^-) \Psi_0^-(\boldsymbol{\varepsilon}, \boldsymbol{\varepsilon}^p) \quad (3)$$

gdzie:

$$\Psi_0^+ = \Psi_0^+(\bar{\boldsymbol{\sigma}}(\boldsymbol{\varepsilon}, \boldsymbol{\varepsilon}^p)) = \frac{1}{2} \bar{\boldsymbol{\sigma}}^+ : \mathbf{D}_0^{-1} : \bar{\boldsymbol{\sigma}} \quad (4)$$

$$\Psi_0^- = \Psi_0^-(\bar{\boldsymbol{\sigma}}(\boldsymbol{\varepsilon}, \boldsymbol{\varepsilon}^p)) = \frac{1}{2} \bar{\boldsymbol{\sigma}}^- : \mathbf{D}_0^{-1} : \bar{\boldsymbol{\sigma}} \quad (5)$$

Wzory (4) i (5) określają swobodne energie sprężyste związane odpowiednio z rozciąganiem i ściskaniem, zaś parametry skalarne d^+, d^- określają zniszczenie materiału, i spełniają nierówności:

$$\begin{aligned} 0 \leq d^+ &\leq 1 \\ 0 \leq d^- &\leq 1 \end{aligned} \quad (6)$$

Ze względu na rozdzielenie tensora naprężeń (2), wprowadzone zostały pojęcia równoważnego efektywnego naprężenia rozciągającego \bar{r}^+ oraz ściskającego \bar{r}^- ,

$$\bar{r}^+ = \sqrt{\bar{\sigma}^+ : \mathbf{D}_0^{-1} : \bar{\sigma}^+} \quad (7)$$

$$\bar{r}^- = \sqrt{\sqrt{3}(K\bar{\sigma}_{oct}^- + \bar{\tau}_{oct}^-)} \quad (8)$$

Jako kryteria zniszczenia wprowadzono za Simo i Ju [5]:

$$g^+(\bar{r}^+, r^+) = \bar{r}^+ - r^+ \leq 0 \quad (9)$$

$$g^-(\bar{r}^-, r^+) = \bar{r}^- - r^- \leq 0 \quad (10)$$

Bieżący przyrost tensora odkształceń plastycznych został określony jak niżej:

$$\dot{\epsilon}^p = \beta EH(\dot{d}^-) \frac{\langle \bar{\sigma} : \dot{\epsilon} \rangle}{\bar{\sigma} : \bar{\sigma}} \mathbf{D}_0^{-1} : \bar{\sigma} \quad (11)$$

E jest modułem Younga, zaś β parametrem materiałowym sterującym intensywnością deformacji plastycznych (wartość zerowa oznacza brak efektów plastycznych - model redukuje się do liniowo-sprężystego ze zniszczeniem). $H(\dot{d}^-)$ jest funkcją Heaviside'a, wprowadzoną w celu uniemożliwienia rozwoju zniszczenia przy odciążaniu podczas ściskania.

Do kompletnego określenia omawianego modelu materiałowego konieczne jest podanie zależności na rozwój skalarnych parametrów opisujących zniszczenie. W tym celu przyjęto następujące sformułowania:

$$d^+ = 1 - \frac{r_0^+}{\bar{r}^+} e^{A^+(1-\frac{\bar{r}^+}{r_0^+})} \quad (12)$$

$$d^- = 1 - \frac{r_0^-}{\bar{r}^-} (1 - A^-) - A^- e^{B^-(1-\frac{\bar{r}^-}{r_0^-})} \quad (13)$$

Sposób określenia parametrów materiałowych A^+ , A^- , B^- oraz wielkości początkowych r_0^+ oraz r_0^- podany został przez Olivera i Farię [6], zaś procedury numeryczne omówiono w pracy Cichockiego [7]. Parametr b obliczany jest przy zastosowaniu procedury przedstawionej przez Yankelevsky'ego i Reinhardta [8], bazującej na obserwacji wyników próby cyklicznego jednoosiowego ściskania próbek betonowych.

W celu uwzględnienia wpływu prędkości odkształceń na odpowiedź dynamiczną, która w przypadku betonu jest znaczna (Bischoff i Perry [9]), zastosowano procedurę podobną do propozycji Simo i Ju [5]. Według niej rozwój skalarnych parametrów zniszczenia zależy m.in. od parametru zmienności zniszczenia ϑ , będącego parametrem materiałowym. Przy nieskończonej wartości tego parametru uzyskuje się, że rozwój zniszczenia nie zależy od prędkości odkształcenia (*rate independent*). Wartość zerowa oznacza brak rozwoju zniszczenia - odpowiedź liniowo-sprężystą. Na podstawie tych założeń zmodyfikowano równania (7) i (8) uzyskując następujące wyrażenia na przyrost odpowiednich parametrów:

- rozciąganie:

$$\dot{d}^+ = \frac{\vartheta^+}{(f_u^+)^{a^+/2}} \langle \bar{r}^+ - r^+ \rangle^{a^+} \frac{\partial G^+(\bar{r}^+)}{\partial \bar{r}^+} \quad (14)$$

$$\dot{r}^+ = \frac{\vartheta^+}{(f_u^+)^{a^+/2}} \langle \bar{r}^+ - r^+ \rangle^{a^+} \quad (15)$$

- ściskanie:

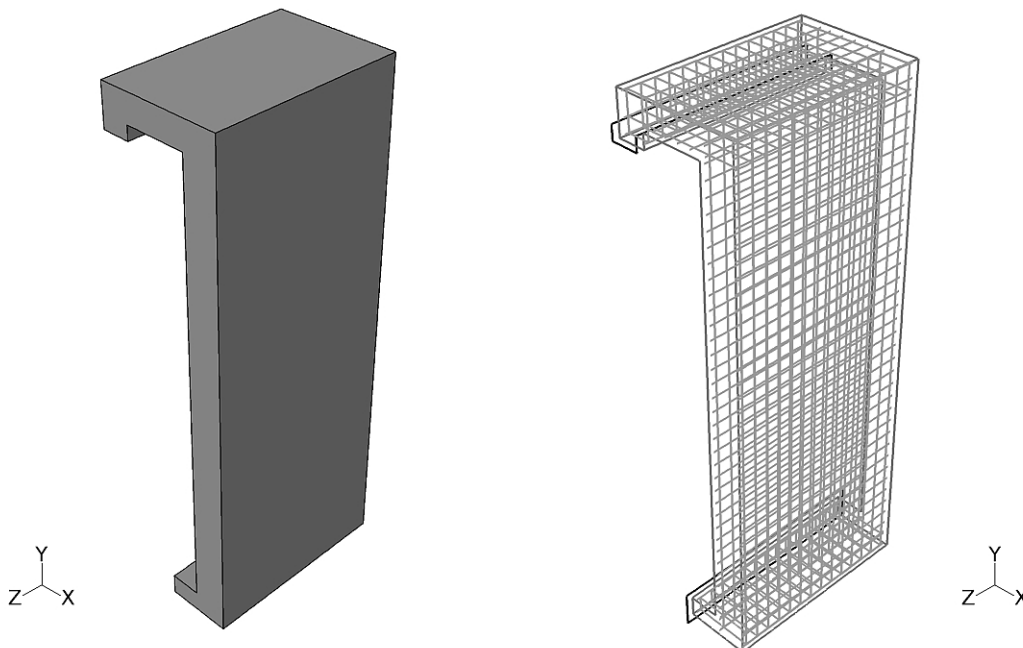
$$\dot{d}^- = \frac{\vartheta^-}{(f_u^-)^{a^-/2}} \langle \bar{r}^- - r^- \rangle^{a^-} \frac{\partial G^-(\bar{r}^-)}{\partial \bar{r}^-} \quad (16)$$

$$\dot{r}^- = \frac{\vartheta^-}{(f_u^-)^{a^-/2}} \langle \bar{r}^- - r^- \rangle^{a^-} \quad (17)$$

Parametry zmienności ϑ^+ , ϑ^- dotyczą odpowiednio rozciągania i ściskania, zaś a^+ , a^- są dodatnimi wykładnikami. Wszystkie te parametry są własnościami materiałowymi, wyznaczanymi z jednoosiowych prób rozciągania i ściskania. Odrębne wartości parametrów w obu stanach obciążenia (rozciągania i ściskania) pozwalają na uwzględnienie większej zależności odpowiedzi dynamicznej betonu od prędkości odkształcenia przy obciążeniu rozciągającym niż przy ścisającym.

3. PRZYKŁAD NUMERYCZNY

Omawiany przykład dotyczy żelbetowej płyty będącej przedmiotem serii testów eksperymentalnych opisanych szczegółowo przez Schenkera i inn. [10] i analizowanych numerycznie przez Ruchwę [11]. Poniżej (Rys.1) pokazano rysunek płyty oraz jej zbrojenia, wraz z elementami współczymi.



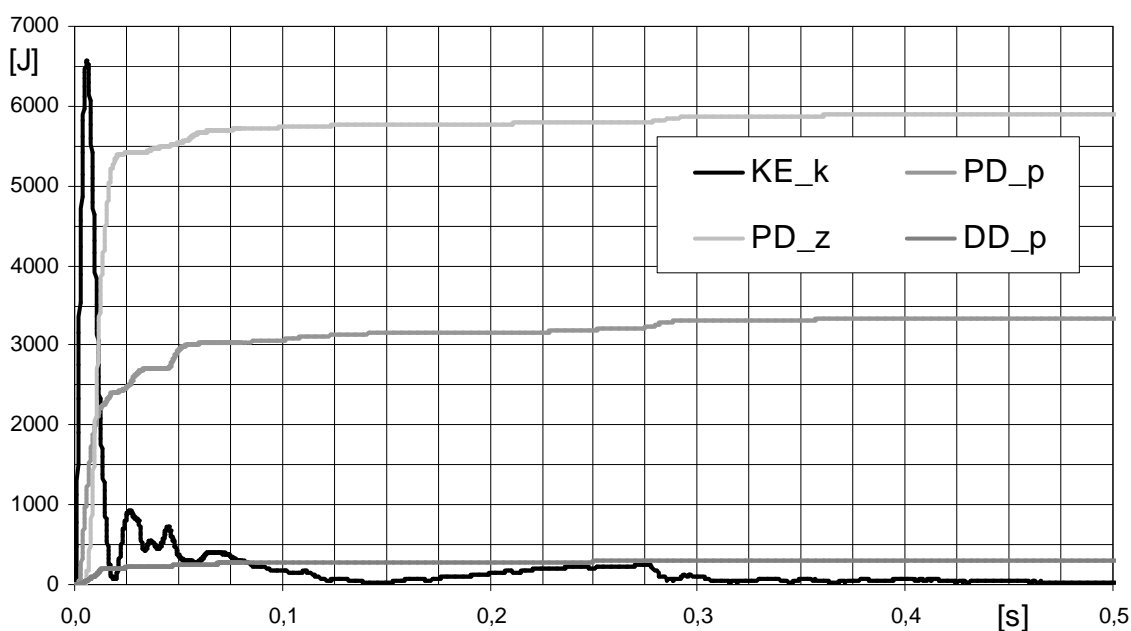
Rys. 1. Widok płyty oraz jej zbrojenia wraz z elementami współczymi

Żelbetowe płyty umieszczone pionowo na masywnych blokach oporowych poddane zostały działaniu fali uderzeniowej będącej wynikiem wybuch 900 kg TNT, uformowanego w postaci półkuli, w odległości 20 m od konstrukcji. W rozpatrywanym przykładzie przyjęto, że konstrukcja jest wykonana z betonu B50 zbrojonego stalą A-II. Pozostałe informacje dotyczące m.in. opisu stanowiska badawczego, wykresu ciśnienia działającego na

powierzchnię płyt, znajdują się w pracach [10, 11].

Wspomnieć należy, że zasadnicza część impulsu obciążenia fala uderzeniową działa na konstrukcję w czasie ok. 0.01 s, po czym następuje okres drgań swobodnych połączonych z propagacją uszkodzeń w rozpatrywanej płycie. Rozwój uszkodzeń kończy się (w przybliżeniu) po upływie czasu 0.03 s.

Jednym z podstawowych problemów analizy numerycznej konstrukcji obciążonych w sposób nagły (wybuch, uderzenie), jest założenie długości przedziału czasu, w którym należy przeprowadzać obliczenia. Krótkotrwałość działania obciążenia nie oznacza, iż w podobnie krótkim okresie rozwiną się strefy zniszczenia w konstrukcji. Szczególnie w przypadku masywnych konstrukcji istotny jest efekt propagacji w materiale fali uderzeniowej, powodującej zniszczenia przy odbiciu od brzegu.

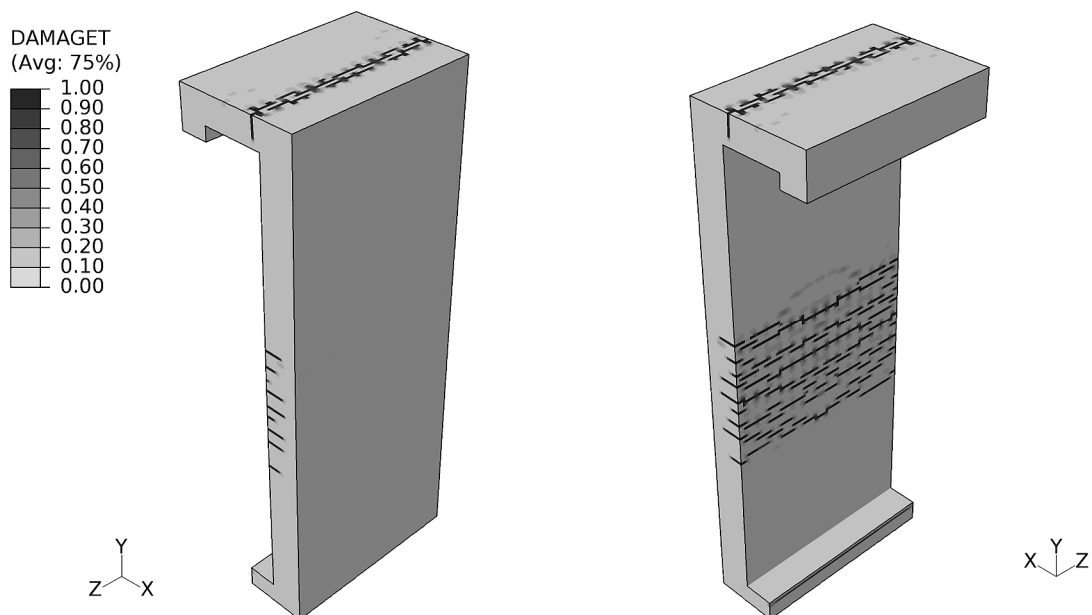


Rys. 2. Wykresy zmienności wybranych funkcji energii w zależności od czasu

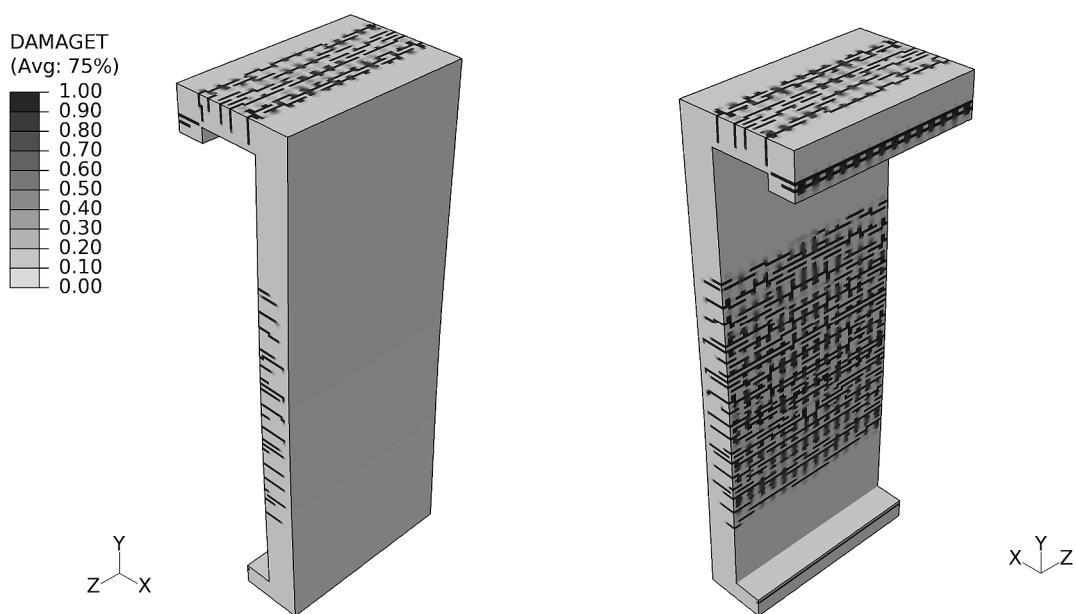
Oznaczenia: KE_k – energia kinetyczna całej konstrukcji, PD_p – dyssypowana przez płytę (tylko beton), PD_z – dyssypowana przez zbrojenie, DD_p – dyssypowana na pękaniu płyty (betonu)

W związku z niemożnością przewidzenia czasu w którym zakończy się rozwój stref zniszczenia, konieczne jest przeprowadzenie analizy dla stosunkowo długiego przedziału czasu i analiza wykresów wartości energii całej konstrukcji. Pozwala to na precyzyjne określenie momentu ustania dyssypacji energii poprzez odkształcenia plastyczne oraz zniszczenie. Wykresy dotyczące omawianego przypadku podano na Rys. 2. Analiza była prowadzona do chwili $t=1$ s, natomiast wykres podano w przedziale $(0, 0.5)$ s, dalej wykresy energii dyssypowanej prezentowały stałe wartości, bez wzrostów. Jak można zauważyć, wykresy prezentują gwałtowny wzrost w przedziale czasu do $t=0.05$ s, a następnie stopniowe niewielkie zwiększanie wartości aż do $t=0.3$ s, po czym nie zauważa się dalszych przyrostów energii dyssypowanej. Energia kinetyczna całego układu stopniowo maleje ze względu na obecność tłumienia materiałowego.

Na dalszych rysunkach pokazano rozwój zniszczenia w płycie betonowej od rozciągania (parametr d_t). Parametr ten zawiera się w przedziale od 0 (brak zniszczenia) do 1.0 (całkowite zniszczenie materiału).



Rys. 3. Rozkład zniszczenia betonu przez rozciąganie, czas $t = 0.004$ s.

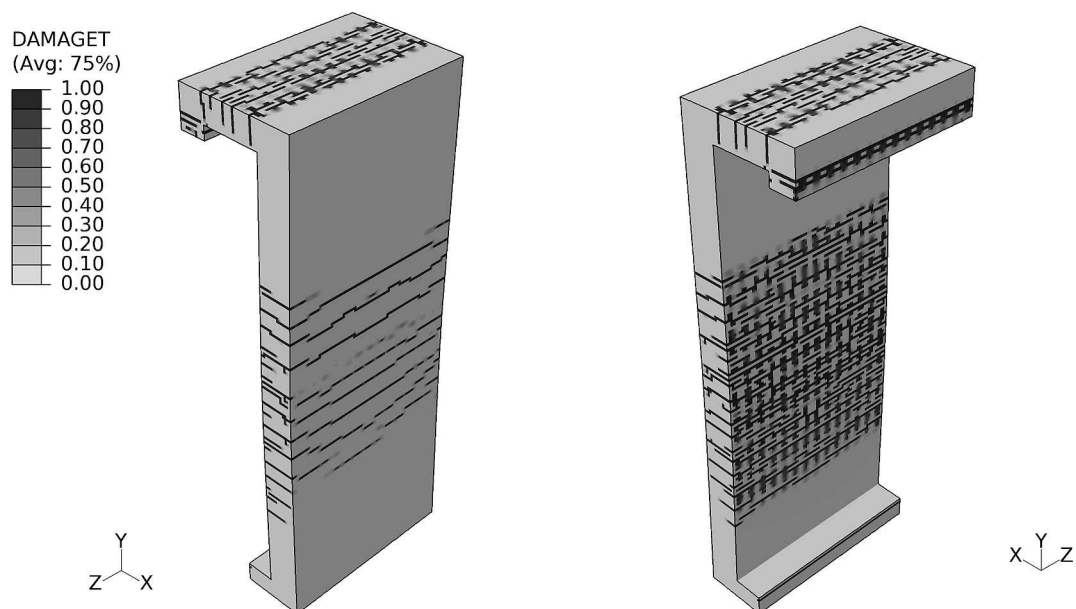


Rys. 4. Rozkład zniszczenia betonu przez rozciąganie, czas $t = 0.01$ s.

Rysunek 3 pokazuje rozkład zniszczeń w chwili czasu $t = 0.004$ s. Jak widać zniszczenia zlokalizowane są w górnej części płyty (strefa podporowa) oraz w środku przęsła, po zewnętrznej stronie płyty (przeciwnej do powierzchni na która działa fala uderzeniowa od wybuchu). Zgodne jest to z obserwacjami zanotowanym w trakcie eksperymentu, gdzie we wstępnej fazie obciążenia zniszczenie płyty miało taki właśnie rozkład w materiale płyty.

W celu obserwacji rozwoju zniszczenia w materiale płyty sporządzono analogiczne obrazy warstwic zniszczenia w wielu chwilach czasowych. Na rysunkach Rys. 3 – Rys. 5, pokazano jedynie wybrane wykresy.

Obserwując rozkłady całkowitych zniszczeń (parametr $d_t = 1.0$) w konstrukcji można zauważyć ich stopniowy rozwój oraz pojawienie się zniszczeń po drugiej stronie płyty (synergiczny efekt drgań swobodnych płyty oraz odbicia propagującej się w materiale fali uderzeniowej od brzegu płyty).



Rys. 5. Rozkład zniszczenia betonu przez rozciąganie, czas $t = 0.03$ s.

4. PODSUMOWANIE

Wyniki symulacji numerycznych przeprowadzone dla wybranych przykładów płyt żelbetonowych obciążonych wybuchem wskazują na możliwość zastosowania omawianego modelu materiałowego do analizy propagacji oraz zasięgu zniszczenia w materiale konstrukcji poddanej tego rodzaju obciążeniom. Ma to szczególne znaczenie w przypadku, gdy mechanizm zniszczenia konstrukcji jest trudny do intuicyjnego założenia *a priori*. Spotykane rozwiązania zakładające proste usunięcie z konstrukcji niektórych elementów nośnych i sprawdzenie jej integralności, nie biorą pod uwagę iż zniszczenia propagują się w znacznej części konstrukcji, co ma istotny wpływ na stabilność oraz integralność.

Porównanie rozkładu stref całkowitego zniszczenia materiału, określonych przy zastosowaniu symulacji numerycznych z odpowiednimi wynikami testów eksperymentalnych, omawianej płyty przez Schenkera i inn. [10], wskazuje na przydatność prezentowanego modelu materiałowego do określania mechanizmu rozwoju zniszczenia w konstrukcji obciążonej w sposób nagły. W trakcie badań eksperymentalnych utrudniona jest obserwacja rozwoju zniszczenia w czasie, wyniki zwykle dotyczą końcowego stanu konstrukcji. Mankament ten nie występuje w przypadku analizy numerycznej, pozwalającej na badanie stanu konstrukcji w dowolnej chwili czasowej.

Praca została zrealizowana w ramach międzynarodowego niewspółfinansowanego projektu 457/N-COST/2009/0 "Analiza stateczności i integralności budynków wielokondygnacyjnych poddanych obciążeniom wyjątkowym".

PIŚMIENNICTWO

- [1] Kachanov L.M.: Introduction to Continuum Damage Mechanics. Netherlands, Martinus Nijhoff, 1986.
- [2] Lemaitre J., A continuum damage mechanics model for ductile fracture. *Journal of Engineering Materials Technology*, 1985, Vol. 107, pp. 83–89.
- [3] Rabotnov Y.N.: Creep rupture. *Proc. of 12 Int. Congr. Appl. Mech.*, 1968, pp. 342-349.
- [4] Mazars, J., Pijaudier-Cabot, Continuum damage theory: application to concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, 1989, Vol. 115, pp. 345–365.
- [5] Simo J.C., Ju J.W.: Strain- and stress-based continuum damage models; I – Formulation, II – Computational aspects. *Int. J. Solids Structures*, 1987, Vol. 23, pp. 821-869.
- [6] Faria R., Oliver X.: A Rate Dependent Plastic-Damage Constitutive Model for Large Scale Computations in Concrete Structures. CIMNE, 1993.
- [7] Cichocki K., Numerical Analysis of Concrete Structures under Blast Loading. Koszalin University of Technology, 2008.
- [8] Yankelevsky, D.Z., Reinhardt H.W.: Model for Cyclic Compressive Behavior of Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 1987, Vol. 113, pp. 228-240.
- [9] Bischoff P.H., Perry S.H.: Compressive Behavior of Concrete at High Strain Rates, *Materials and Structures*. 1991, Vol. 24, pp. 425-450.
- [10] Schenker A., Anteby I., Gal E. i inni: Full-scale field tests of concrete slabs subjected to blast loads. *International Journal of Impact Engineering*, 2008, Vol. 35, No. 3, pp. 184-198.
- [11] Ruchwa M.: Ocena odporności konstrukcji żelbetowej na działanie wybuchu. *Biuletyn Wojskowej Akademii Technicznej*, 2010, Vol. LIX, 4 (660), s. 269-280.

PROPAGATION OF DAMAGES IN STRUCTURES UNDER BLAST LOAD

Summary

The main purpose of this work was the application of a nonlinear elasto–plastic material model with damage for concrete in the analysis of damages propagation in structures subjected to a blast load. The damage mechanism for the reinforced plate was analyzed in detail using the nonlinear FEM computer code Abaqus with an implemented material subroutine. Owing to the availability of experimental results for this example in the literature it was possible to compare the results of numerical analyses with relevant experimental data. This allowed the formulation of some remarks and final conclusions.

Paweł DEMBOWSKI¹
Robert JANKOWSKI²
Politechnika Gdańska

BADANIA EKSPERYMENTALNE NA STOLE SEJSMICZNYM DOTYCZĄCE ODPORNOŚCI DYNAMICZNEJ ODŁĄCZNIKA WYSOKIEGO NAPIĘCIA

STRESZCZENIE

Sprawność elementów sieci energetycznej po wstrząsach sejsmicznych jest istotnym elementem zapewnienia bezpieczeństwa na terenie dotkniętym trzęsieniem ziemi. Istotnym elementem systemu energetycznego są tzw. odłączniki wysokiego napięcia służące do galwanicznego oddzielania obwodów w stanie otwarcia (np. podczas remontów) i tworzące bezpieczną przerwę izolacyjną. Celem niniejszego artykułu jest przedstawienie wyników dynamicznych badań eksperymentalnych przeprowadzonych na stole sejsmicznym dotyczących odporności dynamicznej konstrukcji dwukolumnowego odłącznika wysokiego napięcia typu SGF 123. Na początku przeprowadzono testy harmoniczne typu sweep-sine celem wyznaczenia właściwości dynamicznych konstrukcji. W dalszej części badań konstrukcja odłącznika poddawana była wymuszeniom dynamicznym w postaci dudnienia sinusoidalnego aż do jej uszkodzenia. Po każdym badaniu przeprowadzany był test sweep-sine celem sprawdzenia zmian w częstotliwościach drgań własnych konstrukcji. Wyniki badań pokazują, że dolne części odłączników są najbardziej narażone na zniszczenie na skutek obciążeń dynamicznych.

Słowa kluczowe: badania eksperymentalne, stół sejsmiczny, odłącznik wysokiego napięcia, obciążenia dynamiczne, uszkodzenia konstrukcji

1. WSTĘP

Sprawność elementów sieci energetycznej po wstrząsach sejsmicznych jest istotnym elementem zapewnienia bezpieczeństwa na terenie dotkniętym trzęsieniem ziemi. Brak elektryczności poważnie utrudnia prowadzenie akcji ratunkowej, potęguje chaos, wzmaga panikę. W przeszłości wielokrotnie obserwowano uszkodzenia elementów infrastruktury energetycznej na skutek wstrząsów sejsmicznych. Dla przykładu, po trzęsieniu ziemi Northridge (17.01.1994) 2,5 miliona mieszkańców Los Angeles i okolic pozbawiona była elektryczności [1]. Również podczas trzęsienia ziemi na Podhalu (30.11.2004) nastąpiło

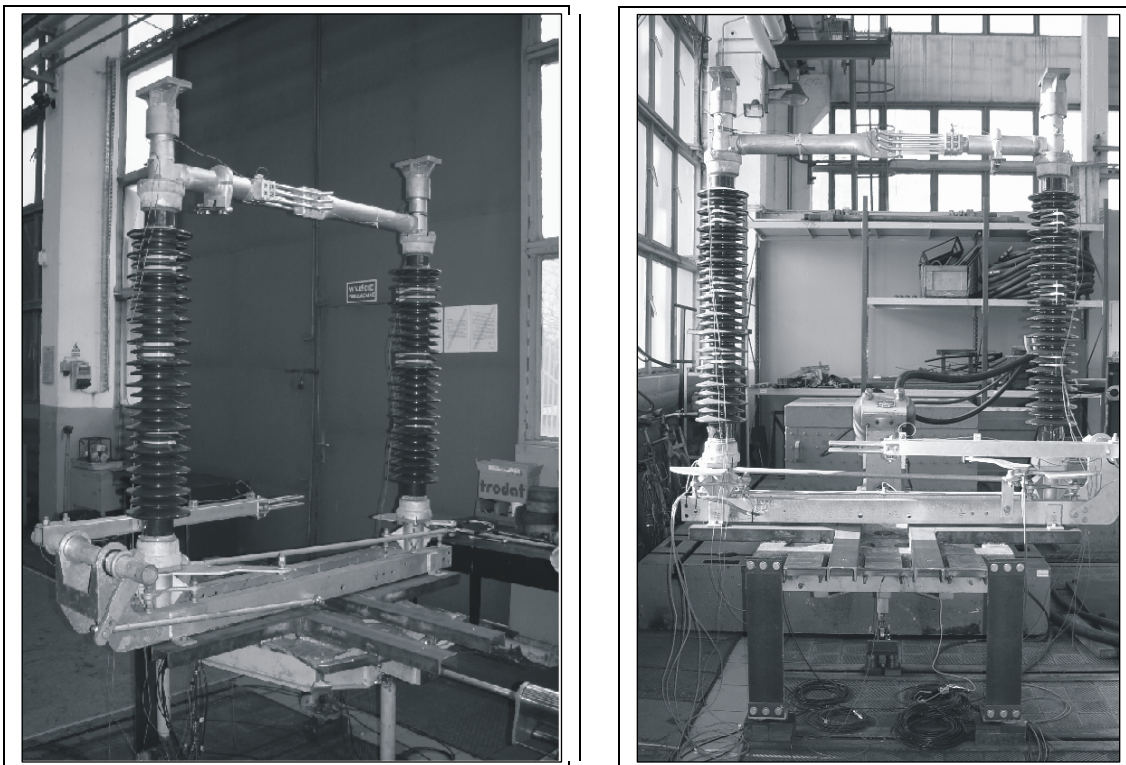
¹ paweldembowski@wp.pl

² jankowr@pg.gda.pl

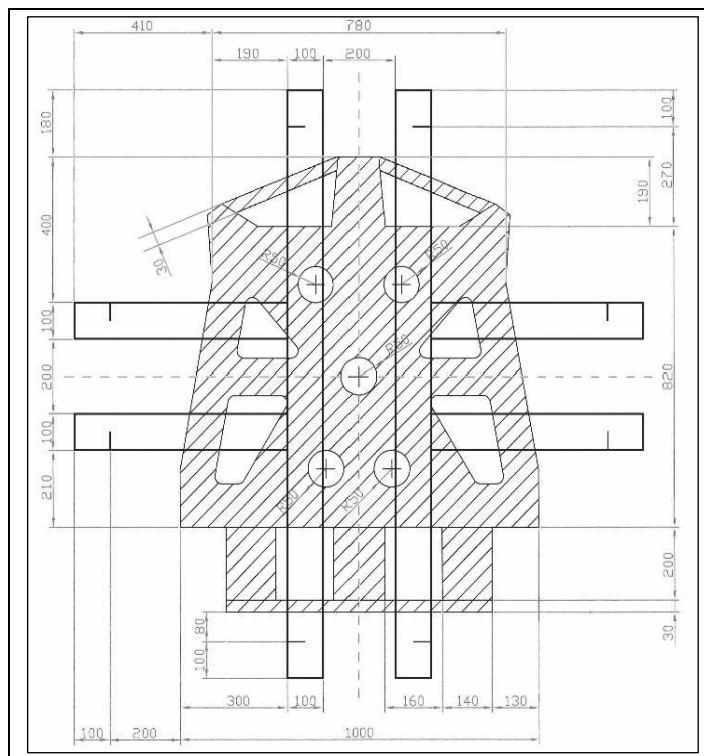
uszkodzenie na linii energetycznej, co spowodowało przerwę w dostawie prądu do wielu miejscowości regionu [2]. Dlatego też elementy infrastruktury energetycznej muszą przechodzić rygorystyczne i kosztowne testy sejsmiczne przeprowadzane m. in. na tzw. stołach sejsmicznych. Celem niniejszego artykułu jest przedstawienie wyników dynamicznych badań eksperymentalnych przeprowadzonych na stole sejsmicznym dla wybranego dwukolumnowego odłącznika wysokiego napięcia typu SGF 123, produkowanego przez firmę HAPAM Poland i eksportowanego do krajów aktywnych sejsmicznie. Urządzenia te służą do oddzielania obwodów w stanie otwarcia (np. podczas remontów) i tworzą bezpieczną przerwę izolacyjną będąc ważnymi elementami systemu energetycznego. Do sprawnego i bezpiecznego ich działania niezbędne jest stosowanie wytrzymałych i niezawodnych materiałów, szczególnie, że ich specyficzna budowa powoduje znaczną podatność na wymuszenia sejsmiczne (zob. np. [3,4]).

2. BADANIA HARMONICZNE

Badania eksperymentalne przeprowadzone zostały na stole sejsmicznym znajdującym się w laboratorium drganiowym Centrum Techniki Okrętowej S.A. w Gdańsku. Pierwsze badania polegały na wymuszaniu konstrukcji przyspieszeniem sinusoidalnym ze wzrastającą częstotliwością od 2 do 35 Hz (sweep-sine). Wyniki badań eksperymentalnych pozwoliły określić właściwości dynamiczne konstrukcji odłącznika takie jak częstotliwości drgań własnych czy też odpowiednie współczynniki tłumienia. Badania harmoniczne przeprowadzane były w trzech prostopadłych kierunkach oddzielnie zarówno dla odłącznika w pozycji otwartej jak i zamkniętej. Konstrukcję badanego odłącznika wraz ze stołem sejsmicznym przedstawiono na Rys. 1. Ponieważ wymiary ramy podstawy odłącznika przekraczały gabaryty platformy stołu sejsmicznego, niezbędne było użycie ramy wykonanej z ceowników, przyspawanej do platformy stołu, do której przykręcono konstrukcję odłącznika. Schemat platformy oraz ramy wykonanej z ceowników pokazano na Rys. 2.

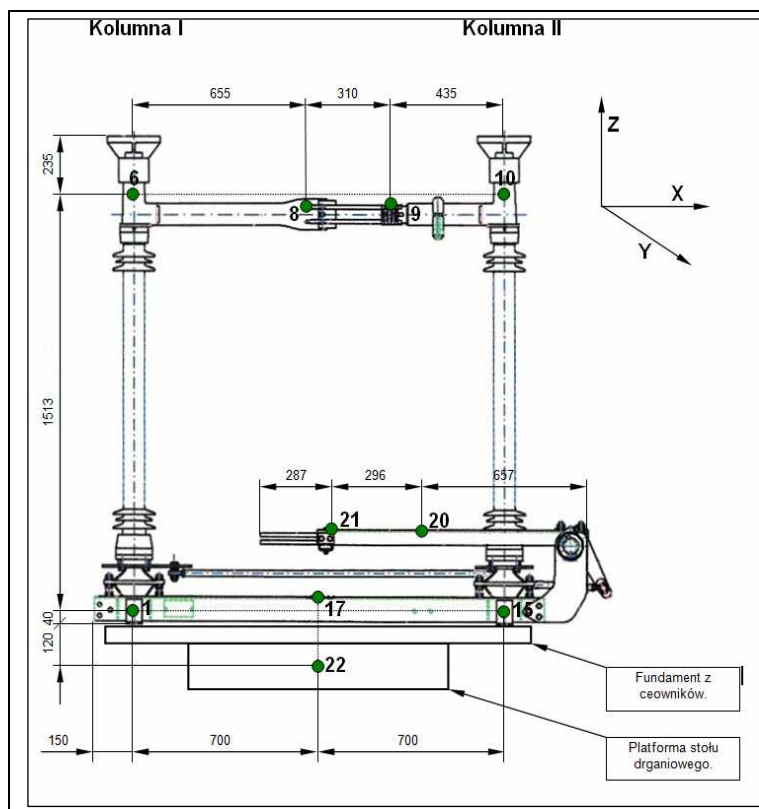


Rys. 1. Stół sejsmiczny wraz z badaną konstrukcją odłącznika wysokiego napięcia



Rys. 2. Platforma stołu sejsmicznego z dodatkową ramą

Na Rys. 3 przedstawiono schemat rozmieszczenia punktów pomiarowych przyspieszeń wraz z podziałem konstrukcji na kolumny oraz kierunki wymuszeń.



Rys. 3. Rozmieszczenie punktów pomiarowych z podziałem na kolumny i kierunki wymuszeń

W trakcie badań mierzono również naprężenia w trzech kierunkach na ramie podstawy odłącznika oraz naprężenia na kierunku pionowym „Z” w dolnych częściach porcelanowych kolumn izolatora. Przykład wyników pomiarów dla wymuszenia w kierunku „Y” dla odłącznika w trybie zamkniętym prezentuje Tabela 1, Tabela 2 oraz Rys. 4. W Tabeli 1 zestawiono zarejestrowane częstotliwości rezonansowe odpowiednich elementów odłącznika, powiększenia drgań w rezonansach, współczynniki dobroci i tłumienia oraz zadany poziom wymuszenia. W Tabeli 2 przedstawiono zarejestrowane maksymalne naprężenia podczas omawianego badania.

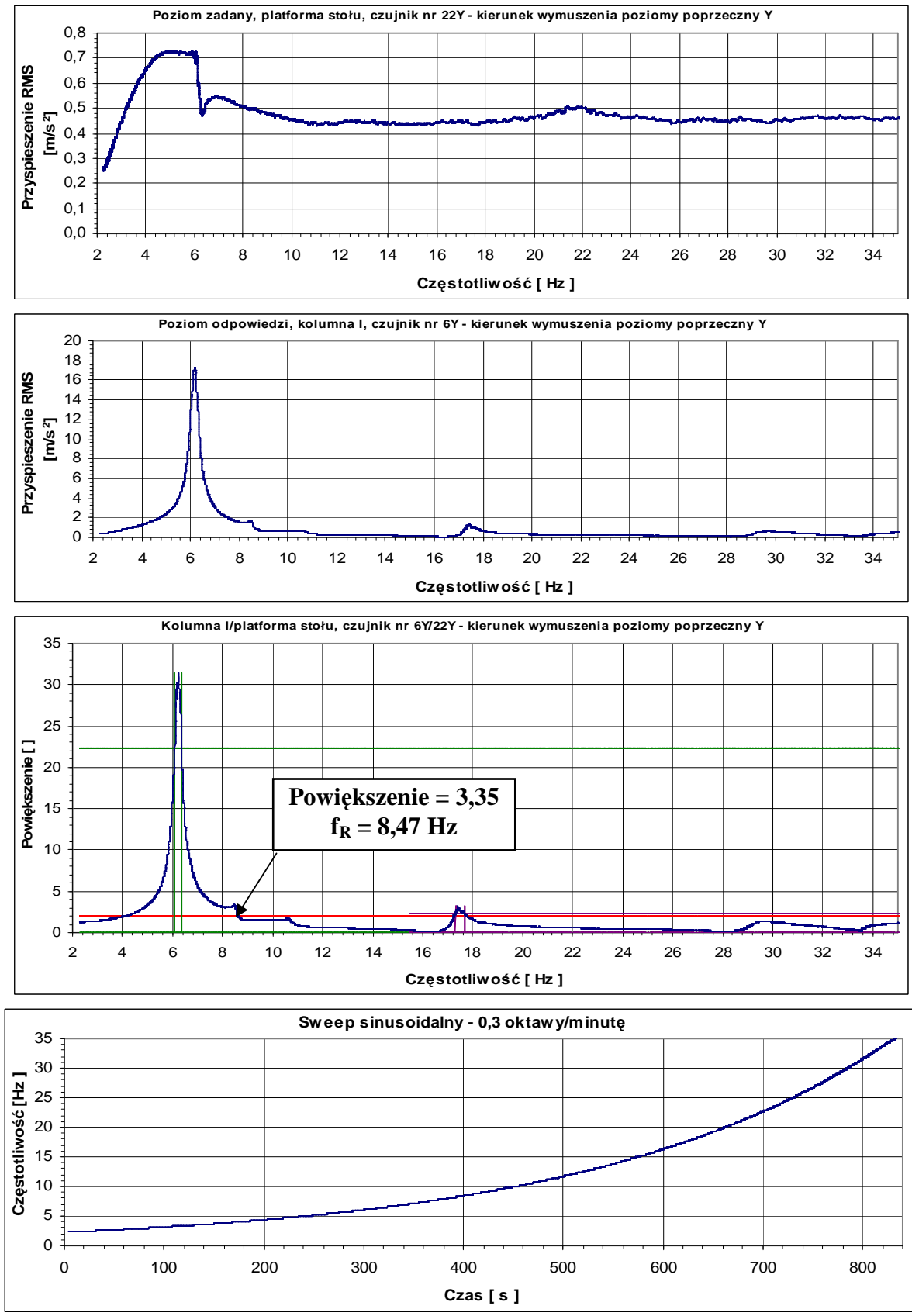
Tablica 1. Rezonanse, powiększenia drgań, współczynniki tłumienia oraz poziom zadany dla kierunku „Y”

Charakterystyki dynamiczne	Punkt pomiarowy	Częstotliwość rezonansowa				Powiększenie drgań	Współczynnik		Poziom zadany ogólny	
		f_R	f_R	f_R	f_R		Dobroci	Tłumienia		Amplituda
		Hz	Hz	Hz	Hz		Q	ξ %	22Y m/s ²	
Strona										
53	Kolumna I	6Y	6,23			31,50	22,64	2,21	0,7	
				8,47		3,35				
					17,51	3,18	50,03	1,00		
54	Kolumna II	10Y	6,23			32,65	22,98	2,18		
				8,89		2,62	10,65	4,69		
					17,27	2,79	37,71	1,33		
55	Tor prądowy	8Y	6,22			36,07	23,47	2,13		
					33,81	6,78	23,61	2,12		
56	Tor prądowy	8Z	Brak rezonansów o powiększeniu drgań większym od 2							
57	Tor prądowy	9Y	6,23			35,26	22,98	2,18		
				8,61		2,50				
					33,73	2,79	26,51	1,89		
58	Tor prądowy	9Z	Brak rezonansów o powiększeniu drgań większym od 2							
59	Rama	17Y	6,08			2,23	16,94	2,95		
60	Rama	17Z	Brak rezonansów o powiększeniu drgań większym od 2							
61	Uziemnik	21Y	6,19			8,87	32,43	1,54		
					17,83	7,85	21,74	2,30		

Tablica 2. Naprężenia w rezonansach oraz poziom zadany dla kierunku „Y”

Charakterystyki dynamiczne	Punkt pomiarowy	Częstotliwość	Naprężenia		Poziom zadany dla f_R	
			f_R	Max	Min	RMS
			Hz	MPa	MPa	22Y m/s ²
62	Kolumna I	T1	6,15	1,93	-0,90	0,60
	Kolumna I	T2	6,15	9,18	-8,98	0,60
63	Kolumna II	T3	6,13	9,90	9,90	0,62
	Kolumna II	T4	6,13	2,39	-1,19	0,62
64	Rama	T5	6,16	13,30	-12,15	0,59
	Rama	T6	6,16	5,38	-2,94	0,59
	Rama	T7	6,16	7,37	-7,10	0,59

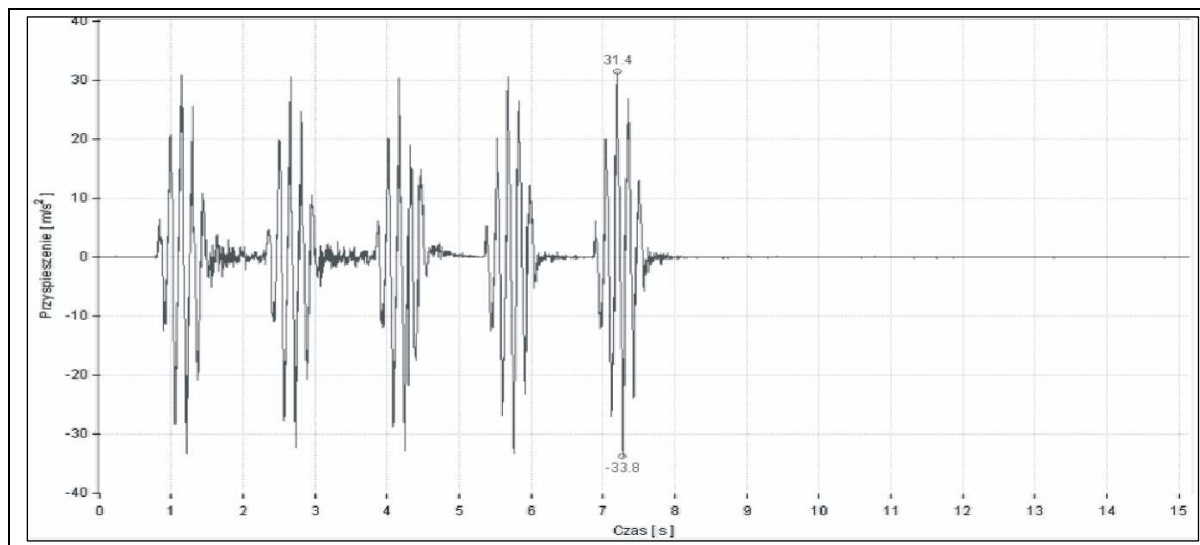
Rys. 4. przedstawia odpowiednio: poziom zadany na platformie stołu sejsmicznego, poziom odpowiedzi I kolumny, powiększenie w rezonansach oraz przebieg częstotliwości w czasie dla wymuszenia w kierunku poprzecznym „Y”.



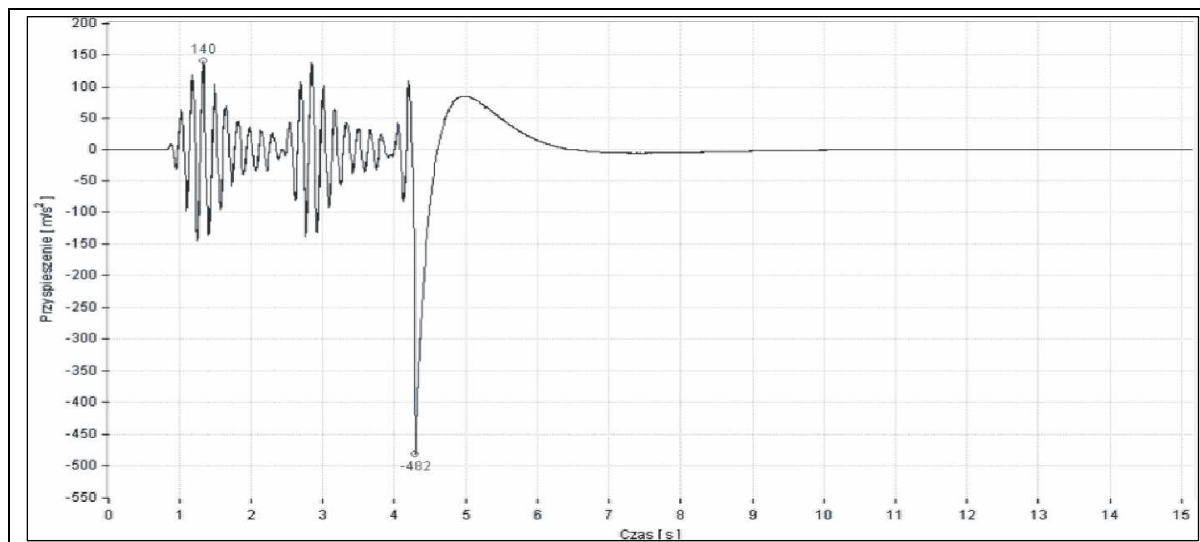
Rys. 4. Wyniki pomiarów dla wymuszenia w kierunku poprzecznym „Y”

3. BADANIA ZNISZCZENIOWE

Kolejne badania przeprowadzone zostały w celu określenia wytrzymałości sejsmicznej konstrukcji odłącznika zgodnie z normą PN-EN 60068-3-3 [5]. Na stole sejsmicznym (Rys. 1) konstrukcja odłącznika poddawana była wymuszeniu dynamicznemu w postaci dudnienia sinusoidalnego. Poziom wymuszenia był zwiększany w kolejnych badaniach, do momentu zaobserwowania uszkodzenia konstrukcji. Zarejestrowane wyniki badania, w którym doszło do uszkodzenia konstrukcji zaprezentowano na Rys. 5 i Rys. 6. Rys. 5 przedstawia przebieg przyspieszenia generowanego na stole sejsmicznym, natomiast Rys. 6 pokazuje poziom odpowiedzi górnej części kolumny, w której nastąpiło uszkodzenie.

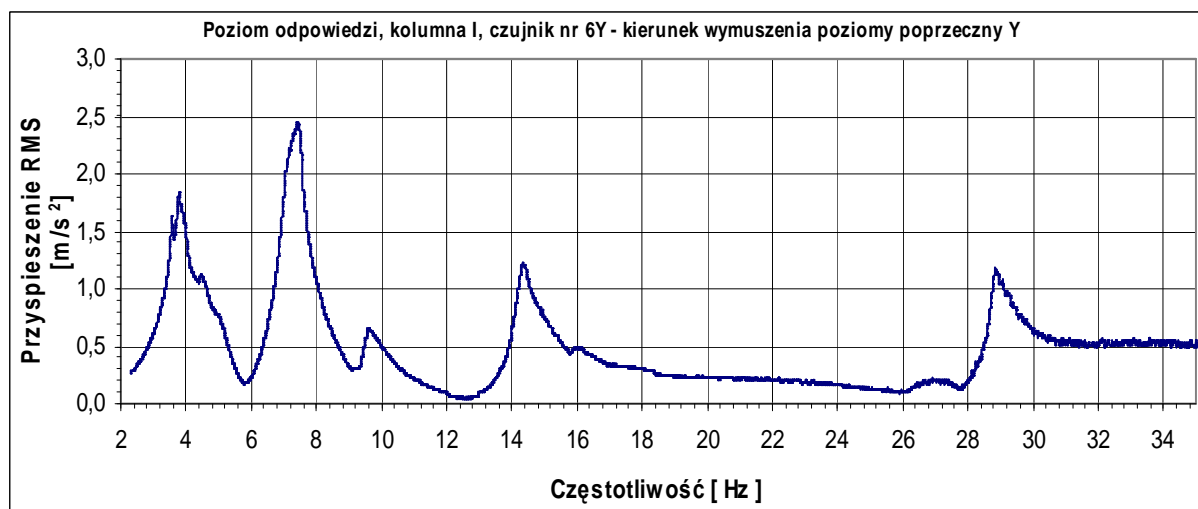


Rys. 5. Poziom wymuszenia na stole sejsmicznym



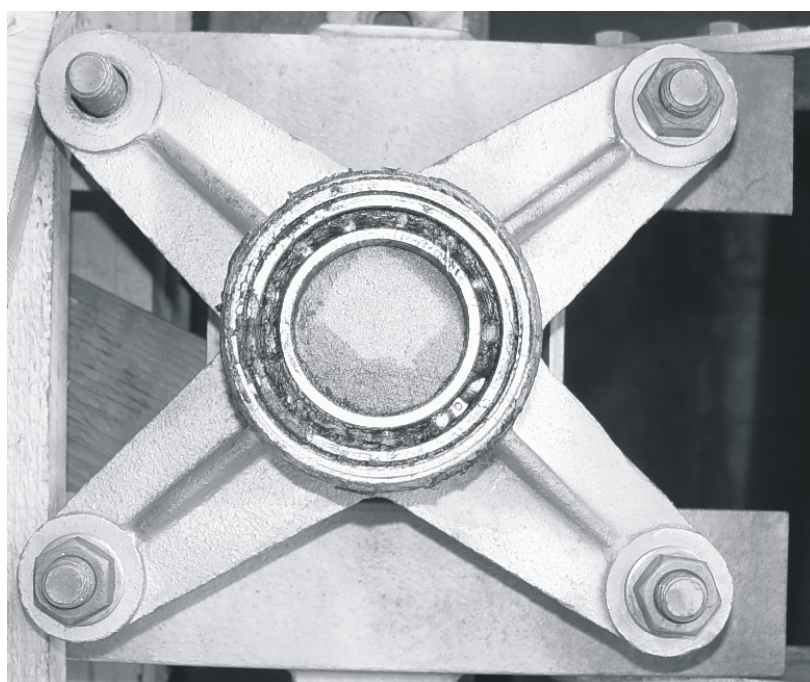
Rys. 6. Poziom odpowiedzi górnej części kolumny

Po teście zniszczeniowym wykonano test harmoniczny, celem sprawdzenia zmiany wartości częstotliwości drgań własnych badanej konstrukcji. Przykład wyników pomiarów tego testu pokazano na Rys. 7.



Rys. 7. Przykład wyników badań harmonicznych po uszkodzeniu konstrukcji

Oględziny odłącznika po teście zniszczeniowym pozwoliły zidentyfikować miejsce uszkodzenia badanej konstrukcji - pękł trzpień łożyska stopy obrotowej jednej z kolumn (zob. Rys. 8).



Rys. 8. Uszkodzony element odłącznika.

4. WNIOSKI

Wyniki badań eksperymentalnych pokazują, że testowana konstrukcja jest w stanie wytrzymać bardzo silne drgania, znacznie przewyższające III stopień eksploatacyjny wg PN-EN 60068-3-3. Wyniki pomiarów pokazują, że po wygenerowaniu drugiego z ciągu pięciu

dudnień sinusoidalnych nastąpiło trwałe uszkodzenie konstrukcji. Po późniejszych oględzinach stwierdzono pęknięcie w stopie obrotowej jednej z kolumn odłącznika. Uszkodzenie konstrukcji wpłynęło na znaczny spadek częstotliwości drgań własnych.

PIŚMIENNICTWO

- [1] Hall F.Z. (ed.): Northridge earthquake of 17 January 1994: reconnaissance report, *Earthquake Spectra*, 11, 1995, suppl. C.
- [2] Zembaty Z., Jankowski R., Cholewicki A., Szulc J.: Trzęsienie ziemi 30 listopada 2004 r. na Podhalu oraz jego wpływ na obiekty budowlane, *Inżynieria i Budownictwo*, nr 61(9)/2005, s. 507-511.
- [3] Dembowski P., Jankowski R.: Analiza numeryczna zachowania się odłącznika wysokiego napięcia SGF 245 poddanego obciążeniom sejsmicznym, *Czasopismo Techniczne*, nr 107(11)/2010, s. 23-29.
- [4] Dembowski P., Jankowski R., Zembaty Z.: Nieliniowe modelowanie odpowiedzi odłącznika wysokiego napięcia SGF 123 podczas trzęsienia ziemi, *Modelowanie Inżynierskie*, nr 9(40)/2010, s. 55-60.
- [5] PN-EN 60068-3-3:1993: Environmental testing. Guidance. Environmental testing. Miscellaneous. Guide to seismic test methods for equipment.

SHAKING TABLE EXPERIMENTAL STUDY ON DYNAMIC RESISTANCE OF THE HIGH VOLTAGE DISCONNECTING SWITCH

Summary

The efficiency of an energetic network is a very important safety issue in regions experiencing earthquakes. High voltage disconnecting switches are important elements of an energetic system used for separation of electric circuits (i.e. during repairs), which should not be damaged, remaining fully operational after ground motion. The aim of the paper is to show the results of a shaking table experimental investigation focused on dynamic resistance of a high voltage disconnecting switch. The real example of two column pantograph-type disconnecting switch was considered. First, the tests were carried out by exciting the unit with a sweep-sine function. Based on the results, the structural dynamic properties of an undamaged structure (natural frequencies, damping ratios) could be determined. Then, the disconnecting switch was tested under the sinusoidal rumbling excitation with an increasing value of the peak acceleration up to its damage. After each experiment, the sweep-sine test was carried out to check the decrease in the natural frequencies of the unit. The results of the study show that the lower parts of the columns, which serve as isolators, are the most critical locations of the disconnecting switch considered. The unit was damaged due to failure of one of the rotational mechanisms installed at the bottom of the columns.

Paweł FALACIŃSKI¹
Politechnika Warszawska

MOŻLIWOŚCI ZASTOSOWANIA POPIOŁÓW FLUIDALNYCH PRZY REALIZACJI PRZESŁON PRZECIWFILTRACYJNYCH W OBIEKTACH OCHRONY ŚRODOWISKA

STRESZCZENIE

Artykuł przedstawia możliwości zagospodarowania oraz wykorzystania odpadów ze spalania fluidalnego, jako aktywnego dodatku do zawieszin twardniejących podczas realizacji różnego rodzaju uszczelnień w obiektach ochrony środowiska tj.: przesłonach przeciwfiltracyjnych na składowiskach odpadów komunalnych, oczyszczalniach ścieków, także wtedy, gdy wytworzone z nich przegrody pracują w warunkach filtracyjnego oddziaływania odcieków – wód zanieczyszczonych (agresywnych).

Słowa kluczowe: zawieszina twardniejąca, przesłona przeciwfiltracyjna, popiół fluidalny, obiekty ochrony środowiska

1. WPROWADZENIE

W ostatnich kilku latach w Polsce realizowane są na dość dużą skalę remonty i modernizacje wałów przeciwpowodziowych, jak również obiektów ochrony środowiska (np. uszczelnienia składowisk odpadów). Wynika to z jednej strony z wyeksploatowania istniejącej infrastruktury przeciwpowodziowej (13 % wałów jest starsza niż 100 lat, 46 % to obwałowania w wieku 41 – 100 lat) i skali zaniedbań w jej utrzymaniu (z istniejących w Polsce około 8500 tys. km obwałowań 60 % wymaga modernizacji), a z drugiej strony – z ograniczonych i zmiennych w czasie możliwości finansowania tych działań.

Z kolei inwestycje w obiekty ochrony środowiska (składowiska odpadów, ochrona wód podziemnych) wynikają z wysokich wymagań, jakie stawia się współcześnie tego typu obiektom (ograniczenie wpływu, trwałość i niezawodność separacji źródeł zanieczyszczenia środowiska). *Prawo ochrony środowiska* [1], a zwłaszcza *ustawa o odpadach* [2] wymuszają na gminach budowę nowoczesnych składowisk odpadów i modernizację istniejących. Ze względu na zróżnicowane warunki lokalizacyjne tych obiektów (szczelność podłoża) trudno ocenić skalę wykorzystania przesłon przeciwfiltracyjnych, ale liczba obiektów, w których zostaną one wykorzystane może być oszacowana na kilkaset (o różnej skali). Szacuje się, iż

¹ pawel.falacinski@is.pw.edu.pl

w latach 2001 – 2007 wykonano około 4,5 mln m² przesłon przeciwfiltracyjnych, z czego ponad połowa została zrealizowana w latach 2005 – 2007.

W latach 1998 – 2005 wykonano w Polsce ogółem około 172 km bieżące przesłon przeciwfiltracyjnych z zawieszin twardniejących, z czego 25 % metodą wgłębnego mieszania, 52 % metodą WIPS oraz 23 % metodą szczelinową [4, 5].

W wymienionych technologiach realizacji przesłon przeciwfiltracyjnych wykorzystywane są materiały mineralne, najczęściej modyfikowane zaczyny cementowe i zawiesziny twardniejące [3]. Nieodłącznym składnikiem tych materiałów jest bentonit, a w wielu wypadkach materiały odpadowe z innych gałęzi przemysłu (energetyka, hutnictwo, przemysł wapienniczy, itp.). Duże znaczenie mają tzw. mieszanki firmowe, tj. gotowe, suche mieszanki, które po zarobieniu wodą stanowią zawieszinę twardniejącą. Mieszanki te mają aprobaty techniczne Instytutu Melioracji i Użytków Zielonych lub Instytutu Techniki Budowlanej.

W ostatnich latach rozwijana jest technika spalania paliw stałych w paleniskach z cyrkulacyjną warstwą fluidalną, zwykle w skojarzeniu z odsiarczaniem spalin. Nowa technologia spalania zapewnia, m.in. obniżenie emisji szkodliwych związków do atmosfery. Ilość odpadów powstających ze spalania fluidalnego w Polsce w ostatnich latach znacząco wzrosła.

Niższa temperatura spalania i dodatek sorbentu powodują, że popioły otrzymane z kotłów fluidalnych różnią się znacząco od popiołów powstających w konwencjonalnych paleniskach pyłowych [6]. Cechy te ograniczają możliwości wykorzystania popiołów w budownictwie.

Poszukując nowych sposobów wykorzystania popiołów fluidalnych podjęto badania nad możliwością ich dodawania do zawieszin twardniejących. Badania zawieszin twardniejących z dodatkiem popiołów ze spalania konwencjonalnego wykazały poprawę odporności zawieszin na korozję, w przypadku niektórych agresywności środowiska wodnego i w warunkach kapilarno-dyfuzyjnego transportu agresywnych substancji [7]. Ma to szczególne znaczenie, gdy przesłony przeciwfiltracyjne służą do separacji wód podziemnych od źródeł zanieczyszczenia.

Biorąc pod uwagę powyższe przesłanki badano także zachowanie się zawieszin z dodatkiem popiołów ze spalania fluidalnego w warunkach korozyjnych względem spoiw cementowych, przy czym kontakt z agresywnymi cieczami zapewniono przez wymuszenie ich filtracji w porowatej strukturze materiału [7].

Skomplikowana natura przemian chemicznych zachodzących w mineralnych materiałach wiążących oraz właściwości popiołów fluidalnych sprawiają, że ich dodatek do zawieszin wymaga głębszego rozpoznania. Szczególnym wyzwaniem jest rozpoznanie właściwości zawieszin twardniejących z popiołami fluidalnymi, które pracują w warunkach agresywności chemicznej środowiska wodno-gruntowego, co ma miejsce w przesłonach przeciwfiltracyjnych wykonywanych w obiektach ochrony środowiska (składowiska odpadów, ochrona ujęć wód podziemnych przed zanieczyszczeniem itp.).

Miarą szczelności zawieszin twardniejących jest ich przepuszczalność hydrauliczna. Warunkuje ją przede wszystkim struktura porowatości oraz właściwości filtrującego medium. Oprócz temperatury i cech fizycznych cieczy (lepkość, gęstość) ważne są także jej właściwości chemiczne, a zwłaszcza zdolność wchodzenia w reakcje ze składnikami zawiesziny (przemiany korozyjne). Przemiany te mogą znacząco zmieniać strukturę materiału i jego właściwości, w tym przepuszczalność hydrauliczną.

Szczelność scharakteryzowana jest przez współczynnik filtracji. Naturalne i antropogeniczne przegrody przeciwfiltracyjne powinny charakteryzować się wartościami współczynnika przepuszczalności hydraulicznej $k < 1,0 \cdot 10^{-9}$.

W artykule przedstawiono metodykę oraz wyniki badań podstawowej, w zastosowaniu na przesłony przeciwfiltracyjne, właściwości zawiesin twardniejących, tj. przepuszczalności hydraulicznej po długotrwałej, kilkumiesięcznej filtracji wody wodociągowej oraz odcieków ze składowiska odpadów komunalnych. Przedstawiono również wyniki badań porowatości zawiesin. Przedstawiono również obraz mikrostruktury zawiesin twardniejących wykonany za pomocą mikroskopu skaningowego (SEM).

2. WYKONANIE ZAWIESIN TWARDNIEJĄCYCH ORAZ BADANIA W STANIE PŁYNNYM

Zawiesiny do badań sporządzono ze składników podanych poniżej, wykonano dwa rodzaje zawiesin: z dodatkiem popiołu z węgla kamiennego (PK) oraz z dodatkiem popiołu z węgla brunatnego (PB), w nawiasach podano dozowania składników na 1000 dm³ wody:

- bentonit sodowy *Dywonit S* – (40 kg dla PK, 30 kg dla PB),
- cement CEM I 32,5 R „Ożarów” – (160 kg dla PK i PB),
- lotny popiół fluidalny z węgla kamiennego – (323 kg),
- lotny popiół fluidalny z węgla brunatnego – (326 kg).

Wykonano zaroby zawiesiny twardniejącej, a następnie skontrolowano podstawowe jej właściwości w stanie płynnym (tab. 1).

Tablica 1. Właściwości zawiesin twardniejących w stanie płynnym

Lp.	Parametr	PK	PB
1	2	3	4
1	Gęstość objętościowa [g/cm ³]	1,29	1,30
2	Lepkość umowna [s]	40	39
3	Odstój dobowy wody [%]	2,0	4,0

3. BADANIA ZAWIESIN TWARDNIEJĄCYCH PO STWARDNIENIU

Ze względu na charakter pracy przesłony przeciwfiltracyjnej, badania zawiesin stwardniałych ograniczono do przepuszczalności hydraulicznej i badań porozymetrycznych.

Utylitarnym zadaniem badań przepuszczalności hydraulicznej było wykazanie przydatności zawiesin jako materiału do realizacji przesłon przeciwfiltracyjnych.

W badaniach przepuszczalności medium filtrującym były odcieki pobrane z osadnika na składowisku odpadów komunalnych. Odcieki są niebezpieczne dla środowiska, ze względu na skład chemiczny. Według rozporządzenia Ministra Środowiska [8] odcieki przekraczają wartości dopuszczalne większości parametrów, kilkadziesiąt lub nawet kilkaset razy (przede wszystkim: związki azotu, fosforu, chlorków, BZT₅, CHZT). W związku z tym przesłona musi zapobiegać infiltracji odcieków do wód gruntowych.

Bazą porównawczą były wyniki badań zawiesin twardniejących poddanych filtracyjnemu działaniu wody wodociągowej, a także próbki zawiesiny statycznie dojrzewające w wodzie wodociągowej, nie poddane filtracji (wzorcowa).

Ekspozycja zawiesin na działanie filtracji trwała 210 dni. W dniu rozpoczęcia badań wiek próbek wynosił 60 dni. W okresie obserwacji wykonywano pomiary przepuszczalności hydraulicznej śledząc trendy zmian tej wielkości. Po okresie ekspozycji z próbek zawiesin pobrano materiał do badań porozymetrycznych, uzyskując rozkłady wielkości porów i ich charakterystyki. Wykonano również szereg zdjęć mikrostrukturalnych za pomocą mikroskopu skaningowego (SEM).

3.1 Badania przepuszczalności hydraulicznej

Przepuszczalność hydrauliczna zawiesin twardniejących jest bardzo niska (analogicznie jak gruntów spoistych) i w związku z tym czas potrzebny do uzyskania równowagi dopływu i odpływu wody z próbki w badaniach ze stałym gradientem hydraulicznym jest długi. W takim przypadku wykorzystuje się metody badania przepuszczalności przy zmiennym spadku hydraulicznym. Sposób ten polega na określaniu, w ustalonych chwilach czasu t_1 , t_2 , itd., wartości naporów hydraulicznych h_1 , h_2 itd. wywieranych przez słup wody w rurce dopływowej, o powierzchni przekroju a , podczas przepływu cieczy przez próbkę o długości (wysokości) L i powierzchni przekroju poprzecznego A . W tym wypadku przepuszczalność hydrauliczną można wyznaczyć ze wzoru (1):

$$k_T = \frac{a \cdot L}{A \cdot \Delta t} \ln \frac{h_1}{h_2} \quad (1)$$

gdzie: k_T – przepuszczalność hydrauliczna w temperaturze T , [m/s]; a – powierzchnia przekroju poprzecznego rurki zasilającej, [m²]; L – długość (wysokość) badanej próbki, [m]; A – pole powierzchni przekroju poprzecznego próbki, [m²]; Δt – czas między pomiarami naporów h_1 i h_2 , $\Delta t = t_2 - t_1$, [s]; $h_{1,2}$ – wartości naporów hydraulicznych w chwilach t_1 i t_2 , [m].

Zasadniczą zaletą tego sposobu badania jest możliwość zmierzenia małych objętości przepływającej wody i wymuszenia dużych naporów hydraulicznych.

Badania przepuszczalności hydraulicznej zawiesin twardniejących przy użyciu wody wodociągowej oraz odcieków zostały przeprowadzone w specjalnie wykonanych, chemoodpornych aparatach z tworzywa sztucznego (pleksi i PVC) [7]. Działanie na badaną próbkę medium filtrującego (woda pitna oraz odcieki ze składowiska) odbywało się w sposób grawitacyjny. Wykonywano pomiary z malejącym, początkowym spadkiem hydraulicznym.

Zakres gradientów działających na próbki wynosił od około 20 do 45, przy czym gradienty niższe od 45 występowały tylko w dniach pomiarów przepuszczalności hydraulicznej (jeden raz w tygodniu) i trwały nie dłużej niż 4 godziny. Raz w tygodniu dokonywano pomiaru przepuszczalności hydraulicznej zawiesin.

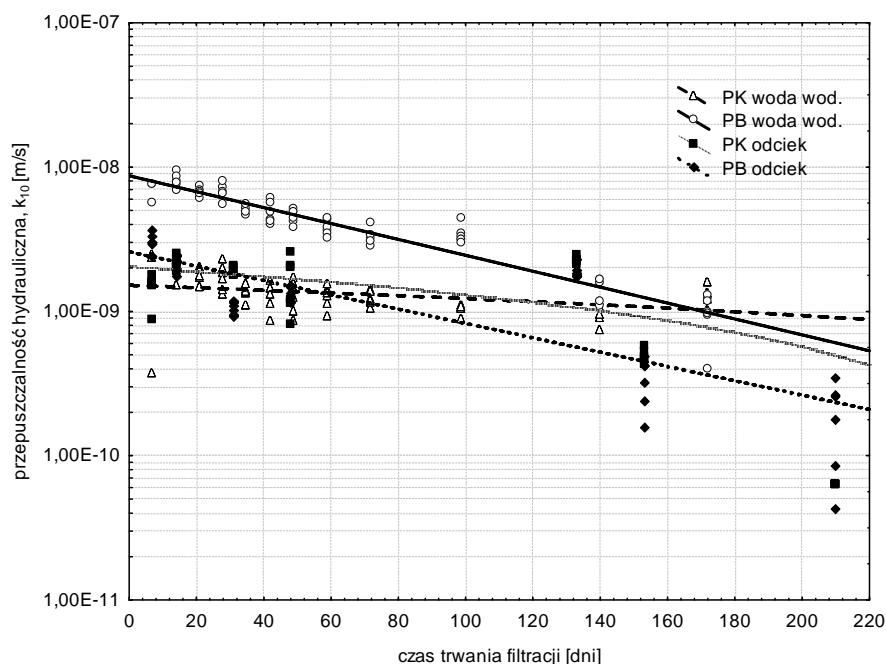
Przepuszczalność hydrauliczna obliczona ze wzoru (1) nie uwzględnia wpływu temperatury filtrującej cieczy. Wartości k_T uzyskane z badań (w temperaturze T) przeliczono na wartości k_{10} odpowiadające temperaturze +10°C. Korzystano przy tym ze wzoru (2):

$$k_{10} = \frac{k_T}{0,7 + 0,03T} \quad (2)$$

Odcieki ze składowiska odpadów komunalnych, ze względu na charakter roztworu wodnego, zostały potraktowane w obliczeniach k_{10} jak woda wodociągowa i w związku z tym pominięto wpływ różnic lepkości i gęstości roztworu na przepuszczalność hydrauliczną zawiesin.

Wyniki badań przepuszczalności hydraulicznej zawiesin twardniejących w warunkach filtracyjnego transportu mediów przedstawiono w funkcji czasu (rys. 1): zawiesiny z popiołem z węgla kamiennego – PK oraz zawiesiny z popiołem z węgla brunatnego – PB. Wykresy przedstawiają linie dopasowania (trendy) dla serii odpowiadających poszczególnym zawiesinom (recepturom) wyeksponowanym na filtrację wody wodociągowej oraz odcieków.

Zbadano wpływ spadku hydraulicznego na wynik pomiaru przepuszczalności – w stosowanym zakresie spadków nie stwierdzono zależności między tymi wielkościami.



Rys. 1. Przepuszczalność hydrauliczna zawiesiny twardniejącej z dodatkiem popiołu fluidalnego z węgla kamiennego (PK) oraz z węgla brunatnego (PB) w funkcji czasu (linie trendu)

3.2 Badania porozymetryczne zawiesin

Na przepuszczalność hydrauliczną, która jest najważniejszą cechą zawiesiny twardniejącej, jako materiału konstrukcyjnego przesłon przeciwfiltracyjnych wpływa wiele czynników. Należy jednak podkreślić, iż cecha przepuszczalności zawiesiny zależy przede wszystkim (bezpośrednio) od budowy strukturalnej. Struktura materiału wiąże się nieodzownie z porowatością i strukturą porów [9].

Największy wpływ na filtrację cieczy przez strukturę zawiesiny mają ciągłe pory kapilarne (mezopory). Z badań wynika [9], iż na kształtowanie się struktury tych porów szczególnie wpływ ma stosunek wodno – spoiwowy w/s (w/c), ale także czas i stopień hydratacji cementu.

Badania struktury porowatości zawiesin zostały wykonane w porozymetrze rtęciowym. Badaniu poddano próbki zawiesiny twardniejącej z dodatkiem popiołów fluidalnych (PK i PB), po ich długotrwałej (210 dni) ekspozycji na filtracyjne działanie wody wodociągowej oraz odcieków ze składowiska odpadów komunalnych. Jako bazę porównawczą wykorzystano próbki statycznie dojrzewające w wodzie wodociągowej (wzorcowa).

Wyniki badań porozymetrycznych zostały przedstawione w postaci rozkładów wielkości porów. Na podstawie wykresów ustalono parametry charakteryzujące mikrostrukturę badanych próbek.

Wielkości te zestawiono w (tab. 2), przy czym użyto następujących oznaczeń: A_p – całkowita powierzchnia porów, [m^2/g]; $v_p < 0,2$ – objętość porów o średnicach mniejszych od $0,2 \mu m$; $v_p > 0,2$ – objętość porów o średnicach większych od $0,2 \mu m$; P_c – całkowita porowatość próbki, [-]; d_{max} – maksymalna średnica porów, [μm].

3.3 Badanie mikrostruktury zawiesin twardniejących za pomocą mikroskopu skaningowego (SEM)

Badania mikrostruktury zawiesin zostały przeprowadzone za pomocą mikroskopu skaningowego (SEM). Badaniu poddano materiał zawiesin, po ich długotrwałej ekspozycji na filtracyjne działanie wody wodociągowej i odcieków oraz zawiesiny wzorcowej. Wybrane obrazy mikrostruktury przedstawiono na rys 2.

Tablica 2. Zestawienie parametrów charakteryzujących mikrostrukturę badanych zawiesin

Lp.	Rodzaj roztworu	PK	PB	PK	PB	PK	PB	PK	PB	PK	PB
		A_p [m^2/g]		$v_p > 0,2 \mu m$ [%]		$v_p < 0,2 \mu m$ [%]		P_c [%]		d_{max} [μm]	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	w. wod.	99,5	100,9	66	69	34	31	76,2	75,9	4,0	7,0
2	odcieki	94,4	85,7	71	68	29	32	73,9	72,1	3,0	4,0
3	wzorcowa	189,6	169,1	38	35	62	65	74,0	73,0	1,5	1,5

4. ANALIZA WYNIKÓW BADAŃ

Analizując zmienność wyników pomiarów przepuszczalności hydraulicznej zawiesin w okresie 210 dni ekspozycji na filtrację wybranych cieczy (trendy zmian tej wielkości na rys. 1), można przedstawić następujące wnioski:

- w przypadku długotrwałego działania wody wodociągowej zarówno próbka PK jak i PB wykazała obniżenie wartości przepuszczalności hydraulicznej w całym okresie badania: od około $1,5 \cdot 10^{-9}$ m/s do około $9,0 \cdot 10^{-10}$ m/s dla próbki PK oraz od około $9,0 \cdot 10^{-9}$ m/s do około $5,5 \cdot 10^{-10}$ m/s dla próbki PB,
- ekspozycja zawiesin na filtrację odcieków ze składowiska spowodowała – generalnie – zwiększenie szczelności – obniżenie współczynnika przepuszczalności hydraulicznej obydwu rodzajów zawiesiny: od około $2,0 \cdot 10^{-9}$ m/s do $4,0 \cdot 10^{-10}$ m/s dla PK oraz od około $2,5 \cdot 10^{-9}$ m/s do $2,0 \cdot 10^{-10}$ m/s dla PB.

Analizując parametry charakteryzujące mikrostrukturę zawiesin twardniejących poddanych filtracji wody wodociągowej i odcieków ze składowiska w odniesieniu do próbek statycznie dojrzewających w wodzie wodociągowej, widać istotny wpływ mezoporów ($v_p > 0,2 \mu m$), potwierdzony we wcześniejszych doświadczeniach [7]. Ze względu na zbliżone wartości współczynnika przepuszczalności hydraulicznej próbek (zarówno PK i PB, jak i poddanych filtracji wody wodociągowej jak i odcieków) procentowy udział mezoporów oraz mikroporów również jest zbliżony.

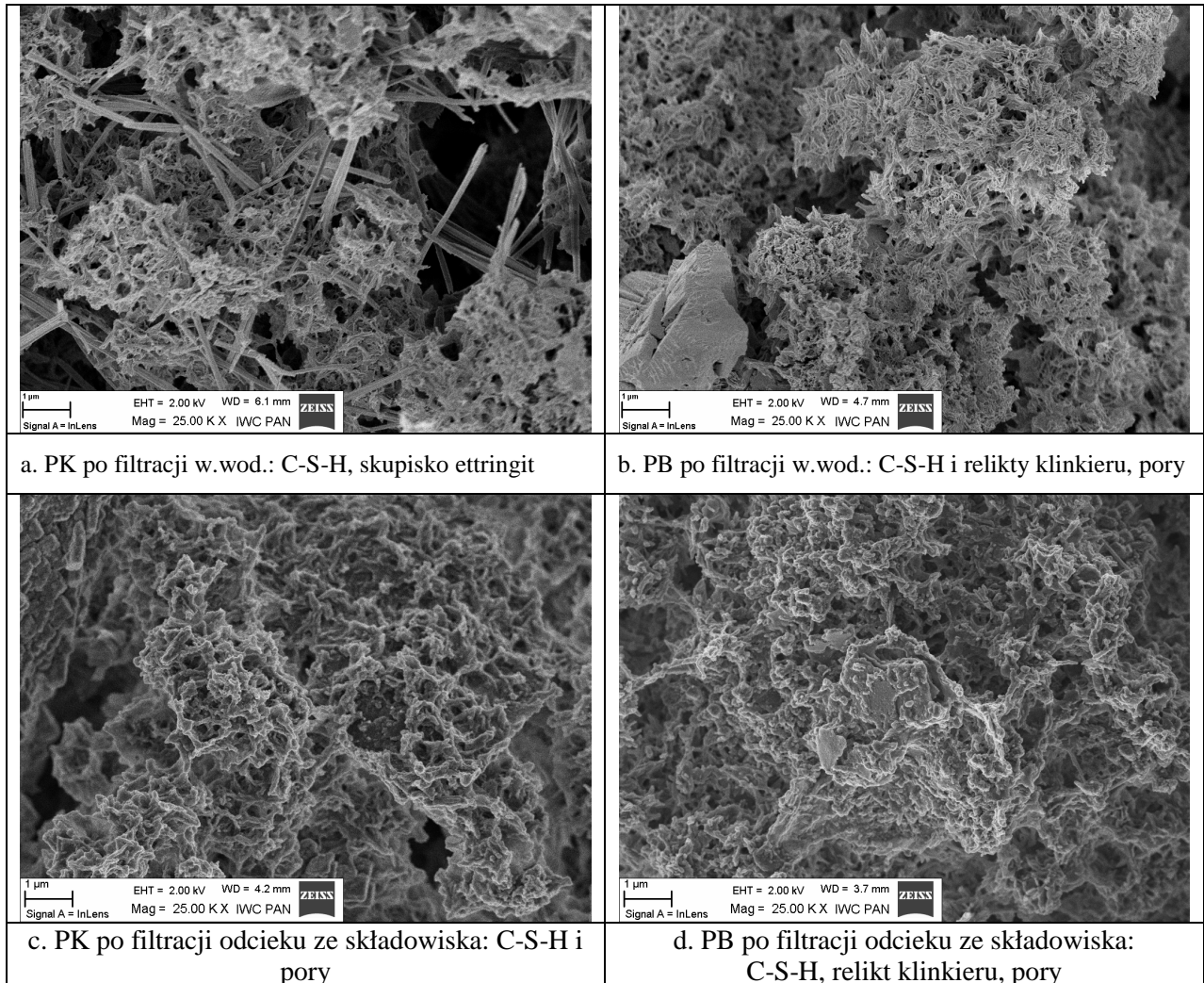
Powierzchnia całkowita porów dla próbek wzorcowych (statycznie dojrzewających w wodzie wodociągowej) jest zdecydowanie większa niż dla próbek poddanych ekspozycji, lecz należy zauważyć odwrotną proporcję mezoporów do mikroporów.

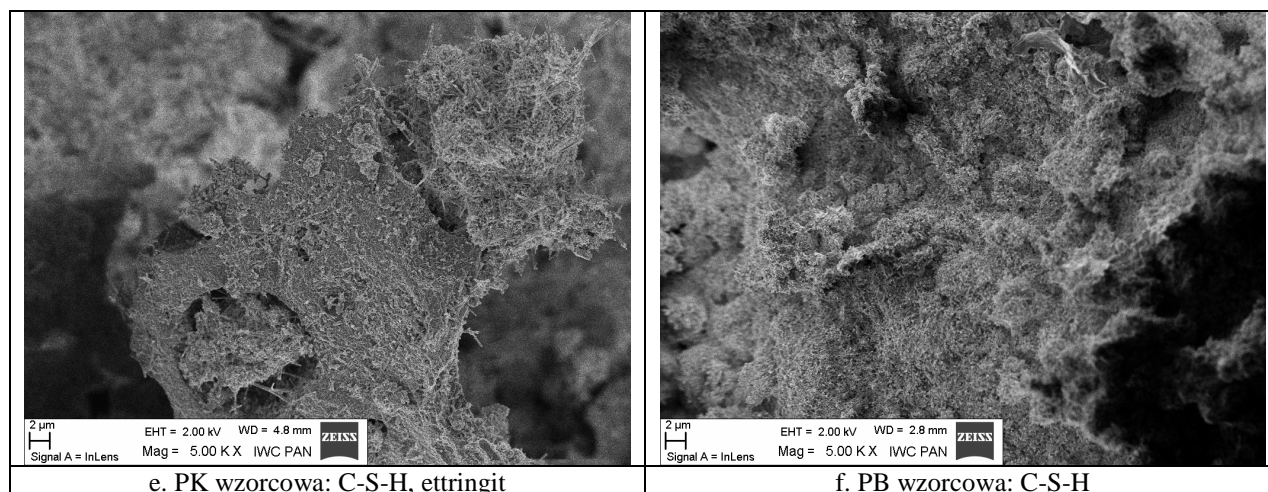
Obrazy mikrostruktury zawiesin twardniejących przedstawione na rys. 2, potwierdzają wcześniejsze spostrzeżenia.

5. WNIOSKI

Analiza wyników badań przepuszczalności hydraulicznej oraz struktury porów zawiesin twardniejących z dodatkiem popiołów fluidalnych pozwala na postawienie następujących wniosków:

1. Zawiesiny twardniejące użyte w eksperymencie charakteryzowały się wartościami przepuszczalności hydraulicznej $k < 1,0 \cdot 10^{-9}$, niezależnie od rodzaju dodatku popiołu fluidalnego oraz medium filtrującego, tzn. spełniają wymagania dotyczące materiałów na przesłony przeciwfiltracyjne.
2. Zawiesiny poddane filtracji odcieków ze składowiska nie uległy destrukcji korozyjnej, a ponadto zwiększyły szczelność (obniżenie współczynnika przepuszczalności hydraulicznej) względem zawiesin badanych przy użyciu wody wodociągowej.
3. Wykorzystane w eksperymencie zawiesiny twardniejące z dodatkiem lotnego popiołu fluidalnego z węgla kamiennego i brunatnego mogą być pełnowartościowym materiałem na przesłony przeciwfiltracyjne w obiektach ochrony środowiska.





Rys. 2. Mikrostruktura próbek zawiesin twardniejących (SEM)

4. PIŚMIENNICTWO

- [1] Prawo ochrony środowiska. Dz. U. Nr 62, poz. 627 z 27 kwietnia 2001 r. z późniejszymi zmianami.
- [2] Ustawa o odpadach. Dz. U. Nr 62, poz. 628 z 27 kwietnia 2001 r. z późniejszymi,
- [3] Kledyński Z., Machowska A. Stan i perspektywy wykorzystania materiałów mineralnych w konstrukcji przesłon przeciwfiltracyjnych. *Materiały Budowlane* 2/2005, Warszawa, s. 71-74.
- [4] Borys M., Mosiej K. Podstawowe problemy przebudowy i modernizacji obwałowań przeciwpowodziowych – Przegrody przeciwfiltracyjne z zawiesin twardniejących. *Gospodarka Wodna*, 6/2006. Warszawa, s. 234-241.
- [5] Borys M. Pionowe przegrody przeciwfiltracyjne z zawiesin twardniejących w korpusach i podłożu wałów przeciwpowodziowych. *Wiadomości melioracyjne i łąkarskie. Zagadnienia Inżynierii Środowiska Wiejskiego*, 2/2006. Warszawa, s. 56-59.
- [6] Havlica J., Oder I., Brandstetr J., Mikulikowa R., Walther D. Cementious materials based on fluidised bed coal combustions ashes. *Advances in Cement Research*, 2004, vol. 16, No. 2, pp. 61-67.
- [7] Falaciński P., Kledyński Z. Influence of aggressive liquids on hydraulic conductivity of hardening slurries with the addition of different fluidal fly ashes. *Environmental Engineering*, Taylor&Francis Group, London 2007, s. 295-300.
- [8] Rozporządzenie Ministra Środowiska w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi, oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego. Dz. U. Nr 137, poz. 984 z 24 lipca 2006 r.
- [9] Kurdowski W. *Chemia cementu i betonu*. Wydawnictwo Naukowe PWN. Warszawa, 2010.

POSSIBILITY APPLICATION OF HARDENING SLURRIES WITH FLUIDAL ASHES IN ENVIRONMENT PROTECTION STRUCTURES

Summary

This article presents the possibility of waste management – fluidal ashes as an active additive for hardening slurries in cut-off walls in environmental protection structures (dumping waste, wastewater treatment). This is particularly significant where cut-off walls are used for separation of underground waters from pollution sources.

Rafał KISIELIŃSKI¹
Politechnika Warszawska, Warbud SA
Robert KOWALSKI²
Politechnika Warszawska

BADANIA WŁAŚCIWOŚCI MECHANICZNYCH PRĘTÓW ZBROJENIOWYCH WYTWARZANYCH Z ZASTOSOWANIEM METODY UMACNIANIA CIEPLNEGO, W TEMPERATURACH POŻAROWYCH

STRESZCZENIE

Obecnie do zbrojenia konstrukcji żelbetowych najczęściej są stosowane pręty poddane podczas produkcji procesowi umacniania cieplnego. Dzięki technologii opracowanej na przełomie lat 80 i 90 ubiegłego wieku uzyskuje się poprawę parametrów wytrzymałościowych stali, ale tylko w zewnętrznej części przekroju pręta. Można mieć zatem wątpliwości, czy jest zasadne zalecenie EN 10002-5: 1998 dopuszczające możliwość określania cech mechanicznych zbrojenia w wysokiej temperaturze na podstawie badań przeprowadzanych na próbkach o średnicy 10 mm wytoczonych z prętów o większych średnicach. W pracy przedstawiono wyniki badań przeprowadzone na nieobrobionych prętach o średnicach 10, 12 i 16 mm, wykonanych z coraz powszechniej używanej w Polsce stali gatunku B500SP. Badania przeprowadzono w ustalonej temperaturze. Procedura badawcza stanowiła modyfikację procedury zalecanej w normie EN 10002-5: 1998. W pierwszej kolejności pręty ogrzewano do ustalonej wysokiej temperatury, a następnie rozciągano do zerwania. Uzyskane wyniki porównano z wynikami badań tej samej stali, przeprowadzonymi przez autorów w warunkach zmiennej temperatury, wartościami określonymi na podstawie wymagań Eurokodu PN-EN 1992-1-2: 2004 oraz wynikami badań eksperymentalnych zaczerpniętych z piśmiennictwa.

Słowa kluczowe: stal zbrojeniowa, właściwości mechaniczne, wysoka temperatura

1. WPROWADZENIE

Dobra znajomość cech mechanicznych stali zbrojeniowej w wysokich temperaturach jest niezbędna dla prawidłowej oceny nośności ogniowej i ekonomicznego projektowania elementów żelbetowych na warunki pożarowe. Najważniejsze cechy mechaniczne stali zbrojeniowej w warunkach normalnych są najczęściej określane na podstawie wykresu

¹ r.kisielinski@il.pw.edu.pl

² r.kowalski@il.pw.edu.pl

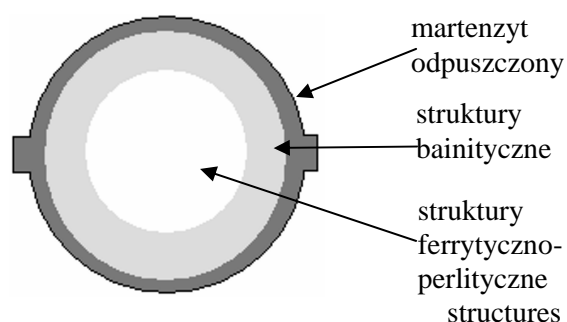
naprężenie-odkształcenie, powstającego jako wynik badania rozciągania stali. W warunkach pożarowych celowe jest określenie zależności trzech zmiennych: naprężenia (σ), odkształcenia (ϵ) i temperatury (θ). Zwiększa to jednak istotnie liczbę możliwych konfiguracji wejściowych danych eksperymentu, co czyni go trudnym do wykonania. W praktyce wyodrębnia się, zatem dwa podstawowe sposoby prowadzenia badań [1, 2]:

- w ustalonej temperaturze,
- w zmiennej temperaturze.

Podczas pierwszego sposobu w różnych zmienianych, ale ustalonych w danym eksperymencie temperaturach określone są zależności naprężenie-odkształcenie. Warunki badania tych zależności mogą być modyfikowane, jednak najczęściej w wysokiej temperaturze jest stosowany sposób zbliżony do zalecanego w temperaturze pokojowej. Ułatwia to realizację badań w ustalonej temperaturze oraz zapewnia możliwość porównania wyników z wykresami rozciągania stali w temperaturze pokojowej. Wyniki badań prowadzonych w ustalonej temperaturze przeważnie nie obejmują swobodnego odkształcenia termicznego stali oraz odkształcenia powstającego na skutek pełzania [3, 4]. Zakładając, że pomiar odkształceń rozpoczyna się po ustabilizowaniu się w próbce wysokiej temperatury, a przyrost obciążenia następuje stosunkowo szybko można przyjąć, że podczas badań prowadzonych w ustalonej temperaturze jest mierzone jedynie odkształcenie powstające na skutek działania obciążenia. Aby otrzymać całkowite odkształcenie, należy do otrzymanych wartości dodać swobodne odkształcenia termiczne stali. Można mieć wątpliwości, czy badania prowadzone w ustalonej temperaturze odzwierciedlają warunki, w jakich znajduje się zbrojenie konstrukcji żelbetowych narażonych na działanie pożaru.

Warunki te lepiej może odzwierciedlać badanie przeprowadzone w zmiennej temperaturze. Przed rozpoczęciem pożaru elementy konstrukcyjne są najczęściej wyteżone, co oznacza, że w ich zbrojeniu występują już naprężenia. Podobnie jest w badaniach, w których przy różnych, zmienianych, ale ustalonych w danym eksperymencie naprężeniach w stali jest ona w określony sposób ogrzewana, a mierzone są wydłużenia. Podczas badań prowadzonych w zmiennej temperaturze jest możliwe określenie całkowitego odkształcenia zbrojenia [3, 4]. Należy jeszcze wspomnieć, że rekomendowana w Eurokodzie EN 1992-1-2: 2004 [5] zależność naprężenie-odkształcenie dla stali zbrojeniowej, została określona na podstawie badań przeprowadzonych w stałej temperaturze [1].

Obecnie do zbrojenia konstrukcji żelbetowych najczęściej są stosowane pręty, które podczas produkcji poddaje się tzw. procesowi umacniania cieplnego [6]. Opracowana na przełomie lat 80 i 90 technologia polega na kontrolowanym, trójstopniowym chłodzeniu pręta po wyprowadzeniu go z ostatniej klatki walcowniczej. W pierwszej fazie pręty są krótkotrwanie, ale intensywnie chłodzone wodą tak, aby wierzchnia warstwa uległa hartowaniu. Następnie pręt umieszcza się w strefie chłodzenia na wolnym powietrzu, co powoduje, że gorący jeszcze rdzeń oddaje ciepło w kierunku powierzchni pręta, a to z kolei prowadzi do procesu odpuszczania zahartowanej powierzchni. Trzecia faza to przemiana rdzenia podczas dalszego chłodzenia. W wyniku powyższego procesu pręt uzyskuje w przekroju niejednorodną strukturę mikrokrystaliczną o różnych właściwościach mechanicznych (rys. 1). Warstwę zewnętrzną tworzy martenzyt odpuszczony, który odznacza się dużą twardością, ale i kruchością. Warstwą pośrednią są twarde i kruche, lecz mniej twarde niż martenzyt - struktury bainityczne. Wnętrze pręta tworzą natomiast struktury ferrytyczno-perlityczne odznaczające się dużą plastycznością [7, 8].



Rys. 1. Schemat stref w przekroju pręta produkowanego z zastosowaniem technologii umacniania cieplnego [7]

W normie EN 10002-5: 1998 [9] wymaga się, aby cechy mechaniczne zbrojenia w wysokiej temperaturze określać na podstawie wyników próby rozciągania przeprowadzonej na próbkach o średnicy 10 mm wytoczonych z prętów o większych średnicach. Zalecenie to wynika najprawdopodobniej z założenia przyjętego dla stali zbrojeniowych produkowanych w przeszłości, w których cechy mechaniczne pręta zbrojeniowego były w przybliżeniu jednakowe w każdym punkcie jego przekroju. Wydaje się, iż w przypadku stali umacnianych cieplnie bardziej adekwatne byłoby badanie prowadzone bezpośrednio na prętach. Należy też wyrazić obawę, czy w wysokiej temperaturze obniżenie cech mechanicznych prętów o różnych średnicach będzie jednakowe.

W referacie przedstawiono wyniki badań prętów zbrojeniowych wykonanych ze stali B500SP, produkowanych w Polsce z zastosowaniem metody umacniania cieplnego, przeprowadzonych w warunkach ustalonej temperatury. Wyniki badań takich samych prętów, przeprowadzonych przez autorów w warunkach zmiennej temperatury podano w [10].

2. OPIS BADAŃ

2.1 Aparatura badawcza

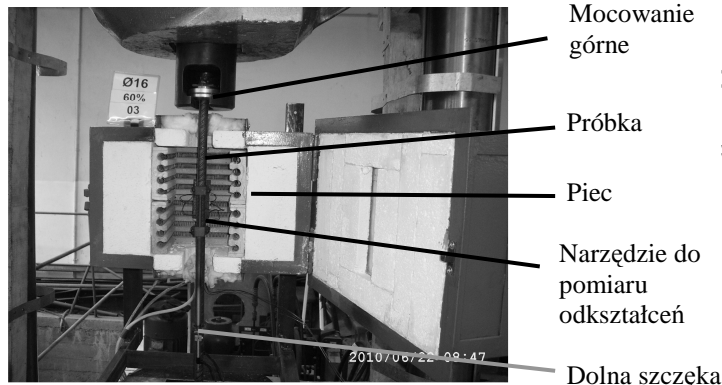
Badania przeprowadzono w piecu elektrycznym zamontowanym do hydraulicznej maszyny wytrzymałościowej (rys. 2). Oba urządzenia były sterowane elektronicznie. Badany pręt "przechodził" przez komorę pieca praktycznie go nie dotykając. Nagrzewana była jedynie środkowa część badanego pręta. Jego końce były zamocowane w specjalnie przygotowanych uchwytach maszyny wytrzymałościowej, odpornych na wysoką temperaturę.

Długość bazy pomiarowej wynosiła 80 mm. Jej wydłużenia mierzono za pomocą specjalnie skonstruowanego przyrządu (rys. 3), składającego się z dwóch części. Górną stanowiła para prętów, wykonanych ze stali WCL, odpornej na działanie wysokiej temperatury. Obejma łącząca pręty była mocowana do badanej próbki za pomocą czterech gwintowanych bolców (górny punkt bazy pomiarowej). Pręty górnej części przyrządu pomiarowego były wsunięte do dwóch rurek części dolnej, która była zamocowana do próbki w taki sam sposób jak część górna. Na końcach rurek części dolnej, poza komorą pieca były zamocowane dwa ekstensometry. Rejestrowanym przez nie wynikiem pomiaru było wydłużenie bazy pomiarowej badanego pręta pomniejszone o swobodne wydłużenie termiczne prętów górnej części przyrządu pomiarowego na długości bazy pomiarowej. Wyniki pomiarów skorygowano uwzględniając dane na temat wydłużalności prętów ze stali WCL, uzyskane eksperymentalnie na podstawie badania dylatometrycznego.

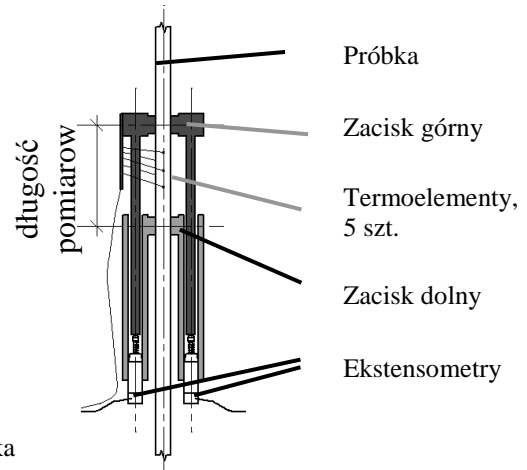
2.2 Próbki i sposób prowadzenia badań

Badania przeprowadzono na próbkach prętów o średnicy 10, 12 i 16 mm, wykonanych ze stali B500SP. Jest ona produkowana z zastosowaniem technologii umacniania cieplnego

w odmianie QTB, będącej odpowiednikiem technologii TEMPCORE [7]. Stal B500SP, w zakresie ciągliwości spełnia wymagania klasy „C” wg EN 1992-1-1:2004 [11]. Deklarowana przez producenta charakterystyczna wartość granicy plastyczności (f_{yk}) wynosi 500 MPa, a wytrzymałość na rozciąganie zawiera się w przedziale 575 ÷ 675 MPa. W (tab. 1) podano podstawowe cechy mechaniczne prętów w temperaturze pokojowej, określone eksperymentalnie przez autorów.



Rys. 2. Wygląd stanowiska badawczego



Rys. 3. Przyrząd do pomiaru odkształceń

Tablica 1. Wyniki badań rozciągania stali B500SP, przeprowadzonych w temperaturze pokojowej

Średnica pręta, mm	Średnia granica plastyczności, MPa	Średnia wytrzymałość na rozciąganie, MPa
10	582,7	626,6
12	551,1	602,4
16	514,6	655,8

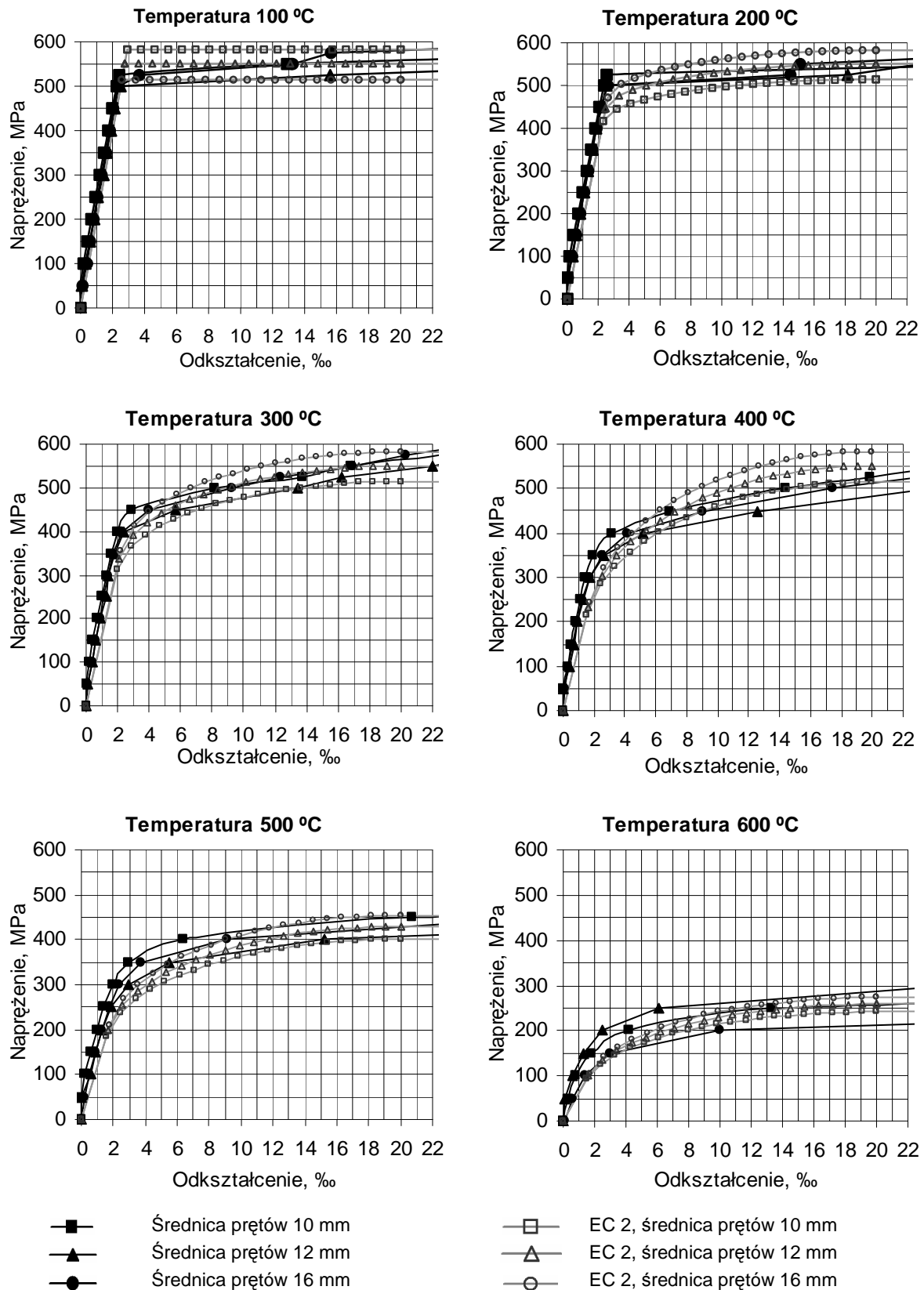
Badania przeprowadzono w temperaturach 100, 200, 300, 400, 500 i 600 °C. Pręty ogrzewano do uzyskania założonej temperatury z prędkością 10 °C/min. Przed rozpoczęciem rozciągania utrzymywano ustaloną temperaturę przez co najmniej 20 minut, jednak jeżeli wskazania zmian wydłużeń próbki po upływie tego czasu nie stabilizowały się, czekali do uzyskania stabilizacji. Następnie próbkę rozciągano aż do rozerwania, stosując tempo przyrostu naprężeń wynoszące 5 MPa/s. Siłę rozciągającą oraz odkształcenia rejestrowano automatycznie w odstępach wynoszących pół sekundy.

W każdej z podanych wyżej temperatur wykonano po 3 eksperymenty na próbkach każdej z badanych średnic. Łącznie wykonano 54 testy (3 średnice x 3 próbki x 6 wartości temperatury).

3. WYNIKI BADAŃ

Na (rys. 4) przedstawiono określone eksperymentalnie, uśrednione zależności naprężenie-odkształcenie przy rozciąganiu badanych prętów w wysokich temperaturach (znaczniki wypełnione). Dodatkowo podano tam wykresy opracowane na podstawie zaleceń EN 1992-1-2 [5] (znaczniki niewypełnione). Wykresy te są różne dla prętów poszczególnych średnic, ponieważ do modelu [5] wstawiono wartość granicy plastyczności stali określoną eksperymentalnie w temperaturze pokojowej (tab.1). Należy przypomnieć, iż zależności

podane na (rys. 4) nie uwzględniają swobodnego, wydłużenia termicznego stali.



Rys. 4. Zależności napężenie-odkształcenie przy rozciąganiu prętów w wysokich temperaturach

We wszystkich temperaturach uzyskane eksperymentalnie zależności naprężenie-odkształcenie są, w początkowej fazie rozciągania położone bardzo blisko siebie. Różnice między wykresami, początkowo małe uwidaczniają się dopiero przy większych odkształceniach, gdy są już bliskie zerwania badanych prętów. Można wnioskować, że wyrażona wstępnie przez autorów obawa, iż zachowanie się prętów różnych średnic w wysokiej temperaturze nie musi być jednakowe, nie znalazła potwierdzenia w wynikach przeprowadzonych badań.

W niezbyt wysokich temperaturach (100 i 200°C), z określonych zależności można wyraźnie wyodrębnić zakres liniowy oraz odkształcenie, przy którym nastąpiło uplastycznienie prętów, wynoszące nieco ponad 2‰. W wyższych temperaturach wykresy „wyginają się”, co jest zgodne z zaleceniami modelu podanego w [5], a zniszczenie prętów następuje przy dużo większych odkształceniach.

W (tab. 2) podano naprężenia, przy których odkształcenia badanych prętów osiągnęły wartość 20‰. Z praktycznego punktu widzenia wystąpienie takiego odkształcenia można uznać za zniszczenie pręta [8]. Biorąc pod uwagę, że w warunkach wysokiej temperatury nie ma sensu rozdzielenie pojęć granica plastyczności i wytrzymałość stali na rozciąganie [3], wartości naprężeń podane w (tab. 2) można również traktować jako granicę plastyczności stali występującą w wysokiej temperaturze.

Tablica 2. Naprężenia w prętach odpowiadające wystąpieniu odkształcenia wynoszącego 2‰ (praktycznie odpowiadające zerwaniu prętów)

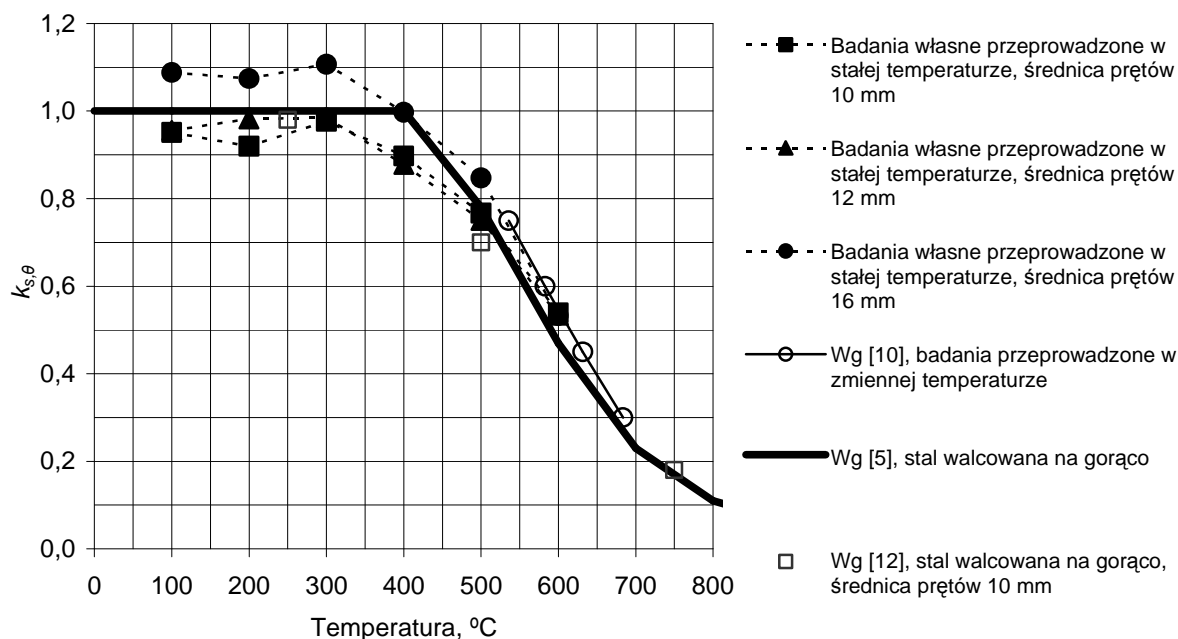
Średnica pręta, mm	Naprężenia, MPa, w zależności od temperatury					
	100 °C	200 °C	300 °C	400 °C	500 °C	600 °C
10	554	536	569	523	447	314
12	527	541	543	484	414	294
16	560	553	570	513	436	274

Na (rys. 5) przedstawiono wykresy współczynnika redukcji wytrzymałości stali ($k_{s,\theta} = f_{y,\theta}/f_{yk}$) w zależności od temperatury. Wartości odłożone na osi pionowej odpowiadają stosunkowi naprężenia, podanego w (tab. 2) do średniej granicy plastyczności stali w temperaturze pokojowej, określonej eksperymentalnie (tab. 1). Dodatkowo na (rys. 5) naniesiono wykres współczynnika $k_{s,\theta}$ rekomendowany w EN 1992-1-2 [5] dla stali walcowanej na gorąco oraz wyniki badań zaczerpnięte z prac [10 i 12].

Wszystkie wyniki badań są bliskie wartościom określonym na podstawie modelu normowego [5]. W przypadku prętów o średnicy 16 mm, w przedziale temperatur od 100 do 300°C uzyskano wartości współczynnika $k_{s,\theta}$, nieco większe od jedności. Zdaniem autorów jest to związane ze stosunkowo niską wartością granicy plastyczności tych prętów określoną eksperymentalnie w temperaturze pokojowej (tab. 1).

Wartości naprężeń podane w (tab. 2) są dla prętów poszczególnych średnic zbliżone do siebie. Pozwala to ponownie wnioskować, że wyrażona wstępnie przez autorów obawa, iż zachowanie się prętów różnych średnic w wysokiej temperaturze nie musi być jednakowe, nie znajduje potwierdzenia w wynikach przeprowadzonych badań.

Z praktycznego punktu widzenia na podkreślenie zasługuje dobra zgodność wyników prezentowanych tu badań z wynikami badań, przeprowadzonych przez autorów, przedstawionych w pracy [10]. Badania te wykonano w zmiennej temperaturze. Pręty uprzednio obciążone do założonego poziomu naprężeń były ogrzewane w tempie 10°C/min. Można zatem wnioskować, iż przy takim tempie wzrostu temperatury wpływ odkształceń prętów wywołanych pełzaniem stali jest mało istotny i może być pominięty. Oznacza to, że podczas prognozowania zachowania się zbrojenia zginanych elementów żelbetowych narażonych na działanie pożaru wystarczy uwzględnić jedynie sumę odkształceń spowodowanych występowaniem naprężeń i swobodnych odkształceń termicznymi stali.



Rys. 5. Względne zmniejszenie wytrzymałości stali na rozciąganie w zależności od temperatury

4. WNIOSKI

Pręty używane obecnie do zbrojenia betonu, produkowane z zastosowaniem technologii umacniania cieplnego mają niejednakowe wartości cech mechanicznych w różnych strefach przekroju. Zasadne wydaje się zatem eksperymentalne badanie stali zbrojeniowej w wysokiej temperaturze, bezpośrednio prętach, a nie na wytoczonych z nich próbkach o mniejszej średnicy.

Wyniki badań prętów o średnicy 10, 12 i 16 mm, wykonanych ze stali gatunku B500SP, przeprowadzone w warunkach nieustalanej wysokiej temperatury nie potwierdziły wstępnych obaw autorów, iż w temperaturach pożarowych obniżenie wartości cech mechanicznych prętów różnych średnic nie musi być jednakowe. Określone eksperymentalnie zależności naprężenie-odkształcenie oraz wartości współczynnika redukcji wytrzymałości stali ($k_{s,\theta}$) w wysokiej temperaturze wydają się być niezależne od średnicy pręta.

Wartości współczynnika redukcji wytrzymałości stali ($k_{s,\theta}$) określone eksperymentalnie przez autorów w warunkach ustalonej temperatury okazały się zgodne z określonymi w warunkach temperatury nieustalanej, wzrastającej z prędkością $10^{\circ}\text{C}/\text{min}$. Można zatem wnioskować, iż przy takim tempie ogrzewania, wpływ odkształceń prętów wywołanych pełzaniem stali jest mało istotny i może być pominięty.

PIŚMIENNICTWO

- [1] Anderberg, Y.; Modelling Steel Behaviour. Fire Safety Journal, 13, 1988; p.17-26.
- [2] Skowroński W.; Teoria bezpieczeństwa pożarowego konstrukcji metalowych. PWN, Warszawa, 2004.
- [3] Abramowicz M., Kowalski R.; Odkształcenia zbrojenia zginanych elementów żelbetowych narażonych na działanie wysokiej temperatury. IV Międzynarodowa Konferencja: Bezpieczeństwo Pożarowe Budowli, Warszawa 2008; Conf. Proc.
- [4] Abramowicz M., Kowalski R.; Stress-strain relationship of reinforcing steel subjected to tension and high temperature. International Conference: Applications of Structural Fire Engineering, Prague 2009; Conf. Proc. p.134-139.

- [5] EN 1992-1-2: 2004: Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-2: General rules - Structural fire design.
- [6] Garbarz B.; Postęp w produkcji i stosowaniu stalowych wyrobów hutniczych do zbrojenia betonu i na ciągną sprężające. *Hutnik - Wiadomości hutnicze*, 6, 2002; p. 236-245
- [7] Garbarz B.; Pręty żebrowane do zbrojenia betonu klasy 500 TECOR wytwarzane przez Hutę Ostrowiec S.A. z zastosowaniem technologii umacniania cieplnego. *Prace Instytutu Metalurgii Żelaza*, 1, 2001; p. 21 – 37.
- [8] Hertz K.D.; Quenched reinforcement exposed to fire. *Magazine of Concrete Research*, Vol.58, No. 1, 2006; p.43-48.
- [9] EN 10002-5: 1991: Metallic materials – Tensile testing – Part 5: Method of testing at elevated temperature.
- [10] Abramowicz M., Kisieliński R., Kowalski R.; Mechanical properties of reinforcing bars heated up under steady stress conditions. *International Conference: Applications of Structural Fire Engineering, Prague 2011; Conf. Proc.*
- [11] EN 1992-1-1: 2004: Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-2: General rules and rules for buildings.
- [12] Elghazouli A.Y., Cashell K.A., Izzuddin B.A.; Experimental evaluation of the mechanical properties of steel reinforcement at elevated temperature. *Fire Safety Journal*, 44, 2009; p.909 919.

EXPERIMENTAL EVALUATION OF MECHANICAL PROPERTIES OF REINFORCING STEEL PRODUCED IN QUENCHING AND SELF TEMPERING PROCESS, ONCE SUBJECTED TO FIRE CONDITIONS

Summary

The bars most frequently used for reinforced concrete structures are produced in the quenching and self-tempering process. By the application of technology designed at the turn of the 1980s and 1990s, a certain improvement of the mechanical properties of steel has been achieved, but only on the outer part of the bar cross-section. Therefore, the EN 10002 5: 1998 recommendation that mechanical properties of reinforcing steel should be tested on 10 mm diameter specimens turned from bars of bigger diameter might be questionable. The paper shows the results of tests performed on 10, 12 and 16mm diameter bars, not turned, made of B500SP steel, commonly used in Poland. The tests were conducted at constant temperature conditions. The test method applied was a modified recommended in EN 10002-5: 1998. The bars were first heated up to a constant value of temperature, next they were stretched until breaking. The obtained results were compared with the results of tests of the same steel performed by the authors at variable (increasing) temperature state, compared with the values estimated according to the EN 1992-1-2: 2004 recommendations and test results taken from the literature.

Tomasz PYTLOWANY¹
IP, PWSZ w Krośnie

ŁAŃCUCH MARKOWA JAKO MODEL ODDZIAŁYWAŃ WYJĄTKOWYCH

STRESZCZENIE

W pracy przedstawiono krótki przegląd modeli probabilistycznych oddziaływań zmiennych, głównie klimatycznych oraz możliwości i konsekwencje wykorzystania modeli w postaci procesów stochastycznych Markowa. Jako podstawowy model przyjęto jednorodny łańcuch Markowa. Zawiera on kompletną informację dotyczącą częstości występowania poszczególnych stanów. Generując błądzenie losowe po stanach łańcucha obciążeń, można prognozować wartości okresu powrotu oddziaływań i oszacować wartości wystąpienia obciążeń ekstremalnych. Przedstawiony model wykorzystano do symulacji losowych stanów łańcucha Markowa opisującego obciążenie śniegiem gruntu. Szczególnie uwagę skupiono na obciążeniach, które odpowiadają obciążeniom charakterystycznym dla danej lokalizacji oraz tych, które przewyższają wartość obciążenia charakterystycznego. Uzyskane wyniki porównano ze standardowym modelem Gumbela, który jest powszechnie stosowany do estymacji parametrów rozkładów oddziaływań klimatycznych na konstrukcje budowlane.

Słowa kluczowe: oddziaływania klimatyczne, obciążenie śniegiem gruntu, łańcuchy stochastyczne Markowa

1. WPROWADZENIE

Spełnienie wymagań niezawodności, przy racjonalnych kosztach poniesionych na realizację zaprojektowanej konstrukcji budowlanej, wiąże się z trafną oceną wielkości oddziaływań. Wśród nich są oddziaływania zmienne, które są skutkiem zjawisk o charakterze naturalnym, do których zaliczają się między innymi zjawiska i procesy geofizyczne zachodzące w skorupie ziemskiej oraz w atmosferze i hydrosferze. Wartości reprezentatywne tych oddziaływań są najczęściej wartościami charakterystycznymi wywołanymi przez te zdarzenia. Były one w przeszłości ustalane na podstawie obserwacji, prostych pomiarów danych historycznych. Współczesną formą ich opisu są modele probabilistyczne najczęściej w postaci zmiennych losowych, których parametry i rozkłady prawdopodobieństwa są identyfikowane na podstawie analiz statystycznych wyników systematycznie prowadzonych pomiarów. Modele te mają charakter opisowy tzn. nie odnoszą się do natury zdarzeń, które determinują ich wystąpienie i parametry. Obecnie najczęściej stosuje się modele oparte na

¹ tpytlowany@pwsz.krosno.pl

losowych próbach dyskretnych, ciągłe modele iloczynów oraz wartości ekstremalnych. Kluczowymi parametrami określającymi wartość reprezentatywną oddziaływań klimatycznych są okres powrotu T (w którym obciążenie charakterystyczne może być średnio jednokrotnie przekroczone) oraz roczne (lub odniesione do innego okresu jednostkowego) prawdopodobieństwo p przekroczenia tej wartości. W pracy przedstawiono krótki przegląd założeń związanych z zastosowaniem modelu Gumbela do opisu wartości maksymalnych oddziaływań klimatycznych oraz możliwości zastosowania symulacji łańcuchów stanów Markowa opisujących obciążenie śniegiem gruntu.

2. PROBABILISTYCZNE MODELE ODDZIAŁYWAŃ KLIMATYCZNYCH

W celu prawidłowego zaprojektowania konstrukcji przyjmuje się pewne umowne wartości oddziaływań środowiskowych z określonym prawdopodobieństwem przewyższenia [1]. Wartości te określa kwantyl rozkładu maksimów rocznych obliczony na podstawie wyników pomiarów. W normie [2] zdefiniowano wartość charakterystyczną oddziaływania zmiennego jako kwantyl rzędu p losowych maksimów w okresie powrotu T . Według [3] okres powrotu T równa się liczbie lat, jakie upływają średnio między kolejnymi przewyższeniami wartości S_t przez proces losowy $S(t)$. W przypadku wartości charakterystycznej obciążenia śniegiem S_k musi ona uwzględniać różne intensywności zaśnieżenia podczas kolejnych zim. Jeśli S_k wyznaczono w oparciu o określony okres powrotu T , to maksymalne roczne obciążenie może przekroczyć wartość S_k średnio co T okresów pomiarowych (lat). Przyjmuje się [4, 5], że prawdopodobieństwo przekroczenia wartości odpowiadającej T -letniemu okresowi powrotu wynosi $p=1/T$. Należy podkreślić, że prawdopodobieństwo przekroczenia tak zdefiniowanej wartości charakterystycznej wynosi p , a prawdopodobieństwo P , x -krotnego przekroczenia wartości charakterystycznej w okresie odniesienia T można obliczyć ze wzoru Bernoulliego. I tak prawdopodobieństwo nieprzekroczenia wartości charakterystycznej (dla $T=50$ lat) przedstawia wzór:

$$P(50,0,0,02) = \binom{50}{0} 50^0 (1-0,02)^{50-0} = (1-0,02)^{50-0} = (1-0,02)^{50} = 0,98^{50} \quad (1)$$

W tablicy 1 przedstawiono niezależne próby Bernoulliego odniesione dla założonych parametrów p , T .

Tablica 1. Ciąg niezależnych prób Bernoulliego

	Prawdopodobieństwo P , że zmienna losowa F w okresie T nie przekroczy wartości F_k	Prawdopodobieństwo P jednokrotnego przekroczenia wartości F_k w okresie T
T=20 lat, p=0,05	0,358	0,642
T=50 lat, p=0,02	0,364	0,636
T=100 lat, p=0,01	0,366	0,634
gdzie: F_k - wartość charakterystyczna oddziaływania		

Niewątpliwie ważną klasę modeli probabilistycznych stanowią modele opisujące właściwości rozważanego zjawiska jako zespół trudnych do wyodrębnienia przyczyn, decydujących o wypadkowej niepewności zjawiska. Rozkład zmiennej wypadkowej, można często określić bez znajomości rozkładów przyczyn, na podstawie sposobu, w jaki wpływają one na zmienną wypadkową. Najczęściej rozpatruje się trzy przypadki podstawowe, gdy przyczyny są: addytywne, multiplikatywne oraz gdy istotne są wartości ekstremalne przyczyn [6].

3. MODELOWANIE WARTOŚCI NAJWIEKSZEJ OBCIĄŻENIA

Rozkłady wartości maksymalnych są powszechnie stosowane do estymacji parametrów rozkładów oddziaływań klimatycznych na konstrukcje budowlane. Najczęściej stosowany jest rozkład pierwszego typu, czyli podwójnie wykładniczy rozkład Gumbela. Dystrybuanta rozkładu zmiennej Y , największej z wielu niezależnych zmiennych losowych o wykładniczym charakterze (gdzie: u , α – parametry rozkładu: wartość modalna i miara rozproszenia) dla dostatecznie dużych wartości argumentu ma postać:

$$F_Y(y) = \exp\{-\exp[-\alpha(y-u)]\}, \quad -\infty \leq y \leq +\infty \quad (2)$$

Prognozowaną wartość charakterystyczną oddziaływania jako funkcję okresu powrotu T (lub prawdopodobieństwa przekroczenia tej wartości), można oszacować za pomocą wykresu zależności:

$$F_k \equiv Y_k = -\ln\{-\ln[F_Y(y)]\} = \alpha(F_k - u) \quad (3)$$

który dla rozkładu Gumbela jest liniowy o nachyleniu $1/\alpha$ i punkcie przecięcia z osią rzędną u . Wartości dystrybuanty zmiennej losowej $F_Y(y)$ dla ogólnej liczby n maksimów sezonowych (np. rocznych w przypadku obciążenia śniegiem) oblicza się na podstawie statystyk pozycyjnych rangi i uporządkowanych w kolejności rosnącej. Dla obliczonych parametrów α i u można określić dla założonego okresu odniesienia T , wartość charakterystyczną oddziaływania:

$$F[F_k = Y_k(T)] = 1 - \frac{1}{T} \quad (4)$$

Dowodzi się, że rozkład maksimów asymptotycznie zmierza do teoretycznego rozkładu Gumbela ze wzrostem liczebności próby n , np. liczby okresów obserwacji, z których wybrano największe wartości. Jak łatwo zauważyć, parametry rozkładu α i u zależą od n . W praktyce zakłada się, że n jest na tyle duże, że dystrybuanta empiryczna jest właściwym modelem zmiennej losowej Y . Na przykład, według zaleceń [5] do analizy obciążenia śniegiem gruntu należy uwzględnić co najmniej 20 pomiarów maksymalnych wartości rocznych. Związek funkcyjny pomiędzy wartością modalną u_n z próby m – elementowej można aproksymować, na przykład za pomocą zależności:

$$u_n = \frac{1}{\lambda} \ln m \quad \text{lub} \quad u_n = \frac{1}{\lambda} \sqrt{\ln m} \quad (5)$$

Jeżeli przyjąć założenie, że rozkład obciążenia w każdym roku jest wykładniczy z parametrem λ (parametr rozkładu wykładniczego wyznaczony na podstawie wyników pomiarów) to prawdopodobieństwo, że obciążenie w ciągu m lat przekroczy wartość maksymalną powiększoną o składnik $\frac{\ln m}{\lambda}$ wynosi:

$$\begin{aligned} P[\max(X_1, \dots, X_m) \geq k + \frac{\ln m}{\lambda}] &= 1 - P[\max(X_1, \dots, X_m) < k + \frac{\ln m}{\lambda}] = \\ &= 1 - (1 - e^{-\lambda(k + \frac{\ln m}{\lambda})})^m = 1 - (1 - \frac{e^{-\lambda k}}{m})^m \end{aligned} \quad (6)$$

Dla dużych wartości maksymalnych k i małej ilości obserwacji w ciągu m lat przybliżenie (7) występujące jako składnik wzoru (6) jest niedokładne.

$$\left(1 - \frac{e^{-\lambda k}}{m}\right)^m \approx e^{-\exp(-\lambda k)} \quad (7)$$

Dlatego dla dużych wartości maksymalnych maksimum kilku niezależnych rozkładów wykładniczych ma również rozkład wykładniczy.

Powstałe rozbieżności, z reguły pomijane w analizach inżynierskich, wynikają z założenia, że teoria rozkładów ekstremalnych jest poprawna, kiedy okresowe (np. roczne) wartości ekstremalne zostały wybrane z nieskończonych zbiorów niezależnych obserwacji [6]. Założenie to nie jest spełnione, kiedy rozważa się zagadnienie prognozy niektórych oddziaływań meteorologicznych, np. obciążenia śniegiem.

4. EKSTREMA W ŁAŃCUCHACH MARKOWA GENEROWANE METODAMI SYMULACYJNYMI

4.1 Stany procesu

Przez $S(t)$ oznaczono stan procesu w czasie t . W celu ujednoczenia zapisu macierzowego przyjęto zamiennie S_t oraz $S(t)$. Założono, że dla wszystkich S_t przyjmuje się wartości ze zbioru przeliczalnego, a więc S jest procesem określonym w przestrzeni dyskretnej. Rozwinięciem zagadnienia jest stochastyczny proces w przestrzeni dyskretnej S_0, S_1, S_2, \dots , w którym wartość S_t zależy od wartości S_{t-1} , ale nie od ciągu stanów, które doprowadziły proces do tej wartości.

Z definicji [6] wynika, że proces stochastyczny z czasem dyskretnym S_0, S_1, S_2, \dots , jest łańcuchem Markowa jeśli:

$$\Pr(S_t = a_t | S_{t-1} = a_{t-1}, S_{t-2} = a_{t-2}, \dots, X_0 = a_0) = \Pr(S_t = a_t | S_{t-1} = a_{t-1}) = P_{a_{t-1}, a_t} \quad (8)$$

Powyższe założenie definiuje stan S_t jako niezależny od S_{t-1} , jak i od tego w jaki sposób proces ten osiągnął stan S_{t-1} . Cecha ta definiowana jest w literaturze [7] jako własność Markowa lub zagadnienie braku pamięci. Wszelka zależność S_t od przeszłości zawarta jest w zapisie S_{t-1} .

W dalszych rozważaniach założono, że dyskretna przestrzeń stanów łańcucha Markowa ma postać $[0, 1, 2, \dots, n]$. Prawdopodobieństwo przejścia wg (9) jest prawdopodobieństwem tego, że proces przechodzi ze stanu i do j w jednym kroku.

$$P_{i,j} = \Pr(S_t = j | S_{t-1} = i) \quad (9)$$

Proces ten jednoznacznie zdefiniowany jest przez macierz przejść w jednym kroku.

$$P = \begin{pmatrix} P_{0,0} & P_{0,1} & \dots & P_{0,j} & \dots \\ P_{1,0} & P_{1,1} & \dots & P_{1,j} & \dots \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \ddots \\ P_{i,0} & P_{i,1} & \dots & P_{i,j} & \dots \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \ddots \end{pmatrix} \quad (10)$$

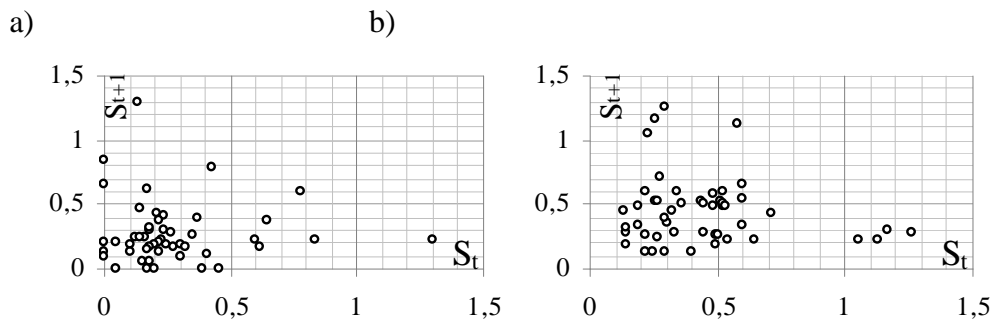
Znaczy to, że element w i -tym wierszu i j -tej kolumnie jest prawdopodobieństwem przejścia $P_{i,j}$, natomiast suma poszczególnych wierszy tej macierzy jest równa jedności ($\sum_{j \geq 0} P_{i,j} = 1$).

4.2 Symulacja stochastyczna z wykorzystaniem łańcucha Markowa

Pierwszym krokiem w budowaniu symulatora jest przekształcenie obciążeń S (maksimów rocznych) w szereg czasowy stanów. Przed przystąpieniem do określenia łańcucha stochastycznego, sprawdzono za pomocą regresji liniowej, czy istnieje zależność pomiędzy pierwotnymi, a kolejnymi stanami łańcucha oraz czy zbiór danych empirycznych charakteryzuje okresowość (za pomocą koleogramu) (rys. 1).

Stwierdzono nikłą zależność pomiędzy przyszłym, a pierwotnym stanem (*I strefa* $r=0,0279$, *II strefa* $r=0,15406$, *III strefa* $r=0,1844$, *IV strefa* $r=0,019466$, gdzie r -wsp. korelacji)

Postanowiono więc przyjąć model, w którym łańcuch jest w postaci wg (9), czyli prawdopodobieństwo dojścia do stanu j nie zależy od stanu początkowego.



Rys. 1. Wykres (S_t, S_{t+1}) zależności maksymalnego obciążenia śniegiem pomiędzy poprzednim i kolejnym rokiem: a) I strefa obciążenia śniegiem gruntu (Wrocław), b) II strefa obciążenia śniegiem gruntu (Katowice).

Wartości obciążeń z poszczególnych lokalizacji powtarzają się w szeregu stanów łańcucha. Skutkuje to tym, że ich częstości występowania są brane pod uwagę tylko raz w łańcuchu stochastycznym stanów. Przyjęto na podstawie danych pomiarowych dla pierwszych stanów (odpowiadających obciążeniom mniejszym od: $0,6[kN/m^2]$ (I strefa Wrocław), $0,7[kN/m^2]$ (II strefa Katowice), $0,8[kN/m^2]$ (III strefa Kraków), $1,0[kN/m^2]$ (IV strefa Olsztyn)); prawdopodobieństwa p_1, p_2, \dots, p_n , które są równe częstości ich występowania w łańcuchu stochastycznym (11).

$$p_i = \frac{L_i}{50}, \text{ dla } i=1,2,\dots,n \quad (11)$$

Dla kolejnych stanów łańcucha zastosowano przybliżenie rozkładem wykładniczym dla k ($k=m-n$, gdzie m - całkowita liczba stanów) wartości co najmniej równych obciążeń założonych powyżej. Rozkład wykładniczy dobrano tak, aby :

$$p(S_t \geq S) = e^{-\lambda(S)} = \frac{L_{obc \geq S_i}}{50} = \frac{k}{50} \quad (12)$$

Ze wzoru (12) otrzymano λ . Jako kolejne stany przyjęto sześć wartości których maksymalne obciążenia są większe bądź równe od: $0,6[kN/m^2]$ (I strefa), $0,7[kN/m^2]$ (II strefa), $0,8[kN/m^2]$ (III strefa), $1,0[kN/m^2]$ (IV strefa). Dalsze stany łańcucha stochastycznego Markowa przedstawiono jako d_{ki} (stan teraźniejszy) oraz u_{ki} (stan przyszły). Na przykładzie III

strefy obciążenia: w przedziale obciążenia $d_{k32}=0,8$, a $u_{k32}=0,89$ przypisano stan Z_{32} , pomiędzy $d_{k33}=0,89$, a $u_{k33}=1,12$ przypisano stan Z_{33} itd., natomiast ostatni stan $d_{k40}=2,48$, a $u_{k40}=\infty$ dla stanu Z_{40} . Prawdopodobieństwa dla stanów k są obliczane wg wzoru (13):

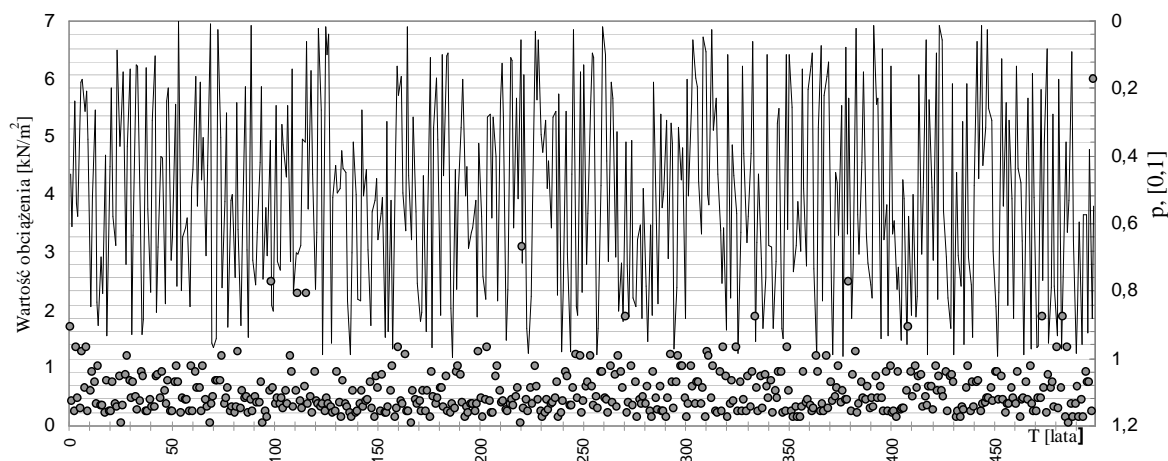
$$P(S_i) = e^{-\lambda d_i} - e^{-\lambda u_i}, \text{ przy czym m dla stanu } Z_m \text{ ma wartość } e^{-\lambda u_{m_i}} \quad (13)$$

Liczba stanów łańcucha zależy od przyjętego powyżej założenia o częstości występowania wartości obciążenia w łańcuchu stochastycznym stanów. Dlatego liczba stanów Z_i została zróżnicowana dla poszczególnych stref. Następnie, mając obliczone prawdopodobieństwa każdego ze stanów, przeprowadzono symulacje łańcuchów Markowa. Symulacje sprowadzały się do wygenerowania ciągu stanów za pomocą obliczonych prawdopodobieństw. Założono okresy obserwacji symulowanych stanów łańcucha w liczbie 10^5 i 10^3 powtórzeń procesu Markowa dla określonego pułapu obciążenia. W tabelicy 2 pokazano realizacje błędzenia losowego po stanach łańcucha stochastycznego.

Tabela 2. Opis procedury symulacyjnej

<p>1. Stan początkowy i_0. wylosowano liczbę p z przedziału $[0,1]$ o rozkładzie jednostajnym; stan początkowy to stan i, dla którego zachodzi warunek: $p_1 + p_2 + \dots + p_{i-1} \leq p < p_1 + p_2 + \dots + p_i$</p>
<p>Dla wylosowanego poprzedniego (kroku) stanu początkowego i_0, następny stan wylosowano zgodnie z macierzą przejść; w przyjętym modelu jest ona zawsze równa: p_1, p_2, \dots, p_m</p>
<p>2. Kolejne stany i. Jeżeli prawdopodobieństwa przejścia ze stanu i_0 do stanów: $1, 2, \dots, m$ wynosiłyby: $p_{i_0,1}, p_{i_0,2}, \dots, p_{i_0,m}$ odpowiednio, w kroku 2 należałoby: a) wylosować liczbę q z przedziału $[0,1]$ o rozkładzie jednostajnym; b) przejść do stanu i, dla którego zachodzi warunek: $p_{i_0,1} + p_{i_0,2} + \dots + p_{i_0,i-1} \leq q < p_{i_0,1} + p_{i_0,2} + \dots + p_{i_0,i}$</p>

Przykład realizacji procedury symulacyjnej w postaci wykresów błędzenia losowego oraz odpowiadające im stany w łańcuchu stochastycznym Markowa pokazano na rys. 2.



Rys. 2. Przykład błędzenia losowego po stanach Ł.M. (—) i odpowiadające im obciążenia (⊙) dla: IV strefy obciążenia (Olsztyn) w czasie $5 \cdot 10^5$ [lat].

5. OKRESY POWROTU NA PODSTAWIE ŁAŃCUCHA STOCHASTYCZNEGO

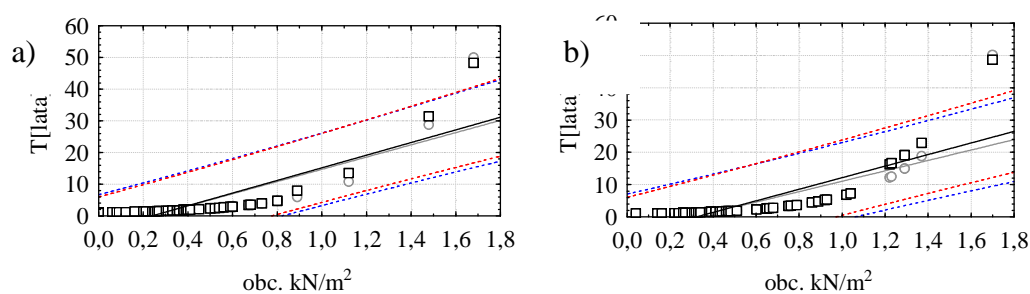
Jednorodna macierz przejść (10) jest macierzą startową do przeprowadzenia symulacji. Zawiera ona komplet informacji o częstości występowania poszczególnych stanów. Łańcuch stochastyczny startując ze stanów i , odwiedzi stan Z o prawdopodobieństwie $p_z(i)$. Jeżeli jednak pierwotny stan przejdzie do innego stanu Z , wówczas prawdopodobieństwo, że osiągnięty zostanie stan z jest równe:

$$p_Z(j) = \sum_{z \in Z} P(j, z) P_Z(z) \quad (16)$$

Aby obliczyć średni czas osiągnięcia stanu Z posłużono się wzorem (17). Przez $m_Z(z)$ oznaczono oczekiwany czas na osiągnięcie z ze stanu z :

$$m_Z(z) = E[T_Z | X_0 = i] \quad (17)$$

Na (rys. 3) przedstawiono przykład okresów powrotu T dla standardowej analizy opartej na metodzie Gumbela, oraz dla modelu stochastycznego częstości stanów Markowa, dla 50 pomiarów maksymalnych wartości rocznych obciążenia śniegiem.



Rys. 3. Okres powrotu dla modelu częstości stanów Markowa (□), oraz oparte o standardową procedurę statystyczną modelu Gumbela (○): a) Kraków, b) Olsztyn.

Zgodnie z procedurą przedstawioną w pkt. 4.2 przeprowadzono symulacje łańcuchów stochastycznych stanów Markowa. Dzięki tak przyjętym założeniom błędzenia losowego po stanach łańcucha obliczono średnie czasy powrotu tego samego obciążenia. Szczególnie ważne są obciążenia, które odpowiadają obciążeniom charakterystycznym dla danej lokalizacji oraz te, które przewyższają wartość obciążenia charakterystycznego. W tabelicy 3 zebrano średnie (T_{sr}) okresy powrotu pomiędzy takimi samymi wartościami obciążenia w czasie 10^5 i 10^3 [lat] powtórzeń procesu.

Tablica 3. Porównanie okresów powrotu na podstawie symulacji z okresami powrotu według modelu Gumbela

	I Strefa obc. (Wrocław)		II Strefa obc. (Katowice)		III Strefa obc. (Kraków)		IV Strefa obc. (Olsztyn)	
	ŁM T_{sr} [lat]	MG T [lat]	ŁM T_{sr} [lat]	MG T [lat]	ŁM T_{sr} [lat]	MG T [lat]	ŁM T_{sr} [lat]	MG T [lat]
$1S_k$	23,42	13,26	17,483	17,298	38,28	35,43	45,57	45,78
$1,2S_k$	36,34	25,14	45,44	41,72	102,24	88,73	121,61	134,36
$1,5S_k$	57,07	66,61	216,76	156,32	424,08	892,86	644,33	689,65
$2S_k$	256,34	343,17	1110,26	1430,61	605,69	3703,7	9830,92	10826,31

gdzie: T_{sr} - średni okres powrotu obciążenia na podstawie symulacji (ŁM)
 T- okres powrotu w oparciu o parametry statystyczne rozkładu Gumbela (MG).

Dla obciążeń które są równe obciążeniom charakterystycznych (dla danej strefy) okresy powrotu dla *I*, *II* i *III* strefy, są znacznie krótsze niż w strefie *IV*. Podobną sytuację można zaobserwować w przypadku obciążenia przekraczającego wartość charakterystyczną. Stosunkowo krótkie okresy powrotu dla obciążeń rzędu $1,5S_k$ wystąpiły dla stref: *I* (Wrocław) i *II* (Katowice). Natomiast krótsze okresy powrotu (w stosunku do pozostałych stref) dla wartości wyjątkowych rzędu $2S_k$ zanotowano w strefie *I* (Wrocław).

6. WNIOSKI

Dotychczasowe prace w większości przypadków wiążą się z aproksymowaniem rocznych wartości obciążenia śniegiem w Polsce rozkładem prawdopodobieństwa Gumbela. W modelu przedstawionym w pracy wartości pomiarowe przedstawiono w funkcji częstości ich występowania. Dzięki temu zaobserwowano te stany, które są najbardziej niebezpieczne, w tym obciążenia wyjątkowe. Dla obciążeń które są równe obciążeniom charakterystycznych, dla danej strefy, okresy powrotu dla *I*, *II* i *III* strefy, są znacznie krótsze niż w strefie *IV*. Podobną sytuację można zaobserwować w przypadku obciążenia przekraczającego wartość charakterystyczną. W przeprowadzonej analizie najbardziej podatne na obciążenia wyjątkowe są strefy: *I* (Wrocław) i *II* (Katowice) obciążenia śniegiem gruntu. Okresy powrotu T dla standardowej analizy opartej na metodzie Gumbela, oraz modelu stochastycznym częstości stanów Markowa różnią się od siebie. Największa różnica dotyczy wartości, które wykraczają ponad wartości charakterystyczne.

PIŚMIENNICTWO

- [1] Pawlikowski J.: Oddziaływania stałe i zmienne na konstrukcje budynków, ITB, Warszawa 2007 i 2010.
- [2] PN-EN 1990:2004 Podstawy projektowania konstrukcji.
- [3] Murzewski J.: O zapewnieniu bezpieczeństwa budynków pod dużym obciążeniem śniegiem. Inżynieria i Budownictwo 2006 nr 9.
- [4] Rawska-Skotniczy A.: Redukcja obciążeń środowiskowych konstrukcji o różnych okresach wykonania i użytkowania. Inżynieria i Budownictwo 2010 nr 7.
- [5] EN 1991-1-3:2003 Eurocode 1 Actions on structures- Part 1-3: General actions- Snow loads.
- [6] Benjamin J. R., Cornell C.A.: Rachunek prawdopodobieństwa, statystyka matematyczna i teoria decyzji dla inżynierów. WNT, Warszawa 1977.
- [7] Mitzenmacher M, Upal E.: Metody probabilistyczne i obliczenia WN-T 2009.
- [8] Woliński Sz., Pytlowany T.: Uwagi o szacowaniu wartości oddziaływań za pomocą modelu Gumbela. 56 Konferencja KILiW PAN i KN PZITB, Kielce- Krynica 2010 s. 63-70.

MARCOV CHAIN MODEL OF ACCIDENTAL ACTIONS

Summary

The paper presents issues related to loads of climate actions. An assessment of the possibilities and consequences of using the stochastic Markov chain model to predict return time T of climate actions was presented. Moreover, the author presents a model to estimate the limits of exceptional probability (extreme) of snow load S in subsequent cycles of discrete sampling which generates some random walk on the states of the stochastic chain load. Simulations of the chain states were shown in an example of four zones of snow load.

Mariusz RUCHWA¹
Politechnika Koszalińska

ZASTOSOWANIE ELEMENTÓW ZE SPIENIONYCH METALI JAKO ZABEZPIECZEŃ KONSTRUKCJI PRZED DZIAŁANIEM OBCIĄŻEŃ UDAROWYCH

STRESZCZENIE

Specyficzne właściwości mechaniczne spienionych metali stwarzają możliwość zastosowania elementów wykonanych z materiałów tego typu jako zabezpieczeń konstrukcji nośnych, pochłaniających energię obciążeń udarowych. W pracy zwrócono uwagę na właściwości spienionych metali, możliwości zastosowań oraz konieczność stosowania odpowiednich modeli materiałowych w przypadku numerycznej analizy konstrukcji. Zaprezentowano również przykład analizy numerycznej ilustrującej skutek jaki można osiągnąć, stosując zabezpieczenie konstrukcji żelbetowej w postaci trójwarstwowej aluminiowej płyty o spienionym wypełnieniu. W analizie przewidziane były dwa przypadki obciążenia konstrukcji, w postaci oddziaływania powybuchowej fali uderzeniowej oraz uderzenia przez mały pojazd. Zadanie zostało rozwiązane przy pomocy Metody Elementów Skończonych, poprzez bezpośrednie jawne całkowanie równań ruchu. W obu przypadkach obciążenia uzyskano korzystniejszy rozkład końcowych uszkodzeń materiałowych konstrukcji w porównaniu z odpowiedzią konstrukcji bez zabezpieczenia. Wyniki przeprowadzonej analizy potwierdzają korzystny udział zabezpieczeń ze spienionych metali w pochłanianiu energii obciążeń udarowych.

Słowa kluczowe: dynamika, obciążenia udarowe, spienione metale, Metoda Elementów Skończonych

1. WPROWADZENIE

Spienione metale wykazują wiele korzystnych cech, w porównaniu z materiałami litymi, związanych m.in. z ich niską gęstością, względnie dużą sztywnością w stosunku do gęstości, wysokim poziomem pochłaniania energii mechanicznej i akustycznej, odpornością pożarową oraz łatwością obróbki mechanicznej i recyklingu [1, 2].

Obecne metody wytwarzania pian metalowych w znacznym stopniu pozwalają na produkcję materiałów o zaprojektowanej strukturze oraz zaprojektowanych podstawowych parametrach wytrzymałościowych. Wytwarzane są elementy o zróżnicowanych kształtach, wśród nich duże elementy przestrzenne, ale również płyty trójwarstwowe o spienionym

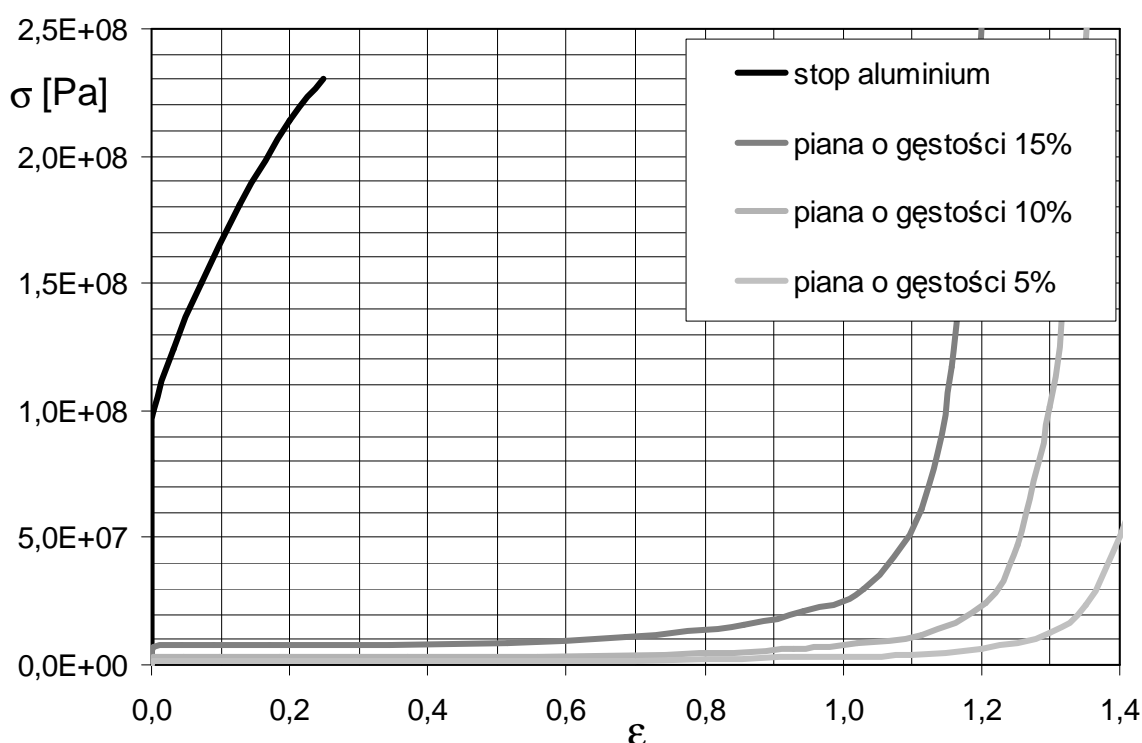
¹ mariusz.ruchwa@wbiis.tu.koszalin.pl

wypełnieniu oraz metalowe pręty o różnych kształtach przekrojów poprzecznych, wzorowane na cienkościennych przekrojach zamkniętych, wypełnione pianą metalową.

Coraz częściej elementy wykonane ze spienionych metali są stosowane do tworzenia struktur energochłonnych oraz jako zabezpieczenia konstrukcji nośnych przed działaniem obciążeń uderowych [3, 4].

2. WŁAŚCIWOŚCI SPIENIONYCH METALI ORAZ ICH MODELOWANIE

Właściwości mechaniczne spienionych metali różnią się w istotny sposób od właściwości metali bazowych, będących ich litymi odpowiednikami. Na rysunku 1. przedstawiono przykładowe wykresy zależności pomiędzy logarytmicznym odkształceniem plastycznym i naprężeniem Cauchy'ego, w przypadku stopu aluminium AW-5754 oraz aluminiowych pian o różnej gęstości, wykonanych na bazie tego samego stopu.



Rys. 1. Przykładowe wykresy zależności pomiędzy logarytmicznym odkształceniem plastycznym i naprężeniem Cauchy'ego, w przypadku stopu aluminium AW-5754 oraz aluminiowych pian o różnej gęstości.

Na wykresie zależności odkształcenie-naprężenie pian metalowych można zauważyć, że granica plastyczności piany jest zdecydowanie niższa od granicy plastyczności materiału bazowego oraz w funkcji naprężenia ściskanej piany pojawia się obszar *plateau*, w którym następuje duży wzrost odkształceń plastycznych, przy niewielkich zmianach naprężenia, w trakcie którego materiał ulega stopniowemu zagęszczaniu, co w końcowym rezultacie prowadzi do tzw. densyfikacji, związanej z istotnym wzrostem gęstości materiału i coraz większymi wartościami naprężeń. Wymienione cechy sprężysto-plastyczne pian metalowych decydują o możliwości zastosowania materiału w strukturach pochłaniających energię obciążeń uderowych.

W wielu przypadkach analiz konstrukcji, w tym konstrukcji obciążonych uderowo, rozpatrywane jest rozwiązanie odpowiedzi konstrukcji numerycznie, np. z uwagi na brak możliwości przeprowadzenia eksperymentu. Bardzo częstą metodą analizy jest Metoda

Elementów Skończonych [5]. Dlatego ważnym zagadnieniem jest modelowanie właściwości materiałowych nie tylko materiałów konstrukcyjnych, ale również takich materiałów jak piany metalowe. Należy uwzględnić w opisie konstytutywnym ważną cechę pian metalowych jaką jest ich ściśliwość oraz dostosować do ich specyfiki warunków plastyczności, opis potencjału plastycznego oraz opis wzmocnienia. Nie jest możliwe zwykłe przeskalowanie tradycyjnych reguł opisu sprężysto-plastycznego.

W ostatnich latach pojawiło się wiele modeli matematycznych materiałów piankowych, w tym pian metalowych. Można wśród nich wymienić modele: *Deshpande-Fleck*, *Miller*, *Schreyer* oraz *Ehlers* [6, 7]. Z pewnymi implementacjami tych modeli można się spotkać w programach analizy konstrukcji Metodą Elementów Skończonych. W programie ABAQUS znajduje się model m.in. model *Crushable Foam Plasticity* [8], będący odpowiednikiem modelu *Deshpande-Fleck*, natomiast w programie LS-DYNA [9], możliwe do zastosowania są modele: *Bilkhu/Dubois Foam Model* (Material Model 75), *Crushable Foam* (Material Model 26) oraz *Crushable Foam* (Material Model 63).

Duża liczba modeli konstytutywnych materiałów piankowych jest związana z ukierunkowaniem rozwiązań na zastosowanie w modelowaniu szczególnych materiałów (pian), w określonym zakresie gęstości, odkształceń, prędkości odkształceń oraz przy uwzględnieniu specyficznych warunków plastyczności, wzmocnienia, jak również odmiennych odpowiedzi materiału przy ściskaniu i rozciąganiu. Niektóre z modeli pozwalają jednocześnie na modelowanie nie tylko pian metalowych, ale również pian syntaktycznych, gazarów, czy też pian kompozytowych.

Szerokim zakresem zastosowań cechuje się model *Crushable Foam Plasticity* dostępny w programie ABAQUS, który jest implementacją modelu *Deshpande-Fleck* [7, 8]. W modelu uwzględniona jest zmiana właściwości materiału przy ściskaniu i rozciąganiu, ściśliwość materiału oraz duże odkształcenia. Dostępne są dwa rodzaje wzmocnienia – objętościowe oraz izotropowe, możliwe jest również uwzględnianie wpływu prędkości odkształcenia.

Model *Deshpande-Fleck* jest popularnym i sprawdzonym opisem, jednak nawet w przypadku stosowania tego modelu konieczne jest właściwe wyskalowanie parametrów materiału, na podstawie wiarygodnych wyników doświadczalnych, uzyskanych podczas podstawowych prób obciążania oraz wyników dotyczących wpływu prędkości odkształcenia.

3. PRZYKŁAD ZASTOSOWANIA

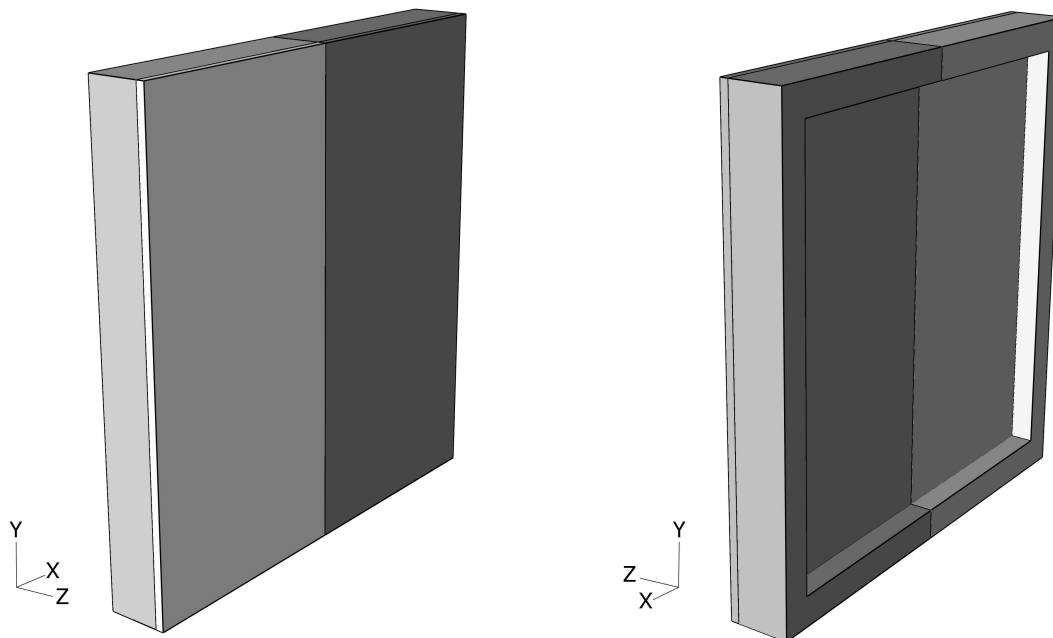
Ponieważ ideą przykładu jest jedynie prezentacja skutku jaki można osiągnąć, stosując elementy wykonane ze spienionych metali, jako zabezpieczenia konstrukcji przed działaniem obciążeń udarowych, ograniczono się wyłącznie do przedstawienia wyników badań numerycznych przeprowadzonych przy zastosowaniu sprawdzonych modeli materiałowych.

Rozpatrywana jest monolityczna ściana żelbetowa pokryta trójwarstwową płytą o wypełnieniu w postaci spienionego aluminium. Ściana o szerokości 4,0 m, wysokości 4,0 m i grubości 0,25 m stanowi fragment większej konstrukcji żelbetowej, wykonanej z betonu klasy B50 oraz stali zbrojeniowej klasy A-II. Zabezpieczeniem konstrukcji nośnej jest przymocowana do niej, na całej zewnętrznej powierzchni, trójwarstwowa płyta aluminiowa o zewnętrznych okładzinach (grubości 15 mm) wykonanych ze stopu G.AL 250 oraz wypełnieniu (grubości 70 mm) z piany aluminiowej, której gęstość stanowi 8% gęstości stopu bazowego AW-5754 H111. Sprawdzeniu podlegało zachowanie konstrukcji w dwóch różnych przypadkach obciążenia udarowego. W pierwszym przypadku, obciążenie konstrukcji stanowi fala uderzeniowa generowana przez wybuch 1 tony trotylu w odległości 20 m od konstrukcji, w drugim przypadku, obciążenie jest związane z uderzeniem o ścianę niedużego pojazdu o masie 700,0 kg i prędkości początkowej 40,0 km/h.

W celach porównawczych analizowana jest również konstrukcja bez zabezpieczenia.

3.1 Model numeryczny

Uproszczony widok ściany przedstawiono na rysunku 2., z dwóch stron (zewnętrznej, zabezpieczonej przed działaniem obciążenia oraz wewnętrznej), na którym pokazano również fragmenty pozostałej konstrukcji oraz zaznaczono obszar, który podlegał analizie Metodą Elementów Skończonych przy zastosowaniu programu ABAQUS [6, 7].



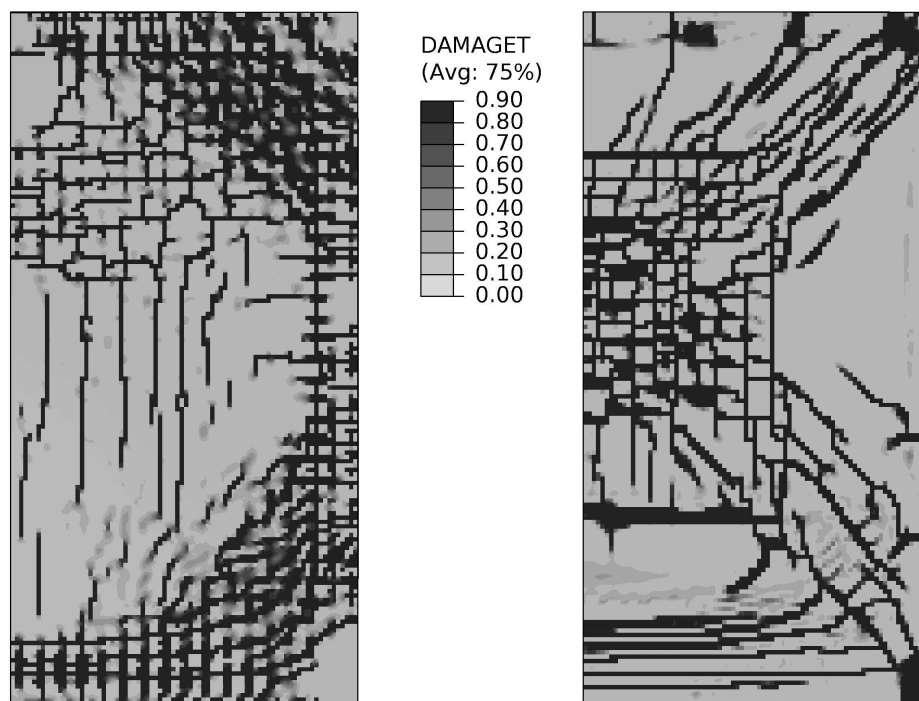
Rys. 2. Modelowana ściana żelbetowa w widoku od zewnątrz (po lewej) oraz od wewnątrz (po prawej stronie). Ciemniejszym kolorem oznaczono część modelowaną numerycznie

Betonowa część konstrukcji oraz wypełnienie płyt warstwowych były dyskretyzowane ośmiowęzłowymi elementami bryłowymi, aluminiowe okładziny płyty warstwowej elementami powłokowymi o czterech węzłach, natomiast zbrojenie ściany elementami prętowymi (kratowymi) o dwóch węzłach. We wszystkich zastosowanych elementach skończonych przyjęto opis uwzględniający duże przemieszczenia, skończone odkształcenia oraz zredukowane całkowanie.

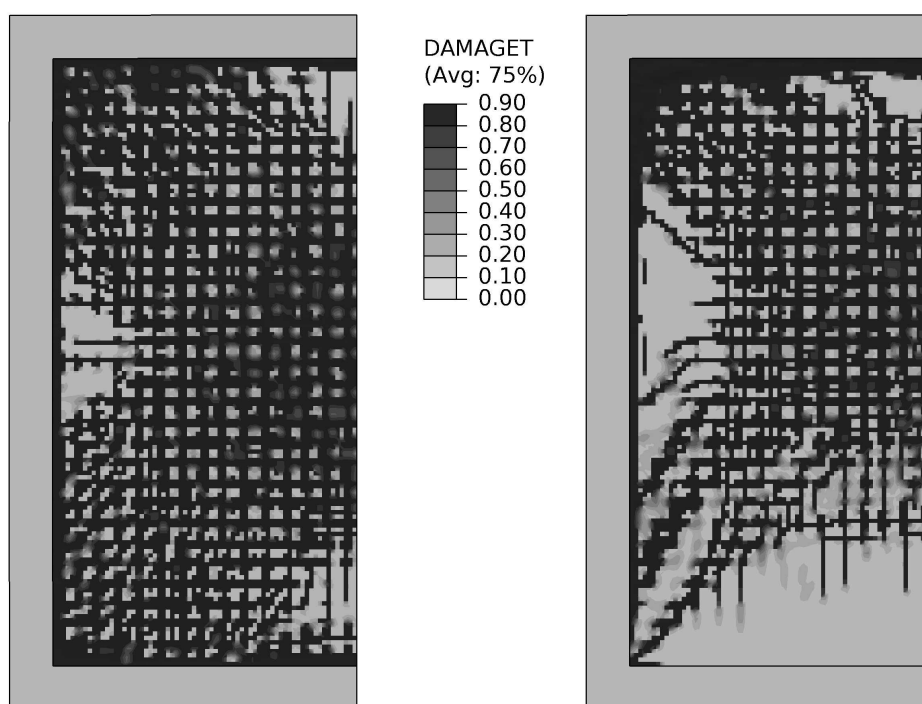
Właściwości betonu opisano przy pomocy modelu *Concrete damaged plasticity* [7], natomiast do opisu właściwości zbrojenia oraz zewnętrznych okładzin aluminiowych płyt trójwarstwowych wykorzystano typowe modele sprężysto-plastyczne z izotropowym wzmocnieniem. Właściwości aluminiowej piany zostały zdefiniowane przy pomocy modelu *Crushable foam plasticity* [7, 8].

W obliczeniach uwzględniono obciążenie konstrukcji ciężarem własnym oraz wprowadzono dwa warianty zasadniczego obciążenia związane z oddziaływaniem porybującej fali uderzeniowej oraz uderzeniem przez niewielki pojazd.

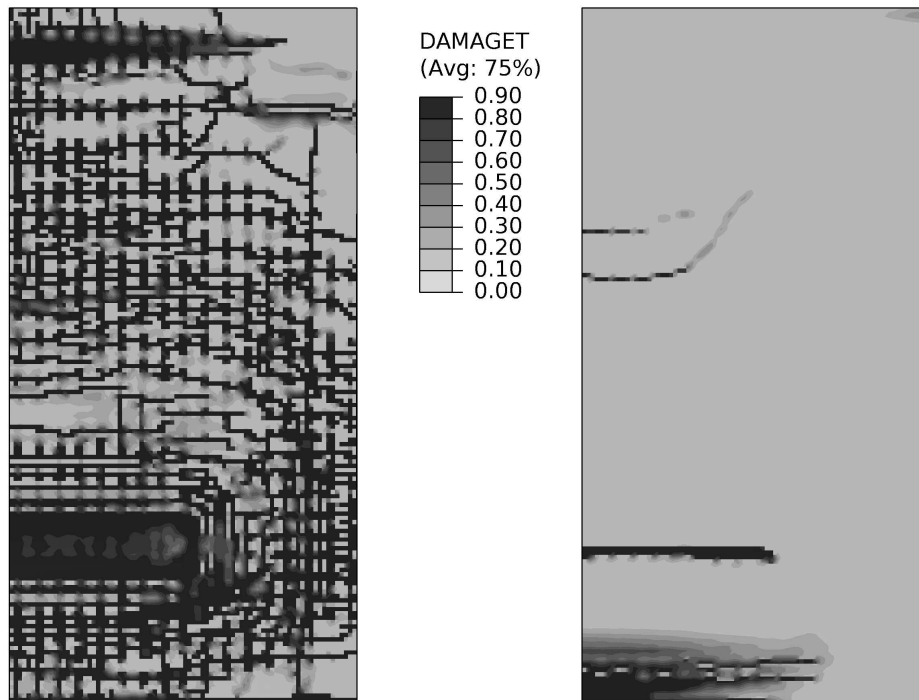
Obliczenia przeprowadzono stosując całkowanie równań ruchu metodą różnic centralnych, przy uwzględnieniu w modelu warunków brzegowych wynikające z symetrii konstrukcji oraz połączeń z pozostałymi elementami konstrukcji żelbetowej.



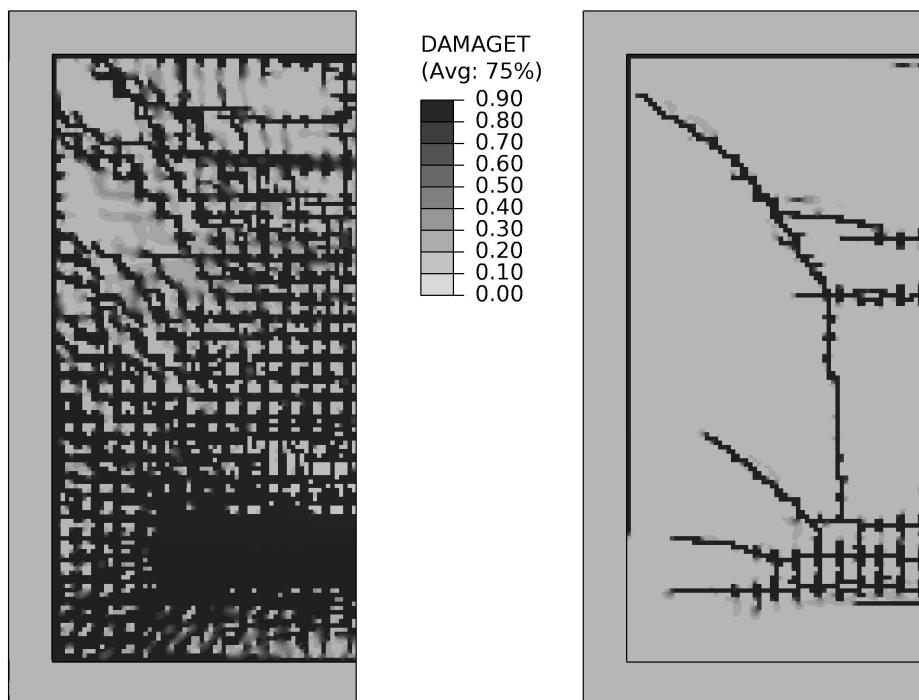
Rys. 3. Rozkład uszkodzeń materiałowych po zewnętrznej stronie żelbetowej ściany poddanej działaniu powybuchowej fali uderzeniowej. Widok ściany niezabezpieczonej (po lewej) oraz zabezpieczonej (po prawej)



Rys. 4. Rozkład uszkodzeń materiałowych po wewnętrznej stronie żelbetowej ściany poddanej działaniu powybuchowej fali uderzeniowej. Widok ściany niezabezpieczonej (po lewej) oraz zabezpieczonej (po prawej)



Rys. 5. Rozkład uszkodzeń materiałowych po zewnętrznej stronie żelbetowej ściany, po uderzeniu przez pojazd. Widok ściany niezabezpieczonej (po lewej) oraz zabezpieczonej (po prawej)



Rys. 6. Rozkład uszkodzeń materiałowych po wewnętrznej stronie żelbetowej ściany po uderzeniu przez pojazd. Widok ściany niezabezpieczonej (po lewej) oraz zabezpieczonej (po prawej)

3.2 Wyniki analizy

W każdym z rozpatrywanych wariantów obliczeń (dwa rodzaje obciążeń oraz uwzględnienie lub brak zabezpieczenia), analizowano rozwój uszkodzeń materiałowych w konstrukcji żelbetowej, końcowy rozkład uszkodzeń, poziom trwałych odkształceń w zbrojeniu, okładzinach aluminiowych i spienionym wypełnieniu, przemieszczenia oraz przebiegi wybranych form energii konstrukcji w funkcji czasu, m.in. energii kinetycznej oraz energii rozpraszanej podczas rozwoju odkształceń plastycznych. W pracy zilustrowano tylko wybrane wyniki.

Na rysunkach 3. i 4. pokazano końcowe rozkłady uszkodzeń materiałowych w żelbetowej ścianie poddanej działaniu powybuchowej fali uderzeniowej, po stronie zewnętrznej oraz wewnętrznej. Zobrazowano rozkłady uszkodzeń w ścianie niezabezpieczonej oraz zabezpieczonej pokryciem z płyt trójwarstwowych. Analogiczne rozkłady uszkodzeń w konstrukcji obciążonej uderzeniem przez pojazd pokazano na rysunkach 5. i 6. Na wszystkich czterech rysunkach przedstawiono rozkłady wartości bezwymiarowego parametru uszkodzenia (0 - brak uszkodzeń, 1 – zniszczenie materiału).

W wynikach dotyczących przypadku obciążenia konstrukcji falą uderzeniową, można zauważyć (Fig. 3 i 4) zmiany rozkładu oraz wartości uszkodzeń materiałowych w konstrukcji, wskazujące na pewne różnice w odpowiedzi konstrukcji, w rozwoju uszkodzeń.

Zdecydowane zróżnicowanie stref uszkodzeń materiałowych można dostrzec w wynikach analizy konstrukcji uderzonej przez pojazd (Fig. 5 i 6). W tym przypadku również można dostrzec pewną zmianę w procesie odpowiedzi konstrukcji.

4. PODSUMOWANIE

Właściwości mechaniczne spienionych metali sprawiają, że jest to interesujący materiał z punktu widzenia możliwości zabezpieczania konstrukcji przed działaniem obciążeń o charakterze udarowym. Wśród wielu elementów wytwarzanych ze spienionych metali o funkcjach konstrukcyjnych oraz osłonowych, bardzo popularnymi są płyty trójwarstwowe, które mogą stanowić skuteczny sposób zabezpieczenia konstrukcji nośnej przed różnego typu oddziaływaniami udarowymi o zróżnicowanej intensywności.

Opisane w pracy symulacje dotyczące obciążenia konstrukcji żelbetowej powybuchową falą uderzeniową oraz uderzeniem małego pojazdu wskazują na różnice pomiędzy rozkładem uszkodzeń w konstrukcji zabezpieczonej płytą trójwarstwową o spienionym wypełnieniu i niezabezpieczonej. Zmianie uległy rozkłady stref uszkodzeń materiałowych w konstrukcji oraz wartości uszkodzeń końcowych. Różnice wystąpiły również w przebiegu procesu deformacji konstrukcji. Są to niewątpliwie sygnały korzystnego wpływu stosowania spienionych metali jako zabezpieczeń konstrukcji.

Praca została zrealizowana w ramach międzynarodowego niewspółfinansowanego projektu 457/N-COST/2009/0 "Analiza stateczności i integralności budynków wielokondygnacyjnych poddanych obciążeniom wyjątkowym".

PIŚMIENNICTWO

- [1] Sobczak J.: Kompendium wiedzy o metalowych strukturach komórkowych stosowanych w nowoczesnym projektowaniu technicznym. Wyd. Instytutu Odlewnictwa, Kraków, 1998.
- [2] Peroni L., Avalle M., Peroni M.: The mechanical behaviour of aluminium foam structures in different loading conditions. International Journal of Impact Engineering, 2008, 35, pp. 644-658.

- [3] Jing L., Wang Z., Ning J., Zhao L.: The dynamic response of sandwich beams with open-cell metal foam cores. *Composites: Part B*, 2011, Vol. 42 (1), pp. 1-10.
- [4] Ruchwa M.: Ocena odporności konstrukcji żelbetowej na działanie wybuchu. *Biuletyn Wojskowej Akademii Technicznej*, 2010, Vol. LIX, 4 (660), s. 269-280.
- [5] Belytschko T., Liu W.K., Moran B.: *Nonlinear Finite Elements for Continua and Structures*. John Wiley & Sons, 2000.
- [6] Hanssen A.G., Hopperstad O.S., Langseth M., Ilstad H.: Validation of constitutive models applicable to aluminium foams. *International Journal of Mechanical Sciences*, 2002, 44, pp. 359-406.
- [7] Deshpande V.S., Fleck N.A.: Isotropic constitutive models for metallic foams. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 2000, 48, pp. 1253-1283.
- [8] *Abaqus Analysis User's Manual*. Dassault Systèmes Simulia Corp., Providence 2010.
- [9] *Hallquist J.O.: LS-DYNA Theory Manual*. Livermore Software Technology Corp., Livermore, 2006.

APPLICATION OF ELEMENTS MADE OF METALLIC FOAMS AS THE STRUCTURAL PROTECTION AGAINST IMPULSIVE LOADS

Summary

Particular mechanical characteristics of metallic foams enable the use of elements made of such materials as the protections of load carrying structures absorbing the energy of impulsive loads. In this study special attention was focused on the characteristics of metallic foams, the possibility of their application and the necessity to apply adequate material models for numerical analyses purposes. An example of numerical analysis was also presented in order to describe the results of reinforced structure protection realized as a three-layer aluminum plate filled with metallic foam. Two load cases were analyzed: an impulsive load produced by an explosion and an impact by a small vehicle. The problem was solved by FEM by direct integration of a system of equations of motion. In both load cases the results (i.e. the distribution of damages) were more advantageous for structures with protection. The results of performed analyses confirm the positive effect of the application of protections realized with metallic foams to absorb the energy of impulsive loads.

Andrzej SOBOLEWSKI¹
ITB, Warszawa
CIOP-PIB, Warszawa

IDENTYFIKACJA WŁAŚCIWOŚCI LOSOWYCH OBCIĄŻENIA GRUNTU ŚNIEGIEM

STRESZCZENIE

Analiza obciążenia śniegiem oparta na rozkładzie Gumbela wykazała, że w przypadku 83% stacji meteorologicznych z obszaru Polski, skrajne S_{max} , najrzadziej występujące wartości obciążeń, odnotowane w ciągu ostatnich 50 lat, często znacznie przewyższają oszacowane wartości charakterystyczne S_k . Celem referatu jest próba wyjaśnienia przyczyn występowania tego zjawiska. Do weryfikacji wyników otrzymanych z analizy danych rzeczywistych obciążenia śniegiem gruntu wykorzystano metodę Monte Carlo. Próby losowe aproksymowano, poza rozkładem Gumbela, rozkładami prawdopodobieństwa: Fréchetą, Weibulla, gamma i log-normalnym. Wyniki eksperymentu Monte Carlo potwierdzają zjawisko przewyższania wartości charakterystycznych S_k przez najrzadziej występujące wartości S_{max} w przypadku każdego z rozpatrywanych rozkładów. Wyjaśniono, że występowanie pojedynczych lub kilku wartości skrajnych S_{max} , znacznie przewyższających pozostałe, jest charakterystyczną cechą rozkładów o asymetrii dodatniej.

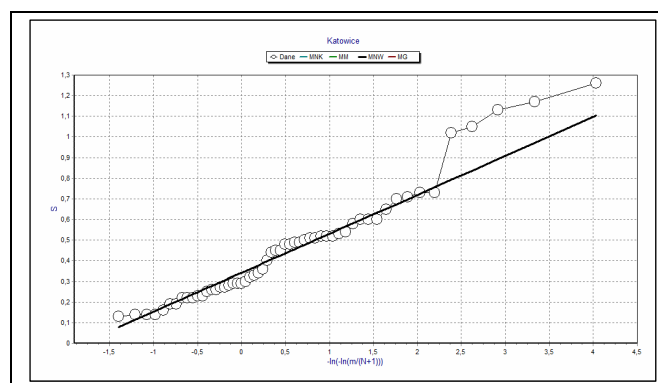
Słowa kluczowe: obciążenie śniegiem, rozkłady wartości skrajnych, metoda Monte Carlo

1. WSTĘP

Wartość charakterystyczna obciążenia dachów śniegiem s , jest określana jako iloczyn obciążenia gruntu śniegiem S_k i kilku współczynników konwersji. Ujmują one wpływ różnych czynników na kształtowanie się pokrywy śnieżnej na dachu. Spośród najistotniejszych należy wymienić: wiatr, kształt dachu i pochylenie jego połaci, temperaturę poddaszy, przewodność cieplną pokrycia dachowego i właściwości poślizgowe jego powierzchni [1]. Obciążenie gruntu śniegiem jest zmienną losową, a jej wartość charakterystyczną S_k o okresie powrotu $T=50$ lat określa prognoza oparta na analizie statystycznej rozkładu wieloletnich danych pomiarowych, którymi są maksymalne z zimy wartości obciążenia śniegiem zmierzone na gruncie. Do opisu tych danych wykorzystywany jest najczęściej rozkład prawdopodobieństwa Gumbela. Analiza obciążenia śniegiem oparta na tym rozkładzie wykazała, że w przypadku 83% stacji meteorologicznych z obszaru Polski, skrajne S_{max} , tj. najrzadziej występujące wartości obciążeń, które odnotowano w ciągu ostatnich 50 lat, często znacznie przewyższają oszacowane wartości charakterystyczne S_k [2].

¹ a.sobolewski@itb.pl, as@ciop.pl

Na wykresie funkcji prawdopodobieństwa przedstawionej w układzie siatki rozkładu Gumbela zjawisko to objawia się położeniem punktów odpowiadających największym zanotowanym wartościom, znacznie powyżej przebiegu funkcji aproksymującej (rys.1). Takie przypadki, zwłaszcza wobec zaistniałej katastrofy budowlanej, budzą niepokój i poddają w wątpliwość słuszność wyboru przyjętego do aproksymacji rozkładu teoretycznego sugerując, że wartości S_k zostały zbyt nisko oszacowane [3]. W przypadku kilku wartości odbiegających od funkcji rozkładu można sądzić, że należą one do innej populacji i powinny być opisane innym rozkładem prawdopodobieństwa [4].



Rys. 1. Rozkład empiryczny i teoretyczny obciążenia gruntu śniegiem na stacji meteorologicznej w Katowicach, lata 1950/51 – 1999/2000. Wykres na siatce probabilistycznej Gumbela. Kilka wartości znacznie odbiega od prostej prognozy wyznaczonej metodą największej wiarygodności MNW

Jeżeli ze względu na skrajne odskakujące punkty do próby losowej nie można dopasować żadnego teoretycznego rozkładu prawdopodobieństwa, to niekiedy do końcowego fragmentu dystrybuanty empirycznej, obejmującego około 1/3 liczby danych wraz z odbiegającymi punktami, dopasowuje się prostą regresji lub jeden z trzech rozkładów wartości skrajnych [5],[6]. Celem niniejszego referatu jest próba wyjaśnienia przyczyn występowania zjawiska odskakujących punktów oraz sprawdzenie przydatności do aproksymacji danych pomiarowych obciążenia gruntu śniegiem, poza rozkładem Gumbela, także innych rozkładów prawdopodobieństwa: Fréchet'a, Weibulla, gamma i log-normalnego. Nie bez znaczenia na prognozowaną wartość charakterystyczną S_k ma zastosowana metoda estymacji parametrów rozkładów prawdopodobieństwa. Ta kwestia jest również przedmiotem przedstawionej analizy. Do weryfikacji wyników otrzymanych z analizy danych rzeczywistych obciążenia gruntu śniegiem wykorzystano metodę Monte Carlo [7].

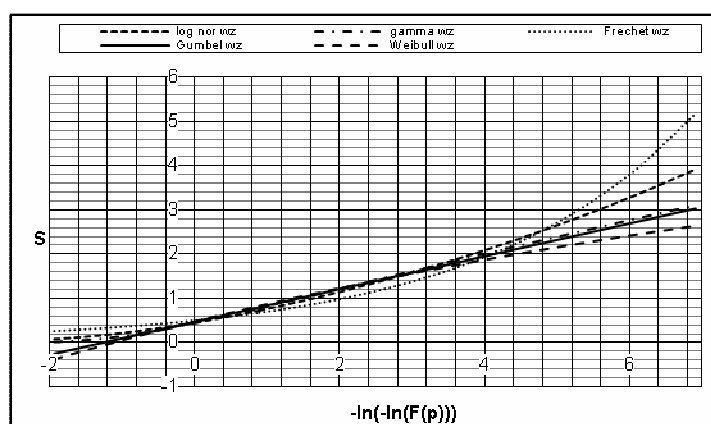
2. METODA

Ostatnio opracowane dane śniegowe dla obszaru Polski obejmowały pomiary z 50 lat. Przy tej liczebności danych, w zależności od osobliwych cech próby losowej, możliwe jest dopasowanie niemal każdego z pięciu wspomnianych rozkładów teoretycznych. Wobec dużej zmienności prób losowych trudno jest wskazać jeden typ rozkładu prawdopodobieństwa najlepiej oddający charakter zmienności maksymalnych rocznych wartości obciążenia gruntu śniegiem. Problemy związane z doбором teoretycznych rozkładów prawdopodobieństwa do aproksymacji prób losowych o małej liczebności mogą być w przybliżony sposób wyjaśnione za pomocą metody Monte Carlo. Eksperyment statystyczny oparty na metodzie Monte Carlo polega na wygenerowaniu zbioru liczb losowych za pomocą przyjętego z góry rozkładu prawdopodobieństwa o parametrach uznanych za wzorcowe. Uzyskana w ten sposób próba losowa pochodząca z *wzorcowego rozkładu*, traktowana jest jak rozkład empiryczny, do którego mogą być zastosowane odpowiednie działania związane z poszukiwaniem najlepiej

opisującego ją rozkładu i metodami estymacji jego parametrów. Ze względu na losowość próby, na co ma wpływ jej liczebność, wyniki aproksymacji mogą przynieść różne rezultaty, łącznie z rozpoznaniem innego rozkładu prawdopodobieństwa niż wzorcowy. W ten sposób za pomocą metod statystycznych daje się zweryfikować *trafność* uzyskanych wyników, pojmowaną ogólnie jako odniesienie ich wartości oszacowanych z próby losowej do wartości wzorcowych. Miarą zgodności rozkładu empirycznego tj. wygenerowanej próby losowej z aproksymującym ją rozkładem teoretycznym, tu rozkładem wzorcowym, może być współczynnik korelacji Pearsona. Liczby losowe wygenerowane za pomocą różnych rozkładów prawdopodobieństwa z założenia powinny odzwierciedlać ich cechy. W większości przypadków wyrażają się one w kształcie rozkładu z próby przedstawionym na odpowiedniej siatce prawdopodobieństwa i we współczynnikach: zmienności C_v i asymetrii A_s . Porównanie prób losowych wygenerowanych za pomocą różnych rozkładów prawdopodobieństwa staje się możliwe po przyjęciu dla nich „wspólnego poziomu odniesienia”. Dla dwuparametrycznych rozkładów określa go ta sama wartość średnia m i współczynnika zmienności C_v . Do obliczenia wartości m i C_v wykorzystano dane o obciążeniu gruntu śniegiem zebrane z lat 1950-2000 ze 115 stacji i posterunków meteorologicznych Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej z całej Polski. Na ich podstawie oszacowano:

- średnią wartość obciążenia $m = 0,68 \text{ kN/m}^2$ ze 115 punktów pomiarowych obliczoną ze średnich wartości \bar{x}_i obciążenia śniegiem z wielolecia dla każdej stacji i posterunku meteorologicznego i ,
- średni współczynnik zmienności obciążenia $\bar{C}_v = 0,70$ obliczony z wartości C_{vi} określonych z wielolecia dla każdej stacji lub posterunku meteorologicznego.

Obliczone wartości m i C_v przyjęto za wzorcowe do przeprowadzonego eksperymentu opartego na metodzie Monte Carlo. Jego celem była statystyczna weryfikacja stawianych hipotez, co do typów rozkładów prawdopodobieństwa najlepiej opisujących roczne maksima obciążenia śniegiem na obszarze Polski. Wygenerowane przy tym założeniu zbiory liczb losowych pochodzą z pięciu rozkładów *wzorcowych*: gamma, Gumbela, Fréchet’a, log-normalnego i trójparametrycznego Weibulla. Podobnie jak rzeczywiste dane pomiarowe obciążenia śniegiem, stały się one materiałem statystycznym do dalszej analizy. Rys. 2. przedstawia dystrybuanty wymienionych rozkładów prawdopodobieństwa charakteryzujących się tym, że łączy je wartość średnia $m=0,68$ i współczynnik zmienności $C_v=0,7$. W układzie siatki prawdopodobieństwa rozkładu Gumbela ujawniają one swoje charakterystyczne kształty wykorzystywane we wstępnym rozpoznaniu typu rozkładu, zdolnego najlepiej odwzorować rozkład z próby losowej.

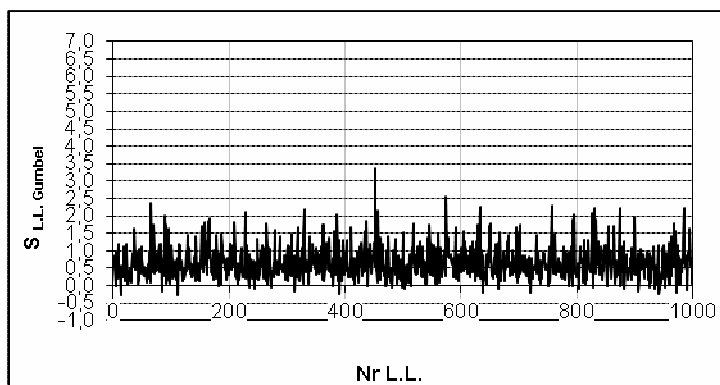


Rys. 2. Dystrybuanty rozkładów: gamma, Gumbela, Fréchet’a, log-normalnego i Weibulla przedstawione na siatce prawdopodobieństwa rozkładu Gumbela. Rozkłady te cechuje wartość średnia $m=0,68$ i współczynnik zmienności $C_v=0,70$

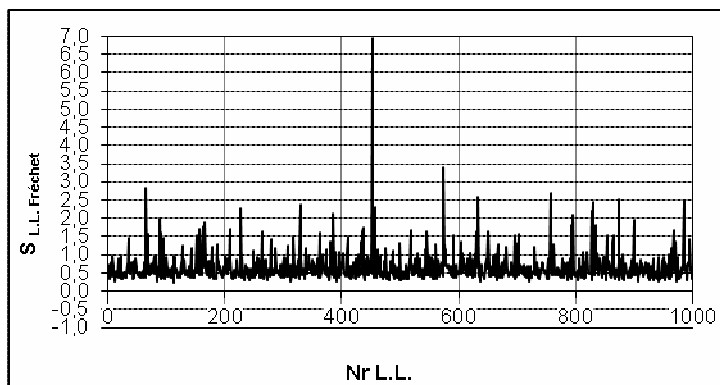
Procedura generowania liczb losowych S z rozkładu prawdopodobieństwa o dystrybuancie $F(s)$ polega na określeniu wartości kwantyla S_p dla zadanego prawdopodobieństwa p z przedziału $0 \leq p \leq 1$. Oznacza to rozwiązanie równania

$$p = F(S_p) \quad (1)$$

Źródłem wartości p jest generator liczb pseudolosowych z przedziału $0 \leq p \leq 1$ o rozkładzie jednostajnym. Za jego pomocą wygenerowano zbiór 5000 liczb. Zbiór ten zawiera wartości prawdopodobieństw p_i dla których, z równania (1), utworzono zbiory liczb losowych S_{p_i} po 5000 liczb dla każdego z rozpatrywanych rozkładów prawdopodobieństwa. Rezultaty tego działania dla zbioru 1000 elementowego i rozkładów wzorcowych Gumbela i Fréchet'a przedstawiono na rys. 3 – 4.



Rys. 3. Wykres przedstawiający wartości 1000 liczb losowych pochodzących z rozkładu Gumbela o parametrach: $m = 0,68$; $C_v = 0,70$; $\alpha = 2,694$; $U = 0,466$



Rys. 4. Wykres przedstawiający wartości 1000 liczb losowych pochodzących z rozkładu Fréchet'a o parametrach: $m = 0,68$; $C_v = 0,70$; $k = 2,953$; $\beta = 0,499$

Otrzymane liczby losowe potraktowano jako hipotetyczne dane o obciążeniu śniegiem pochodzące z 5000 lat obserwacji przy założeniu niezmienności klimatu. Dzieląc zbiór 5000 elementowy na podzbiory 50. elementowe uzyskano 100 prób losowych do oceny wpływu małej liczby danych na wyniki analizy statystycznej. Do celów podjętej analizy należały:

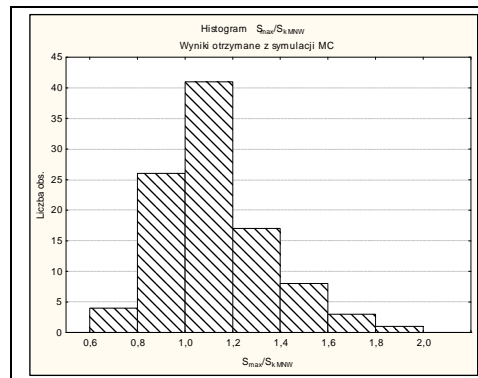
1. Ocena zgodności wygenerowanych prób losowych z rozkładem wzorcowym. Określono ją za pomocą współczynnika korelacji r . Przyjęto arbitralnie uważać za dobrą zgodność przypadki kiedy $r \geq 0,98$.
2. Ocena trafności oszacowania wartości prognozowanych S_k w zależności od przyjętej metody estymacji parametrów rozkładu.

3. Ocena stosunków S_{max}/S_k ujmujących liczbowo zjawisko odstawania skrajnego punktu dystrybuanty empirycznej S_{max} od funkcji rozkładu prawdopodobieństwa aproksymującego próbę losową. S_k jest wartością prognozowaną obliczoną dla $T=50$.
4. Ocena wyników aproksymacji rozkładem Gumbela prób losowych o liczebności $N=50$ wygenerowanych rozkładami: gamma, Fréchet'a, log-normalnym i Weibulla.

Rozkład Gumbela obok log-normalnego, zalecany jest do oceny wartości charakterystycznych [8]. Sprawdzenie rozkładem Gumbela, prób losowych pochodzących z innych rozkładów prawdopodobieństwa pozwoliło ocenić, jaki jest udział przypadków kiedy próba losowa wywodząca się z innego rozkładu wzorcowego, daje się aproksymować rozkładem Gumbela zgodnie z przyjętym kryterium $r \geq 0,98$.

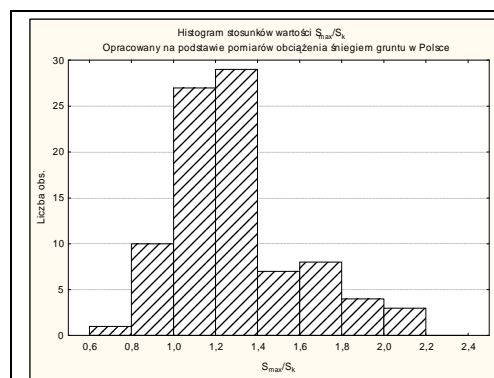
3. WYJAŚNIENIE ZJAWISKA ODSZCZEGÓLNIENIA SKRAJNYCH PUNKTÓW DYSTRYBUANTY EMPIRYCZNEJ OD PRZEBIEGU FUNKCJI APROKSYMUJĄCEJ OPARTE NA METODZIE MC

W przypadku wszystkich analizowanych tu typów rozkładów prawdopodobieństwa, zjawisko odstawania od głównego biegu dystrybuanty empirycznej jednego lub kilku skrajnych punktów tworzących tzw. ogon rozkładu, stanowi ponad 70% prób losowych [7] (rys.5).



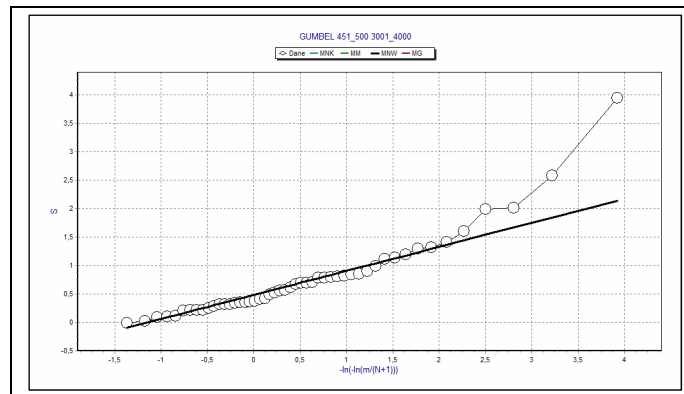
Rys.5. Histogram wartości stosunków $S_{max}/S_k(T=50)$ obliczonych ze zbiorów symulowanych rozkładem Gumbela. Wartość prognozy $S_k(MNW)=S_k(T=50)$ obliczona z parametrów rozkładu oszacowanych metodą MNW

Wyniki eksperymentu Monte Carlo potwierdzają zatem zjawisko obserwowane w 83% przypadków rozkładów empirycznych (rys.6).



Rys.6. Histogram wartości stosunków $S_{max}/S_k(T=50)$ obliczonych z rzeczywistych pomiarów obciążenia gruntu śniegiem w Polsce (okres 1950-2000)

Przykład rozkładu uzyskanego z symulacji MC w którym ogon rozkładu odstaje od głównego przebiegu dystrybuanty zamieszczono na rys.7.



Rys. 7. Funkcja rozkładu Gumbela aproksymująca pochodzący z rozkładu Gumbela o parametrach $m=0,67$, $Cv=0,70$ zbiór GUMBEL 451_500 3001_4000

Pojawianie się w zbiorach danych nielicznych wartości S_{max} , znacznie przewyższających pozostałe okazuje się cechą często występującą w rozkładach o asymetrii dodatniej. Pogląd, że do konkretnych rozkładów empirycznych należy dopasowywać te rozkłady prawdopodobieństwa, które w całym zakresie zmienności najlepiej odwzorowują ich kształt wydaje się sprzeczny z zasadą aproksymacji dystrybuanty empirycznej teoretycznym rozkładem prawdopodobieństwa. Podstawowa, istotna informacja o rozkładzie reprezentowanym przez próbę losową zawarta jest w danych wyznaczających jego główny nurt. Układają się one na siatce rozkładu prawdopodobieństwa zazwyczaj wzdłuż regularnej krzywej, lub w przypadku, kiedy funkcja rozkładu prawdopodobieństwa daje się zlinearyzować, w postaci linii prostej. Do tego właśnie fragmentu dystrybuanty empirycznej należy dopasowywać funkcję aproksymującą. Dobór funkcji rozkładu aproksymującego do kształtu końcowego fragmentu dystrybuanty empirycznej, jak to niekiedy się czyni, obejmującego 1/3 tworzących ją punktów, jest zabiegiem niewłaściwym. Wartości charakterystyczne S_k , oszacowane na podstawie tego fragmentu funkcji prawdopodobieństwa, przede wszystkim są zawyżone. Poza tym zaprzeczają istocie ich statystycznej interpretacji. Opierają się bowiem na rzadkich zdarzeniach, których przeciętny okres występowania jest znacznie dłuższy od okresu obserwacji z jakiego pochodzi próba losowa. Prognozowanie wartości S_k na podstawie skrajnej, końcowej części uporządkowanych w ciągu rosnących wartości danych pomiarowych, ma pozór stawiania diagnozy co do maksymalnego obciążenia S_{max} które skoro już wystąpiło to także powinno się pojawiać w okresie obserwacji lub innym przyjętym okresie odniesienia. Takie zabiegi wprowadzają chaos interpretacyjny do ścisłej definicji wartości S_k . Wartość charakterystyczna S_k jest jednoznacznie określona jako prognoza obciążenia, którego średni okres powrotu wynosi T lat. Rozwiązaniem bezpiecznym w przypadku występowania w próbie losowej wartości rzadkich, wydaje się określenie górnej granicy przedziału ufności p_α wartości prognozowanej S_k w postaci tzw. poprawki gwarancyjnej ΔS .

$$S_k + \Delta S = S_k + cD(S_k) \quad (2)$$

gdzie: c jest współczynnikiem związanym z kwantylem t_p standaryzowanej zmiennej rozkładu normalnego. Poprawka ta jest górnym ograniczeniem przedziału ufności przy odpowiednim poziomie ufności p_α . Dla rozkładu Gumbela określona jest wzorem

$$D(S_k(T)) = \frac{1}{\alpha\sqrt{N}} \sqrt{1 + \frac{6}{\pi^2} (1 - C - \ln(-\ln(1 - \frac{1}{T})))^2} \quad (3)$$

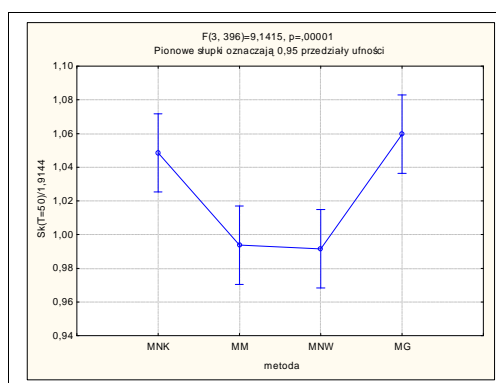
gdzie: C - stała Eulera, α - współczynnik rozproszenia zwany także parametrem skali, parametr rozkładu Gumbela oszacowany metodą MNW

4. WYBÓR ROZKŁADU PRAWDOPODOBIENSTWA DO APROKSYMACJI DANYCH POMIAROWYCH OBCIĄŻENIA GRUNTU ŚNIEGIEM

W wyniku przeprowadzonego eksperymentu Monte Carlo można stwierdzić, że za poprawnie opisujący empiryczne rozkłady obciążenia gruntu śniegiem należy uznać rozkład Gumbela. Wykazano to za pomocą analizy zbiorów wygenerowanych z pięciu rozpatrywanych rozkładów prawdopodobieństwa, z zastosowaniem warunku zgodności z wybranym rozkładem na poziomie współczynnika korelacji $r > 0,98$. Uwzględniając powyższy warunek, rozkładem Gumbela aproksymowano poprawnie 80% prób losowych wygenerowanych z rozkładu Gumbela, 67% przypadków prób losowych wygenerowanych z rozkładu gamma, oraz 83% przypadków wygenerowanych z rozkładu Weibulla. Gdyby rozkładem rzeczywistym był rozkład log-normalny to dane pomiarowe mogłyby być poprawnie aproksymowane rozkładem Gumbela w 36% przypadków, a gdyby to był rozkład Fréchet'a tylko w 12% przypadków. Wykazano, że stosowanie tych dwóch ostatnich rozkładów nie jest uzasadnione. Przede wszystkim ze względu na zawyżanie wartości S_k .

5. WPŁYW METODY ESTYMACJI PARAMETRÓW ROZKŁADU PRAWDOPODOBIENSTWA NA PROGNOZĘ WARTOŚCI CHARAKTERYSTYCZNEJ S_k

Najlepsze wyniki estymacji parametrów rozkładów dwuparametrycznych uzyskuje się metodą największej wiarygodności MNW (rys. 8). Metoda ta daje najtrafniejsze oszacowanie wartości charakterystycznej S_k . Stosując ją nie pomija się w obliczeniach wartości S_{max} znacznie przewyższających pozostałe.



Rys. 8. Trafność oszacowania prognozy S_k (w przypadku rozkładu Gumbela) wyrażona stosunkiem $\frac{S_k(T=50)}{1,9144}$ z obliczeń uzyskanych metodą MNK, MM, MNW i MG. $S_k(T=50)$ - wartość prognozy dla $T=50$ lat, $S_k=1,91$ - wzorcowa wartość prognozy

Poprawne wyniki estymacji parametrów rozkładu (z wyjątkiem rozkładu Fréchet'a), ale obarczone zwykle większym błędem, uzyskuje się metodą momentów MM. Metoda najmniejszych kwadratów MNK jest podatna na oddziaływanie skrajnych wartości dystrybuanty empirycznej i ma tendencję do zawyżania wartości prognozy S_k (5%) (rys.9). Zaskakujący i najbardziej zawyżony (6%) okazuje się wynik uzyskany metodą MG, (rys.9). Metodę estymacji MG opracowano specjalnie dla rozkładu Gumbela w celu uwzględnienia wpływu na estymowane parametry niewielkiej liczby danych ($N < 100$) tworzących próbę [9]. Dostępne obecnie dane pomiarowe pozwalają na oszacowanie prognozowanych wartości obciążenia śniegiem z błędem sięgającym przeciętnie 10% - 12%.

6. WNIOSKI KOŃCOWE

Występowanie wartości skrajnych S_{max} , znacznie przewyższających pozostałe, jest specyficzną cechą rozkładów o asymetrii dodatniej. Pojawiające się wyjątkowo śnieżne zimy są zjawiskiem naturalnym w wieloletnich okresach pomiarowych. Zabezpieczeniem przed ich negatywnymi skutkami, może być oszacowanie wartości charakterystycznej S_k na poziomie górnej granicy przedziału ufności wartości prognozowanej. Poziom ten należy ustalić. Rozkładem prawdopodobieństwa, odpowiednim do aproksymacji wartości maksymalnych zimowych obciążenia gruntu śniegiem, okazuje się rozkład Gumbela, a najbardziej efektywną metodą szacowania jego parametrów jest metoda największej wiarygodności MNW.

PIŚMIENNICTWO

- [1] Sobolewski, A.: Żurański J.A.: Modele obciążenia śniegiem dachów - Prace Instytutu Techniki Budowlanej- Kwartalnik nr 2 (154) 2010.
- [2] Żurański J.A. , Sobolewski, A.: Obciążenie śniegiem w Polsce - Prace Instytutu Techniki Budowlanej- Wydawnictwa Instytutu Techniki Budowlanej, Warszawa 2009.
- [3] Biegus A., Rykaluk K.: Katastrofa hali Międzynarodowych Targów Katowickich w Chorzowie.- Inżynieria i Budownictwo nr 4/2006.
- [4] Woliński Sz.: Metody oceny wartości oddziaływań spowodowanych przez zdarzenia katastrofalne - Problemy naukowo-badawcze budownictwa - Materiały, technologie i organizacja w budownictwie, tom III, Wydawnictwo Politechniki Białostockiej, Białystok 2007.
- [5] Izumi, M., Mihashi, H. and Takahashi, T.: Statistical Properties of the Annual Maximum Series and a New Approach to Estimate the Extreme Values for Long Return Periods.- First International Conference on Snow Engineering, Santa Barbara 1988, CRREL Special report 89-6, 1989.
- [6] Tur V., Valuev V., Derechanik S., Meshik O. Normirovanije sniegovych nagruzok dlya Respubliki Belarus. Construction Science & Engineering, 2/2008 (Stroitielnaya Nauka i Tehnika).
- [7] Sobolewski, A.: Probabilistyczny model obciążenia śniegiem gruntu jako wielkości odniesienia w prognozowaniu obciążenia śniegiem dachów - Praca doktorska, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2010.
- [8] ISO 4355 Basis for design of structures - Determination of snow loads.
- [9] Gumbel, E. J.: Statistics of extremes.- Columbia University Press, New York 1958.

IDENTYFIKACATION OF THE RANDOM PROPERTIES OF THE GROUND SNOW LOADS

Summary

An analysis of ground snow loads in Poland showed that in 83% of meteorological stations, extreme values of loads S_{max} , measured during the last 50 years, exceeded estimated characteristic ones S_k , determined using Gumbel distribution. The aim of this paper was is to account for this phenomenon using Monte Carlo method. The random values were approximated assuming Gumbel, Fréchet, Weibull, gamma, and log-normal probability distributions. The results of the Monte Carlo experiment confirmed the phenomenon of exceeding the characteristic values S_k by extreme and rarely occurring S_{max} values for all kinds of the analyzed distributions.

Lesław TARCZYŃSKI¹
Politechnika Opolska

TERMICZNE WARUNKI PRZEBYWANIA LUDZI W PRZESTRZENI WENTYLOWANEJ KOMINÓW PRZEMYSŁOWYCH

STRESZCZENIE

Celem niniejszej pracy było zbadanie, w jakim stopniu warunki termiczne w istniejących przemysłowych kominach wieloprzewodowych są zgodne z nowymi wymaganiami normowymi [1] dotyczącymi przebywania ludzi w strefie przestrzeni wentylowanej. W tym celu przeprowadzono pomiary rozkładu temperatury w przestrzeni wentylowanej trzech wybranych obiektów, w jednym o wysokości 250 m i w dwóch o wysokości 300 m, przez okres 1 roku. Na tej podstawie wyznaczono empiryczne funkcje opisujące wpływ czynników środowiskowych i eksploatacyjnych na temperaturę powietrza we wnętrzach poszczególnych obiektów. Przeprowadzona analiza porównawcza wykazała, że wartości temperatury powietrza w górnej strefie przestrzeni wentylowanej komina o wysokości 250 m znacznie przekraczają wartość normową 40°C w okresie prawie całego roku. Natomiast w obu kominach o wysokości 300 m przekroczenie normowego limitu może wystąpić tylko w okresie najbardziej upalnych i bezwietrznych dni sezonu letniego. Otrzymane wyniki pomiarów potwierdzają konieczność uwzględnienia tego czynnika zarówno w projektach modernizacji istniejących obiektów, jak i w projektowaniu nowych konstrukcji. Wskazana jest również doświadczalna weryfikacja przyjętych rozwiązań.

Słowa kluczowe: komin przemysłowy, przestrzeń wentylowana, temperatura, dostęp ludzi

1. WSTĘP

Przestrzeń wentylowana wieloprzewodowych kominów przemysłowych umożliwia łatwy dostęp do przewodów komina w razie konieczności przeprowadzenia remontu lub inspekcji. Jest również wykorzystywana do instalacji urządzeń do kontroli parametrów gazów spalinowych i innych urządzeń nie związanych bezpośrednio z eksploatacją bloków energetycznych, takich jak nadajniki radiowe i urządzenia telekomunikacyjne. Z tej przyczyny muszą w tych miejscach przebywać ludzie, wykonując różne czynności, od ciężkiej pracy fizycznej do precyzyjnych prac montażowych. Termiczne warunki dostępu do takich miejsc zostały po raz pierwszy uwzględnione w nowej normie kominowej [1], gdzie

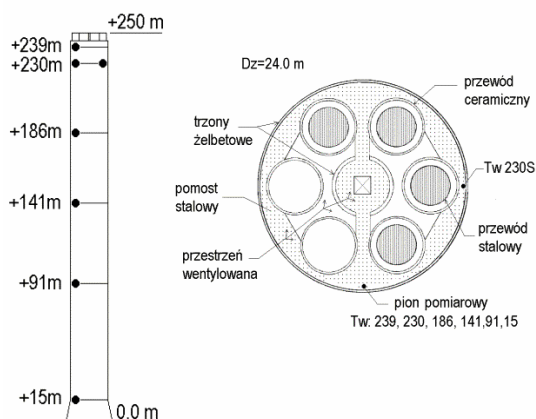
¹L.Tarczyński@po.opole.pl

między innymi podano wartość 40°C jako maksymalną dopuszczalną temperaturę powietrza w strefach przestrzeni wentylowanej, które mogą być dostępne dla ludzi.

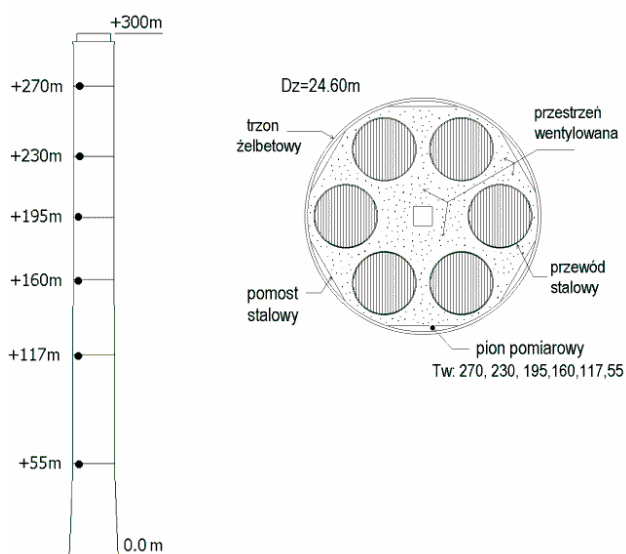
Celem niniejszej pracy było porównanie nowych regulacji normowych z warunkami w aktualnie eksploatowanych obiektach, zaprojektowanych według poprzednich zasad [2]. Zbadano trzy przemysłowe kominy wieloprzewodowe, jeden sześcioprzewodowy o wysokości 250 m oraz dwa sześcioprzewodowe o wysokości 300 m. W każdym z obiektów przeprowadzono pomiary rozkładu temperatury powietrza w przestrzeni wentylowanej w okresie 1 roku i porównano z zaleceniami ujętymi w nowej normie kominowej [1].

2. OPIS BADANYCH OBIEKTÓW

Pierwszy z badanych kominów (wys. 250 m, [3]) odprowadza spaliny z kotłów elektrowni opalanej węglem kamiennym i posiada dwa żelbetowe współosiowe trzony (zewnątrzny o średnicy 24 m i wewnętrzny o średnicy 7 m) (rys. 1). Na trzonach oparte są stropy stalowe podtrzymujące dziesięciometrowe segmenty ceramicznych przewodów spalinowych o średnicy 6 m.



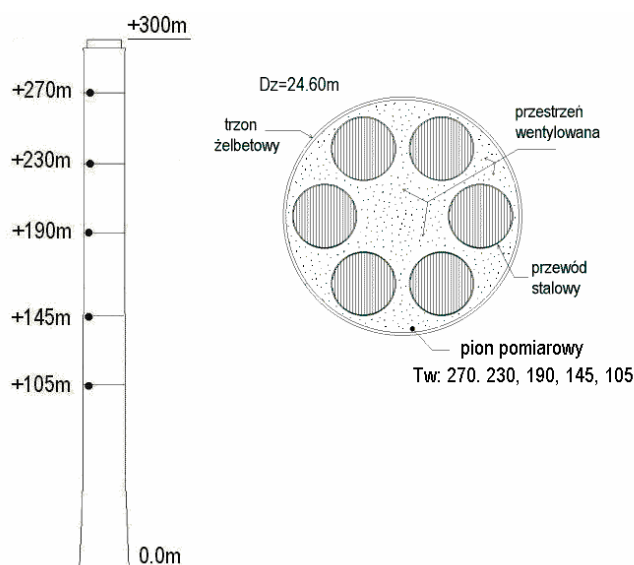
Rys. 1. Rozmieszczenie czujników temperatury w przestrzeni wentylowanej kominia o wysokości 250 m



Rys. 2. Rozmieszczenie czujników temperatury w przestrzeni wentylowanej kominia nr 1 o wysokości 300 m

W trakcie modernizacji związanej z budową instalacji odsiarczania, wprowadzono do istniejących przewodów ceramicznych przewody stalowe, bez izolacji termicznej, o średnicy 4.5 m. W ten sposób pomiędzy powierzchniami tych przewodów powstała zamknięta przestrzeń wypełniona gorącym powietrzem o temperaturze zbliżonej w górnych odcinkach do temperatury gazów spalinowych (70-90°C). Wymiana powietrza z otoczeniem przestrzeni wentylowanej odbywa się przez otwory dostępne do lamp sygnalizacyjnych (co 40 m wysokości, po 6 otworów) oraz 12 otworów wentylacyjnych z żaluzjami przy wierzchołku komina. Przepływ pionowy powietrza spowalniany jest przez częściowe przekrycie przekroju komina przez stropy stalowe rozmieszczone co 10 m wysokości komina (rys. 1).

Drugi badany komin (nr 1, wys. 300 m) zawiera 6 stalowych przewodów (każdy o średnicy 6.5 m) umieszczonych w żelbetowym cylindrycznym płaszczu o średnicy 24.6 m (rys. 2) i odprowadza spaliny z kotłów opalanych węglem brunatnym. Temperatura spalin wynosi od ok. 70°C (4 przewody) do ok. 100-120°C (2 przewody). Izolacja cieplna przewodów jest wykonana z wełny mineralnej obudowanej arkuszami z blachy stalowej. Wymiana powietrza z otoczeniem przestrzeni wentylowanej odbywa się przez otwory dostępne do lamp sygnalizacyjnych (co 36 m wysokości, po 6 otworów) oraz 2 otwory wjazdowe w szczytowym stropie. Przepływ pionowy powietrza spowalniany jest przez częściowe przekrycie przekroju komina przez stropy stalowe rozmieszczone co 36 m wysokości komina (rys. 2).



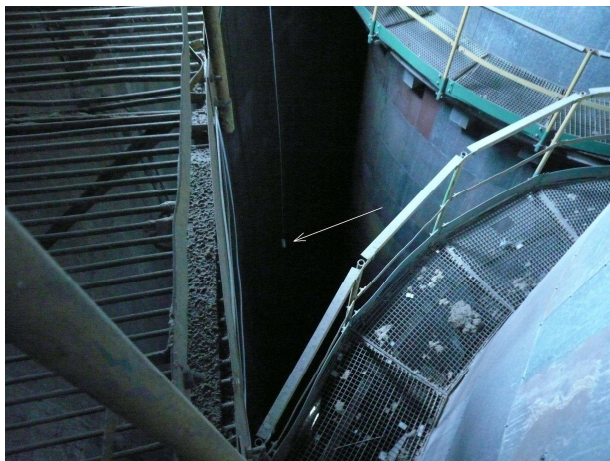
Rys. 3. Rozmieszczenie czujników temperatury w przestrzeni wentylowanej komina nr 2 o wysokości 300 m

Trzeci badany komin (nr 2, wys. 300 m, rys. 3) jest eksploatowany w tej samej elektrowni co komin nr 1, ma podobne gabaryty, lecz różni się znacznie wewnętrzną konstrukcją wsporczą – we wnętrzu umieszczono tylko jeden strop na poziomie ok. 80 m. Dzięki temu pionowy ruch powietrza w przestrzeni wentylowanej nie napotyka na tyle przeszkód jak w kominie nr 1. Temperatura spalin wynosi ok. 70°C we wszystkich przewodach.

3. PROGRAM BADAŃ I APARATURA POMIAROWA

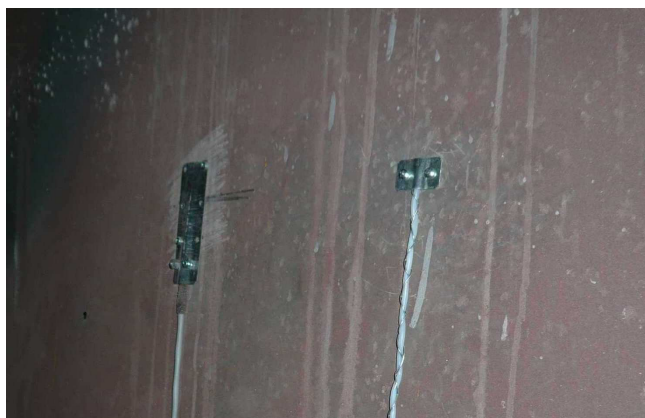
Na temperaturę powietrza w przestrzeni wentylowanej wywierają wpływ czynniki środowiskowe (głównie temperatura powietrza atmosferycznego i prędkość wiatru) oraz

parametry eksploatacyjne (temperatura spalin, liczba czynnych przewodów i ich kombinacja [5]). Doświadczalna identyfikacja ekstremalnych wartości temperatury w tej przestrzeni wymagała przeprowadzenia pomiarów przez okres przynajmniej 1 roku, ze szczególnym uwzględnieniem sezonu letniego i zimowego. Czujniki temperatury umieszczono w kilku poziomach każdego z badanych obiektów (rys. 1, 2, 3, 4).



Rys. 4. Jeden z czujników temperatury w przestrzeni wentylowanej kominia nr 2 o wys. 300 m (zaznaczony strzałką)

Stopień obciążenia eksploatacyjnego wyznaczano za pośrednictwem czujników temperatury przymocowanych do zewnętrznej obudowy przewodów spalinowych oraz bezpośrednio do powierzchni przewodu (pod warstwą izolacji cieplnej) (rys. 5). Wartości temperatury powietrza atmosferycznego i prędkości wiatru mierzono we własnym punkcie obserwacyjnym w pobliżu kominia o wys. 250 m.



Rys. 5. Czujnik temperatury powierzchni obudowy przewodu (blacha stalowa) oraz wyprowadzenie czujnika temperatury powierzchni przewodu spalinowego w kominie o wys. 250 m

Dla kominów o wysokości 300 m wykorzystano pomiary temperatury powietrza atmosferycznego na galeriach zewnętrznych obiektów. Dokładność pomiaru temperatury oszacowano na 0.5 degC. Odczyty wykonywano w odstępach co 1h. Dane gromadzono i przetwarzano zgodnie z relacyjnym modelem baz danych. Wykorzystano własne oprogramowanie zapisane w języku DEC Fortran90.

4. WYNIKI BADAŃ

Na rys. 6 pokazano przykład zmian temperatury na powierzchni przewodu spalinowego kominu nr 1 o wys. 300 m w przeciągu 4 dób.

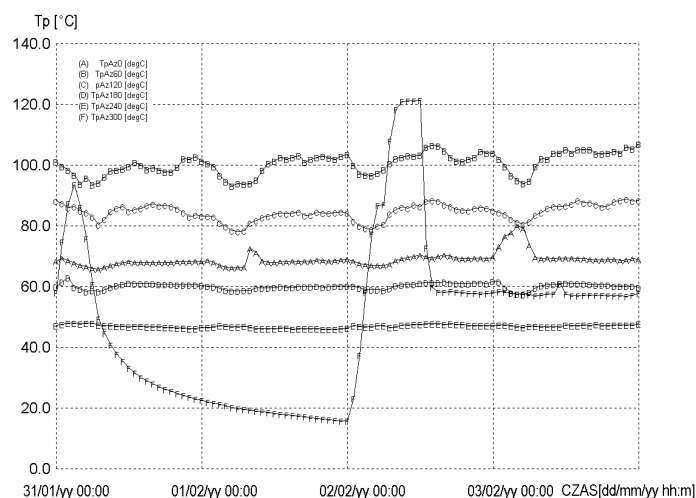
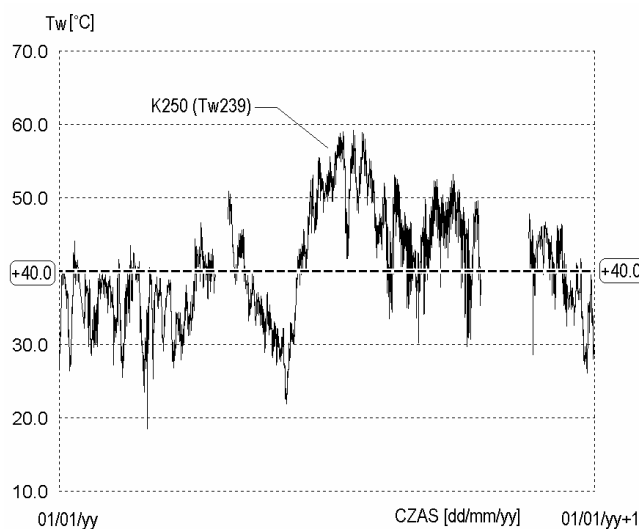


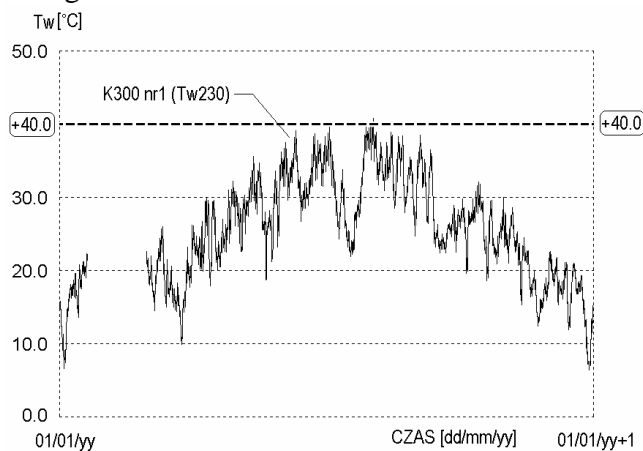
Fig. 6. Przykład pomierzonych wartości temperatury na powierzchni przewodu spalinowego kominu nr 1 o wys. 300 m (pod warstwą izolacji termicznej z wełny mineralnej)

Dane takie wykorzystywano do wyznaczenia liczby aktualnie czynnych przewodów spalinowych kominu jako miary stopnia obciążenia eksploatacyjnego. Z kolei na rys. 7 pokazano roczny przebieg temperatury powietrza w przestrzeni wentylowanej kominu o wys. 250 m, w górnej strefie trzonu, przy wewnętrznej drabince włazowej. Postulowany w normie limit 40°C jest w tym miejscu przekraczany w przeciągu całego roku, a maksymalna temperatura w okresie letnim zbliżała się do 60°C . Tak wysokie temperatury spowodowane są dodatkowym źródłem ciepła w postaci filtracji gorącego powietrza z zamkniętej przestrzeni pomiędzy pierwotnym przewodem ceramicznym a nowym przewodem stalowym wprowadzonym w trakcie zmian technologicznych związanych z instalacją odsiarczania spalin (rys. 1).

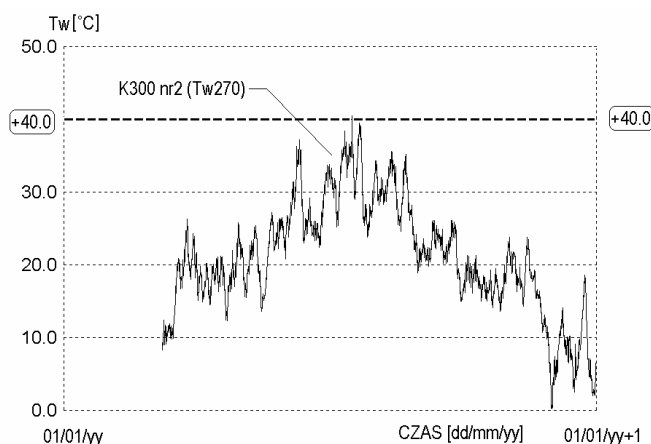


Rys. 7. Pomierzony roczny przebieg temperatury w szczycowej strefie przestrzeni wentylowanej kominu o wys. 250 m

Na rys. 8 i 9 pokazano roczne przebiegi temperatury w przestrzeni wentylowanej kominów o wys. 300 m. W tych obiektach wystąpiło tylko nieznaczne przekroczenie postulowanego limitu 40°C i to w bardzo krótkim okresie czasu, w czasie najbardziej upalnych dni okresu letniego.



Rys. 8. Pomierzony roczny przebieg temperatury w szczytowej strefie przestrzeni wentylowanej komin nr 1 o wys. 300 m

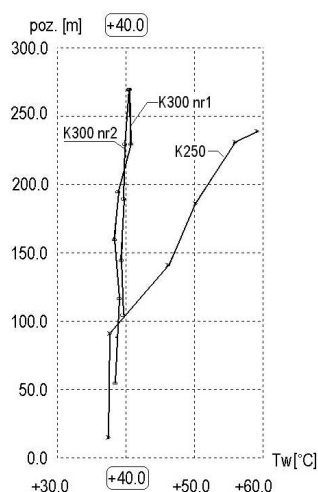


Rys. 9. Pomierzony roczny przebieg temperatury w szczytowej strefie przestrzeni wentylowanej komin nr 2 o wys. 300 m

Przykład pionowego rozkładu temperatury w badanych kominach pokazano na rys. 10. Zwraca uwagę znaczny wzrost temperatury wraz z wysokością w kominie o wys. 250 m.

Przyczyną tego są zmiany modernizacyjne i związane z tym efekty uboczne w postaci migracji gorącego powietrza z przestrzeni pomiędzy przewodami do przestrzeni wentylowanej (rys. 1).

Na rys. 11 pokazano empiryczny związek pomiędzy temperaturą w wybranych strefach przestrzeni wentylowanej badanych kominów a temperaturą powietrza atmosferycznego. Zastosowano metodę najmniejszych kwadratów, obliczając współczynnik korelacji i średnie odchylenie standardowe [4].



Rys. 10. Przykład pionowego rozkładu temperatury w przestrzeniach wentylowanych badanych kominów

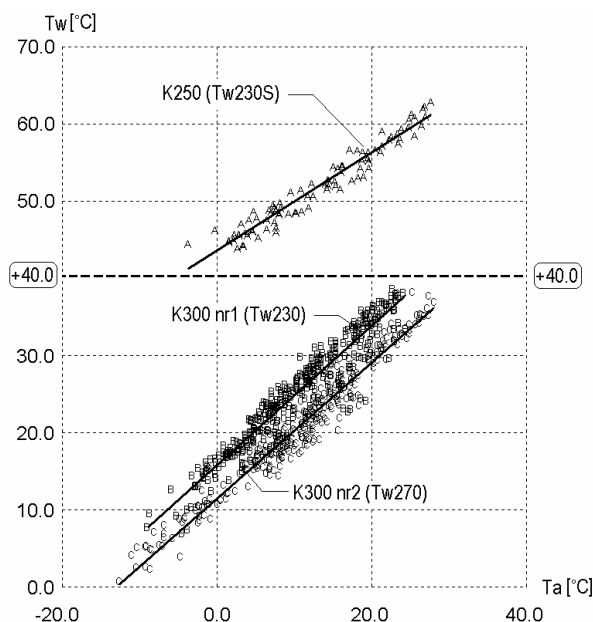


Fig. 11. Empiryczny związek pomiędzy temperaturą powietrza atmosferycznego a temperaturą w górnych strefach przestrzeni wentylowanej badanych kominów

Wykresy te lepiej opisują termiczne warunki w przestrzeni wentylowanej poszczególnych obiektów od danych zawierających jedynie przebiegi roczne czy też zaobserwowane wartości ekstremalne, gdyż uzależniają je od czynników środowiskowych i eksploatacyjnych. Mogą zatem również służyć do prognozowania temperatury w określonych strefach przestrzeni wentylowanej dla zadanych parametrów otoczenia i określonych wartości czynników eksploatacyjnych. Na zamieszczonym wykresie porównawczym wyniki dla kominia o wys. 250 m reprezentują wartości średnie dobowe dla zakresu prędkości wiatru 0-2 m/s i maksymalnego obciążenia eksploatacyjnego (czynne wszystkie 4 przewody spalinowe). Dla kominów o wys. 300 m uwzględniono łącznie wszystkie zakresy prędkości wiatru i obciążenia eksploatacyjnego. Najczęściej występujący w tym przypadku stopień obciążenia eksploatacyjnego to 5 przewodów czynnych na 6 istniejących. Z wykresów na rys. 11 wynika, że w górnej strefie przestrzeni wentylowanej kominia o wys. 250 m trzeba brać pod uwagę przekroczenie postulowanego przez normę limitu temperatury w przeciągu prawie całego roku.

5. UWAGI KOŃCOWE

Przedstawione wyniki pomiarów potwierdzają wpływ przyjętych rozwiązań konstrukcyjnych i technologicznych na rozkład temperatury w przestrzeni wentylowanej kominów i tym samym na jej dostępność dla ludzi. W kominie o wys. 250 m końcowa konfiguracja przewodów spalinowych (wynikająca z kolejnych zmian technologicznych oraz realiów technicznych i ekonomicznych) przyczyniła się do wystąpienia stosunkowo wysokich temperatur w stosunku do postulatów zawartych w nowej normie kominowej [1]. Natomiast w pewnym sensie typowe rozwiązania występujące w obu kominach o wys. 300 m (stalowe przewody izolowane wełną mineralną w obudowie z blachy stalowej) zapewniają akceptowalne warunki dostępu do przestrzeni wentylowanej tych obiektów z wyjątkiem najbardziej upalnych i bezwietrznych okresów sezonu letniego. Otrzymane wyniki pomiarów potwierdzają konieczność uwzględniania tego czynnika, zarówno w projektach modernizacji istniejących obiektów, jak i w projektowaniu nowych konstrukcji. Wskazana jest również doświadczalna weryfikacja przyjętych rozwiązań.

PIŚMIENNICTWO

- [1] Polska Norma PN-EN 13084-1: 2007 (U). Kominy wolno stojące. Część 1: Wymagania ogólne. PKN, Warszawa 2007.
- [2] Polska Norma PN-88/B-03004. Kominy murowane i żelbetowe. Obliczenia statyczne i projektowanie. PKN, Warszawa 1988.
- [3] Cieślik J., Mateja O.: Sześcioprzewodowy komin przemysłowy o wysokości 250 m. Inżynieria i Budownictwo, 7-8/1976, s. 305-309.
- [4] Brandt S.: Analiza danych. Metody statystyczne i obliczeniowe. PWN, Warszawa, 1998.
- [5] Tarczyński L.: Wpływ parametrów eksploatacyjnych i środowiskowych na temperaturę w przestrzeni wentylowanej wieloprzewodowego komina przemysłowego. Inżynieria i Budownictwo, nr 2/2007, s. 88-91.

TEMPERATURE LIMITATIONS OF ACCESS OF PERSONEL TO VENTILATED SPACE OF INDUSTRIAL CHIMNEYS

Summary

The aim of this paper is to investigate how the thermal conditions in the ventilated space of existing chimneys comply with new building code regulations. Full-scale investigation has been performed on three chimneys, one 250 m high six-flue and two 300 m high six-flue. The measurements of the air temperature in the ventilated space were carried out in several locations along the height in 1-year cycle and the results were confronted with regulations concerning presence of people in such facilities. The influence of ambient air temperature, wind velocity and operational load (number of fired flues) were included in the analysis. The empirical dependencies between the average diurnal ambient air temperature and the resulting air temperature in the chimney's interior have been determined for each investigated structure using the least square algorithm. Such plots can be treated as indicators of the thermal conditions in the ventilated space of the specific chimney and also for prediction of inner air temperature with respect to actual values of environmental and operational parameters.

Szczepan WOLIŃSKI¹
Politechnika Rzeszowska

KALIBRACJA WSPÓŁCZYNNIKÓW CZĘŚCIOWYCH DLA ISTNIEJĄCYCH KONSTRUKCJI

STRESZCZENIE

Ze względu na znaczną liczbę istniejących konstrukcji, które wymagają napraw, wzmocnień i przebudów poprzedzonych oceną stanu technicznego, w tym weryfikacji niezawodności, niezbędne jest dostosowanie ogólnych zasad zapewnienia niezawodności nowych konstrukcji do potrzeb weryfikacji konstrukcji istniejących. Pomiedzy wymaganiami dotyczącymi niezawodności konstrukcji nowych i istniejących występują znaczne różnice, które mogą być podstawą do zróżnicowania akceptowalnych poziomów niezawodności tych konstrukcji. W pracy przedstawiono propozycję autorskiej koncepcji oceny niezawodności istniejących elementów i konstrukcji z betonu, opartą na analizie zagrożenia życia i zdrowia użytkowników rozważanego obiektu budowlanego oraz kosztów zapewnienia odpowiedniego poziomu ich niezawodności. Rozważania uzupełniono o przykładowe zestawienie wartości współczynników częściowych, które mogą być wykorzystane do oceny niezawodności istniejących konstrukcji i elementów żelbetowych

Słowa kluczowe: konstrukcje istniejące, niezawodność, wskaźniki niezawodności, współczynniki częściowe

1. WPROWADZENIE

Znaczna liczba istniejących obiektów budowlanych o konstrukcji osiągnęła już projektowany okres użytkowania lub wymaga napraw, wzmocnienia albo przebudowy. W związku z tym, rozszerzenie normowych wymagań, zasad i reguł projektowania obowiązujące dla konstrukcji nowych na istniejące jest aktualnym zagadnieniem o dużym znaczeniu praktycznym. Pomiedzy wymaganiami dotyczącymi niezawodności konstrukcji nowych i istniejących występują znaczne różnice. Dotyczą one, między innymi: okresu użytkowania, niepewności związanych z geometrią i wymiarami elementów i konstrukcji, niepewności związanych z właściwościami materiałów i odpowiedzialnością konstrukcji na oddziaływanie. Zmienne stanu o charakterze losowym, uwzględnione w analizie i ocenie niezawodności konstrukcji istniejących mogą być dokładniej opisane na podstawie wyników pomiarów, badań i oceny stanu technicznego istniejących konstrukcji. Dodatkowe informacje z przeglądów, badań i ekspertyz, krótszy okres użytkowania, możliwości analizy kosztów i oceny ryzyka stwarzają możliwości korekty, a nawet optymalizacji wartości

¹ szwolkkb@prz.edu.pl

stosowanych miar niezawodności, którymi w obecnie stosowanej półprobabilistycznej metodzie stanów granicznych są współczynniki częściowe. W referacie przedstawiono propozycję koncepcji oceny niezawodności istniejących elementów i konstrukcji, opartą na analizie zagrożenia życia i zdrowia użytkowników rozważanego obiektu budowlanego i kosztów zapewnienia odpowiedniego poziomu ich niezawodności. Zgodnie z przedstawioną propozycją oszacowano również wartości współczynników częściowych, które mogą być wykorzystane do oceny niezawodności istniejących konstrukcji i elementów konstrukcyjnych.

2. DOCELOWE POZIOMY NIEZAWODNOŚCI DLA NOWYCH KONSTRUKCJI

2.1 Metoda współczynników częściowych

We współczesnych normach projektowania docelowe poziomy niezawodności dla nowych konstrukcji zostały wyrażone za pomocą wskaźnika niezawodności β , którego wartości uzależniono od klasy konsekwencji i klasy niezawodności konstrukcji, sytuacji obliczeniowej, rodzaju stanu granicznego i okresu odniesienia [1, 2]. Podstawową metodą weryfikacji niezawodności zalecaną w normach jest metoda częściowych współczynników, zaliczana do metod półprobabilistycznych. Polega ona na właściwym wyborze następujących danych:

- klasy konsekwencji (CC1, CC2, CC3), klasy niezawodności (RC1, RC2, RC3) i projektowanego okresu użytkowania konstrukcji T_u ;
- odpowiednich zasad i reguł projektowania oraz charakterystycznych wartości właściwości materiałów konstrukcyjnych i oddziaływań;
- współczynników częściowych dla oddziaływań γ_f i modelu efektów oddziaływań γ_{sd} lub współczynników $\gamma_F = \gamma_f \times \gamma_{sd}$, oraz współczynników dla wartości kombinacyjnych ψ_0, ψ_1, ψ_2 ;
- współczynników częściowych dla właściwości materiałów γ_m i modelu nośności γ_{Rd} lub współczynników $\gamma_M = \gamma_m \times \gamma_{Rd}$.

Należyty poziom niezawodności można uznać za osiągnięty jeżeli wykazano, że: nie zostaną przekroczone odpowiednie stany graniczne nośności i użyteczności, spełniono wymagania projektowe zamieszczone w odpowiednich normach, konstrukcję odpowiednio wykonano i podjęto właściwe środki zapewnienia jakości [1, 2].

Wartości współczynników częściowych i współczynników do kombinacji, można oszacować dwiema metodami. Pierwsza polega na dobraniu ich wartości na podstawie analizy istniejących konstrukcji, które pomyślnie przeszły próbę czasu, a drugi na ich kalibrowaniu za pomocą metod probabilistycznych, najczęściej metody wskaźnika niezawodności, z wykorzystaniem wyników badań i obserwacji statystycznych [1, 2, 3].

2.2 Metoda wskaźnika niezawodności

Metoda wskaźnika niezawodności β jest najbardziej znaną i zalecaną we współczesnych normach uproszczoną metodą probabilistyczną drugiego poziomu, w szczególności w najprostszej wersji FORM (First Order Reliability Method). Wskaźnik niezawodności β jest w tej metodzie zdefiniowany wzorem [1, 2, 3, 4]:

$$\beta = \frac{1}{v_g} = \frac{\sigma_g}{\mu_g} = \frac{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2 - 2 \text{cov}(R, E)}}{\mu_R - \mu_E} \quad (1)$$

gdzie g , R , E są zmiennymi losowymi: $g(R, E) = R - E$ to funkcja niezawodności, R to nośność, E to efekt oddziaływań, μ_R , μ_E , σ_R , σ_E to wartość oczekiwana i odchylenie standardowe zmiennych R i E , a $\text{cov}(R, E)$ to kowariancja zmiennych R i E . Jeżeli zmienne R i E są nie są liniowo skorelowane, to $\text{cov}(R, E) = 0$. Zakłada się, że niezawodność, zdefiniowaną jako prawdopodobieństwo przetrwania konstrukcji w okresie użytkowania T_u lub prawdopodobieństwo nie przekroczenia stanu granicznego nośności: $p = 1 - p_f$, można wyrazić za pomocą wskaźnika niezawodności β : $p = 1 - p_f = 1 - \Phi(-\beta)$, gdzie $\Phi(\dots)$ jest funkcją Laplace'a. Przyjęta zależność pomiędzy p_f i β jest ścisła tylko w przypadku, kiedy zmienne stanu są normalne.

Graniczne wartości wskaźnika niezawodności zalecane w normach i publikacjach należy traktować jako wartości nominalne, nie związane ze statystykami zniszczenia lub katastrof konstrukcji. Ze względu na wpływ czynników nieuwzględnianych w standardowych obliczeniach konstrukcji, m.in. czynnika ludzkiego lub zdarzeń katastrofalnych, zalecane wartości docelowe p_f są o dwa, trzy rzędy mniejsze od obserwowanych prawdopodobieństw awarii i katastrof konstrukcji budowlanych. Minimalne wartości wskaźnika niezawodności β zalecane w PN-EN 1990 i odpowiadające im prawdopodobieństwa przekroczenia ULS zależą od klasy niezawodności i projektowanego okresu użytkowania $T_u = 1$ rok lub 50 lat [1]:

$$\text{RC3: } \beta(1\text{rok}) \geq 5.2 \Rightarrow p_f \leq 9.96E - 08, \quad \beta(50\text{lat}) \geq 4.3 \Rightarrow p_f \leq 8.54E - 06;$$

$$\text{RC2: } \beta(1\text{rok}) \geq 4.7 \Rightarrow p_f \leq 1.30E - 06, \quad \beta(50\text{lat}) \geq 3.8 \Rightarrow p_f \leq 7.23E - 05;$$

$$\text{RC1: } \beta(1\text{rok}) \geq 4.2 \Rightarrow p_f \leq 1.33E - 05, \quad \beta(50\text{lat}) \geq 3.3 \Rightarrow p_f \leq 4.83E - 04.$$

Dla wartości T_u różnych od wyżej podanych, wskaźnik $\beta(n \text{ lat})$ można obliczyć według wzoru: $\Phi[\beta(n \text{ lat})] = \{\Phi[\beta(1\text{rok})]\}^n$.

W normie ISO 2394 [2] wartości β podano dla całego okresu użytkowania w zależności od jakościowo scharakteryzowanych względnych kosztów zapewnienia niezawodności i przewidywanych konsekwencji zniszczenia konstrukcji:

Koszty:	Konsekwencje zniszczenia:
wysokie: małe $\beta = 0$; odczuwalne $\beta = 1.5$; umiarkowane $\beta = 2.3$; wielkie $\beta = 3.1$;	
umiarkowane: małe $\beta = 1.3$; odczuwalne $\beta = 2.3$; umiarkowane $\beta = 3.1$; wielkie $\beta = 3.8$;	
niskie: małe $\beta = 2.3$; odczuwalne $\beta = 3.1$; umiarkowane $\beta = 3.8$; wielkie $\beta = 4.3$.	

Poziom niezawodności wyrażony za pomocą wskaźnika niezawodności $\beta(T_u)$ dla każdego elementu konstrukcyjnego i całej konstrukcji, powinien być jak najbardziej zbliżony do zalecanej wartości minimalnej.

3. POZIOMY NIEZAWODNOŚCI DLA KONSTRUKCJI ISTNIEJĄCYCH

3.1 Kryterium bezpieczeństwa ludzi

Wymagania niezawodności dla konstrukcji istniejących są najczęściej wyrażane za pomocą wskaźnika niezawodności β [1, 2], który można wykorzystać do kalibracji skorygowanych wartości współczynników częściowych γ_M i γ_F . Projektowany dodatkowy

(resztkowy) okres użytkowania konstrukcji istniejącej T_r jest najczęściej krótszy od projektowanego okresu użytkowania T_u nowej konstrukcji. W normie ISO 13822 [5] minimalne wartości wskaźnika niezawodności β_{Tr} dla istniejących konstrukcji o przewidywanym okresie użytkowania uzależniono od konsekwencji zniszczenia

- dla bardzo małych konsekwencji zniszczenia $\beta_{Tr} = 2,3$;
- dla małych konsekwencji zniszczenia $\beta_{Tr} = 3,1$;
- dla średnich konsekwencji zniszczenia $\beta_{Tr} = 3,8$;
- dla wielkich konsekwencji zniszczenia $\beta_{Tr} = 4,3$.

Minimalne wartości β_{Tr} powinny być ustalone, z zasady, w taki sposób, aby zagwarantować odpowiedni poziom bezpieczeństwa ludzi przebywających w rozpatrywanym obiekcie i zminimalizować ekonomiczne, społeczne, ekologiczne i inne straty spowodowane zniszczeniem konstrukcji. Prawdopodobieństwo śmiertelnego wypadku mieszkańca Europy wynosi obecnie około 10^{-4} na rok [2, 6], a społecznie akceptowalne prawdopodobieństwo utarty życia człowieka wskutek zniszczenia konstrukcji obiektu budowlanego, można ocenić na $p_{uż} = 10^{-5} \div 10^{-6}$ /rok. Dopuszczalne prawdopodobieństwo zniszczenia konstrukcji w okresie roku $p_f(1rok)$, zależy od warunkowego prawdopodobieństwa $p(uż|zn)$, że osoba przebywająca w obiekcie podczas zniszczenia konstrukcji utraci życie i od społecznie akceptowalnej wartości prawdopodobieństwa utarty życia $P_{uż}$:

$$p_f(1rok) = \frac{P_{uż}}{p(uż|zn)} \quad (2)$$

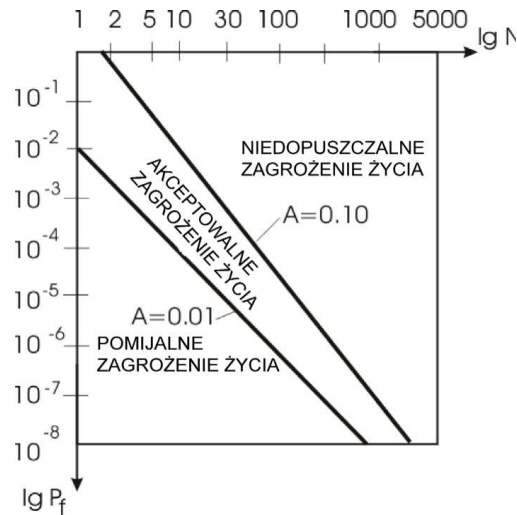
Ograniczenie liczby ofiar zniszczenia konstrukcji wymaga dodatkowo uzależnienia wartości $p_f(1rok)$ od liczby N potencjalnych ofiar. W związku z tym, w normie ISO 2394 [2] sformułowano dodatkowy warunek:

$$p_f(1rok) < A \times N^{-\alpha} \quad (3)$$

gdzie N to przewidywana liczba ofiar, A i α to stałe o zalecanych wartościach $A = 0,01$ lub $A = 0,1$; $\alpha = 2$.

Na rys.1 przedstawiono obszary niedopuszczalnego, akceptowalnego i pomijalnego zagrożenia życia ludzi w wypadku zniszczenia konstrukcji, według formuły (3).

Z zależności (2) i (3) wynika, że dla liczby potencjalnych ofiar $N = 10$, wartości stałych $A = 0,1$ i $\alpha = 2$ oraz $p_{uż} = 10^{-6}$, warunkowe prawdopodobieństwo $p(uż|zn)$, że osoba przebywająca w obiekcie podczas zniszczenia konstrukcji utraci życie powinno być mniejsze od 10^{-2} . Dla większej liczby N osób potencjalnych ofiar zniszczenia konstrukcji, rekomendowane wartości stałych to $A = 0,1$ i $\alpha = 2$. W tym przypadku dla liczby osób zagrożonych utratą życia $N = 100 \Rightarrow p(uż|zn) < 10^{-1}$, a dla $N \geq 318 \Rightarrow p(uż|zn) = 1$.



Rys. 1. Obszary niedopuszczalnego, akceptowalnego i pomijalnego zagrożenia życia ludzi w wypadku zniszczenia konstrukcji wg wzoru (3)

Generalnie, wartości warunkowego prawdopodobieństwa $p(uż|zn)$ utraty życia lub poważnego uszczerbku na zdrowiu w wypadku zniszczenia konstrukcji obiektu budowlanego dla poszczególnych klas konsekwencji proponuje się przyjmować w następujący sposób:

- klasa konsekwencji CC3; wielkie zagrożenie życia ludzi $p(uż|zn) = 0,1$;
- klasa konsekwencji CC2; przeciętne zagrożenie życia ludzi $p(uż|zn) = 0,05$;
- klasa konsekwencji CC1; niewielkie zagrożenie życia ludzi $p(uż|zn) = 0,005$.

Zakładając, że zagrożenie życia w przypadku projektowanej i istniejącej konstrukcji, wyrażone przez prawdopodobieństwo $p_{uz}(1rok)$ utraty życia 1 osoby w okresie 1 roku, powinno być jednakowe i równe 10^{-6} , wartość wskaźnika niezawodności β_{hs} gwarantująca spełnienie tego warunku dla poszczególnych klas konsekwencji w okresie 1 roku i 50 lat można obliczyć według zależności:

$$\beta_{hs}(1rok) = -\Phi^{-1}[p_f(1rok)], \quad p_f(1rok) = \frac{10^{-6}}{p(uż|zn)} \quad (4)$$

$$\beta_{hs}(50lat) = -\Phi^{-1}[p_f(50lat)], \quad p_f(50lat) = 1 - [1 - p_f(1rok)]^{50} \quad (5)$$

Dla różnych klas konsekwencji i projektowanych okresów użytkowania równych 1 rok i 50 lat, wartości indeksu niezawodności β_{hs} minimalne ze względu na zagrożenie życia, i odpowiednie prawdopodobieństwa zniszczenia $p_f(\dots)$ dla klas konsekwencji CC3, CC2 i CC1 wynoszą:

- CC3: $p_f(1rok) \cong 10^{-5} \Rightarrow \beta_{hs} = 4,26$; $p_f(50lat) \cong 5 \times 10^{-4} \Rightarrow \beta_{hs} = 3,29$;
- CC2: $p_f(1rok) \cong 2 \times 10^{-5} \Rightarrow \beta_{hs} = 4,11$; $p_f(50lat) \cong 10^{-3} \Rightarrow \beta_{hs} = 3,09$;
- CC1: $p_f(1rok) \cong 2 \times 10^{-4} \Rightarrow \beta_{hs} = 3,54$; $p_f(50lat) \cong 10^{-2} \Rightarrow \beta_{hs} = 2,32$.

W sytuacji, kiedy dodatkowy okres użytkowania konstrukcji T_r jest krótszy niż projektowany okres użytkowania $T_u > T_r$ nowej konstrukcji, dla którego ustalono wartości współczynników częściowych, minimalne wartości wskaźnika niezawodności $\beta_{hs}(T_r)$ i prawdopodobieństwa zniszczenia $P_{hs}(T_r)$ można obliczyć z zależności:

$$\beta_{hs}(T_r \text{ lat}) = -\Phi^{-1}[p_f(T_r \text{ lat})], \quad p_f(T_r \text{ lat}) = 1 - [1 - p_f(1rok)]^{T_r} \quad (6)$$

3.2 Kryterium społeczno-ekonomiczne

W przypadku ekonomiczno-społecznych kryteriów optymalizacji miary niezawodności konstrukcji, zmniejszenie wartości wskaźnika niezawodności dla krótszych niż projektowane okresów użytkowania $T_u < T_r$, jest nieuzasadnione. Jeżeli prawdopodobieństwo zniszczenia zwiększa się z upływem czasu w przybliżeniu liniowo, minimalna dopuszczalna wartość probabilistycznej miary niezawodności β_{es} lub $P_{f,es}$, jest niezależna od czasu [6]. W rezultacie wartości współczynników częściowych γ_F i γ_M nie powinny być modyfikowane dla różnych wartości dodatkowego okresu użytkowania istniejącej konstrukcji T_r .

Zakładając na przykład, że konstrukcję zaprojektowano dla standardowych wartości współczynników częściowych, oszacowanych dla okresu użytkowania $T_u = 50$ lat i wskaźnika niezawodności $\beta = 3,8$ (konstrukcja klasy konsekwencji CC2 i niezawodności RC2), nominalne prawdopodobieństwo zniszczenia konstrukcji wynosi $p_f(50 \text{ lat}) = 7,23 \times 10^{-5}$. Prawdopodobieństwo zniszczenia w dowolnym roku użytkowania, które można obliczyć korzystając z zależności: $[1 - p_f(1 \text{ rok})]^{50} = [1 - p_f(50 \text{ lat})]$, jest bardzo małe i wynosi $p_f(1 \text{ rok}) \cong 1,45 \times 10^{-6}$. Normowe wartości współczynników częściowych są jednakowe dla wszystkich wartości okresu użytkowania, chociaż wartości reprezentatywne oddziaływań dla dłuższych okresów użytkowania są większe. Uzasadnia to sens założenia, że zwiększenie niezawodności konstrukcji jest opłacalne, jeśli przewidujemy wydłużenie okresu użytkowania ponad projektowany okres użytkowania konstrukcji nowej. Można zatem przyjąć, że krótszy niż dla nowej konstrukcji dodatkowy okres użytkowania konstrukcji istniejącej nie jest przekonującym argumentem na rzecz zmniejszenia wartości wskaźnika β_{es} związanego z kosztami społeczno-ekonomicznymi zapewnienia niezawodności konstrukcji.

3.3 Łączna miara niezawodności

Docelowa wartość wskaźnika niezawodności β dla odpowiedniej klasy konsekwencji i niezawodności konstrukcji powinna zapewnić należyty poziom niezawodności z punktu widzenia zarówno ochrony życia i zdrowia ludzi, jak i minimalizacji start społeczno-ekonomicznych spowodowanych zniszczeniem konstrukcji. Ze względu na zazwyczaj krótszy projektowany okres użytkowania konstrukcji istniejących niż nowych $T_u > T_r$, w przypadku konstrukcji istniejących można zmniejszyć wartość docelową wskaźnika β . Zgodnie z rozważaniami przedstawionymi w p. 3.2 jest to jednak uzasadnione tylko w odniesieniu do wartości β_{hs} , tzn. związanej z bezpieczeństwem ludzi. Dla wymaganej wartości $\beta_{hs}(1rok)$, wartość $\beta_{hs}(T_r)$ dla ustalonego okresu eksploatacji konstrukcji istniejącej oraz odpowiadające jej prawdopodobieństwo zniszczenia $P_{hs}(T_r)$ można obliczyć według (6). Ze względu na społecznie akceptowalny poziom zagrożenia życia, należy jednak zapewnić

minimalne prawdopodobieństwo zniszczenia w jednym roku, tzn. wartość $\min p_{hs}(1rok)$ dla: $CC3 \div 10^{-5}$; $CC2 \div 2 \times 10^{-5}$; $CC1 \div 2 \times 10^{-4}$; które odpowiadają wartościom $\min \beta_{hs}(1rok)$ dla: $CC3 \div 4,26$; $CC2 \div 4,11$; $CC1 \div 3,54$. Wymagania te zapewniają dostatecznie wysoki poziom niezawodności ze względu na społeczno-ekonomiczne konsekwencje zniszczenia konstrukcji.

4. KALIBRACJA WSPÓŁCZYNNIKÓW CZĘŚCIOWYCH

Na podstawie docelowych wartości wskaźnika niezawodności $\beta = \beta_{hs}(T_r)$ dla konstrukcji istniejących można przeprowadzić kalibrację współczynników częściowych. Zgodnie z metodą FORM [1, 2, 3, 4] zakładając normalny lub znormalizowany rozkład oddziaływań, częściowy współczynnik $\gamma_{f,i}$ dla oddziaływania „i” można obliczyć ze wzoru:

$$\gamma_{f,i} = \frac{1 - \alpha_{E,i} \beta v_i}{1 + t v_i} \quad (7)$$

gdzie v_i to współczynnik zmienności i -tego oddziaływania, $\alpha_{E,i}$ to współczynnik wrażliwości równy $-0,7$ dla oddziaływania wiodącego, oraz $-0,28$ dla towarzyszących, $t = 1,645$.

Dla logarytmiczno-normalnego rozkładu cech wytrzymałościowych materiałów konstrukcyjnych materiałowy współczynnik częściowy można obliczyć według wzoru:

$$\gamma_{m,i} = \frac{\exp(-t v_i)}{\exp(-\alpha_{R,i} \beta v_i)} \quad (8)$$

gdzie: $\alpha_{R,i}$ to współczynnik wrażliwości równy $0,8$ dla materiału o dominującym wpływie na nośność i $0,32$ dla pozostałych, V_i to logarytmiczny współczynnik zmienności cechy i -tego materiału: $V_i \cong v_i$ dla $v_i \leq 0,25$ i $v_i = \sqrt{\ln(1 + v_i^2)}$ dla $v_i > 0,25$.

Przykładowo, dla istniejącego żelbetowego elementu konstrukcyjnego klasy konsekwencji CC2 i klasy niezawodności RC2, o projektowanym dodatkowym okresie użytkowania $T_r = 30$ lat, docelowa wartość wskaźnika niezawodności $\beta = \beta_{hs}(T_r)$ wynosi wg (6):

$$\begin{aligned} \beta &= -\Phi^{-1}[p_f(30lat)] = -\Phi^{-1}\{1 - [1 - p_f(1roku)]^{T_r}\} = -\Phi^{-1}[1 - (1 - 2 \times 10^{-5})^{30}] = \\ &= -\Phi^{-1}(6 \times 10^{-4}) \cong 3,24 \end{aligned}$$

Dla obciążeń stałych G i zmiennych długotrwałych Q_l współczynnik zmienności wynosi $v_1 = 0,1$ a dla zmiennych Q_j , w tym dla wiodącego $v_2 = 0,3$. Według wzoru (7) częściowe współczynniki dla rozważanych obciążeń wynoszą: $\gamma_G = \gamma_{Q_1} \cong 1,05$ i $\gamma_Q \cong 1,44$ dla obciążenia wiodącego oraz $\gamma_{Q_j} \cong 1,09$ dla oddziaływań towarzyszących.

Dla granicy plastyczności stali zbrojeniowej, która jest materiałem o dominującym wpływie na nośność i współczynniku zmienności $v_s = 0,07$, współczynnik częściowy obliczony wg (8) wynosi $\gamma_s \cong 1,07$ a dla wytrzymałości betonu na ściskanie o $v_c = 0,13$; $\gamma_c \cong 1,0$.

Obliczone wartości współczynników częściowych dla oddziaływań i właściwości materiałów są znacznie mniejsze od zalecanych w normach dla konstrukcji nowych o projektowanym okresie użytkowania równym 50 lat.

5. PODSUMOWANIE

W pracy przedstawiono koncepcję i procedury kalibracji współczynników częściowych dla istniejących konstrukcji o przewidywanym dodatkowym okresie użytkowania różnym od zalecanego dla konstrukcji nowych. Zakładając, że poziom niezawodności w każdym roku użytkowania konstrukcji istniejącej powinien być taki sam jaki jest wymagany dla konstrukcji nowych a decydującym kryterium jest bezpieczeństwo ludzi, zaproponowano sposób szacowania odpowiednich wartości wskaźnika niezawodności umożliwiających kalibrację współczynników częściowych. Jednocześnie wykazano, że poziom niezawodności wymagany ze względu na kryteria społeczno-ekonomiczne jest najczęściej znacznie niższy niż dla kryterium bezpieczeństwa ludzi. Proponowana procedura obliczeń umożliwia również wykorzystanie dodatkowych informacji dotyczących aktualnych parametrów rozproszenia losowych zmiennych stanu, uzyskanych w trakcie pomiarów, badań i oceny stanu technicznego istniejącej konstrukcji.

PIŚMIENNICTWO

- [1] PN-EN 1990 Eurokod – Podstawy projektowania konstrukcji. PKN, Warszawa, 2004.
- [2] Int. Standard ISO 2394 – 1998. General principles on reliability for structures.
- [3] Nowak A., Collins K.: Reliability of Structures. McGraw-Hill, Boston, 2000.
- [4] Woliński Sz., Wróbel K.: Niezawodność konstrukcji budowlanych. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów, 2000.
- [5] Int. Standard ISO 13822 – 2010. Bases for design of structures – Assessment of existing structures.
- [6] Steenbergen R.D, Vrouwenvelder A.: Safety philosophy for existing structures and partial factors for traffic loads of bridges. Heron 55, 2010, No.2, pp.123-139.

CALIBRATION OF PARTIAL FACTORS FOR EXISTING CONCRETE STRUCTURES

Summary

Extension of general rules in the design of new structures for the assessment of existing structures and their strengthening becomes more and more important because a large part of civil engineering works in use have reached their design working life or need repairs and strengthening. There are significant differences between the safety requirement for the assessment of existing structures and design of new ones. For existing structures the necessary remaining lifetime is usually less than for new ones, uncertainties connected with their geometry, material properties and behavior are reduced as a result of actual measurement, so a lower safety level than for new structures may be accepted. The reliability of the existing structure is estimated by means of failure probability or the β -index value, for a relevant period of time and considering human safety socio-economic factors. The paper develops a suggestion of procedures and presents an example set of partial factors to be used in the assessment of existing and strengthening reinforced concrete structures.

**FIZYKA
BUDOWLI**

Dariusz GAWIN¹
Politechnika Łódzka
Francesco PESAVENTO²
Uniwersytet Padewski

WIARYGODNOŚĆ WYNIKÓW UPROSZCZONYCH MODELI MATEMATYCZNYCH DEGRADACJI BETONU W WARUNKACH POŻAROWYCH

STRESZCZENIE

W pracy krótko omówiono, opracowany przez autorów model matematyczny zjawisk cieplno-wilgotnościowych i degradacji fizykochemicznej betonu w wysokiej temperaturze. Na podstawie analizy literatury przedmiotu sformułowano szereg modeli uproszczonych, w których pominięto wybrane zjawiska fizyczne. Następnie wykonano symulacje komputerowe zachowania się ściany betonowej w warunkach normowego pożaru ISO 834, stosując pełen model matematyczny oraz jego uproszczone wersje. Analiza wyników obliczeń pozwoliła na stwierdzenie, które z rozważanych uproszczeń dają wyniki zbliżone do modelu pełnego, który został uprzednio pomyślnie zwalidowany, dając wyniki zgodne z doświadczeniem.

Słowa kluczowe: beton w wysokiej temperaturze, degradacja termiczna, model matematyczny, metoda elementu skończonego, symulacje komputerowe

1. WPROWADZENIE

Konstrukcje betonowe, zwłaszcza wykonane z betonu BWW, mają ograniczoną trwałość w warunkach pożarowych. Dzieje się tak wskutek złożonych procesów fizykochemicznych, zachodzących w nich w wysokiej temperaturze [1, 2]. W ostatnim piętnastoleciu tema-tyce tej poświęcono wiele badań doświadczalnych i teoretycznych [3], w wyniku czego opracowano szereg modeli matematycznych zjawisk cieplno-wilgotnościowych, termochemicznych i degradacji betonu w wysokiej temperaturze, np. [4, 5]. Mają one jednak postać sprzężonego układu nieliniowych równań różniczkowych i wymagają wyznaczenia szeregu funkcji materiałowych, w związku z czym niezbyt nadają się one do analizy zachowania się dużych konstrukcji betonowych podczas pożaru. Stąd potrzeba opracowania uproszczonych modeli matematycznych, które umożliwią efektywne prowadzenie takich symulacji, ale równocześnie ich wyniki będą wystarczająco dokładne i wiarygodne dla potrzeb praktycznych.

¹ dariusz.gawin@p.lodz.pl

² pesa@dic.unipd.it

W ramach trzech dużych projektów europejskich: HITECO, MAECENAS i UPTUN, autorzy opracowali model matematyczny zjawisk chemo-higro-termomechanicznych w betonie ogrzewanym do wysokiej temperatury [5, 6], który został wszechstronnie zweryfikowany doświadczalnie [2]. Jest on obecnie uznawany za jeden z najbardziej wiarygodnych i najdokładniej opisujących zjawiska fizykochemiczne w ogrzewanym betonie, o czym świadczą liczne cytowania w pracach dotyczących tej tematyki. Na podstawie analizy literatury wybrane zostaną uproszczenia, które są najczęściej stosowane w opisie zjawisk fizycznych w ogrzewanym betonie. Przez porównanie z wynikami obliczeń wykonanych przy użyciu modelu pełnego [6], przyjętego jako referencyjny, przeanalizowany zostanie wpływ tych uproszczeń na wyniki symulacji komputerowych dotyczących zjawisk cieplno-wilgotnościowych i degradacji ściany betonowej w warunkach normowego pożaru ISO 834-1 [7].

2. MODEL MATEMATYCZNY BETONU W WYSOKIEJ TEMPERATURZE

Bazując na higro-termomechanice ośrodków porowatych, Gawin i in. [5] zaproponowali model matematyczny zjawisk cieplno-wilgotnościowych i termo-chemicznych w ogrzewanym betonie. Ośrodek opisywany jest za pomocą czterech zmiennych stanu: ciśnienia gazu p^g , ciśnienia kapilarnego $p^c = p^g - p^w$ (p^w oznacza ciśnienie wody), temperatury T i wektora przemieszczeń szkieletu \mathbf{u} , oraz trzech zmiennych wewnętrznych: parametrów zniszczenia mechanicznego i termo-chemicznego: d i V , oraz stopnia dehydratacji Γ_{dehydr} .

Model matematyczny tworzą cztery równania bilansu [5, 6]:

- *bilans masy suchego powietrza*, uwzględniający dyfuzyjny i adwekcyjny przepływ gazu:

$$n\rho^{ga} \frac{DS_g}{Dt} + nS_g \frac{D\rho^{ga}}{Dt} + S_g \rho^{ga} \left(\operatorname{div} \mathbf{v}^s + \frac{1-n}{\rho^s} \frac{D\rho^s}{Dt} \right) + \operatorname{div}(\mathbf{J}_g^{ga}) + \operatorname{div}(nS_g \rho^{ga} \mathbf{v}^{gs}) + S_g \rho^{ga} \frac{\dot{m}_{dehydr}}{\rho^s} = 0, \quad (1)$$

gdzie D/Dt oznacza pochodną substancjalną względem szkieletu, \mathbf{J}_g^π - dyfuzyjny strumień masy suchego powietrza ($\pi=ga$) lub pary wodnej (gw) w fazie gazowej, n - porowatość, S_g - stopień nasycenia porów gazem, \dot{m}_{dehydr} - natężenie źródeł masy pary wodnej wskutek dehydratacji betonu, ρ^π - gęstość składnika π ($\pi= w, g, ga, gw$ oznacza odpowiednio: wodę, fazę gazową, suche powietrze i parę wodną), $\mathbf{v}^{\pi s}$ - prędkość składnika π względem szkieletu.

- - *bilans masy wody*, uwzględniający adwekcyjny przepływ ciepłej i gazowej wody, oraz dyfuzyjny strumień pary wodnej i przemianę fazową woda / para wodna:

$$n(\rho^w - \rho^{gw}) \frac{DS_w}{Dt} + nS_g \frac{D\rho^{gw}}{Dt} + (S_g \rho^{ga} + S_w \rho^w) \left(\operatorname{div} \mathbf{v}^s + \frac{1-n}{\rho^s} \frac{D\rho^s}{Dt} \right) + \operatorname{div}(\mathbf{J}_g^{gw}) + \operatorname{div}(nS_g \rho^{ga} \mathbf{v}^{gs}) + \operatorname{div}(nS_w \rho^w \mathbf{v}^{ws}) + S_w \rho^w \frac{\dot{m}_{dehydr}}{\rho^s} = \dot{m}_{dehydr} - \dot{m}_{vap}, \quad (2)$$

gdzie $S_w = 1 - S_g$ jest stopniem nasycenia porów ciekłą wodą, a \dot{m}_{vap} - natężeniem źródeł masy pary wodnej wskutek parowania wody.

- - *bilans entalpii ośrodka wielofazowego*, uwzględniający ciepło dehydratacji betonu i przemian fazowych wody:

$$\begin{aligned}
 & (\rho C_p)_{ef} \frac{DT}{Dt} + \text{div}(\rho_w C_p^w \mathbf{v}^w + \rho_g C_p^g \mathbf{v}^g) \cdot \text{grad}T - \text{div}(\lambda_{ef} \text{grad}T) = \\
 & = -\dot{m}_{vap} \Delta H_{vap} - \dot{m}_{dehydr} \Delta H_{dehydr},
 \end{aligned} \tag{3}$$

gdzie $(\rho C_p)_{ef}$ oznacza efektywną pojemność cieplną wilgotnego ośrodka, C_p^π - izobaryczne ciepło właściwe wody i pary ($\pi = w, gw$), λ_{ef} - efektywny współczynnik przewodzenia ciepła wilgotnego ośrodka, ΔH_{vap} - entalpię parowania i ΔH_{dehydr} - entalpię dehydratacji.

- - równanie równowagi mechanicznej (bilans pędu) ośrodka w następującej postaci:

$$\text{div}[\mathbf{t}^{ef} - (p^g - x_s^{ws} p^c) \mathbf{I}] + [(1-n)\rho^s + nS_w \rho^w + nS_g \rho^g] \mathbf{g} = \mathbf{0}, \tag{4}$$

opisuje skurcz wysychającego materiału za pomocą naprężenia efektywnego:

$$\mathbf{t}^{ef} = (1-d)(1-V)\Lambda_0 : (\boldsymbol{\varepsilon}_{tot} - \boldsymbol{\varepsilon}_{th} - \boldsymbol{\varepsilon}_{tchem} - \boldsymbol{\varepsilon}_{tr}) \tag{5}$$

gdzie x_s^{ws} oznacza ułamek powierzchni szkieletu w kontakcie ze zwilżającym filmem wodnym, \mathbf{g} - przyspieszenie grawitacyjne, d i V - parametry zniszczenia wynikające z pęknięcia materiału i jego degradacji termochemicznej, Λ_0 - tensor sprężystości niezniszczonego materiału, zaś $\boldsymbol{\varepsilon}_{tot}$, $\boldsymbol{\varepsilon}_{th}$, $\boldsymbol{\varepsilon}_{tchem}$ i $\boldsymbol{\varepsilon}_{tr}$ oznaczają tensory odkształceń, odpowiednio: całkowitych, termicznych, termochemicznych i pełzania termicznego (LITS - load induced thermal strain).

Postęp procesów degradacji termicznej i dehydratacji betonu opisany jest stosownymi równaniami ewolucji zmiennych wewnętrznych [2, 6]. Natomiast postęp procesu degradacji mechanicznej (pęknięcia) opisany jest równaniem: $d(t) = d(\tilde{\varepsilon}(t))$, tj. zależny jest on od tzw. odkształcenia ekwiwalentnego $\tilde{\varepsilon}$, zgodnie z klasyczną teorią zniszczenia w sformułowaniu nielokalnym [2, 6].

Szczegółowy opis modelu matematycznego, wraz ze wszystkimi związkami konstytutywnymi (funkcjami materiałowymi) i metodą jego rozwiązania numerycznego za pomocą metody elementu skończonego, przedstawiono w monografii [2].

3. WYNIKI ANALIZ NUMERYCZNYCH

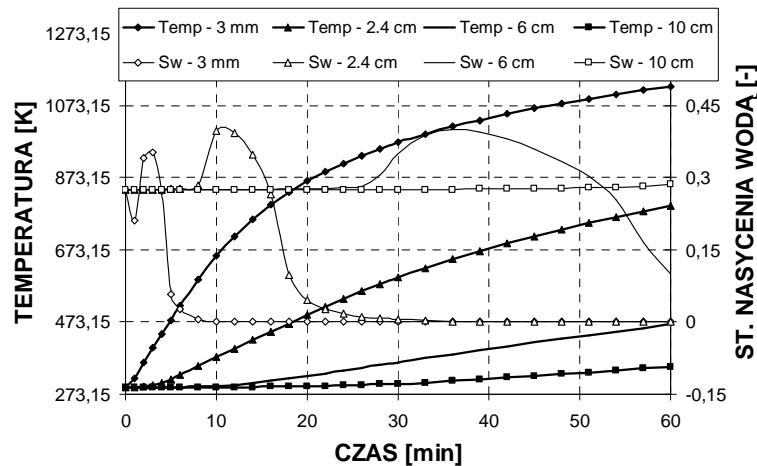
Przedstawiona w pracach [2, 8] analiza literatury, dotyczącej modelowania procesów ciepłno-wilgotnościowych i degradacji betonu w wysokiej temperaturze, wskazuje, że najczęściej stosowanymi uproszczeniami w opisie tych zjawisk są: pomijanie konwekcyjnego strumienia ciepła, pomijanie źródeł masy i/lub ciepła wskutek przemian fazowych i/lub dehydratacji betonu oraz pominięcie wpływu pęknięcia betonu na jego przepuszczalność.

Aby przeanalizować wpływ tych uproszczeń na wyniki symulacji komputerowych, dotyczących degradacji ściany betonowej podczas normowego pożaru, wykonano obliczenia za pomocą pełnego (referencyjnego) modelu matematycznego [2, 6], przedstawionego w skrócie w poprzednim rozdziale, oraz za pomocą następujących wariantów modelu uproszczonego:

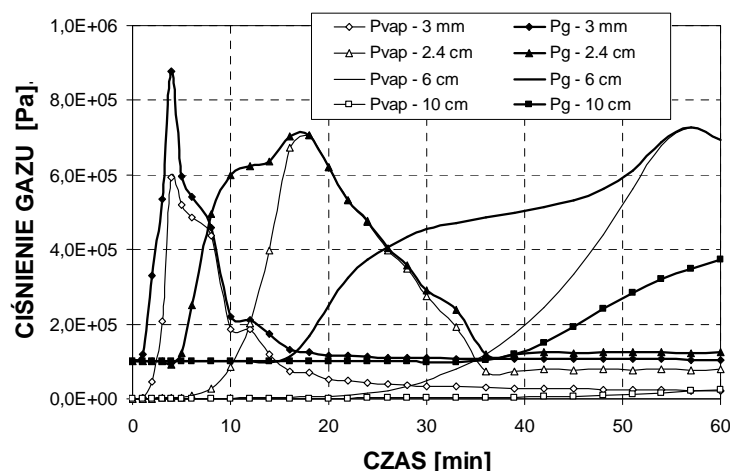
1. Pomijającego konwekcyjny transport ciepła („bez Konw.”), tj. cały drugi człon po lewej stronie równania (3) jest równy zeru;
2. Pomijającego utajone ciepło parowania wody („Qvap=0”), tj. po prawej stronie równania (3) przyjęto $\Delta H_{vap} = 0$;
3. Pomijającego utajone ciepło dehydratacji betonu („Qdeh=0”), tj. po prawej stronie równania (3) przyjęto $\Delta H_{dehydr} = 0$;

4. Pomijającego zjawisko dehydratacji w bilansach ciepła i masy wody („DMhyd=0”), tj. w równaniach (1), (2) i (3) przyjęto $\dot{m}_{dehydr} = 0$;
5. Pomijającego wpływ degradacji materiału na jego przepuszczalność („bez K(D)”), tj. przepuszczalność właściwa jest jedynie funkcją temperatury.

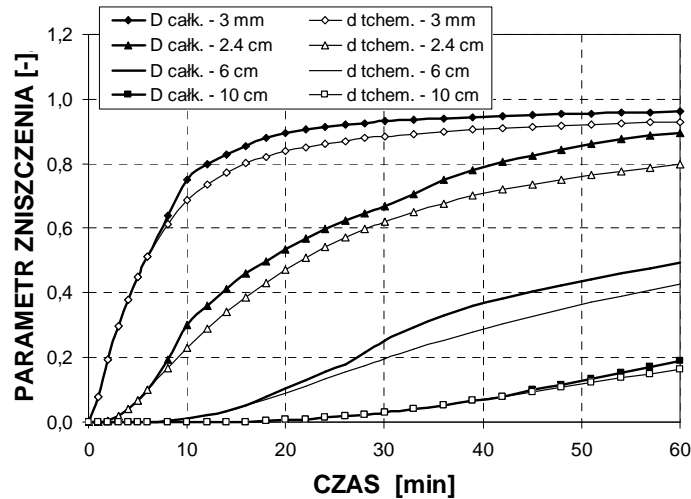
Obliczenia wykonano dla zagadnienia początkowo-brzegowego, dotyczącego zachowania się 60-cm ściany betonowej, wykonanej z betonu o wytrzymałości na ściskanie 80 MPa, porowatości 5.1%, współczynnika przewodzenia ciepła 1.4 W/m²K i przepuszczalności właściwej $2 \cdot 10^{-19}$ m² (pełne dane materiałowe podano w [2]). Ścianę podgrzewano obustronnie gorącym powietrzem, którego temperatura rosła zgodnie z normową krzywą pożarową ISO 834-1 [7], z uwzględnieniem konwekcyjnej i radiacyjnej wymiany ciepła. Ze względu na symetrię, symulacje wykonano dla połowy grubości ściany, która była modelowana przez siatkę 100 (100×1) 8-węzłowych elementów izoparametrycznych o jednakowych rozmiarach 3mm×10mm, zawierającą 503 węzły i mająca 2515 stopni swobody. Jako warunki początkowe przyjęto: temperaturę wynoszącą $T_0 = 293.15$ K (20°C), wilgotność względną powietrza $\varphi_0 = 50\%$, ciśnienie gazu równe atmosferycznemu $p^s = 101325$ Pa, oraz całkowity brak degradacji mechanicznej i termicznej betonu, tj. $\Gamma_{dehydr,0} = 0$, $d_0 = 0$ i $V_0 = 0$. Wykonano symulacje pierwszych 60 minut normowego pożaru, stosując krok czasowy $\Delta t = 1$ s.



Rys. 1. Wyniki symulacji komputerowych ewolucji temperatury i stopnia nasycenia porów wodą w czterech punktach, położonych w różnej odległości od powierzchni ściany, ogrzewanej wg krzywej pożarowej ISO 834



Rys. 2. Wyniki symulacji komputerowych ewolucji ciśnienia fazy gazowej i pary wodnej w czterech punktach, położonych w różnej odległości od powierzchni ściany, ogrzewanej wg krzywej pożarowej ISO 834



Rys. 3. Wyniki symulacji komputerowych ewolucji parametrów zniszczenia termochemicznego i całkowitego w czterech punktach, w różnej odległości od powierzchni ściany, ogrzewanej wg krzywej pożarowej ISO 834

Wyniki obliczeń, wykonanych za pomocą pełnego modelu matematycznego [6], w formie wykresów historii zmian (w 4 punktach, położonych w odległości 0.3, 2.4, 6.0 i 10.0 cm od ogrzewanych powierzchni) wartości wielkości fizycznych, które najlepiej charakteryzują ewolucję procesów ciepło-wilgotnościowych i degradacji materiału w analizowanej ścianie, tj.: temperatury, zawartości wilgoci (stopnia nasycenia porów wodą), ciśnienia pary wodnej i gazu oraz parametrów zniszczenia: całkowitego i termochemicznego (ich różnica odpowiada zniszczeniu mechanicznemu wskutek pęknięcia materiału), w funkcji czasu trwania pożaru, przedstawiono na Rysunkach 1 - 3. Po 60 minutach normowego pożaru ISO-834, temperatura w warstwie wierzchniej osiągnęła $\sim 830^{\circ}\text{C}$, a w odległości 6 cm $\sim 200^{\circ}\text{C}$, podczas gdy w części środkowej ściany nie przekraczała 100°C (Rys. 1). Podczas ogrzewania, w temperaturach poniżej 100°C , zachodziła kondensacja pary wodnej, powodując widoczny wzrost zawartości wilgoci ($\Delta S_w \cong 0.1$), po czym obserwowano gwałtowne parowanie wody w przedziale temperatury między 100°C a 200°C (Rys. 1). Temu ostatniemu procesowi towarzyszył wzrost ciśnienia gazu do wartości ok. 7-9 bar (Rys. 2), który w temperaturze poniżej 100°C następował głównie wskutek podgrzewania suchego powietrza, a potem aż do $\sim 200^{\circ}\text{C}$, wskutek gwałtownego parowania wody. W wyniku tego faza gazowa do temperatury $\sim 300^{\circ}\text{C}$ składała się głównie z pary wodnej (Rys. 2). Podczas ogrzewania beton ulegał stopniowej degradacji termochemicznej, a parametr zniszczenia termochemicznego osiągał wartość $\sim 90\%$ (Rys. 3). Dodatkowo, wysokie ciśnienie gazu i naprężenia ściskające, powstające w warstwie wierzchniej wskutek jej rozszerzalności termicznej, blokowanej jednak przez zimniejszą, środkową część ściany, powodowały pęknięcie materiału, opisywane tutaj jako przyrost parametru zniszczenia mechanicznego (na Rys. 3 jest to różnica między całkowitym i termochemicznym parametrem zniszczenia). W wyniku tego procesu przepuszczalność betonu stopniowo wzrastała, co powodowało spadek ciśnienia gazu aż do ciśnienia atmosferycznego p_{atm} (Rys. 2).

Wyniki obliczeń wykonanych za pomocą uproszczonych wersji modelu matematycznego zostały pokazane na Rysunkach 4-6 w postaci wykresów zmian (w funkcji czasu) różnicy wartości danej wielkości fizycznej w stosunku do wyników modelu referencyjnego dla tej samej wielkości. Przeanalizowano ewolucje trzech zmiennych stanu, które są najistotniejsze podczas oceny trwałości betonu w warunkach pożaru, tj. temperatury $T(t)$, ciśnienia gazu $p^g(t)$ i parametru zniszczenia mechanicznego $d(t)$, w odległości 2.4 cm od ogrzewanej powierzchni ściany, w strefie, gdzie zwykle zachodzi termiczne odpryskiwanie betonu. Dodatkowo, aby ocenić ilościowo uśrednioną, w czasie i przestrzeni, zgodność

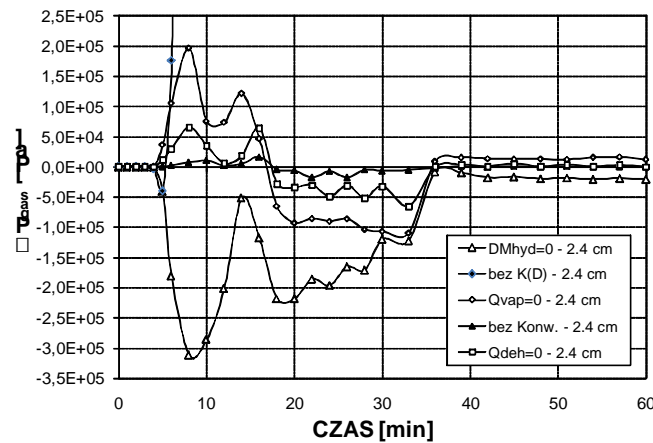
rozwiązania poszczególnych zmiennych $f(x,t)$, ($f= T, p^s, d$), otrzymanych za pomocą danego modelu uproszczonego z rozwiązaniem referencyjnym, przyjęto następującą miarę błędu [8]:

$$\bar{\delta}_{ref}(f) = \sum_{x_k} \sum_{t_n} \left[\frac{f(x_k, t_n) - f_{ref}(x_k, t_n)}{\max[\Delta f_{ref}(0 \leq x \leq x_{max}, 0 \leq t \leq t_{max})]} \right]^2, \quad (6)$$

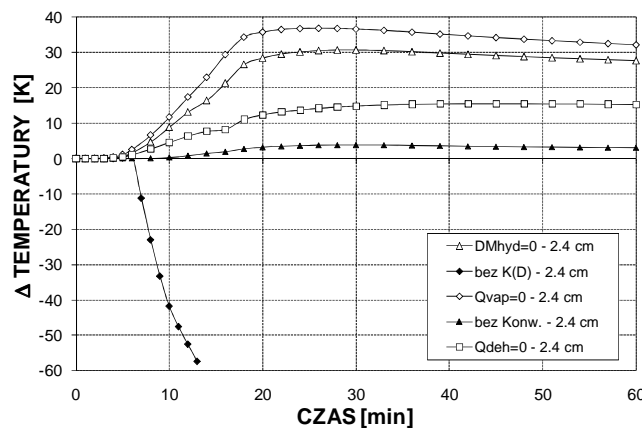
gdzie t_n oznaczają wartości czasu, dla których podczas obliczeń zapisywano pełne wyniki (przez pierwsze 6 minut - co 1 minutę, od 6 do 30 minuty - co 2 minuty, potem co 3 minuty), zaś x_k były przyjętymi odległościami od ogrzewanej powierzchni: $x_k=0.3\text{cm}, 2.4\text{cm}, 3.3\text{cm}, 6.0\text{cm}$ i 10.0cm . Aby możliwe było porównywanie wyników dla różnych wielkości fizycznych, w wyrażeniu (6) obliczano znormalizowane różnice zmiennych $f(x_k, t_n)$, tj. podzielone przez największą zmianę danej wielkości w całym rozpatrywanym przedziale czasu.

Dla kolejnych modeli uproszczonych (1÷5) otrzymano następujące miary błędu (* oznacza wartość obliczoną do chwili utraty zbieżności wariantu 5.) dla poszczególnych wielkości:

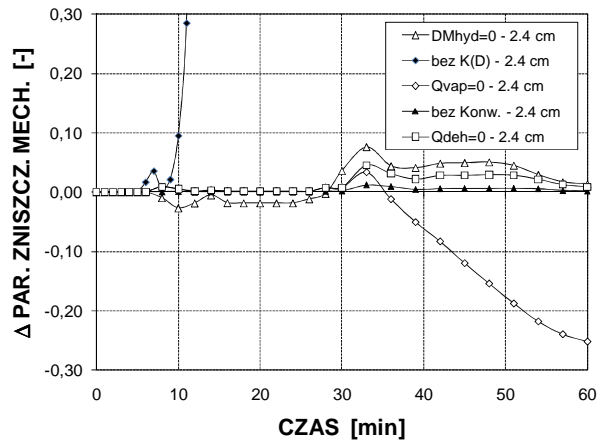
- temperatury: $\bar{\delta}_{ref}(T) = 0.0132, 2.122, 0.299, 2.485, 14.262^*$;



Rys. 4. Różnice wyników (w stosunku do modelu pełnego) symulacji komputerowych, dotyczących ewolucji ciśnienia gazu w punkcie, położonym w odległości 2.4 cm od powierzchni ściany ogrzewanej wg krzywej pożarowej ISO 834, otrzymanych za pomocą różnych uproszczonych modeli matematycznych



Rys. 5. Różnice wyników (w stosunku do modelu pełnego) symulacji komputerowych, dotyczących ewolucji temperatury w punkcie, położonym w odległości 2.4 cm od powierzchni ściany ogrzewanej wg krzywej pożarowej ISO 834, otrzymanych za pomocą różnych uproszczonych modeli matematycznych



Rys. 6. Różnice wyników (w stosunku do modelu pełnego) symulacji komputerowych, dotyczących ewolucji parametru zniszczenia mechanicznego w punkcie, położonym w odległości 2.4 cm od powierzchni ściany ogrzewanej wg krzywej pożarowej ISO 834, otrzymanych za pomocą różnych uproszczonych modeli matematycznych

- ciśnienia gazu: $\bar{\delta}_{ref}(p^g) = 0.0008, 0.0873, 0.0138, 0.0583, 0.1090^*$;

- parametru zniszczenia mechanicznego: $\bar{\delta}_{ref}(d) = 0.0067, 1.3760, 0.1920, 4.2520, 528.37^*$.

Sumaryczna miara błędu dla trzech analizowanych zmiennych łącznie wynosiła dla kolejnych modeli uproszczonych odpowiednio: 1) 0.021; 2) 3.585; 3) 0.505; 4) 6.795; 5) 542.74*.

Przedstawiona analiza wskazuje, że przy symulacji ogrzewania betonu podczas pożaru, można pominąć jedynie konwekcyjny transport ciepła (wariant 1) i utajone ciepła dehydratacji (wariant 3), aby znacząco nie pogorszyć dokładności wyników dotyczących rozkładu temperatury oraz ewolucji ciśnienia gazu i procesu degradacji materiału, co pozwoli na wiarygodną, mimo uproszczeń modelu obliczeniowego, ocenę ich trwałości w tych warunkach, w tym także zagrożenia wystąpienia termicznego odpryskiwania betonu.

Wynika z niej również, że stosowanie zbyt uproszczonego modelu matematycznego betonu w wysokiej temperaturze, pomijającego utajone ciepło parowania i źródło masy wilgoci wskutek procesu dehydratacji (warianty 2 i 4), może dać wyniki bardzo odmienne od modelu referencyjnego. Jeśli interesują nas naprężenia i degradacja betonu wskutek działania wysokiej temperatury, należy koniecznie uwzględnić w modelowaniu sprzężenie degradacji materiału z jego przepuszczalnością. Pominięcie w modelowaniu zmian przepuszczalności materiału wskutek jego degradacji (wariant 5) powoduje gwałtowny wzrost obliczanego ciśnienia gazu, które osiąga „nie fizycznie” wysokie wartości, powodując całkowitą degradację materiału, w wyniku czego nastąpiła utrata zbieżności rozwiązania.

4. WNIOSKI I UWAGI KOŃCOWE

Przedstawione tutaj analizy zachowania się ściany betonowej w warunkach pożarowych oraz opublikowane w [8], dotyczące procesów powolnego ogrzewania ściany betonowej (2 K/min) i walcowej próbki betonowej (5 K/min), prowadzą do identycznych wniosków. Można je podsumować stwierdzeniem, że podczas symulacji komputerowych zachowania się konstrukcji betonowych, ogrzewanych do wysokich temperatur (tj. powyżej 200÷300°C), bez istotnego pogorszenia dokładności wyników, można pominąć jedynie konwekcyjny transport ciepła i utajone ciepło dehydratacji (uwzględniając jednak źródło masy związane z tym procesem). Generalnie, stosowanie zbyt uproszczonego modelu matematycznego, nie uwzględniającego wielofazowej i porowatej natury kompozytów cementowych oraz wzajemnych inter-akcji między różnymi zjawiskami fizycznymi, prowadzi do istotnego

pogorszenia dokładności wyników obliczeń dotyczących stanu cieplno-wilgotnościowego oraz ewolucji ciśnienia gazu i procesu degradacji materiału, których znajomość jest niezbędna do wiarygodnej oceny ich trwałości w warunkach wysokiej temperatury, w tym zwłaszcza zagrożenia termicznym odpryskiwaniem betonu.

5. PODZIĘKOWANIA

Niniejsza praca została częściowo wykonana w ramach realizacji projektu „Innowacyjne środki i efektywne metody poprawy bezpieczeństwa i trwałości obiektów budowlanych i infrastruktury transportowej w strategii zrównoważonego rozwoju” współfinansowanego przez Unię Europejską z Europejskiego Funduszu Rozwoju Regionalnego w ramach Programu Operacyjnego Innowacyjna Gospodarka.

PIŚMIENNICTWO

- [1] Bazant Z.P., Kaplan M.F.: *Concrete at High Temperatures: Material Properties and Mathematical Models*. Longman, Harlow, 1996.
- [2] Gawin D.: *Procesy degradacji mikrostruktury kompozytów cementowych w wysokiej temperaturze*. Studia z Zakresu Inżynierii Nr 69. Wydawnictwo Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN, Warszawa, 2010.
- [3] Phan L.T., Carino N.J., Duthinh D., Garboczi E. (red.): *Proc. Int. Workshop on Fire Performance of High-Strength Concrete*, NIST Special Publication 919, Gaithersburg, 1997.
- [4] Bazant Z.P., Thonguthai W.: *Pore pressure in heated concrete walls: Theoretical prediction*, Magazine of Concrete Research, 1979, vol. 31, nr 107, s. 67-76.
- [5] Gawin D., Majorana C.E., Schrefler B.A.: *Numerical analysis of hygro-thermic behaviour and damage of concrete at high temperature*. Mechanics of Cohesive-Frictional Materials, 1999, vol. 4, s. 37-74.
- [6] Gawin D., Pesavento F., Schrefler B.A.: *Modelling of thermo-chemical and mechanical damage of concrete at high temperature*, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 2003, Vol. 192, s. 1731-1771.
- [7] ISO 834-1:1999, *Fire-Resistance Tests - Elements of Building Construction - Part 1: General Requirements*, International Standard Organization, 1999.
- [8] Gawin D., Pesavento F., Schrefler B.A.: *What physical phenomena can be neglected when modelling concrete at high temperature? A comparative study. Part 2: Comparison between models*, International Journal of Solids and Structures (opublikowany na stronie www czasopisma 9 marca 2011 r.), 2011 (DOI 10.1016/j.ijsolstr.2011.03.003), s. 1-17.

RELIABILITY OF THE RESULTS OF SIMPLIFIED MATHEMATICAL MODELS OF CONCRETE DEGRADATION IN FIRE CONDITIONS

Summary

In this paper a mathematical model developed by the authors for the analysis of hygro-thermal performance and physicochemical degradation of concrete at high temperature has been presented. On the basis of the literature review, five simplified models of the material have been formulated, where some phenomena have been omitted. Next computer simulations of a wall performance during a standard ISO-834 fire have been performed with the full and simplified models. The analysis of the results enabled indication which of the considered simplifications are allowable and give reliable results in comparison with the full model, which was previously successfully validated experimentally, giving results in good agreement with experimental tests.

Dariusz HEIM¹
Politechnika Łódzka

EFEKTYWNA GŁĘBOKOŚĆ WNIKANIA CIEPŁA W PRZEGRODZIE PEŁNEJ WYPEŁNIONEJ MFZ

STRESZCZENIE

W pracy omówiono termiczne zachowanie się płaskiego zbiornika wypełnionego materiałem fazowo-zmiennym i poddanego oddziaływaniu środowiska zewnętrznego. Przeanalizowano wpływ promieniowania słonecznego na ściany zbiornika oraz zawarty w nim materiał w przypadku, gdy kontener usytuowano pionowo i zorientowaną na południe. Oceniano zdolność elementu do pasywnego magazynowania energii promieniowania słonecznego w cyklu dobowym w zależności od docierającego, całkowitego promieniowania słonecznego oraz dobowej różnicy temperatury. W obliczeniach zastosowano autorski model obliczeniowy w formie jawnej. Dyskretyzację w przestrzeni dokonano metodą objętości skończonych. Krok czasowy obliczeń przyjęto równy 1 godzina, zaś warunki brzegowe opisano poprzez 6 parametrów klimatu. Uwzględniono wymianę ciepła na drodze konwekcji, promieniowania oraz transport ciepła w materiale na drodze przewodzenia. Wyniki zamieszczono w postaci zmian temperatury na grubości przegrody dla charakterystycznych okresów czasu. Okresowe przebiegi w poszczególnych punktach przegrody opracowano pod względem statystycznym. Stwierdzono, że najefektywniejszą grubością przegrody o zadanych parametrach materiałowych oraz dla danych warunków klimatycznych, z uwzględnieniem przemiany fazowej, jest grubość do 5 cm.

Słowa kluczowe: materiał fazowo-zmienny, ciepło utajone, przewodzenie, akumulacja, przemiana fazowa, energia słoneczna, energooszczędność, symulacja

1. WPROWADZENIE

Materiały fazowo-zmienne (MFZ) cieszą się niesłabnącym zainteresowaniem jako magazyny ciepła utajonego dla potrzeb budownictwa. Wiele z nich posiada bardzo stabilne właściwości fizyczne oraz charakteryzuje się wysokim ciepłem przemiany fazowej [1,2]. Znajdują one zastosowanie zarówno w systemach grzewczo-chłodniczych, jako materiał roboczy w zasobnikach ciepła i chłodu, jak i w elementach samych budynków. Badania nad efektywnym wykorzystaniem MFZ w budownictwie prowadzone są od wielu lat [3-5].

Podstawową wadą MFZ jako krótkoterminowych magazynów ciepła jest ich stosunkowo niewielka przewodność cieplna [6].

¹ dariusz.heim@p.lodz.pl

W zależności od źródeł literaturowych współczynniki przewodzenia ciepła λ , dla kwasów tłuszczowych wynoszą w stanie płynnym $0,145 \div 0,172 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ [6,7] oraz $0,235 \div 0,292 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ [8]. Brakuje danych literaturowych odnośnie przewodności cieplnej MFZ w stanie stałym. Z badań prowadzonych przez autora wraz zespołem [9] wynika, że są one zbliżone i wynoszą odpowiednio $0,114 \div 0,184 \text{ (W}/\text{m}^2\text{K)}$. Tak niskie wartości zarówno w stanie stałym jak i płynnym powodują ograniczenie transportu ciepła w głąb elementu magazynującego, a tym samym niepełne wykorzystanie możliwości zasobnika. W masywnych systemach wielko-objętościowych stosuje się odpowiednie modyfikacje czystych MFZ poprzez dodanie materiału o wysokim współczynniku przewodzenia ciepła. W przypadku elementów płaszczyznowych najrozsądniejszym wydaje się optymalizowanie grubości płyt w celu pełnego wykorzystania zgromadzonego w nim materiału. Analiza przedstawiona w niniejszym artykule jest przykładem określenia efektywnej grubości elementów płytowych dla danych parametrów materiałowych oraz ściśle zdefiniowanych warunków brzegowych.

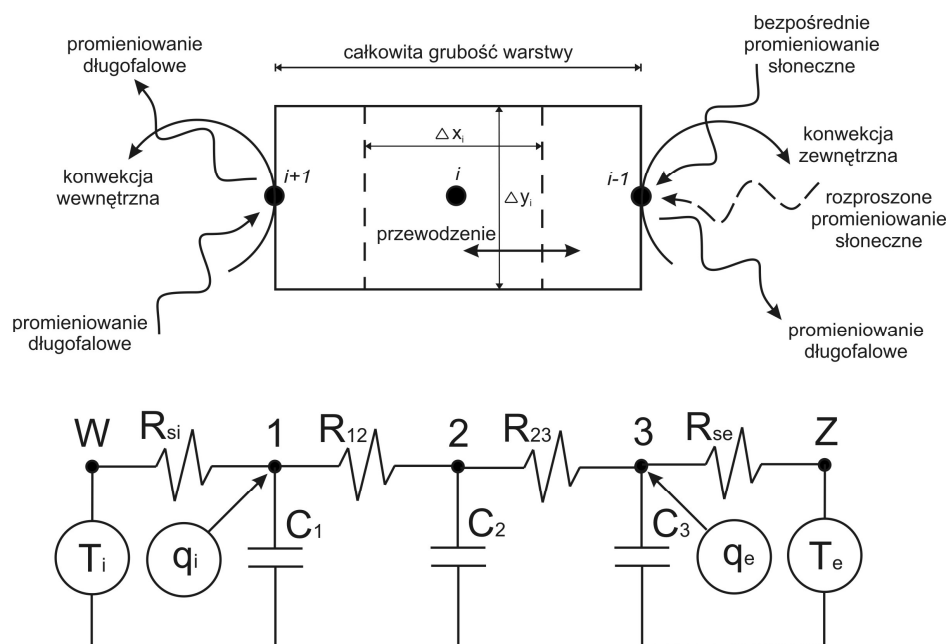
2. OPIS ZAGADNIENIA

Z fizycznego punktu widzenia, rozpatrywany element zasobnika jest płytą stanowiącą barierę pomiędzy środowiskiem zewnętrznym i wewnętrznym. Od strony zewnętrznej zasobnik wyeksponowany jest na zmienne warunki środowiska opisane przez temperaturę i prędkość opływającego powietrza oraz promieniowanie słoneczne. Wymiana ciepła określona jest poprzez współczynniki wnikania ciepła, na drodze konwekcji i promieniowania, o wartościach zmiennych i zależnych od parametrów pogodowych oraz właściwości powierzchni. Od strony wewnętrznej zdefiniowano stałe warunki wymiany ciepła oraz kontrolowane parametry środowiska ze względu na temperaturę powietrza.

Transport ciepła do i z pomieszczenia odbywa się na drodze przewodzenia wywołanego różnicą temperatur obu powierzchni. Zakłada się stały współczynnik przewodzenia ciepła oraz stałą pojemność cieplną właściwą materiału. Dodatkowo na magazynowanie ciepła ma wpływ utajona pojemność cieplna będąca funkcją temperatury. Uwzględnienie pojemności cieplnej powoduje, że rozkład temperatury nie posiada charakteru liniowego. Dodatkowy efekt magazynowania ciepła w formie utajonej ogranicza wnikanie ciepła do przegrody dla danych zakresów temperatury. Efektywna głębokość wnikania ciepła będzie zarówno funkcją grubości samej warstwy i jej efektywnej, całkowitej pojemności cieplnej (jako suma pojemności właściwej i utajonej), jak i ilości zewnętrznych źródeł ciepła oraz współczynników wnikania oraz przewodzenia ciepła.

3. MODEL WYMIANY CIEPŁA

Do numerycznego rozwiązania zagadnienia przemiany fazowej w warstwie wypełnionej materiałem fazowo-zmiennym zastosowano metodę Efektywnej Pojemności Cieplnej (*ang. Effective Heat Capacity*) [10,11]. W obliczeniach wykorzystano zmodyfikowany przez autora program ESP-r. Do podstawowych równań dodano moduł uwzględniający zjawiska transportu ciepła utajonego przemiany fazowej w zamkniętej objętości materiału. Zgodnie z zasadą Metody Objętości Skończonych (*ang. Finite Control Volume Method*) każdą jednorodną część przegrody (warstwę) opisać można poprzez trzy elementy – homogeniczne objętości skończone. W przypadku przemiany fazowej w jednorodnej warstwie materiału, przewodzenie ciepła odbywa się z uwzględnieniem dodatkowych procesów cieplnych np. magazynowania energii w postaci ciepła utajonego. Procesy te opisane zostały za pomocą podstawowych równań bilansowych uwzględniających zmienną pojemność cieplną zgodnie z metodą Efektywnej Pojemności Cieplnej.



Rys. 1. Graficzny opis warstwy homogenicznej w metodzie objętości skończonych, z uwzględnieniem efektywnej pojemności cieplnej

Pojedynczą warstwę materiału homogenicznego MFZ zdefiniowanej jako objętość skończona, reprezentowaną przez trzy węzły $i-1$, i , $i+1$ przedstawiono na rysunku 1. Przyjmując jako Δx_n , Δy_n , Δz_n odpowiednio szerokość, grubość oraz wysokość elementu n reprezentowanego przez węzeł i możemy zapisać podstawowe równanie przewodnictwa, dla jednokierunkowego przewodzenia ciepła w węzle i :

$$\rho_i (C_{\text{eff } i}(T_i)) \frac{\partial T_i}{\partial t} = \lambda_i \nabla^2 T_i \quad (1)$$

gdzie ρ_i jest gęstością składnika ulegającego przemianie [kg/m^3], V_i jego objętością [m^3], λ_i współczynnikiem przewodzenia ciepła, zaś $C_{\text{eff } i}$ jest zależnym od temperatury, utajonym ciepłem przemiany fazowej wyznaczanym na każdym kroku czasowym metodą Efektywnej Pojemności Ciepłej:

$$C_{\text{eff } i}(T_i) = C_{p_i} + C_{l_i}(T_i) \quad (2)$$

gdzie indeks p oznacza niezależne od temperatury ciepło właściwe, zaś indeks l zależne od temperatury ciepło utajone.

4. PARAMETRY MATERIAŁOWE

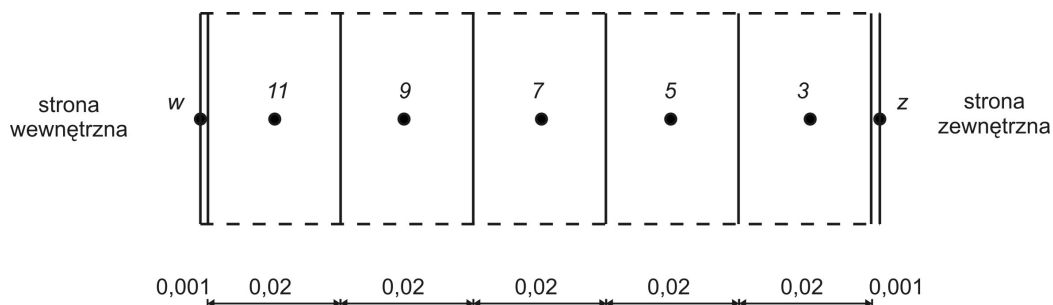
Do analizy przyjęto materiał o znanych parametrach fizycznych z grupy organicznych kwasów tłuszczowych. Właściwości fizyczne zestawiono w tabelicy 1. Rozpatrywany związek jest czystym kwasem tłuszczowym, charakteryzującym się utajonym ciepłem przemiany fazowej 36-krotnie wyższym niż ciepło właściwe wody. Materiał umieszczono w zamkniętym, płaskim kontenerze o ściankach wykonanych z blachy stalowej grubości 1 mm. Przyjęto, że materiał z którego wykonano powłokę charakteryzuje się bardzo dobrymi właściwościami pochłaniania promieniowania słonecznego, $\alpha=0,97$. W praktyce odpowiada to parametrom absorbera pomalowanego na matowy, czarny kolor.

Tablica 1. Właściwości fizyczne zastosowanego materiału fazowo-zmiennego

Związek	Kwas tłuszczowy
Barwa	Kremowa biała
Wzór chemiczny	$\text{CH}_3(\text{CH}_2)_8\text{COOH}$
Temperatura przemiany fazowej	31°C
Ciepło przemiany fazowej	$153 \text{ kJ}/(\text{kg}\cdot\text{K})$
Współczynnik przewodzenia ciepła	$0,151 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$
Gęstość	$886 \div 1004 \text{ kg}/\text{m}^3$

5. WYNIKI ANALIZ

Analizy wykonano dla pełnego roku kalendarzowego zgodnie z danymi Typowego Roku Meteorologicznego dla Łodzi [12]. Okres analiz podzielono na trzy przedziały: zimowy, letni oraz wiosenno-jesienny. Dla każdego z okresów przeprowadzono analizę statystyczną otrzymanych wyników. Ponadto dla wybranych dni pokazano zmiany rozkładu temperatury w przegrodzie z MFZ. Wyniki porównano do przypadku, w którym zamiast rozpatrywanego MFZ zastosowano materiał o tych samych parametrach fizycznych z tą różnicą, że pozbawionego zdolności do przemiany fazowej. Oznaczenia poszczególnych węzłów przyjęto zgodnie ze schematem przedstawionym na rysunku 2.



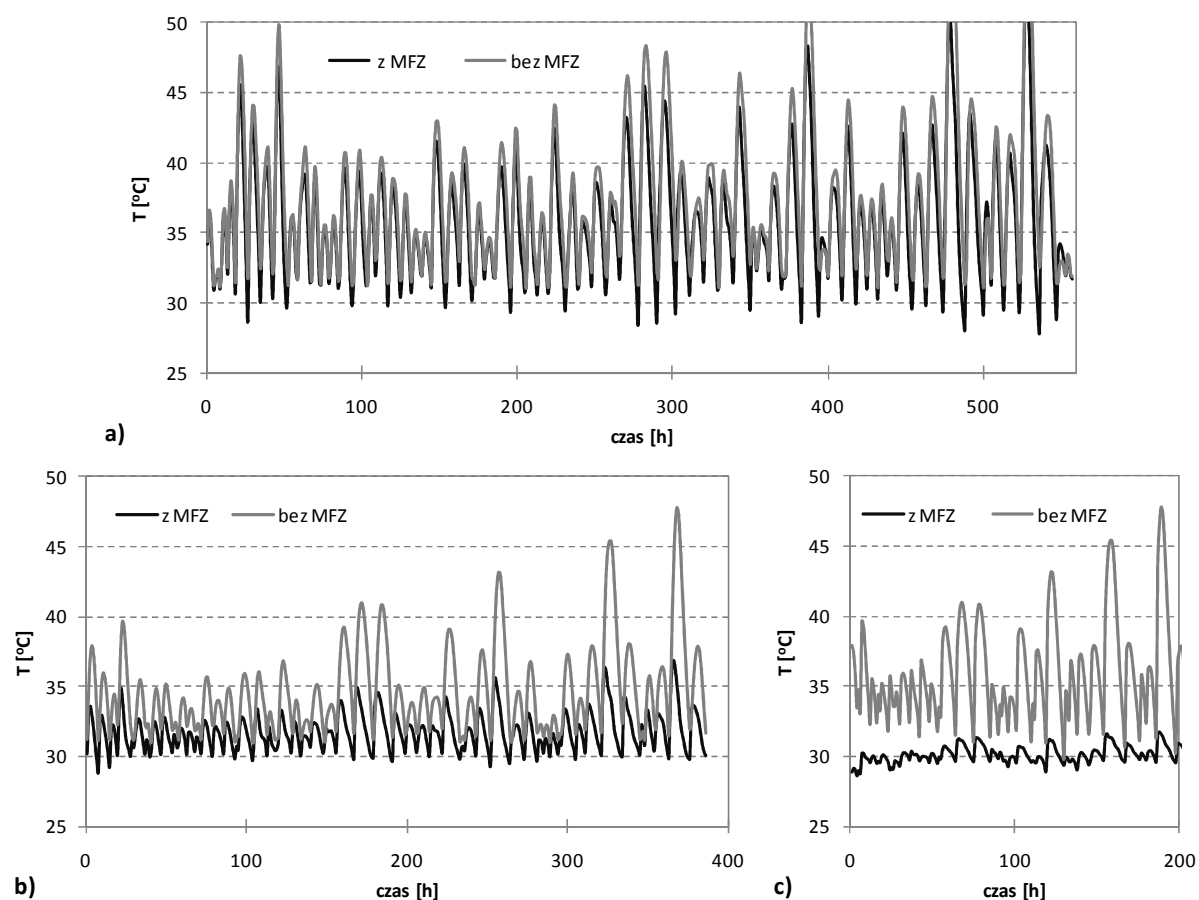
Rys. 2. Schemat podziału przegrody na elementy skończone z oznaczeniem węzłów, wymiary w metrach

W tablicy 2 zamieszczono wartości temperatur w trzech charakterystycznych punktach przegrody, na obu powierzchniach oraz w jej geometrycznym środku. Wartości maksymalnej, minimalnej oraz średniej temperatury wyznaczono dla trzech okresów: zimowego (XI-II), wiosenno-jesiennego (III-IV i IX-X) oraz letniego (V-VIII). Jak należało się spodziewać największe różnice zarejestrowano zawsze w przypadku temperatur maksymalnych oraz dla miesięcy letnich. Wynika to z zastosowanego materiału o wysokiej temperaturze przemiany fazowej. Dla powierzchni zewnętrznej, narażonej bezpośrednio na oddziaływanie promieniowania słonecznego, ekstremalne wartości temperatury różnią się niewiele, ok. 2,5K dla lata. Największe różnice zanotowano w środkowej części przegrody, gdzie istotne znaczenie ma zachodząca przemiana fazowa, 10,9K dla temperatury maksymalnej w lecie. Na powierzchni wewnętrznej różnice są mniejsze, a maksymalne temperatury są poniżej wartości temperatury topnienia w obu przypadkach, z oraz bez uwzględnienia przemiany fazowej.

Na rysunku 3a÷c, zamieszczono historie zmian temperatury w węzłach 5, 7 i 9 dla wybranych godzin w ciągu roku. Z pełnego roku kalendarzowego wybrano te przedziały czasowe, dla których temperatura w węzłach (dla materiału pozbawionego przejścia fazowego) przekraczała 31°C . Na podstawie przedstawionych wyników należy przypuszczać, że graniczną głębokością materiału, w której zachodzi przemiana fazowa jest głębokość 5÷6cm (rys. 3b). Płytsze fragmenty materiału ulegają całkowitej przemianie w ekstremalnych, ze względu na temperaturę i promieniowanie słoneczne okresach czasu (rys. 3a).

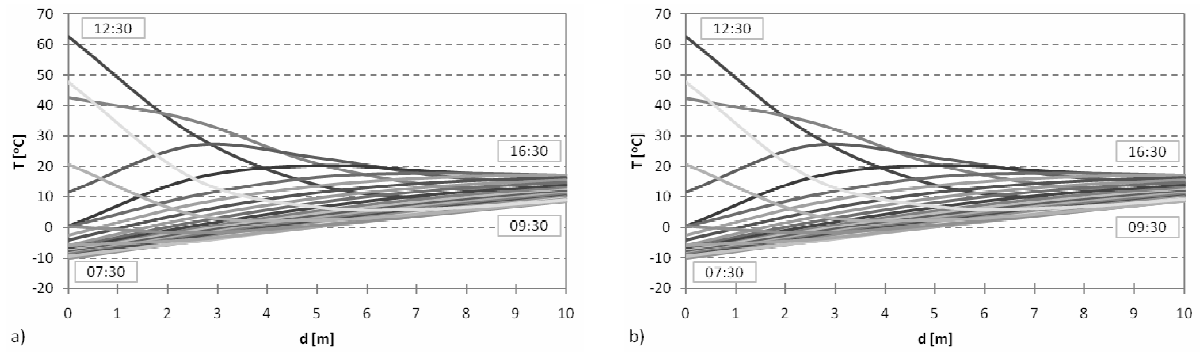
Tablica 2. Ekstremalne oraz średnie temperatury powierzchni i węzła środkowego przegrody

Nr węzła	T [°C]	bez uwzględnienia przemiany			z uwzględnieniem przemiany		
		zima	wiosna-j.	lato	zima	wiosna-j.	lato
Z	T _{min}	-10,2	-5,2	2,6	-10,2	-5,2	2,6
	T _{max}	71,5	74,1	79,0	71,4	73,7	77,9
	T _{śr}	4,5	14,4	24,1	4,5	14,4	24,1
7	T _{min}	0,2	4,0	9,5	0,2	4,0	9,5
	T _{max}	31,3	39,8	47,8	30,2	34,6	36,9
	T _{śr}	8,9	15,9	23,5	8,9	15,9	23,5
W	T _{min}	12,7	14,1	16,1	12,7	14,1	16,1
	T _{max}	20,2	26,2	30,9	20,0	25,5	28,6
	T _{śr}	15,4	18,0	22,7	15,4	18,0	22,7

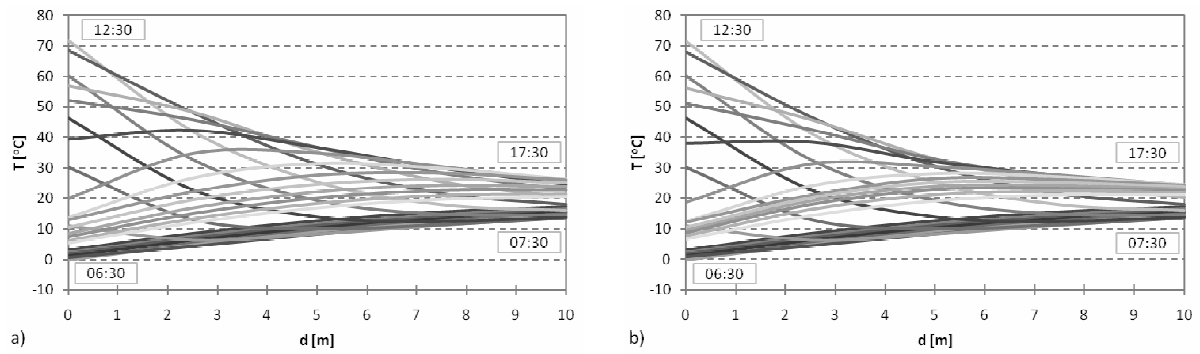


Rys. 3. Historia zmian temperatury dla węzłów 5 (rys.3a), 7 (rys.3b) i 9 (rys.3c), oraz wybranych godzin w ciągu roku, dla których temperatura węzła przekracza temperaturę przemiany fazowej

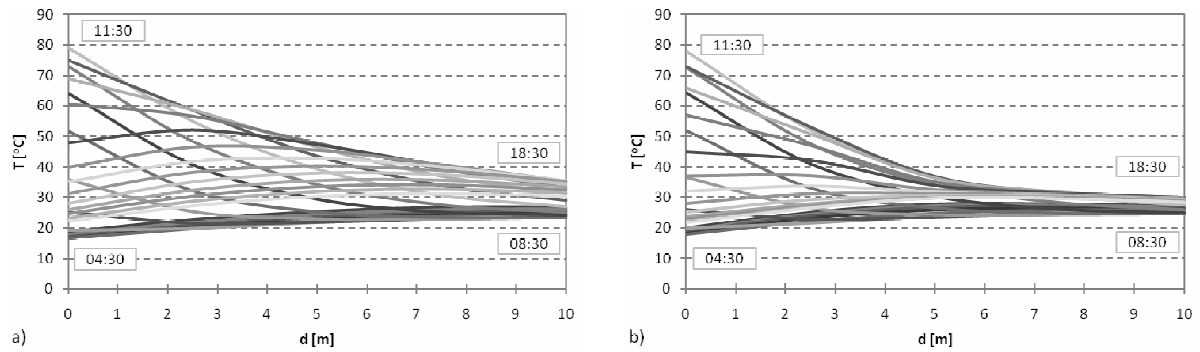
Natomiast głębsze partie materiału, jego część wewnętrzna, nie bierze udziału w magazynowaniu energii w postaci ciepła utajonego (rys. 3c). Widoczne jest natomiast „wytracanie” strumienia ciepła wnikającego w głąb przegrody w wyniku jego magazynowania w płytszych partiach materiału. W skrajnych przypadkach różnice dochodzą do 15K, co ma również, choć znacznie mniejszy, wpływ na temperaturę powierzchni wewnętrznej (tablica 2). Na podstawie wyników przedstawionych w tablicy 2 oraz na rysunku 3 można wnioskować, że ostatnie 3cm grubości przegrody nie biorą udziału w magazynowaniu energii utajonej dla tak skonstruowanego absorbera, wyeksponowanego na działanie promieniowania słonecznego, zgodnie z danymi klimatycznymi miasta Łodzi.



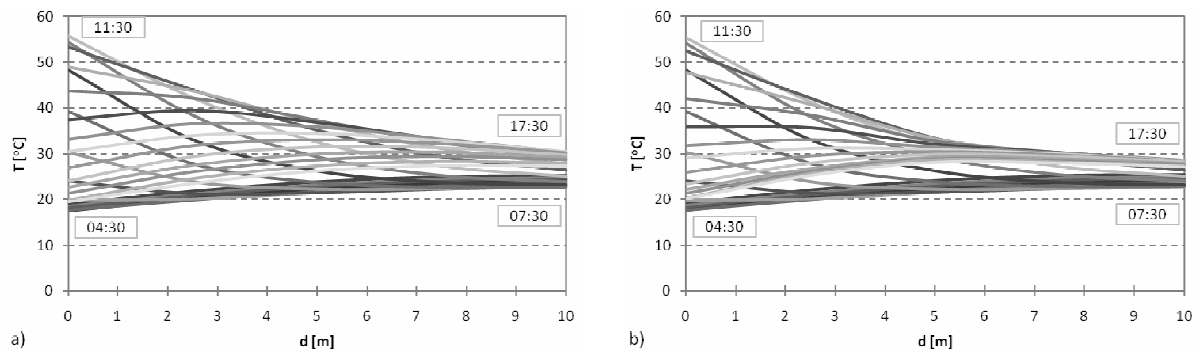
Rys. 4. Dzienna zmiana rozkładu temperatury w przegrodzie dla słonecznego dnia zimy, 0 oznacza stronę zewnętrzną, 10 stronę wewnętrzną. a) bez uwzględnienia przemiany, b) z uwzględnieniem przemiany fazowej



Rys. 5. Dzienna zmiana rozkładu temperatury w przegrodzie dla słonecznego dnia wiosny, 0 oznacza stronę zewnętrzną, 10 stronę wewnętrzną. a) bez uwzględnienia przemiany, b) z uwzględnieniem przemiany fazowej



Rys. 6. Dzienna zmiana rozkładu temperatury w przegrodzie dla słonecznego dnia lata, 0 oznacza stronę zewnętrzną, 10 stronę wewnętrzną. a) bez uwzględnienia przemiany, b) z uwzględnieniem przemiany fazowej



Rys. 7. Dzienna zmiana rozkładu temperatury w przegrodzie dla przeciętnego dnia lata, 0 oznacza stronę zewnętrzną, 10 stronę wewnętrzną. a) bez uwzględnienia przemiany, b) z uwzględnieniem przemiany fazowej

Na koniec wybrane wyniki dla poszczególnych dni zestawiono w formie rozkładów temperatury na grubości przegrody (rys. 4÷7). Wybrano dni o dużej wartości natężenia bezpośredniego promieniowania słonecznego dla lata, zimy oraz wiosny. Dodatkowo dla okresu lata przeanalizowany dzień o średniej dobowej wartości energii promieniowania docierającego na zadaną płaszczyznę. Na rysunkach oznaczonych jako a) pokazano rozkład temperatury dla przegrody pozbawionej możliwości przemiany fazowej, zaś na rysunku b) z uwzględnieniem ciepła przemiany.

Porównując otrzymane wyniki nie zaobserwowano istotnych różnic dla miesięcy zimowych, pomimo iż na fragmencie przegrody materiał osiąga temperaturę powyżej temperatury topnienia. Różnice w rozkładzie temperatur w środkowej części przegrody pojawiają się dopiero dla analizowanego dnia wiosny i lata. Szczególnie dla słonecznego dnia lata widoczna jest strefa w materiale, która uległa przemianie oraz miejsce, w którym zatrzymał się front ciepła przenikającego w ciągu dnia od strony zewnętrznej do wewnętrznej przegrody. Raz jeszcze potwierdza to zanikanie amplitudy temperatur na 6cm. Podobne efekty jednak w nieco innej skali zaobserwować można dla przeciętnego dnia lata o mniejszej ilości promieniowania słonecznego docierającego do zewnętrznej powierzchni absorbera.

Dodatkowo na rysunkach naniesiono godziny występowania ekstremalnych temperatur powierzchni. Najwyższe temperatury na powierzchni zewnętrznej uzyskiwano w okolicach południa bez względu na porę roku. Najniższe pojawiają się nad ranem, przy czym dla okresu lata jest to godzina 4:30, natomiast dla zimy dopiero 7:30. Dodatkowo należy nadmienić, że w miesiącach letnich najniższe temperatury zarówno powierzchni zewnętrznej jak i wewnętrznej są do siebie zbliżone co zapewnia duża ilość zmagazynowanej w przegrodzie energii promieniowania. Dla miesięcy zimowych różnica temperatur powierzchni absorbera wynosi aż 20K. Najniższe temperatury na powierzchni wewnętrznej zaobserwowano w godzinach porannych, z podobnym przesunięciem czasowym jak dla powierzchni zewnętrznej pomiędzy latem a zimą. Niskie wartości dla miesięcy zimowych spowodowane są słabą izolacyjnością cieplną całego komponentu, $U=1,20 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$. Najwyższe temperatury dla powierzchni wewnętrznej zaobserwowano około 2 godziny po zakończeniu operacji słońca na danej, zorientowanej na południe płaszczyźnie. Przy czym przesunięcia czasowe nie wynikały z przejść fazowych (te same wartości z oraz bez MFZ), lecz z przewodzenia ciepła ograniczonego niskim współczynnikiem λ .

6. WNIOSKI

Przeprowadzona analiza miała na celu określenie efektywnej grubości warstwy MFZ magazynującego energię promieniowania słonecznego w formie ciepła utajonego przemiany fazowej. Otrzymane wyniki są charakterystyczne jedynie dla konkretnego rodzaju materiału (C10), oraz przegrody poddanej oddziaływaniu środowiska zewnętrznego zgodnie z danymi klimatycznymi TMY jak dla miasta Łodzi.

Otrzymane wyniki pozwalają określić maksymalną głębokość wnikania strumienia ciepła wywołującego przemianę do 2/3 grubości przegrody. Oznacza to, że niewiele ponad 60% zawartego w przegrodzie materiału ulega przemianie podczas najbardziej ekstremalnych, z uwagi na temperaturę i promieniowanie słoneczne, dni lata.

Jednocześnie zastosowanie jako wypełnienia MFZ ma niewielki wpływ na temperaturę obu powierzchni, ok. 2K. Dużo większe różnice zaobserwowano we wnętrzu samej przegrody, w szczególności w strefie w której dochodzi do ciągłych przemian w cyklu dobowym. Z uwagi na przyjętą wartość temperatury przemiany są one istotne jedynie dla miesięcy letnich. W miesiącach zimowych materiał o temperaturze topnienia 31°C nie jest efektywnie wykorzystywany pomimo znacznych wartości temperatury powierzchni poddanej oddziaływaniu promieniowania słonecznego.

PIŚMIENNICTWO

- [1] Domański R.: *Magazynowanie energii cieplnej*, Warszawa: PWN, 1990.
- [2] Cabeza L.F., Castell A., Barreneche C., de Gracia A., Fernández A.I.: Materials used as PCM in thermal energy storage in buildings: A review, *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 15 pp. 1675–1695, 2011.
- [3] Khudhair A.M., Farid M.M.: A review on energy conservation in building applications with thermal storage by latent heat using phase change materials, *Energy Conversion and Management*, 45, 263-275, 2004.
- [4] Pasupathy A., Velraj R., Seeniraj R.V.: Phase change materials-based building architecture for thermal management in residential and commercial establishment, *Renewable & Sustainable Energy Reviews*, 12 (2008), 39-64, 2008
- [5] Zhang Y., Zhou G., Lin K., Zhang Q., Di H.: Application of latent heat thermal storage in buildings: State-of-the-art and outlook, *Building and Environment*, 42, 2197-2209, 2007.
- [6] A. Abhat, Low temperature latent heat thermal energy storage: heat storage materials, *Solar Energy* 30, 313–332, 1983
- [7] I. Dincer, M.A. Rosen, *Thermal energy storage, Systems and Applications*, John Wiley & Sons, Chichester (England), 2002.
- [8] Heim D., Mrowiec A., Prałat K.: Zastosowanie metody „gorącej nici” do wyznaczania przewodności cieplnej płynnych kwasów organicznych. *Inżynieria i Aparatura Chemiczna*, nr 1, s. 51-52, 2010.
- [9] Heim D., Mrowiec A., Prałat K.: Badania przewodności cieplnej organicznych MFZ przy zastosowaniu metody „gorącej nici”. *Fizyka Budowli w Teorii i Praktyce*, tom V, zeszyt 2, s. 15-20, 2010.
- [10] Heim D., Modelowanie elementów budynków pełniących rolę nisko-temperaturowych magazynów ciepła utajonego, *Mat. 50 Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB – Krynica 2004*, tom IV, Krynica, 14-19 września 2004, s. 69-76, 2004.
- [11] Heim D.: Isothermal storage of solar energy in building construction, *Renewable Energy*, Vol. 35, Issue 4, s. 788-796, 2010.
- [12] Narowski P., Heim D., Dane klimatyczne dla potrzeb modelowania transportu ciepła i wilgoci w przegrodach budowlanych, *Fizyka Budowli w Teorii i Praktyce* tom 3, s. 85-92, Łódź, 2008.

**EFFECTIVE DEPTH OF HEAT PENETRATION
IN OPAQUE PARTITION FULFILLED WITH PCM**

The thermal behavior of the flat container filled with phase-change material exposed to the external environment is presented. The influence of solar radiation on the wall and the material contained therein when the container was situated vertically and oriented to the south was analyzed. The ability of passive solar energy storage in the daily cycle, depending on the total solar radiation and diurnal temperature difference was discussed. The calculation have been done using advanced numerical techniques. Time step calculation was equal to one hour, and the boundary conditions were described by six parameters of the local climate, based on TMY for Lodz. All heat transfer forms: by convection, radiation and heat transfer in the material by conduction were taking into account. The results are presented in the form of temperature changes in the wall for specific periods of time. Additionally, temperature change at particular nodes in the wall was work out statistically. It was found that the most effective barrier thickness of given parameters of material and climatic conditions, including the phase changes is the thickness of 5cm.

Marcin JANICKI¹
Dariusz HEIM²
Politechnika Łódzka

WPLYW DOBORU TYPOWYCH ROZWIĄZAŃ PRZEGRÓD TRANSPARENTNYCH NA ZYSKI CIEPŁA PRZEZ FASADĘ PODWÓJNĄ

STRESZCZENIE

W pracy omówiono wyniki symulacji komputerowych zjawisk cieplnych w fasadzie podwójnej (*ang. Double Skin Facade DSF*) poddanej działaniu promieniowania słonecznego. Porównano ze sobą podstawowe dostępne technologie wykonania szklanej powłoki zarówno dla kurtyny wewnętrznej jak i zewnętrznej. 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. Przyjęto podstawowy model fasady wentylowanej, przeszklonej na całej powierzchni zewnętrznej. Model komputerowy wykonano przy użyciu programu ESP-r, definiując geometrię Metodą Objętości Skończonych (*ang. Control Volume Method*) oraz określając dynamiczne warunki wymiany ciepła i masy (*ang. Air Flow Network*). Uzyskane wyniki pozwoliły na wyeliminowanie najbardziej niekorzystnych rozwiązań DFS, w celu ograniczenia ilości przypadków dla potrzeb dalszych analiz optymalizacyjnych.

Słowa kluczowe: fasada podwójna, przegroda transparentna, promieniowanie słoneczne, zyski ciepła, optymalizacja

1. WPROWADZENIE

Zewnętrzne ściany osłonowe, to złożone komponenty budowlane o bardzo szerokim spektrum rozwiązań projektowych. Podstawowe zagadnienia poddawane optymalizacji dotyczą zagadnień konstrukcyjnych oraz fizyko-budowlanych, do których zaliczyć należy wymianę ciepła i masy. Należy podkreślić, że udział przegród pionowych w wymianie ciepła na drodze przewodzenia staje się dominujący w przypadku budynków długich i wysokich. Wtedy też, optymalne z uwagi na oszczędność energii rozwiązanie, może przyczynić się do znacznego obniżenia zapotrzebowania na energię budynku, a tym samym jego charakterystyki energetycznej. Jednocześnie nie bez znaczenia jest dodatkowa rola fasad polegająca na doprowadzeniu do wnętrza obiektu światła słonecznego.

¹ marcin.janicki@p.lodz.pl

² dariusz.heim@p.lodz.pl

Jest to szczególnie ważne we wszystkich budynkach eksploatowanych w ciągu dnia, czyli np. budynkach użyteczności publicznej [1]. Elementy transparentne, przeziernie okna i fasady są jednocześnie najslabszym pod względem izolacyjności cieplnej elementem budynku. Wykluczając możliwość ograniczenia wielkości powierzchni przeszklonych większość przyszłych działań energooszczędnych sprowadzać się będzie do poprawy izolacyjności termicznej części transparentnych. Jednym ze sposobów jest zastosowanie systemu podwójnej ściany kurtynowej, czyli systemu DSF (*ang. Double Skin Facade*). Badania nad efektywnością zastosowania fasad podwójnych w budownictwie, prowadzone są na szeroką skalę w Polsce i na świecie [2-7]. Zagadnienia funkcjonowania oraz symulacji procesów fizycznych w fasadach prezentowane były przez autorów wielokrotnie na specjalistycznych konferencjach krajowych i zagranicznych [7-9]. Niniejsza praca jest fragmentem większego projektu poświęconego optymalizacji rozwiązań fasady podwójnej pod kątem jakości środowiska wewnętrznego oraz oszczędności energii.

2. MODEL OBLICZENIOWY

Model numeryczny wykorzystany w obliczeniach został dokładnie opisany we wcześniejszych artykułach poświęconych zagadnieniom symulacji procesów wymiany ciepła i masy w fasadach podwójnych m.in. [9]. 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 zachowania masy, energii i pędu dla każdego z tych podobszarów. Zdefiniowane równania bilansowe rozwiązywane są jednocześnie, z zachowaniem chwilowego stanu równowagi w każdym węzle. 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.

3. 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 [10]. 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 [9]. 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 szyby podwójne i antysłoneczne barwione w masie odpowiednio na kolor zielony, brązowy i szary. 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. Tego typu założenie jest mocnym uproszczeniem w stosunku do wielokryterialnej oceny parametrów komfortu wewnętrznego. Pozwala jednak zachować przejrzystość analizy i większą czytelność otrzymanych wyników. Oddzielnym zagadnieniem jest rozważenie różnych strategii sterowania żaluzjami uwzględniając zarówno parametry w samym pomieszczeniu lub fasadzie, jak i zmieniające się warunki zewnętrzne.

Tablica 1. Analizowane przypadki transparentnej obudowy fasady

ZW	SG	DG	DGC	SGB	SGZi	SGBr	SGSz	Opis
	1	2		3		4		szyba pojedyncza
	5	6		7				szyba podwójna
	8			9		10		szyba podwójna z powłoką niskoemisyjną
	11							szyba pojedyncza z żaluzją wewnętrzną
	12							szyba podwójna przyciemniana zielona
	13							szyba podwójna przyciemniana brązowa
	14							szyba podwójna przyciemniana szara

Tablica 2. Współczynniki fizyczne przyjęte dla poszczególnych rodzajów szyb

	τ_{\perp}	ρ_{\perp}	α_{\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
SGB	0,079	0,052	0,869	b.d.	5,50
DGZi	0,381	0,069	0,550	0,63	2,80

DGBr	0,363	0,065	0,572	0,44	2,80
DGSz	0,328	0,063	0,609	0,37	2,80

4. WYNIKI OBLICZEŃ I ICH ANALIZA

Na rysunkach 1 i 2 przedstawiono uśrednione, dla poszczególnych miesięcy, zyski ciepła od promieniowania słonecznego docierające odpowiednio do fasady (rys. 1) oraz przylegającego pomieszczenia (rys. 2). Porównując wyniki na rysunku 1a oraz 1b należy stwierdzić, że najlepszą ochronę przed przegrzewaniem fasady zapewniają szyby barwione w masie (przypadek 4). Jednocześnie istotnie ograniczają one dopływ energii promieniowania słonecznego w miesiącach zimowych. Poprawiając izolacyjność cieplną szyb pomiędzy pomieszczeniem a fasadą (rys. 1c) wzrasta znaczenie rodzaju rozwiązania kurtyny zewnętrznej na korzyść systemu o podwyższonym współczynniku pochłaniania promieniowania słonecznego. We wszystkich przypadkach 1a÷1c, na początku i końcu sezonu grzewczego, stosowanie żaluzji z zadanym schematem sterowania przynosi znaczące korzyści. Rysunek 1d potwierdza brak wpływu rozwiązania kurtyny wewnętrznej na dystrybucję zysków ciepła w poszczególnych miesiącach. Na podkreślenie zasługuje fakt, iż znaczące zyski ciepła zarejestrowano w miesiącu marcu, zaś ich maksimum w miesiącu maju.

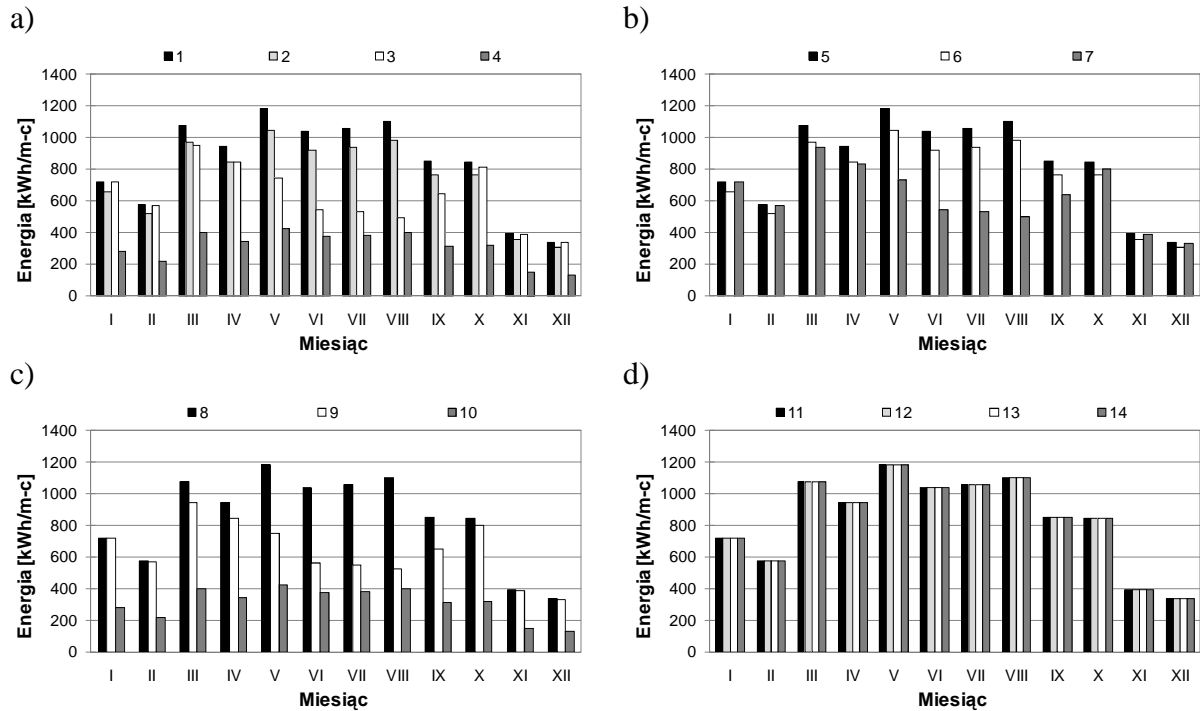
Rysunki 2 a÷d ilustrują miesięczne sumy słonecznych zysków ciepła do przylegającego pomieszczenia o kontrolowanej temperaturze wewnętrznej. Praktycznie we wszystkich przypadkach o wielkości zysków decyduje sposób rozwiązania powłoki zewnętrznej. Proporcjonalne ograniczenie zysków na przestrzeni całego roku daje zastosowanie szyb barwionych w masie, bez względu na ich typ i kolor (rys. 2d). W podobny sposób chronią żaluzje i barwione szkło zastosowane na kurtynie wewnętrznej.

Na rysunkach 3 a÷d zamieszczono miesięczne bilanse wymiany ciepła pomiędzy przestrzenią fasady a środowiskiem zewnętrznym uwzględniając przenikanie oraz fototermiczną konwersję energii promieniowania słonecznego. W tym wypadku ocena korzyści wynikających z danego rozwiązania nie jest wyznaczana w sposób jawny, gdyż sama fasada nie jest strefą o kontrolowanej temperaturze wewnętrznej. Należy stwierdzić, iż najkorzystniejszy bilans dla miesięcy zimowych zanotowano w przypadku ograniczenia strat ciepła z pomieszczenia do fasady (zastosowanie szyb o najniższym współczynniku przenikania ciepła, rys. 3c). Jednocześnie dla miesięcy letnich najkorzystniej wypada szyba pojedyncza (rys. 3d). Wynika to z możliwości wypromieniowywania nadmiaru zysków ciepła w okresach nocnych.

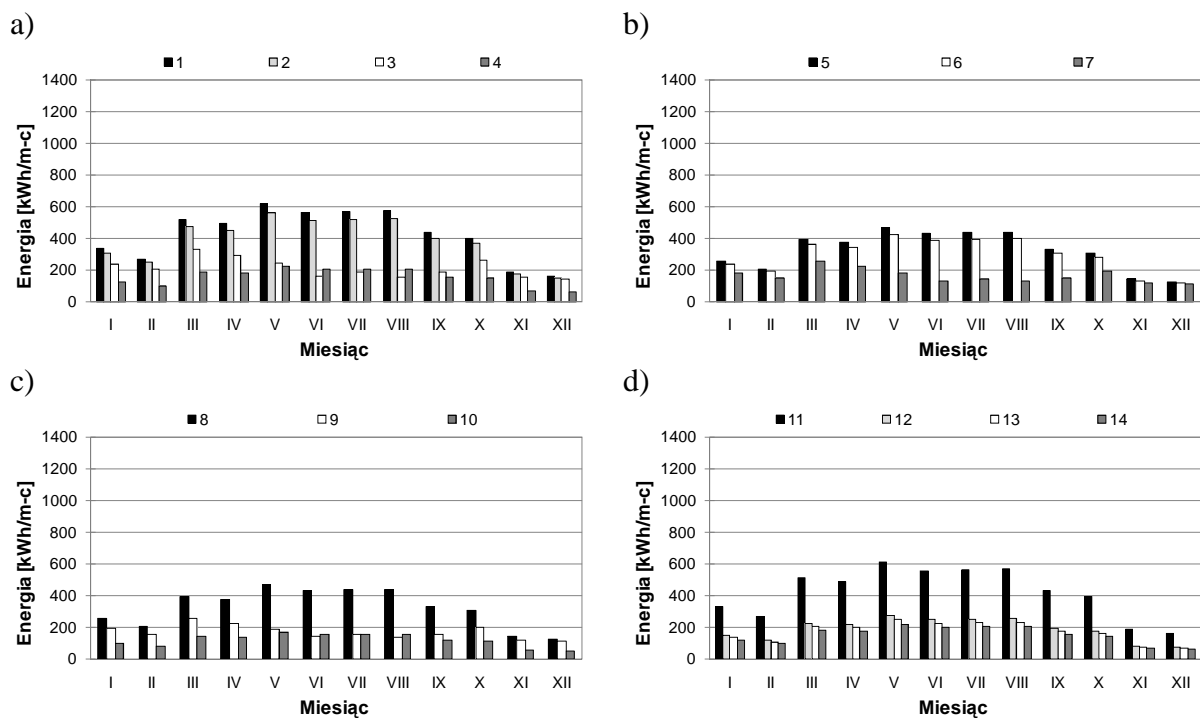
Porównanie miesięcznych bilansów energetycznych pomiędzy pomieszczeniem i fasadą pokazano na rysunku 4 a÷d. Jako rozwiązanie poszukiwane należałoby przyjąć takie, w którym bilans zysków i strat jest możliwie bliski zeru. W praktyce oznacza to zminimalizowanie negatywnego oddziaływania środowiska zewnętrznego na budynek (głównie dużej różnicy temperatur w okresie zimowym) oraz ochronę przed przegrzewaniem w lecie. Najbliższe temu rozwiązaniu wydają się być przypadki zestawione na rysunku 4c. Wynika z niego, że najlepiej wypadają te fasady, w których na wewnętrznej powłóce zastosowano szybę o najniższym współczynniku przenikania ciepła. Oznacza to, że priorytet stanowi ograniczenie przenikania ciepła z pomieszczenia do przestrzeni fasady. Przyjmując wyższe koszty ogrzewania niż chłodzenia należałoby zastosować na powłóce zewnętrznej żaluzje lub szyby przeciwsłoneczne. Natomiast zastosowanie na powłóce wewnętrznej szyb barwionych w masie, potęguje jedynie efekt dodatniego strumienia energii pomiędzy fasadą a pomieszczeniem.

Ostatnią grupę wyników stanowi miesięczne zapotrzebowanie na ciepło pomieszczenia o kontrolowanej temperaturze w lecie i zimie. Reżim sterowania określono poprzez podanie granicznych wartości temperatur dla grzania i chłodzenia odpowiednio 20 i 24°C. Wyniki

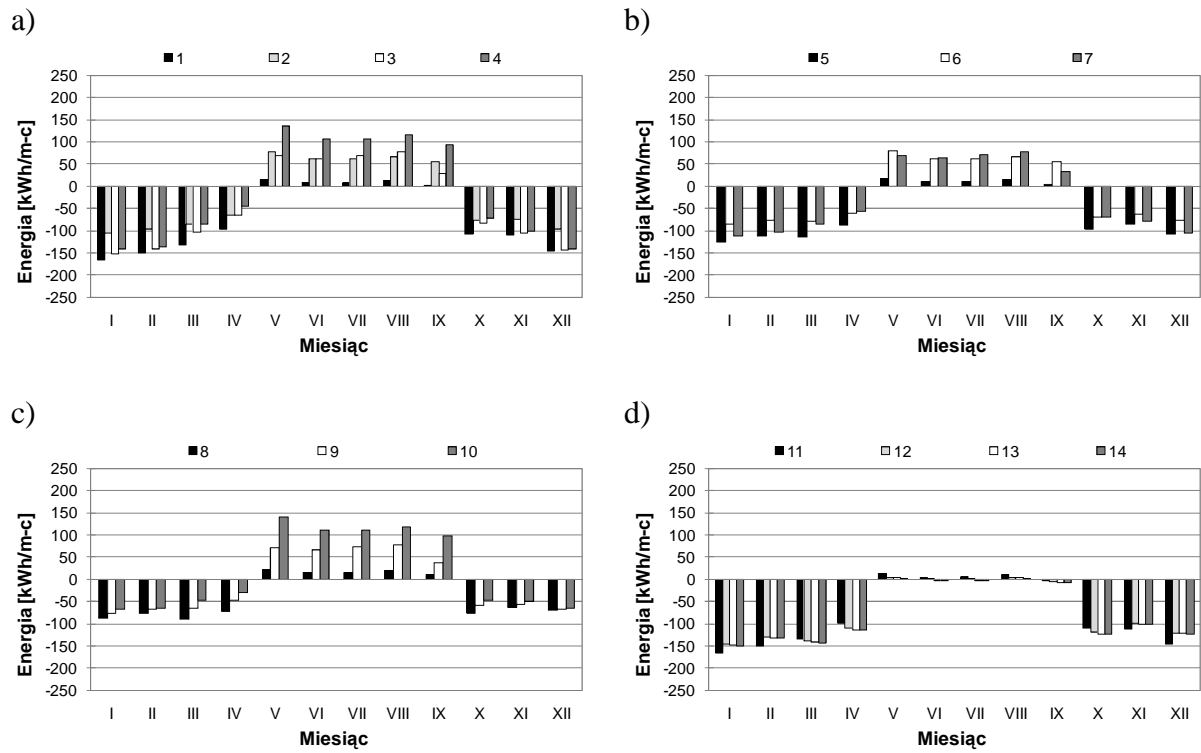
przedstawione na rysunkach 5 a-d pokazują charakterystyczne okresy przejściowe o praktycznie zerowym bilansie energetycznym. Dla większości przypadków są to miesiące marzec-kwiecień oraz październik.



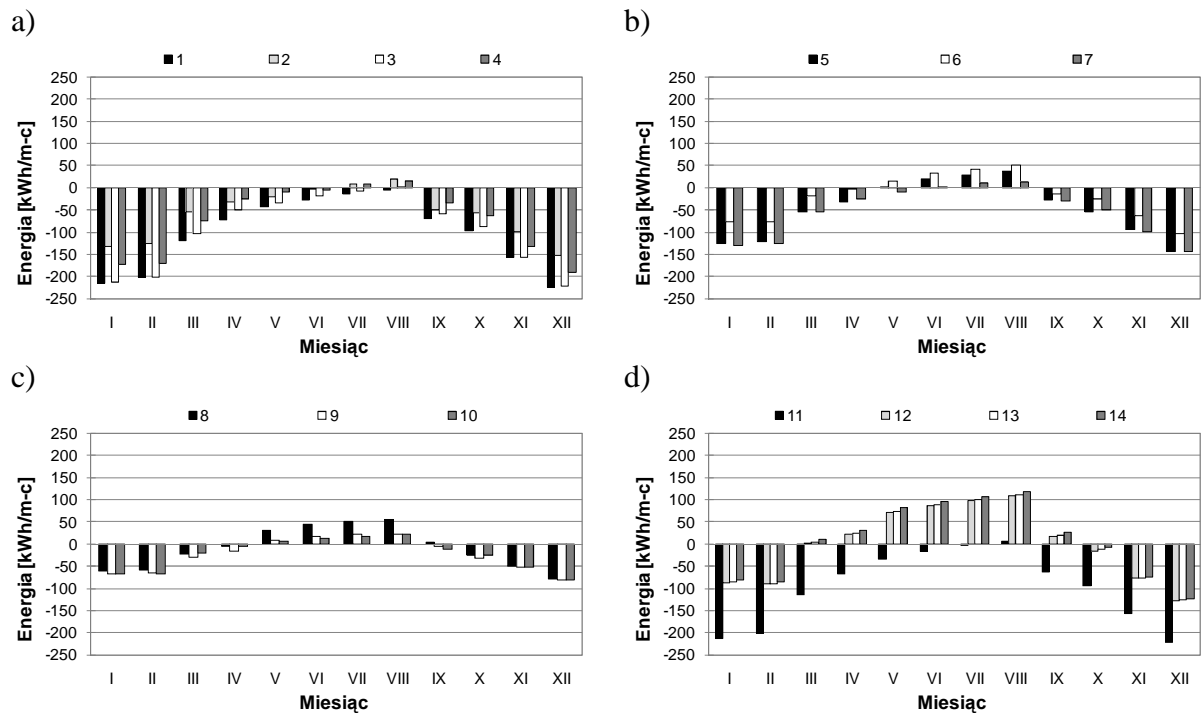
Rys. 1. Energia promieniowania słonecznego docierająca do wnętrza fasady w poszczególnych miesiącach



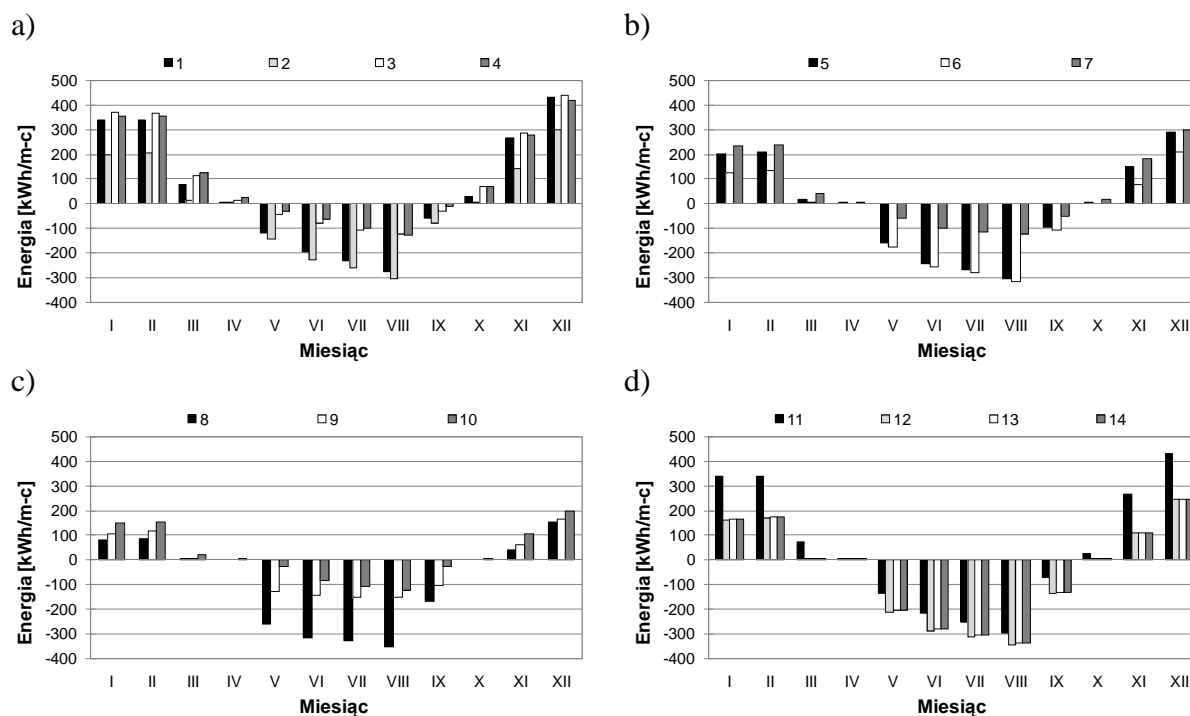
Rys. 2. Energia promieniowania słonecznego docierająca z wnętrza fasady do przylegającego pomieszczenia w poszczególnych miesiącach



Rys. 3. Miesięczny bilans energetyczny dla przegrody transparentnej pomiędzy fasadą a środowiskiem zewnętrznym



Rys. 4. Miesięczny bilans energetyczny dla przegrody transparentnej pomiędzy przylegającym pomieszczeniem a fasadą



Rys. 5. Miesięczne zapotrzebowanie na energię do ogrzewania i chłodzenia w pomieszczeniu o kontrolowanej temperaturze wewnętrznej

5. WNIOSKI

Ocena efektywności energetycznej na podstawie wartości miesięcznych jest sposobem mocno przybliżonym, pomimo wyników cząstkowych uzyskanych metodami symulacyjnymi. Ewentualne nieścisłości wynikać mogą ze znacznego przesunięcia w czasie okresów o dużych zyskach i stratach ciepła, a tym samym niskiego współczynnika wykorzystania zysków ciepła od promieniowania słonecznego. Pomimo wspomnianych niedogodności uzyskane rezultaty mogą posłużyć do wstępnej oceny wybranych przypadków pod kątem energetycznym.

Wszystkie prezentowane w pracy wyniki zestawione zostały jako wartości średnie dla fasad z poszczególnych kondygnacji. Poszukując rozwiązania optymalnego zarówno dla lata jak i zimy, uzyskane wyniki pozwalają na sformułowanie następujących wniosków szczegółowych. Sposób rozwiązania fasady przedstawiony w pracy pełni raczej rolę strefy buforowej niż kolektora powietrznego. Oznacza to, że poszukiwane rozwiązanie powinno być optymalizowane pod kątem ograniczenia straty ciepła na drodze przenikania. Ważnym czynnikiem będzie okresowy wzrost temperatury w samej fasadzie do wartości zbliżonej do temperatury w pomieszczeniu sąsiednim. Nadmierne zwiększanie zysków od promieniowania słonecznego powodować może dodatkowe przegrzewanie poza sezonem grzewczym. W dalszej części projektu może być ono rozważane ale wyłącznie po uprzednim ustaleniu najkorzystniejszej strategii sterowania żaluzjami lub innymi elementami zacieniającymi.

Elementem pominiętym w powyższej analizie jest czynnik ekonomiczny. W większości przypadków z uwagi na optymalizację kosztów, zewnętrzna kurtyna DSF wykonana jest z pojedynczego oszklecia. Często jej fragmenty integrowane są z innymi rodzajami systemów pozyskiwania energii promieniowania słonecznego jak np. ogniwa fotowoltaiczne. Te i inne aspekty rozwiązania fasad podwójnych zostaną dokładnie przeanalizowane w trakcie dalszych prac badawczych.

PIŚMIENNICTWO

- [1] Poirazis H.: Double-Skin Facades for Office Buildings — Literature Review, Lund University, Sweden, 2004.
- [2] Bielek B., Bielek M., Palko M.: Dvojite transparentne fasady budov, 1. Diel: Historia, vyvoj, simulacia, experiment a konstrukcja torby, Coreal, spol. S r.o., Bratislava, 2002.
- [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] Gertis K.: New façade developments—do they make sense from a building physics point of view? Part 2: glass double façades, Bauphysik **2**, 54–66 (in German), 1999.
- [5] Hensen, J. & Bartak, M. & Drkal, F.: Modeling and simulation of a double-skin façade system. ASHRAE Transactions, Atlanta, USA, vol. 108:2, 2002.
- [6] Saelens D., Roels S., Hens H.: Strategies to improve the energy performance of multiple-skin facades, Building and Environment, 43 (4), 638-650, 2008.
- [7] Heim D.: Comparison of sensible and latent thermal storage potential of double-skin façade. W: Research in Building Physics and Building Engineering, Fazio P., Ge H., Rao J. & Desmarais G. (ed.), Taylor & Francis Publishers, pp. 301-309, 2006.
- [8] 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.
- [9] Heim D., Janicki M.: Modelowanie metodą sieciową zjawisk transportu ciepła i masy w podwójnych fasadach budynków, 56 Konferencja Naukowa KILiW PAN oraz KN PZITB: Problemy naukowo-badawcze budownictwa, Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce, s. 97-104, 2010.
- [10] Narowski P., Heim D., Dane klimatyczne dla potrzeb modelowania transportu ciepła i wilgoci w przegrodach budowlanych, Fizyka Budowli w Teorii i Praktyce tom 3, s. 85-92, Łódź, 2008.

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”.

THE EFFECT OF TRANSPARENT TYPE AND CONSTRUCTION ON SOLAR HEAT GAINS IN BUILDING WITH DOUBLE SKIN FACADE

Numerical analysis of double skin façade is presented in the paper. The main goal was to analyze the effect of different transparent properties of internal and external skin on solar heat gains to façade and adjacent zone. 10 types of commonly used glass panes were applied and compared using dynamic, simulation model of heat and mass transfer in buildings. Natural infiltration was assumed during cooling season, by openings in a bottom and a top of the facade. During heating season façade was completely protected against infiltration and play a role of buffer zone. Presented results shows averaged monthly solar heat gains to façade and office space. Additionally, a heat balance of each transparent wall is presented and discussed. These analysis is a part of wider, research project dedicated to multi-criterion optimization of double skin façade in Polish climatic conditions.

Jacek NURZYŃSKI¹
Paweł PONETA²
ITB Warszawa Mostostal Warszawa S.A.

IZOLACYJNOŚĆ AKUSTYCZNA PANELI KOMPOZYTOWYCH OKREŚLONA W WYNIKU BADAŃ

STRESZCZENIE

Elementy kompozytowe są coraz szerzej stosowane w różnych dziedzinach przemysłu, w ostatnim okresie można zaobserwować wzrost zainteresowania kompozytami także w budownictwie. Znane są przykłady kompozytowych konstrukcji inżynierskich, ale również przykłady zastosowania kompozytów w budownictwie ogólnym. Parametry wytrzymałościowe i możliwości technologiczne dają tu bardzo obiecującą perspektywę, jednak w przypadku budownictwa mieszkaniowego decydującą rolę mogą odgrywać właściwości akustyczne kompozytów. Zakład Akustyki ITB wspólnie z firmą Mostostal Warszawa przeprowadził serię badań laboratoryjnych izolacyjności akustycznej prototypowych paneli kompozytowych. W referacie przedstawiono wyniki tych badań. Badania obejmowały trzy różne typy elementów, różne konfiguracje i układy konstrukcyjne. Badano pełnowymiarowe modele przegród ściennych i stopowych; pojedyncze płyty, elementy stropowe z dodatkowymi warstwami podłogowymi i sufitem oraz układy podwójne. Uzyskane wyniki wskazują możliwy zakres zastosowania paneli kompozytowych w budownictwie ogólnym oraz kierunkują dalsze prace badawcze uwzględniające uwarunkowania akustyczne.

Słowa kluczowe: akustyka, izolacyjność akustyczna, elementy kompozytowe

1. WPROWADZENIE

Elementy kompozytowe typu FRP (Fibre Reinforced Plastics/Polymers) od momentu ich pierwszego komercyjnego zastosowania w 1950 roku stają się coraz bardziej popularnym materiałem wykorzystywanym różnych gałęziach przemysłu. W porównaniu z innymi tradycyjnymi materiałami mają wiele zalet, do których należy duża 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 itp. Dotychczas kompozyty polimerowe z powodzeniem były wykorzystywane w przemyśle samochodowym, lotnictwie czy przy produkcji maszyn. Wzrost zainteresowania kompozytami w budownictwie jest spowodowany między innymi

¹ J.Nurzynski@itb.pl

² P.Poneta@mostostal.waw.pl

znacznym spadkiem ich ceny, co jest związane z pojawieniem się nowych możliwości technologicznych. Wcześniejsze próby wykorzystania kompozytów w budownictwie ograniczały się głównie do elementów konstrukcyjnych, powstały pierwsze mosty kompozytowe i kładki dla pieszych. Jednak znane są również zastosowania elementów kompozytowych w budownictwie mieszkaniowym [1]. Parametry wytrzymałościowe i możliwości technologiczne dają tu bardzo obiecującą perspektywę, ale w przypadku budownictwa mieszkaniowego decydującą rolę może odgrywać uzyskiwana przez nie izolacyjność akustyczna.



Rys 1. Wspólnotowe Centrum Badawcze EC (JRC-EC), Ispra. Badania prototypu kompozytowej płyty strop. do stosowania na terenach sejsmicznych, projekt SAFEFLOOR FP5 2001–2004 (fot. Acciona Infraestructuras)

Zakład Akustyki ITB wspólnie z firmą Mostostal Warszawa przeprowadził serię badań akustycznych prototypowych elementów kompozytowych, opracowanych w ramach działań związanych z wdrażaniem nowych produktów i nowych technologii, z przeznaczeniem jako przegrody ścienne i stopowe [2,3], w referacie przedstawiono wyniki tych badań.

2. TECHNOLOGIA WYKONANIA ELEMENTÓW

Panele kompozytowe przygotowane do badań akustycznych zostały wykonane w sposób ręczny przy zastosowaniu tzw. preimpregnatów (prepregs). Metoda ta jest pracochłonna i nie pozwala na uzyskanie wysokiej powtarzalności wytwarzanych elementów, natomiast nie wymaga inwestycji związanych z uruchomieniem produkcji.



Rys. 2. Przygotowanie paneli kompozytowych do badań akustycznych

Metoda ręczna polega na wykorzystaniu wcześniej przygotowanych przesyconych żywicą epoksydową tkanin szklanych. W pierwszej kolejności następuje ułożenie preimpregnatów i pianki poliuretanowej oraz nadanie kształtu wytwarzanym elementom

(Rys. 2). Dalej następuje proces konsolidacji warstw panelu kompozytowego. W tym procesie została zastosowana technologia worka próżniowego (vacuum bagging), na nieutwardzonym laminacie ułożono powłokę worka i wprowadzono podciśnienie. W ostatnim etapie następuje wygrzewanie elementu, które trwa od 2 do 8 godzin zależnie od zastosowanej do przygotowania preimpregnatu żywicy i temperatury wygrzewania. W przypadku paneli przygotowanych do badań akustycznych elementy były wygrzewane w temperaturze 80°C przez 8 godzin w związku z zastosowaniem nisko reaktywnej żywicy epoksydowej.

Zaletą ręcznej technologii jest wspomniana już prostota oraz niskie początkowe nakłady, wadą jest duża pracochłonność oraz trudność w osiągnięciu powtarzalności parametrów wyrobu. Automatyzacja produkcji, przewidywana w kolejnych fazach rozwoju technologii, będzie oparta na metodzie infuzji (infusion resin) lub metodzie RTM (resin transfer moulding).

3. CHARAKTERYSTYKA BADANYCH WARIANTÓW KONSTRUKCYJNYCH

Badane elementy, oznaczone roboczo symbolem MOW, były wykonane w postaci płyt warstwowych, których rdzeń stanowiła pianka poliuretanowa, a okładziny były wykonane z kompozytu epoksydowo-szklanego. Podstawowe parametry techniczne badanych elementów zestawiono w tabelicy 1. Ponieważ były to prototypy, które nie pochodziły z seryjnej produkcji, ciężary i grubości płyt tego samego typu charakteryzowały się małą jednorodnością. Płyty MOW-2 i MOW-3 różniły się gęstością i sztywnością pianki poliuretanowej.

Tabela 1. Zestawienie parametrów technicznych badanych elementów MOW

Element	Liczba elementów	Nominalna grubość płyty	Gęstość pianki rdzenia	Masa jednego elementu	Średnia masa powierzchniowa
	szt.	mm	kg/m ³	kg	kg/m ²
MOW-1	3	60	40	37- 49	10,9
MOW-2	6	35	40	39-47	11,3
MOW-3	6	35	70	38-44	10,8

Pomiary izolacyjności akustycznej analizowanych rozwiązań przeprowadzono na stanowisku przeznaczonym do badania stropów. Próbkę były montowane w poziomym otworze o powierzchni $S = 10,4 \text{ m}^2$. Każda próbka (lub jej warstwa) była złożona z trzech elementów tego samego typu połączonych na krawędziach masą trwale plastyczną. Badania obejmowały kilka wariantów konstrukcyjnych. W przypadku grubszej płyty MOW-1, traktowanej jako wstępny model płyty stropowej, wykonano pomiary izolacyjności akustycznej od dźwięków powietrznych i uderzeniowych czterech podstawowych układów tj.: sam pojedynczy element MOW-1, element MOW-1 + lekki układ podłogowy, element MOW-1 + sufit podwieszony (150 mm wełna szklana + 12,5 mm płyta gipsowo kartonowa), element MOW-1 + lekki układ podłogowy + sufit podwieszony.

W przypadku przegród ściennych MOW-2 i MOW-3 badano izolacyjność akustyczną od dźwięków powietrznych czterech podstawowych układów konstrukcyjnych tj.: pojedynczy element MOW, układ podwójny z pustką powietrzną o grubości 30 mm, układ podwójny z wełną mineralną o grubości 30 mm, układ podwójny z wełną mineralną o grubości 100 mm. W przypadku układów podwójnych, w których pomiędzy obydwoma warstwami płyt występował dystans 30 mm, na obwodzie były zamontowane drewniane ciągłe przekładki

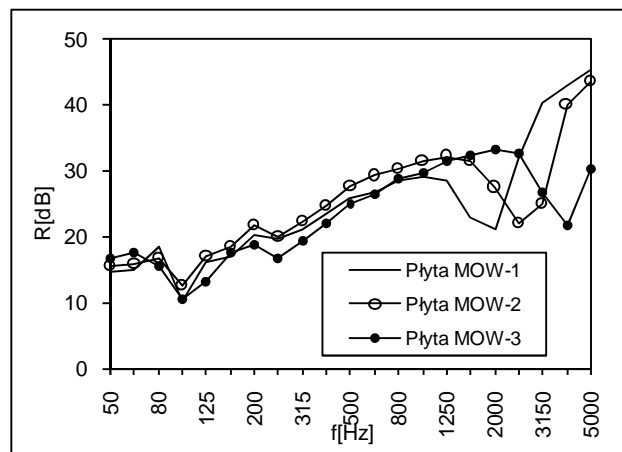
dystansowe (listwy 30x30mm). Płyty MOW zostały po obu stronach przyklejone do przekładek taśmą butylową. W układach podwójnych z dystansem 100 mm nie montowano przekładek dystansowych, górna płyta MOW została swobodnie położona na warstwie wełny mineralnej, leżącej na dolnej płycie MOW. W każdym przypadku obie warstwy były uszczelnione na obwodzie do krawędzi stanowiska badawczego.

4. WYNIKI BADAŃ POJEDYNCZYCH ELEMENTÓW

Wartości jednolicebnych wskaźników izolacyjności akustycznej uzyskane w wyniku badań laboratoryjnych pojedynczych płyt MOW, pomimo różnic konstrukcyjnych występujących między badanymi elementami, są bardzo podobne (tab. 2). Badania wykazały, że parametry akustyczne pojedynczych przegród wykonanych z elementów kompozytowych są stosunkowo słabe.

Tablica 2. Zestawienie wartości wskaźników izolacyjności akustycznej pojedynczych elementów MOW

Element	R_w	R_{A1}	$R_{A1(50-3150)}$	R_{A2}
	dB			
MOW-1	27	25	25	23
MOW-2	28	26	26	25
MOW-3	28	27	27	24



Rys. 3. Wyniki badań izolacyjności akustycznej pojedynczych elementów MOW

Wykresy izolacyjności akustycznej właściwej poszczególnych elementów w zakresie niskich i średnich częstotliwości mają bardzo podobny przebieg, zróżnicowanie występuje w rejonie częstotliwości koincydencji, której położenie zależy od grubości płyty i sztywności pianki rdzenia (rys. 3). Występuje wyraźna analogia do stosownych w budownictwie przemysłowym płyt warstwowych z okładzinami wykonanymi z blachy profilowanej, zarówno kształt wykresu izolacyjności akustycznej jak też wartości wskaźników jednolicebnych wykazują duże podobieństwo.

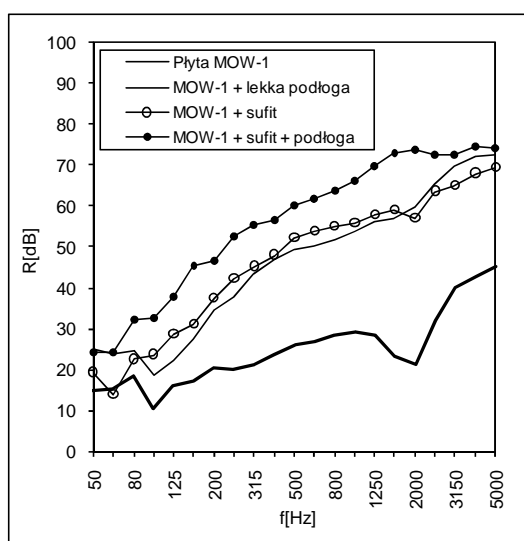
5. WYNIKI BADAŃ UKŁADÓW STROPOWYCH

Wyniki badań elementów MOW-1 zastosowanych w różnych układach stropowych przedstawiono w tablicy nr 3. Pojedyncza płyta bez dodatkowych ustrojów izolacyjnych charakteryzuje się bardzo słabą izolacyjnością akustyczną ($R_{A1} = 25$ dB). Zastosowanie na

tej płycie samego lekkiego układu podłogowego spowodowało istotny wzrost wartości wskaźnika izolacyjności akustycznej ($RA1 = 43$ dB), jednak uzyskana wartość nie daje możliwości wykorzystania tego rozwiązania w budownictwie mieszkaniowym. Podobną poprawę izolacyjności akustycznej uzyskano po zastosowaniu samego powieszono sufitu wykonanego z płyt gipsowo-kartonowych 12,5 mm i wełny szklanej grubości 150 mm ($RA1 = 48$ dB). Natomiast obiecujący efekt daje jednocześnie zastosowanie obu tych elementów tj. lekkiej podłogi i sufitu powieszono ($RA1 = 58$ dB). Wyniki uzyskane w zakresie dźwięków uderzeniowych również wskazują, że tylko taki układ daje perspektywę możliwości zastosowania rozpatrywanych elementów w budownictwie ogólnym ($L_{n,w} = 51$ dB).

Tablica 3. Parametry akustyczne układów stropowych MOW-1

OPIS KONSTRUKCJI PRZEGRODY	R_w	$RA1$	$RA1(50-3150)$	$RA2$	$L_{n,w}(C1)$
	dB				
- Pojedyncza płyta MOW-1	27	25	25	23	84 (0)
- Płyta MOW-1 + lekki układ podłogowy	47	43	43	36	68 (0)
- Płyta MOW-1 + sufit powieszono	51	48	45	41	71 (1)
- Płyta MOW-1 + - lekki układ podłogowy + sufit powieszono	61	58	55	51	51 (3)



Rys. 4. Wyniki badań izolacyjności akustycznej elementów MOW-1

Charakterystyki izolacyjności akustycznej właściwej wyrażone w funkcji częstotliwości dla wszystkich badanych rozwiązań pokazano na rysunku 4. Uzyskane wyniki wskazują, że dalsze prace nad układem stropowym, w którym elementem nośnym są płyty kompozytowe natomiast rolę izolacji akustycznej przejmują warstwy wykończeniowe tj. lekka podłoga i sufit mogą dać obiecujący efekt. Prace te powinny być prowadzone równolegle z analizą technologiczną oraz oceną możliwości praktycznego zastosowania proponowanych rozwiązań, opracowaniem szczegółów konstrukcyjnych i połączeń. Istotne jest przeprowadzenie dokładniejszych badań w zakresie niskich częstotliwości oraz drgań. W dalszej kolejności jest również konieczne wykonanie badań właściwości akustycznych elementów kompozytowych zamontowanych w budynku w konkretnym układzie konstrukcyjnym. Zachowanie tego typu lekkich przegród oraz ich właściwości akustyczne

w dużym stopniu zależą od rozwiązania samego układu stropowego, ale również rozwiązania szczegółów i połączeń z pozostałymi elementami konstrukcyjnymi budynku.

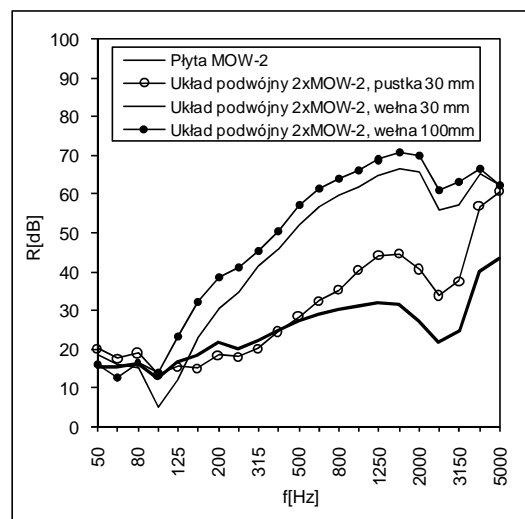
6. WYNIKI BADAŃ UKŁADÓW PODWÓJNYCH

Badania przegród podwójnych obejmowały układy złożone z dwóch warstw płyt MOW, pomiędzy którymi znajdowała się pustka powietrzna grubości 30 mm, a także układy z warstwą wełny szklanej o grubości 30 mm umieszczoną pomiędzy płytami oraz z warstwą wełny szklanej o grubości 100 mm. Taka sama seria badań została wykonana odrębnie na płytach MOW-2 i MOW-3. W układzie podwójnym z pustką powietrzną 30 mm wzrost izolacyjności akustycznej w porównaniu z pojedynczą płytą jest niewielki (tab. 4). Stosowanie tego typu rozwiązania jest z akustycznego punktu widzenia mało efektywne. W budownictwie mieszkaniowym układ podwójny z pustką powietrzną można ewentualnie brać pod uwagę jako przegrodę pomiędzy pomieszczeniami (pokojami) znajdującymi się w tym samym mieszkaniu.

Tablica 4. Zestawienie wyników badań izolacyjności akustycznej układów podwójnych

OPIS KONSTRUKCJI PRZEGRODY	$R_w(C; C_{tr})$, dB	
	MOW-2	MOW-3
Pojedyncza płyta MOW	28(-2;-3)	28(-1;-4)
Układ podwójny z pustką powietrzną 30 mm	31(-1;-5)	33(-2;-6)
Układ podwójny z wełną szklaną 30 mm	40(-7;-16)	39(-6;-13)
Układ podwójny z wełną szklaną 100 mm	49(-7;-15)	48(-6;-14)

Układy podwójne, w których zastosowano w przestrzeni pomiędzy płytami warstwę wełny mineralnej, charakteryzują się wyższymi wartościami wskaźnika R_w wynoszącymi w badanych przypadkach 39 - 49 dB. Jednak wzrost wartości wskaźnika R_{A1} w stosunku do pojedynczej płyty i układu z pustką powietrzną, jest znacznie mniejszy ze względu na duże ujemne wartości wskaźnika C ($R_{A1} = 33 - 42$ dB).



Rys. 5. Wyniki badań izolacyjności akustycznej układów podwójnych MOW-2

Charakterystyki widmowe izolacyjności akustycznej badanych rozwiązań MOW-2 i MOW-3 mają bardzo podobny przebieg (rys. 5). W przypadku płyt MOW-2 częstotliwość

koincydencji powtarza się dla każdego układu w paśmie 2500. Natomiast w układach wykonanych z elementów MOW-3 częstotliwość koincydencji ulega przesunięciu w kierunku pasm wysokich (4000 Hz) ze względu na większą sztywność rdzenia. W przypadku układu podwójnego z wełną mineralną 30 mm występuje wyraźne obniżenie izolacyjności akustycznej w paśmie 100 Hz, które wpływa niekorzystnie na wartość wskaźnika R_{A2} . W tym paśmie izolacyjność akustyczna przegrody podwójnej jest niższa od izolacyjności pojedynczej płyty. Taki efekt wzmocnienia rezonansu występuje również w przypadku innego rodzaju przegród o symetrycznej konstrukcji podwójnej np. podwójne oszklenie stosowane w oknach czy ściana szkieletowa z płyt gipsowo kartonowych mocowanych symetrycznie po obu stronach szkieletu [4]. Jednak zwykle efekt ten jest bardziej wyraźny w układach z pustką powietrzną, natomiast wypełnienie przestrzeni materiałem dźwiękochłonnym z reguły powoduje jego złagodzenie, w rozpatrywanym przypadku sytuacja jest odwrotna. Taką samą tendencję zaobserwowano w wynikach badania elementów MOW-3.

Niskie wartości wskaźnika R_{A2} świadczą o słabych właściwościach akustycznych rozpatrywanych rozwiązań w zakresie niskich częstotliwości. Wartość wskaźnika R_{A2} uzyskana przez ścianę podwójną z wełną szklaną 30 mm jest niższa od wartości uzyskiwanej przez układ z pustką powietrzną, a w jednym przypadku jest niższa nawet od wartości uzyskanej przez pojedynczą płytę (MOW-2). Takie właściwości bardzo ograniczają możliwość zastosowania omawianych układów jako przegrody oddzielające pomieszczenia techniczne, urządzenia i instalacje stanowiące źródło hałasu zwłaszcza, jeżeli w widmie dominują niskie częstotliwości. Biorąc pod uwagę uzyskane wyniki, układy z wełną mineralną mogą być brane pod uwagę jako przegrody w obrębie jednego mieszkania. W budynkach użyteczności publicznej wymagania może spełnić tylko ściana podwójna z wełną mineralną o grubości 100 mm. Natomiast żaden z rozpatrywanych układów podwójnych w obecnej postaci nie ma szans na spełnienie wymagań akustycznych obowiązujących dla ściany między-mieszkaniowej w budynkach mieszkalnych wielorodzinnych.

7. PODSUMOWANIE

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.

Układy stropowe wykonane z płyt kompozytowych z podłogą i podwieszonym sufitem mogą osiągać stosunkowo dobrą izolacyjność akustyczną. Wyniki badań laboratoryjnych można uznać za obiecujące. Korzystną cechą badanych płyt przy takim zastosowaniu jest ich duża nośność przy bardzo małym ciężarze. Uzasadnione są dalsze prace nad układem stropowym, w którym elementem nośnym będą płyty kompozytowe, natomiast rolę izolacji akustycznej przejmą warstwy wykończeniowe tj. podłoga i sufit.

Izolacyjność akustyczna pojedynczej płyty kompozytowej MOW jest stosunkowo niska. Wartości jednoliczbowych wskaźników oceny są porównywalne z wartościami uzyskiwanymi przez pojedynczą płytę gipsowo-kartonową. Występuje wyraźna analogia do płyt warstwowych typu sandwich z okładzinami wykonanymi z blachy profilowanej.

W układzie podwójnym, z zachowaniem pustki powietrznej 30 mm pomiędzy płytami, wzrost izolacyjności akustycznej w porównaniu z pojedynczą płytą jest niewielki. Stosowanie tego typu układu podwójnego jest, z akustycznego punktu widzenia, mało efektywne. Układy podwójne, w których w przestrzeni pomiędzy płytami znajduje się warstwa wełny mineralnej,

charakteryzują się znacznie wyższymi wartościami wskaźnika R_w . Jednak w przypadku wskaźników R_{A1} i R_{A2} zastosowanie wełny mineralnej nie daje już tak korzystnego efektu. Taka tendencja ogranicza możliwość zastosowania omawianych układów jako przegrody oddzielające pomieszczenia techniczne, urządzenia i instalacje stanowiące źródło hałasu zwłaszcza, jeżeli w widmie tego hałasu dominują niskie częstotliwości.

Wartości wskaźników izolacyjności akustycznej uzyskane przez badane układy ściennie z elementów kompozytowych MOW są niższe od wymaganych dla ściany między-mieszkaniowej. W odniesieniu do wymagań obowiązujących w Polsce układ podwójny z pustką powietrzną można rozpatrywać jako przegrodę pomiędzy pokojami znajdującymi się w tym samym mieszkaniu. Układy z wełną mineralną mogą być stosowane jako przegrody w obrębie jednego mieszkania oraz dla niektórych przypadków w budynkach użyteczności publicznej. Generalnie badane płyty kompozytowe zastosowane jako elementy ściennie mają raczej słabe właściwości akustyczne w porównaniu z istniejącymi i stosowanymi w budownictwie lekkimi ścianami o innej konstrukcji. Bez istotnych zmian konstrukcyjnych nie należy się spodziewać znaczącej poprawy tych właściwości.

PIŚMIENNICTWO

- [1] InnoVidaPanels, Composite Structural Insulated Panels (CSIPs). Quality manual, standards for construction of house. <http://www.innovida.com/innovidapanel.asp>
- [2] Praca ITB NA-55/2009 (2.5.1.13) ManuBuild, Otwarty system budownictwa, zagadnienia akustyczne. Sprawozdanie 2009.
- [3] J. Nurzyński Experimental study on the sound insulation of composite panels intended for use in a building. Internoise 2010. 39th International Congress and Exposition on Noise Control Engineering. Noise and Sustainability. Proceeding, Lisbon, Portugal, 13-16 June, 2010 s.1-7. Lisboa: Sociedade Portuguesa de Acustica, 2010.
- [4] Nurzyński J. Lightweight plasterboard walls, empirical support of the sound insulation prediction methods. Forum Acusticum Sewilla 2002, 16-20 September. –Madrid: Sociedad Espanola de Acustica, 2002.

SOUND INSULATION OF COMPOSITE PANELS BASED ON THE LABORATORY TEST RESULTS

Summary

The use of composite materials for various products and structures continuously increases. Recently efforts have been intensified to apply them also for various building elements. Good technical performance, durability, high structural strength combined with light weight, good resistance to corrosion etc. give promising perspective for civil engineering applications. However, the acoustic performance and sound insulation are probably a critical point, particularly in the case of possible use in residential building. The paper presents results of a sound insulation laboratory test carried out for composite panel prototypes intended for use in a building. Elements of three different structural types were investigated. The elements were installed in different arrangement and configurations as a wall or floor partition. Bare elements and elements with additional floor insulating layers were investigated. Also double wall structures with a cavity and with an absorbing material filled cavity were tested.

Eliza SZCZEPAŃSKA¹
Dariusz HEIM²
Politechnika Łódzka

DYSTRYBUCJA ŚWIATŁA DZIENNEGO W POMIESZCZENIACH PRZY RÓŻNYCH WARUNKACH POGODOWYCH - POMIARY A SYMULACJE

STRESZCZENIE

W pracy omówiono wyniki badań i obliczeń symulacyjnych przeprowadzonych dla jednego, wybranego dnia charakteryzującego się zmiennymi warunkami pogodowymi. Pomiary wykonano przy użyciu Heliobox-u, autorskiego urządzenia pomiarowego do oceny rozkładu natężenia 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. Dla potrzeb symulacji wybrano dwa z trzech podstawowych rodzajów nieboskłonu wg CIE, bezchmurny oraz częściowo zachmurzony. Porównując wyniki pomiarów oraz symulacji oszacowano różnicę wynikającą z założenia danego rodzaju nieboskłonu oraz możliwości jej ograniczenia poprzez przyjęcie odpowiedniego współczynnika zmętnienia atmosfery.

Słowa kluczowe: światło dzienne, Heliobox, symulacja, natężenie oświetlenia, nieboskłon, zachmurzenie, współczynnik zmętnienia

1. WPROWADZENIE

Analizy rozkładu natężenia oświetlenia coraz częściej wykonywane są na modelach wirtualnych 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 komputerowych wykorzystuje uśrednione, zalecane przez Międzynarodową Komisję Oświetleniową CIE, modele nieboskłonów [3]. Ich podstawowe rodzaje to model nieboskłonu zachmurzonego, pośredniego i bezchmurnego.

¹ eliza.szczepanska@p.lodz.pl

² dariusz.heim@p.lodz.pl

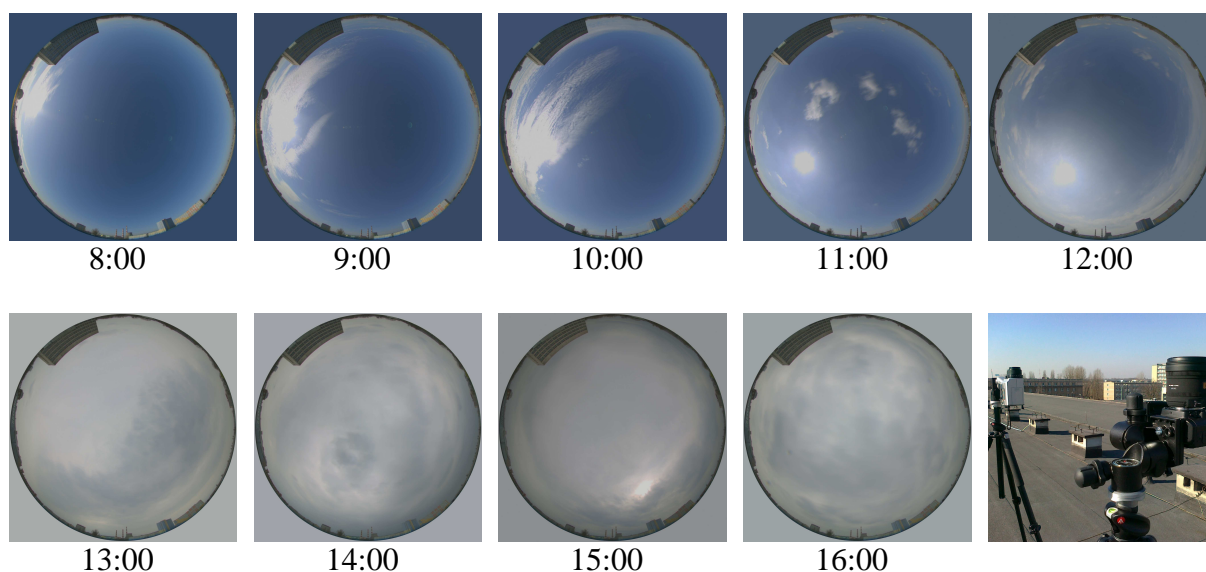
Modele teoretyczne opracowane zostały na podstawie wieloletnich danych pomiarowych dokonanych dla konkretnych lokalizacji i warunków środowiskowych, takich jak np. stopień zanieczyszczenia atmosfery etc. Badania prowadzone w ostatnim czasie w ośrodkach na całym świecie [4,5] mają na celu weryfikację dotychczas przyjmowanych modeli nieboskłonów [6]. Niniejsza praca jest próbą zbadania rzeczywistych warunków oświetleniowych dla obszaru Polski oraz wpływu tych warunków na rozkład natężenia oświetlenia w pomieszczeniu o prostej geometrii. Monitoring warunków zewnętrznych przeprowadzono za pomocą techniki fotometrycznej z wykorzystaniem metody transformacji obrazów HDR na rozkłady jasności nieboskłonu [7]. Pomiary rozkładu natężenia wykonano przy użyciu autorskiego stanowiska badawczego wykonanego w skali 1:6, służącego do weryfikacji wyników obliczeń symulacyjnych [8].

2. OPIS WARUNKÓW BRZEGOWYCH I ZAŁOŻENIA

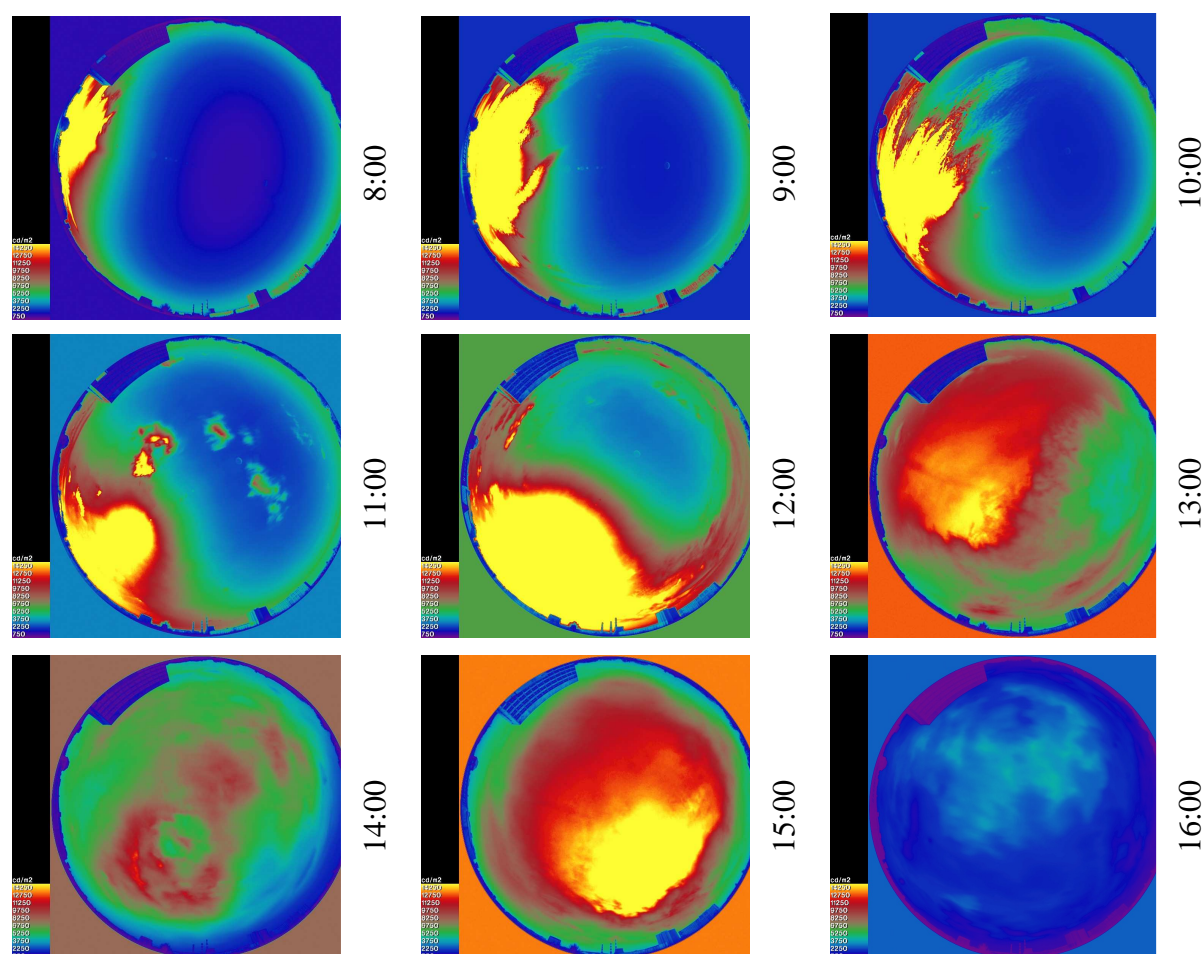
Analizę przeprowadzono dla wybranego dnia pierwszego kwartału 2011. Warunki nasłonecznienia charakteryzowały się zmiennością od całkowicie bezchmurnego nieboskłonu dla godzin porannych do pełnego zachmurzenia w godzinach popołudniowych. Wybrane parametry meteorologiczne zestawiono w tabelicy 1.

Tabela 1. Wybrane parametry meteorologiczne dla poszczególnych godzin

Godz.	Warunki ogólne	Widoczność [m]	Zachm. [%]	Rodzaj chmur (niskie, średnie, wysokie)	Podstawa chmur [m]	Wys. słońca [o]
8:00	Prawie bezchmurnie	> 10 000	10	-, Altocumulusy, Cirrus	> 2 500	18,6
9:00	Prawie bezchmurnie	> 10 000	10	-, Altocumulusy, Cirrus	> 2 500	27,5
10:00	Prawie bezchmurnie	> 10 000	15	-, Altocumulusy, Cirrus	> 2 500	35,5
11:00	Prawie bezchmurnie	> 10 000	15	-, Altocumulusy, Cirrus	600-1000	42,0
12:00	Niewielkie zachmurzenie	> 10 000	25	-, Altocumulusy, Cirrus	600-1000	46,0
13:00	Pochmurno	> 10 000	33	Cumulus, Altocumulusy, -	600-1000	46,8
14:00	Pochmurno	> 10 000	42	Cumulus, Altostratusy, -	600-1000	44,1
15:00	Pochmurno	> 10 000	50	Cumulus, Altostratusy, -	300-600	38,6
16:00	Pochmurno	> 10 000	50	Cumulonimbusy, -, -	300-600	31,2



Rys. 1. Obrazy HDR nieboskłonu dla poszczególnych godzin oraz ustawienia urządzeń

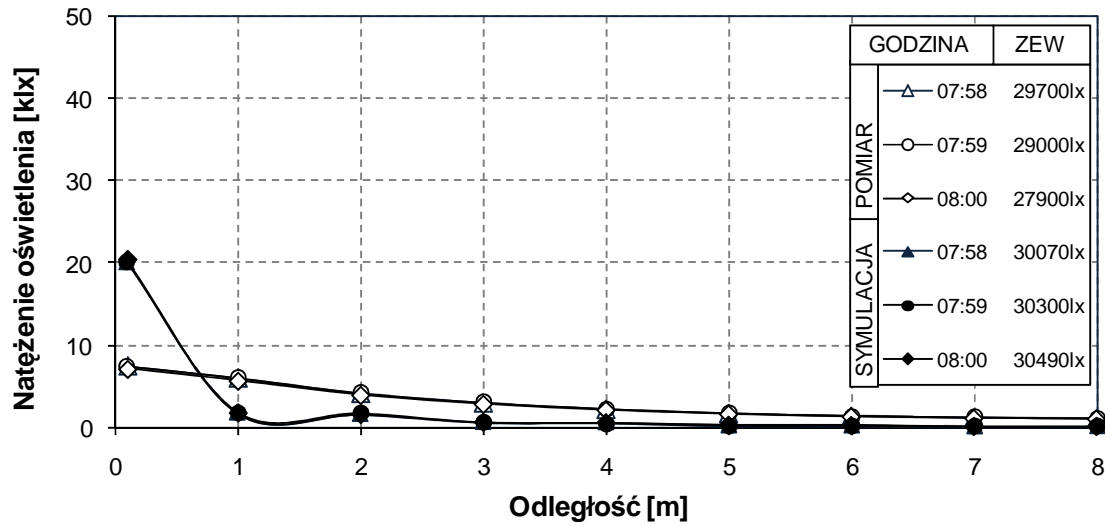


Rys. 2. Rozkłady luminancji nieboskłonu dla poszczególnych godzin

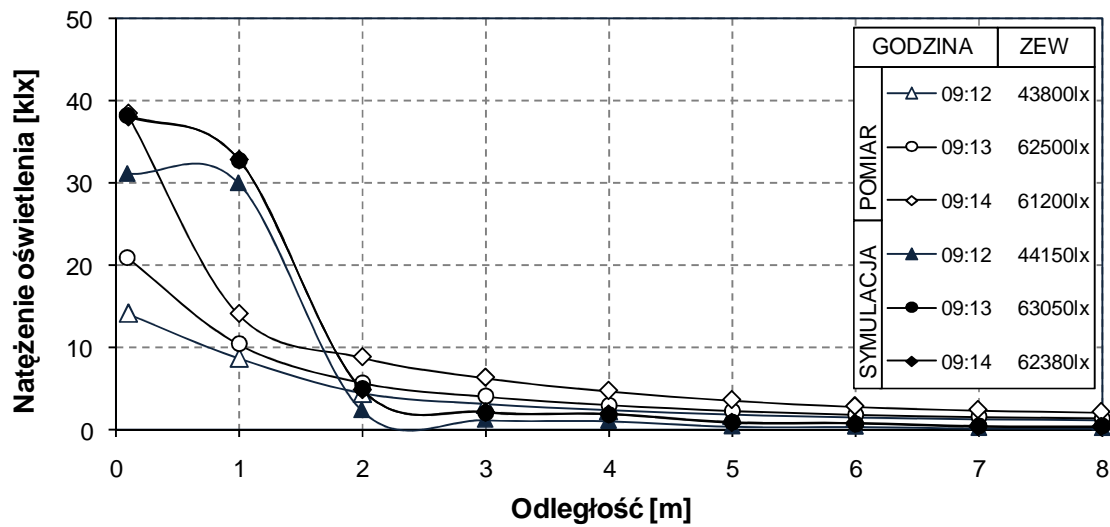
Tablica 2. Wybrane parametry meteorologiczne dla poszczególnych godzin

Godzina/Seria		8:00	9:00	10:00	11:00	12:00	13:00	14:00	15:00	16:00	
Typ nieboskłonu	1	Czysty	Czysty	Czysty	Czysty	Czysty	Pośredni	Pośredni	Pośredni	Pośredni	
	2	Czysty	Czysty	Czysty	Czysty	Czysty	Pośredni	Pośredni	Pośredni	Pośredni	
	3	Czysty	Czysty	Czysty	Czysty	Czysty	Pośredni	Pośredni	Pośredni	Pośredni	
Współczynnik zmętnienia	1	1,00	1,35	2,85	5,90	7,00	10,00	6,75	3,90	1,00	
	2	1,00	4,95	1,10	6,35	7,00	9,35	6,10	4,70	1,00	
	3	1,00	4,80	2,70	6,40	7,10	8,10	5,05	4,55	1,00	
Natężenie oświetlenia [lux]	Pomiar	1	29700	43800	58900	81300	89000	37100	26400	45400	8350
		2	29000	62500	49300	84300	88400	34700	25100	48400	8300
		3	27900	61200	58400	84500	89100	32100	23200	47500	8130
	Symulacja	1	30080	44160	59240	81430	88430	35980	26040	44650	9140
		2	30300	63050	49330	84140	88400	34580	24810	47850	9070
		3	30490	62390	58540	84510	88890	31980	22880	49070	8950

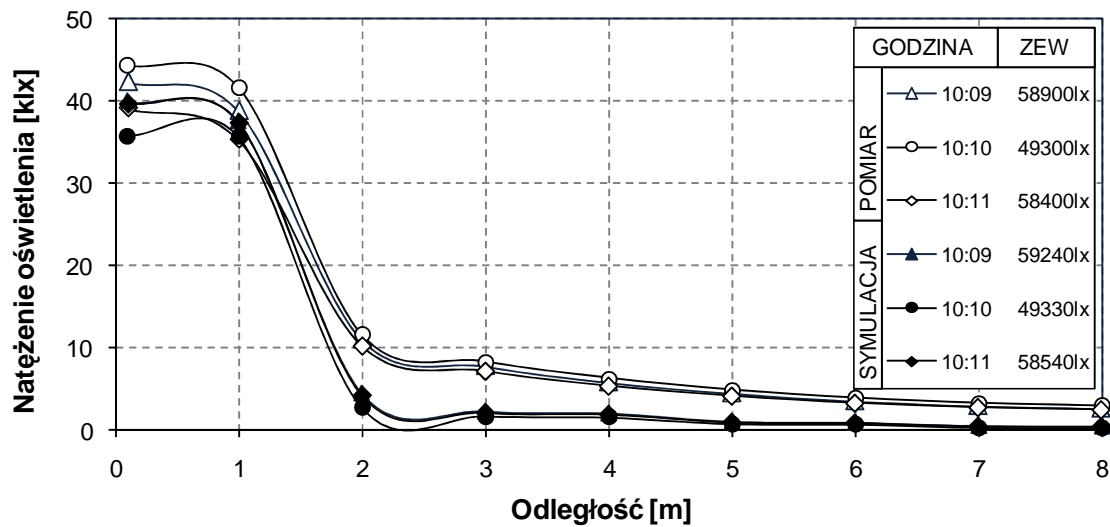
Analizę przeprowadzono dla pomieszczenia pomalowanego jasną, białą farbą o składowych RGB odpowiednio R=227, G=228 i B=226. Źródłem światła w pomieszczeniu jest szyba zwykła typu ClearFloat o grubości 4mm i parametrach optycznych $\tau_{\text{vis}}=86,0\%$ oraz $\rho_{\text{vis}}=5,3\%$. Przeszlona część skierowana została na południe. We wnętrzu Helioboxu, na wysokości odpowiadającej wysokości płaszczyzny roboczej, zainstalowano zestaw dziewięciu luksomierzy do jednoczesnego pomiaru natężenia oświetlenia.



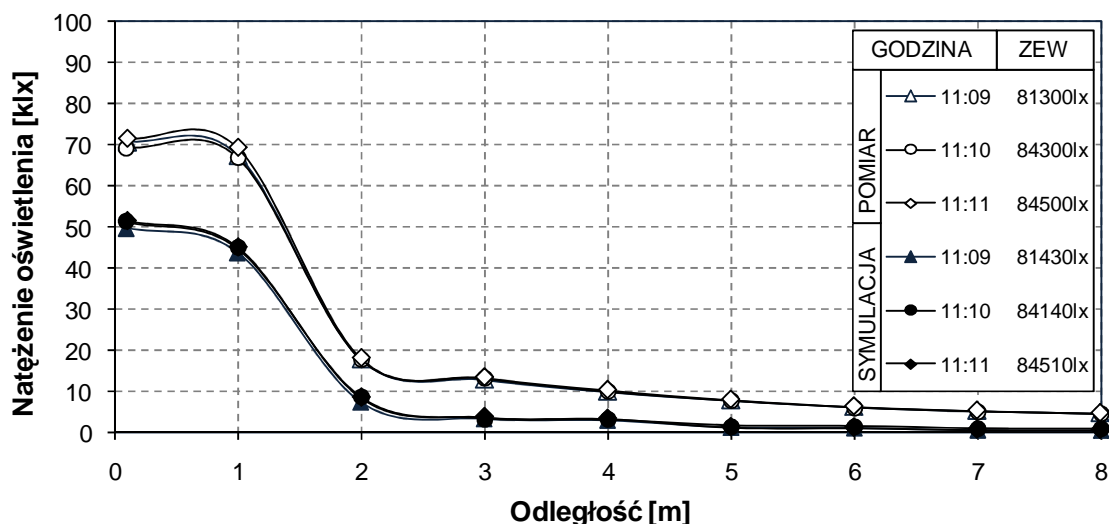
Rys. 3. Rozkłady natężenia w pomieszczeniu dla godziny 8



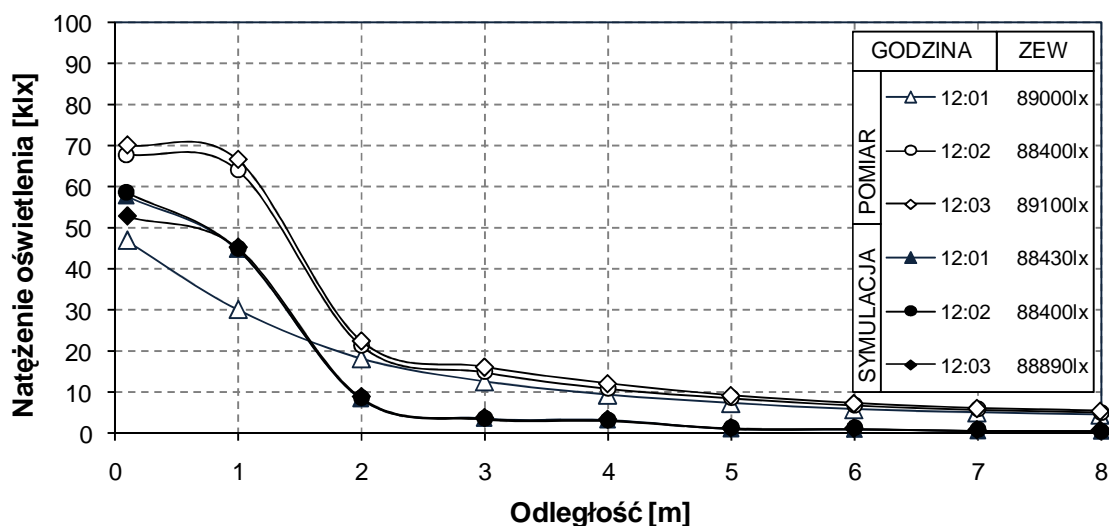
Rys. 4. Rozkłady natężenia w pomieszczeniu dla godziny 9



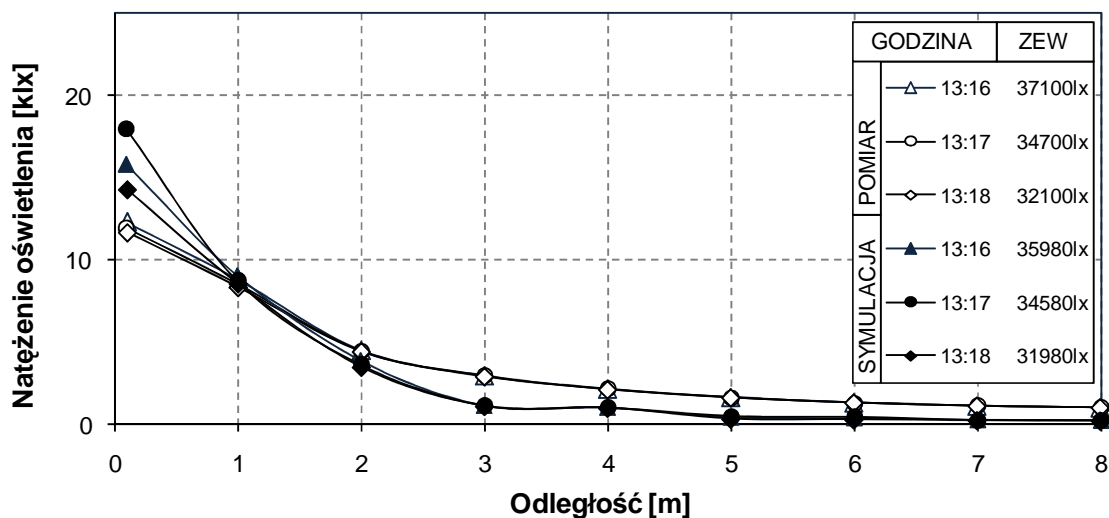
Rys. 5. Rozkłady natężenia w pomieszczeniu dla godziny 10



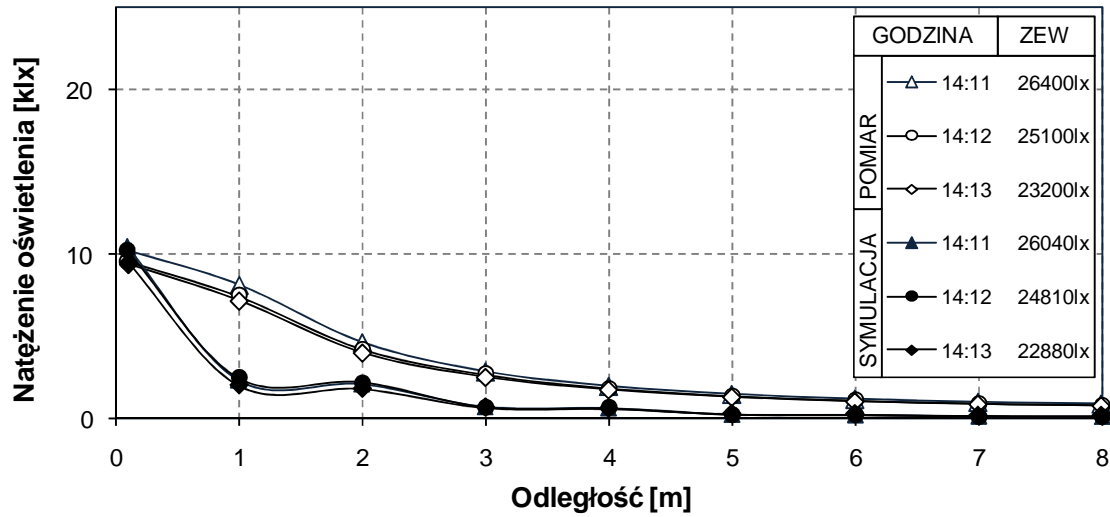
Rys. 6. Rozkłady natężenia w pomieszczeniu dla godziny 11



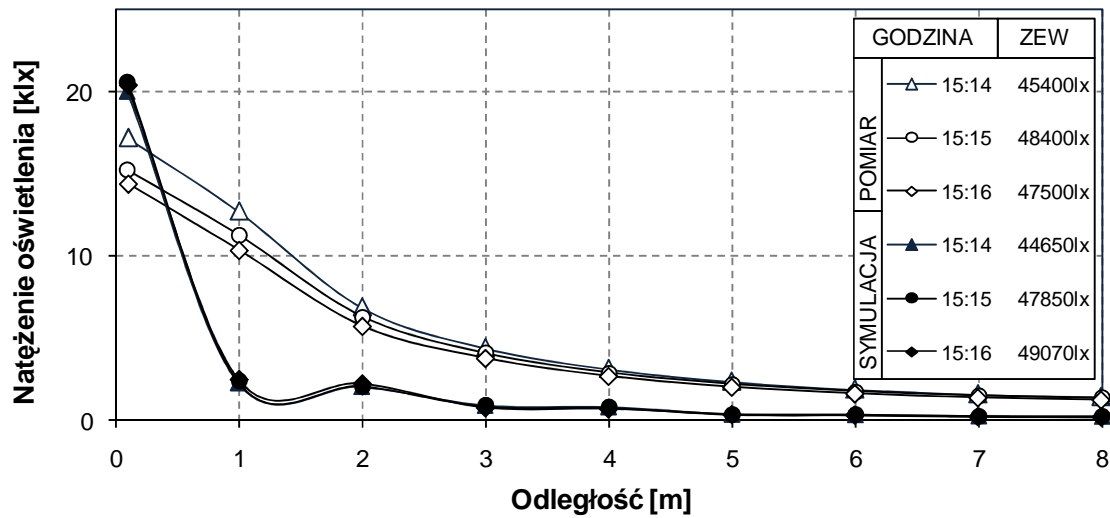
Rys. 7. Rozkłady natężenia w pomieszczeniu dla godziny 12



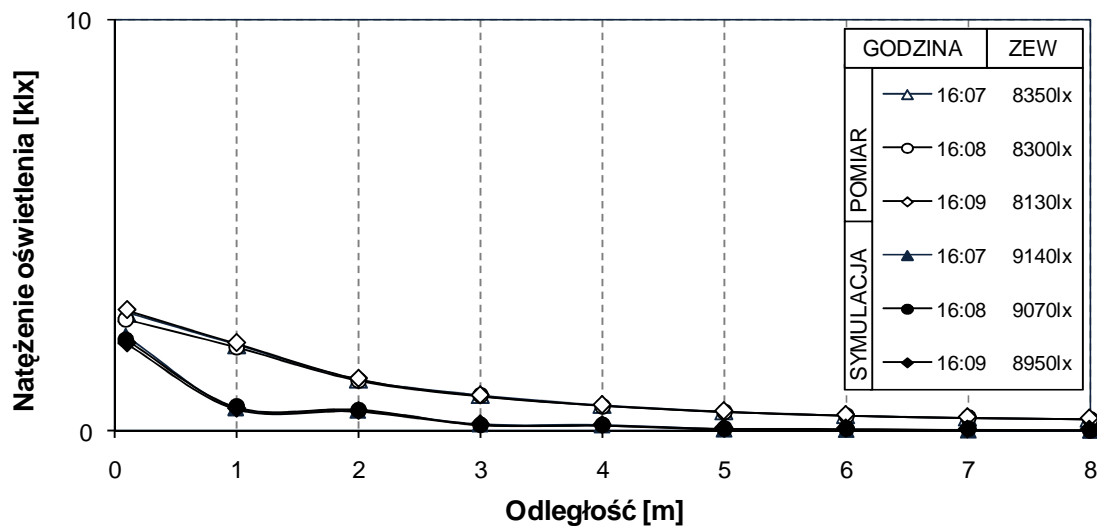
Rys. 8. Rozkłady natężenia w pomieszczeniu dla godziny 13



Rys. 9. Rozkłady natężenia w pomieszczeniu dla godziny 14



Rys. 10. Rozkłady natężenia w pomieszczeniu dla godziny 15



Rys. 11. Rozkłady natężenia w pomieszczeniu dla godziny 16

W czasie monitorowania warunków zewnętrznych dokonywano pomiarów luminancji zenitu oraz natężenia oświetlenia na zewnętrznej płaszczyźnie poziomej. Dzięki uzyskanym результатам możliwe było dokładne wyskalowanie typowych modeli nieboskłonów wg CIE poprzez zmianę wartości współczynnika zmętnienia atmosfery. Jako element odniesienia przyjmowano rejestrowane wartości natężenia oświetlenia.

3. WYNIKI I ICH ANALIZA

Wyniki pomiarów oraz symulacji, wykonanych dla tego samego dnia oraz tej samej chwili czasowej, zamieszczono na rysunkach 3÷11. Do godziny 13:00, rysunki 3÷8 warunki zewnętrzne dla potrzeb symulacji przyjęto jako „nieboskłon bezchmurny”. Natomiast od godziny 14:00 jako „częściowo zachmurzony”. Żaden z zarejestrowanych modeli nieboskłonów nie spełniał kryteriów określonych wg CIE jako „nieboskłon pochmurny” co zostało wykazane porównując zmierzone i wyznaczone natężenia oświetlenia na zewnętrznej płaszczyźnie poziomej (tablica 2). Prawie dla wszystkich rozkładów natężenia oświetlenia wartości uzyskane z pomiarów są wyższe niż te otrzymane z obliczeń symulacyjnych. Odwrotne zależności otrzymano jedynie dla punktów usytuowanych bezpośrednio za szybą i to jedynie dla pewnych charakterystycznych przypadków. Na tym etapie prowadzonych badań możliwa jest jedynie identyfikacja problemu. Potencjalne przyczyny tak znaczących różnic upatrywać należy w założeniach przyjętego modelu nieboskłonu w odniesieniu do warunków rzeczywistych. Innym aspektem jest w tym przypadku efekt skali, na który zwracają uwagę również autorzy innych prac m.in. [9]. Pewne zaburzenia w charakterze funkcji rozkładu zarejestrowano dodatkowo dla strefy przyokiennej, do głębokości 2m. Powyżej 2m rozkłady należy określić jako regularne.

Wyniki symulacji najbardziej zbliżone do wyników pomiarów zarejestrowano dla godziny 13-tej, dla której przyjęto najwyższy, możliwy współczynnik zmętnienia atmosfery $TL=10$ oraz typ „nieboskłon pośredni”. Porównując jedynie charakter samych krzywych praktycznie idealne zgodności zarejestrowano w godzinach 10 i 11. Jednocześnie dla ww. godzin otrzymano dość spore różnice dla głębszej części pomieszczenia co sugeruje nieco inny charakter rozsyłu światła w pomieszczeniu, będący silnie zależnym od właściwości spektrofotometrycznych zastosowanego i zdefiniowanego materiału.

4. WNIOSKI

Prezentowane wyniki, otrzymane dla konkretnego dnia roku i zmiennych warunków pogodowych pozwalają jedynie na wstępną identyfikację problemu i jego przyczyn. Stanowią jednocześnie pewne wytyczne do prowadzenia dalszych badań w ramach realizowanego przez zespół grantu naukowego.

Jedną z głównych tez postawionych przez autorów opracowania jest konieczność weryfikacji i dostosowania standartowych modeli nieboskłonów CIE do warunków polskich. Przedstawione wyniki potwierdzają duże rozbieżności w otrzymanych wynikach bez względu na rodzaj warunków pogodowych. Różnice mają zarówno charakter ilościowy, co tłumaczyć można dodatkowo efektem skali, jak i jakościowy. Na podstawie ograniczonej na dzień dzisiejszy liczbie prób nie jest możliwe zidentyfikowanie przyczyn powstałych różnic. Pewne jest natomiast, że są one szczególnie trudne do określenia dla warunków nieboskłonu pośredniego, czyli dominującego dla większości lokalizacji. Dużo łatwiejsze do określenia są różnice o charakterze ilościowym, spowodowane założeniami samego modelu w stosunku do warunków rzeczywistych jak i spodziewanym przez autorów efektem skali. Całościowa identyfikacja problemu będzie możliwa jednak dopiero po pełnej, długookresowej analizie zagadnienia na przestrzeni minimum jednego roku kalendarzowego.

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] Roy G. G., Ruck N., Reid G., Winkelmann F. C., Julian W.: *The Development of Modelling Strategies for Whole Sky Spectrums under Real Conditions for International Use*, ARC Project A89131897, Final Report, University of Sydney, Murdoch University, 1995.
- [5] Kittler R., Perez R., Darula, S.: *A new generation of sky standards.* *Proceedings of the Lux Europa '97*, 359–373, 1997.
- [6] Darula S., Kittler R.: *Standard sky calculations for daylight design and energy performance purposes*, *Building Physics in Theory and Practice*, Vol. IV, s. 23-28, 2009.
- [7] 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.
- [8] Heim D., Szczepańska E.: *Wstępna walidacja metod obliczania oświetlenia dziennego przy użyciu Heliobox-u – pomiary punktowe.* *Fizyka Budowli w Teorii i Praktyce*, tom V, zeszyt 3, 2010, s. 9-12.
- [9] Thanachareonkit A., Scartezzini J.-L., Andersen M.: *Comparing daylighting performance assessment of buildings in scale models and test modules*, *Solar Energy*, vol. 79, 2005, s. 168–182.

Praca naukowa finansowana ze środków budżetowych na naukę w latach 2010-2013 jako projekt badawczy

nr N N506 267039 „Walidacja metody TDI oceny oświetlenia wewnątrz światłem dziennym”.

DAYLIGHT DISTRIBUTION IN BUILDING SPACE UNDER DIFFERENT WEATHER CONDITIONS – MEASUREMENTS VS. SIMULATIONS

A comparison of daylight distribution in buildings space under different climatic conditions is presented in the paper. Measurement results were obtained for one day of 2011, using a scale model of a test room exposed to external weather conditions. Simulations were performed for theoretical standard sky models recommended by CIE, adjusted to the measured conditions by turbidity coefficient. During measurements the weather conditions were monitored using photometry techniques and additional measurement of zenith luminance and horizontal daylight illuminance. The final results show the differences between the numerical model and measurements under different weather conditions, which was concluded at the end of the paper. All the obtained results confirm the necessity of further validation considering the numerical model under real, Polish weather conditions.

Marek TELEJKO¹
Jerzy Z. PIOTROWSKI²
Politechnika Świętokrzyska

WPŁYW STRUKTURY BUDYNKU NA DYSTRYBUCJĘ POWIETRZA WENTYLACYJNEGO

STRESZCZENIE

Obowiązujące aktualnie przepisy prawne regulujące zagadnienia wentylacji naturalnej budynków w wielu obszarach są niejednoznaczne, a niekiedy wręcz ze sobą sprzeczne. Ponadto praktycznie nie są one stosowane podczas planowania i wykonywania prac remontowych i modernizacyjnych. Sytuacja taka 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. Jednak jak wykazały przeprowadzone przez autorów badania, ze względu na kształtowanie warunków mikroklimatu wewnątrz, podstawowe znaczenie ma nie tylko strumień objętościowy dostarczanego powietrza zewnętrznego, ale również rozmieszczenie elementów dostarczających to powietrze oraz struktura wewnętrzna budynku. W artykule przedstawiono wyniki badań parametrów opisujących mikroklimat wewnętrzny w typowym budynku biurowym, który został poddany modernizacji ingerującej w strukturę wewnętrzną budynku.

Słowa kluczowe: mikroklimat pomieszczeń, IAQ, wentylacja grawitacyjna, zaburzenia wymiany powietrza

1. WSTĘP

W dobie wszechobecnego postępu technologicznego zapewnienie właściwej jakości powietrza wewnętrznego (IAQ) staje się zadaniem niezmiernie trudnym. Jest ono jeszcze trudniejsze, a w niektórych przypadkach wręcz niemożliwe, w odniesieniu do budynków wyposażonych w system wentylacji naturalnej. Przyczyn tej sytuacji może być wiele, a każdy przypadek należy rozpatrywać indywidualnie. Jednak do najczęściej występujących należy zaliczyć zbyt mały napływ powietrza zewnętrznego oraz niewłaściwą organizację przepływu powietrza w budynku. Sytuacja ta jest pośrednio wynikiem niejednoznaczności, niejednorodności oraz niekonsekwencji przepisów prawnych obowiązujących w zakresie projektowania, wykonawstwa i eksploatacji budynków wyposażonych w system wentylacji naturalnej. Próbę uregulowania tych zagadnień podjęto w obowiązującej od prawie 30 lat

¹ mtelejko@tu.kielce.pl

² pitorowski@tu.kielce.pl

normie PN-83/B-03430 [4], jej nowelizacji PN-83/B-03430:Az03 [5] oraz dziennikach ustaw [6] i [7]. Określono w nich między innymi sposób doprowadzenia powietrza zewnętrznego niezbędnego do prawidłowego działania wentylacji grawitacyjnej. Zgodnie z zawartymi w powyższych aktach wytycznymi, w budynkach z zamontowaną stolarką okienną charakteryzującą się współczynnikiem infiltracji powietrza mniejszym niż $0,3 \text{ m}^3/\text{m}\cdot\text{h}\cdot\text{daPa}^{2/3}$, dopływ powietrza zewnętrznego powinien odbywać się poprzez nawiewniki powietrza z możliwością regulacji stopnia ich rozwarcia. Przepisy podają również wielkość strumienia powietrza, który powinien przyplýwać przez nawiewniki w pozycji otwartej i zamkniętej (przymkniętej) oraz określają ilość powietrza jaką trzeba doprowadzić do pomieszczeń. Należy zwrócić jednak uwagę, że przytoczone powyżej wymagania dotyczą tylko obiektów nowo powstałych, na co wskazuje umieszczony w [4] zakres stosowania normy. Natomiast egzekwowanie wspomnianych przepisów prawnych w stosunku do obiektów istniejących jest, z różnych względów, utrudnione. Normy [4] i [5] nie określają również jednoznacznie rozmieszczenia elementów doprowadzających powietrze zewnętrzne. Ponadto nawet najlepiej opracowany projekt systemu wentylacji nie uwzględnia skrajnych zachowań użytkowników i administratorów budynków, którzy we własnym zakresie podejmują szereg nieuzasadnionych działań mających, ich zdaniem, ograniczyć koszty ogrzania lokali, poprawić ich funkcjonalność lub komfort użytkowania. Skutkiem tych działań są z reguły szeroko rozumiane zaburzenia w działaniu systemu wentylacji grawitacyjnej, a co za tym idzie pogorszenie IAQ.

2. PRZEDMIOT BADAŃ

Analizie poddano pomieszczenia biurowe w typowym budynku użyteczności publicznej o trzech kondygnacjach. Budynek wykonany został w technologii tradycyjnej, posiada ściany ocieplone styropianem oraz wyposażony został w nową stolarkę okienną i drzwiową. W budynku zastosowano system wentylacji grawitacyjnej z doprowadzeniem powietrza zewnętrznego poprzez nawiewniki higrosterowalne o wydajności maksymalnej $30 \text{ m}^3/\text{h}$ zainstalowane w ramiakach okien wybranych pomieszczeniach oraz w stolarence klatki schodowej. Usuwanie powietrza z pomieszczeń realizowane było poprzez kanały wywiewne, których wloty zlokalizowano w wybranych pomieszczeniach biurowych oraz na korytarzach. W trakcie pomiarów prowadzono rejestrację podstawowych czynników opisujących mikroklimat, tj. stężenie dwutlenku węgla, temperaturę oraz wilgotność powietrza. Pomiary prowadzono jednocześnie w rozpatrywanych pomieszczeniach oraz dla powietrza zewnętrznego. Badania realizowano w dwóch etapach: przed i po wykonaniu modernizacji polegającej na przebudowie przegród wewnętrznych oraz dostosowaniu budynku do aktualnych przepisów przeciwpożarowych (oddzielenie klatek schodowych od korytarzy oraz podział korytarzy na dwie części). Analizowane parametry mierzone były w okresach około dwutygodniowych z krokiem pomiarowym wynoszącym 30 minut. Przeprowadzono dwie serie pomiarów przed oraz dwie serie po modernizacji. Do badań wybrano pomieszczenia zlokalizowane na różnych kondygnacjach w budynku biurowym.

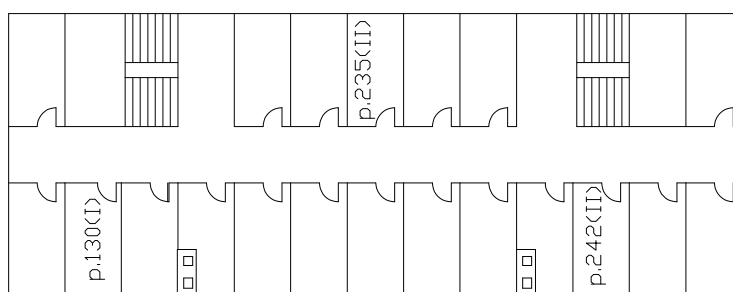
Jako wskaźnik jakości powietrza wewnętrznego wybrano dwutlenek węgla. Związek pomiędzy ilością powietrza wentylacyjnego, a stężeniem CO_2 wewnątrz pomieszczeń jest od lat uznawanym i powszechnie stosowanym kryterium oceny jakości powietrza wewnętrznego [1], [2], [3]. Obecne standardy (wg WHO) zakładają jego stężenie wewnątrz pomieszczeń na poziomie 1000ppm [4].

3. WYNIKI POMIARÓW

Do pomiarów wytypowano pomieszczenia zlokalizowane na drugiej i trzeciej kondygnacji wyposażone w różne rozwiązania mające zapewnić wymianę powietrza:

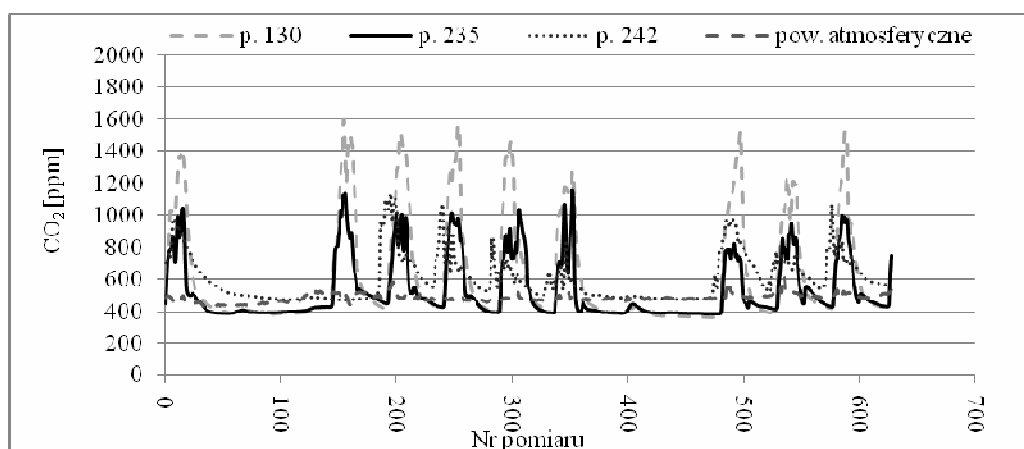
- pomieszczenie nr 130 (p.130), w którym nie znajdowały się żadne elementy związane z organizacją wymiany powietrza,
- pomieszczenie nr 235 (p.235), w którym zainstalowano okienny nawiewnik powietrza,
- pomieszczenie nr 242 (p.242), w którym zainstalowano okienny nawiewnik powietrza oraz wykonano otwór o wymiarach 14x14 cm w ścianie wewnętrznej pomiędzy tym pomieszczeniem a ciągiem komunikacyjny (zanieczyszczone powietrze przepływało z pomieszczenia na korytarz a potem do pomieszczenia w którym znajdował się kanał wywiewny).

Pierwszą serię pomiarów przeprowadzono przed pracami modernizacyjnymi, schemat kondygnacji przedstawiono na rys. 1. Wyniki pomiarów wartości stężenia dwutlenku węgla wybranego jako wskaźnik jakości powietrza wewnętrznego przedstawiono na rys. 2.



Rys. 1. Schemat kondygnacji budynku przed przeprowadzeniem prac modernizacyjnych

W pomieszczeniach nr 235 oraz 242 uzyskane wartości stężenia CO₂ oscylowały wokół wartości 1000 ppm w trakcie godzin pracy, przy czym należy zaznaczyć, iż w pomieszczeniu 242 były one nieznacznie niższe. Wartości średnie w ciągu godzin pracy dla tych pomieszczeń wynosiły około 800 ppm. W pomieszczeniu 130 poziom stężenia dwutlenku węgla osiągał wartości dużo wyższe, nawet 1600 ppm, z wartościami średnimi około 1100 ppm. W tym etapie badań po opuszczeniu pomieszczeń przez pracowników stężenie CO₂ we wszystkich pomieszczeniach spadało w krótkim odcinku czasu do wartości zbliżonej lub równej stężeniu tego gazu w powietrzu atmosferycznym.

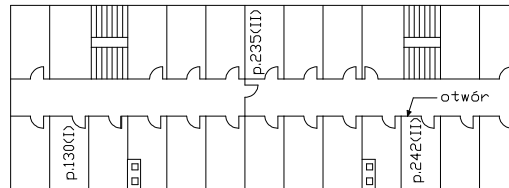


Rys. 2. Zmienność stężenia CO₂ w rozpatrywanych pomieszczeniach przed przeprowadzeniem prac modernizacyjnych

Drugą serię pomiarów przeprowadzono po wykonaniu prac modernizacyjnych. Prace te miały dostosować obiekt do aktualnych wymagań przepisów ochrony przeciwpożarowej. W ramach tych prac wykonano:

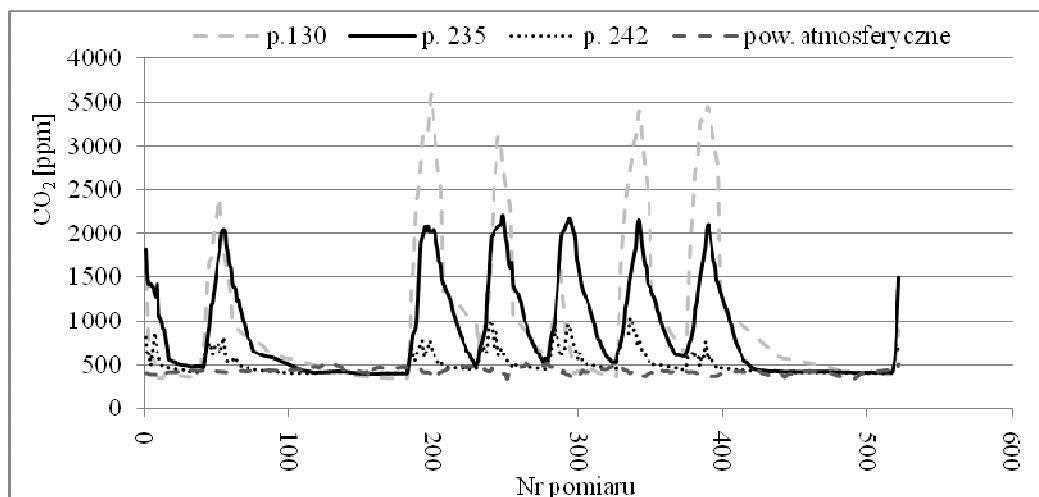
1. oddzielenie poziomych ciągów komunikacyjnych od klatek schodowych oraz
2. przedzielenie poziomych ciągów komunikacyjnych na każdej kondygnacji na dwie odrębne części.

Zabiegi te wykonano poprzez montaż lekkich ścianek o konstrukcji aluminiowej z przeszkleniem oraz montaż w tych ściankach drzwi wewnętrznych o takiej samej konstrukcji, które domyślnie pozostawały w pozycji zamkniętej. Schemat kondygnacji po przeprowadzeniu prac przedstawiono na rysunku 3.



Rys. 3. Schemat kondygnacji budynku po przeprowadzeniu prac modernizacyjnych

Tak przeprowadzone prace wyodrębniły w budynku dwie oddzielne klatki schodowe oraz dwie części korytarza na każdej kondygnacji. Ponieważ wykonana zabudowa charakteryzuje się niskim współczynnikiem przepuszczalności powietrza (aluminium, szkło, uszczelki w drzwiach) ograniczyło to znacznie, swobodny do tej pory, przepływ powietrza w budynku. Potwierdzają to uzyskane wyniki pomiarów stężenia dwutlenku węgla w rozpatrywanych pomieszczeniach (rys. 4). W pomieszczeniach 130 oraz 235 nastąpił niemal dwukrotny wzrost stężenia CO₂ w stosunku do wartości poprzednich. Jedynie w pomieszczeniu 242 wzrost ten był nieznaczny, co można tłumaczyć dodatkowym otworem w przegrodzie oddzielającej to pomieszczenie od korytarza oraz bliską odległością pomieszczenia od kanałów wywiewnych (zlokalizowanych w pomieszczeniach gospodarczych i toaletach).



Rys. 4. Zmienność stężenia CO₂ w rozpatrywanych pomieszczeniach po przeprowadzeniu prac modernizacyjnych

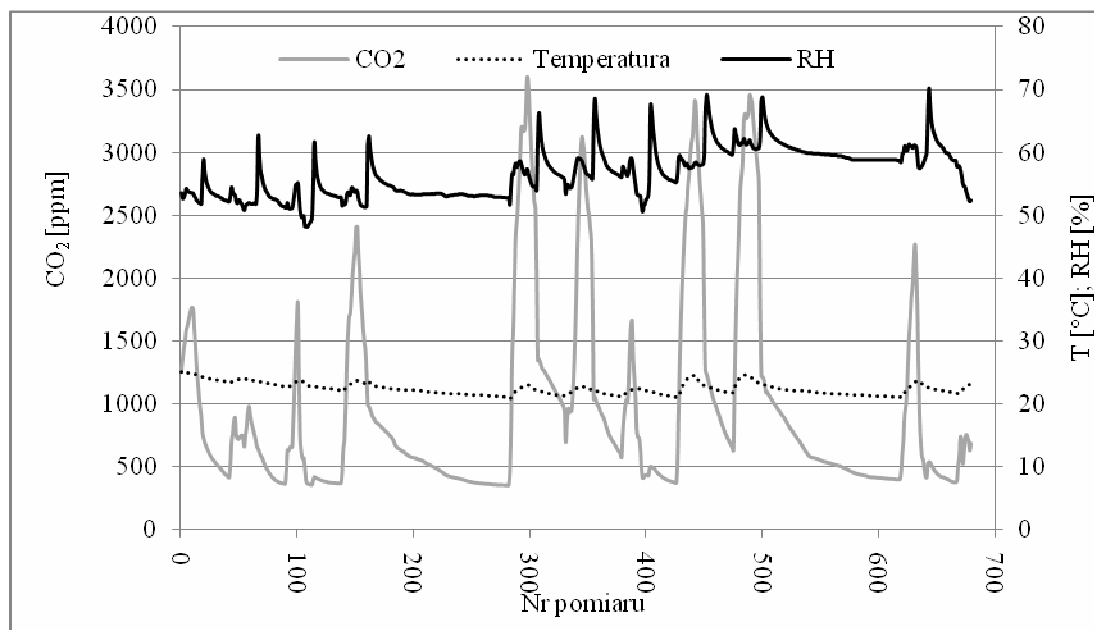
Jak wykazały przeprowadzone badania ograniczona została wymiana powietrza na drodze klatka schodowa – korytarz, a przez to również wymiana powietrza pomiędzy pomieszczeniami i korytarzem. Potwierdzają to wyniki prędkości strumienia powietrza

przeptywającego przez dodatkowy otwór wykonany w ścianie wewnętrznej pomieszczenia 242. Po przeprowadzeniu prac modernizacyjnych prędkość przepływu powietrza, a co za tym idzie wielkość strumienia powietrza, przepływającego przez ten otwór spadła ponad dwukrotnie (rys. 5).

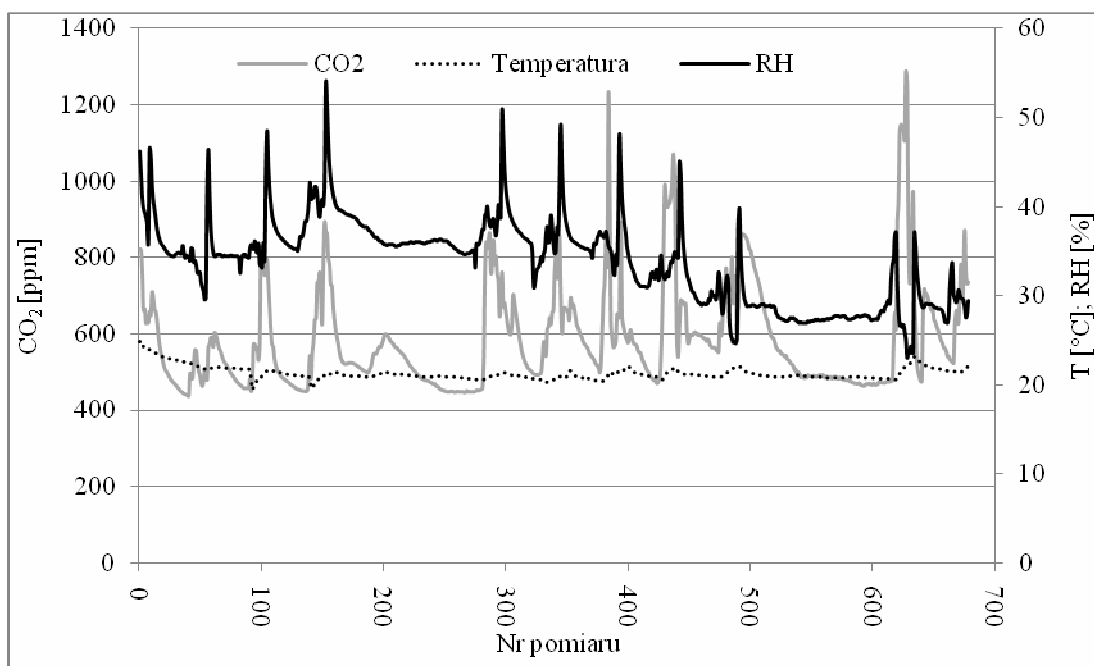


Rys. 5. Prędkość przepływu powietrza przez otwór łączącym pomieszczenie z korytarzem (opis w tekście)

Rozpatrując pozostałe parametry opisujące mikroklimat we wszystkich wytypowanych pomieszczeniach bez trudu udało się utrzymać temperaturę powietrza wewnętrznego na stałym poziomie. Jednak w odniesieniu do wilgotności względnej jej wartości zależne były od sposobu doprowadzenia i usuwania powietrza z pomieszczenia. Po przeprowadzeniu prac modernizacyjnych paradoksalnie w pomieszczeniu 242 odnotowano bardzo niekorzystnie niski poziom wilgotności względnej (rys. 7). W pomieszczeniu tym powietrze dostarczane było poprzez nawiewnik okienny oraz usuwane poprzez specjalny otwór w przegrodzie oddzielającej to pomieszczenie od korytarza, a więc w pomieszczeniu w którym podjęto próbę organizacji wymiany powietrza co potwierdziło najniższe stężenie dwutlenku węgla. Uzyskane wartości tego parametru mieściły się zasadniczo w przedziale 30÷40%, spadając okresowo nawet poniżej 30%. Natomiast w pomieszczeniu 130 i 235, w których nie zapewniono dobrej organizacji wymiany powietrza, wartości wilgotności względnej zawarte były w przedziale 50÷70% (rys. 6) co jest zgodnie z zaleceniami normy [9]. Sytuacja ta związana jest z ograniczeniem wymiany powietrza w pomieszczeniu 130 i 235 co w konsekwencji powodowało koncentrację zanieczyszczeń powietrza w tym pomieszczeniu, w tym mierzonego CO₂ oraz wilgotności względnej. Natomiast w pomieszczeniu 242, odpowiednia wymiana powietrza zapewniona dzięki elementom doprowadzającym powietrze zewnętrzne oraz usuwającym powietrze zanieczyszczone, nie pozwalały na koncentrację tych zanieczyszczeń. Jednocześnie korzystanie z systemu centralnego ogrzewania w sezonie grzewczym osuszało dodatkowo powietrze wewnętrzne (pomiary prowadzono w okresie jesienno zimowym). W konsekwencji użytkownicy pomieszczenia 242 uskarżali się na podrażnienia górnych dróg oddechowych (ból gardła) pod koniec dnia roboczego, czego nie odnotowano w pozostałych analizowanych pomieszczeniach.



Rys. 6. Przebieg zmienności parametrów mikroklimatu wewnętrznego w pomieszczeniu 130



Rys. 7. Przebieg zmienności parametrów mikroklimatu wewnętrznego w pomieszczeniu 242

4. WNIOSKI

Przedstawione w artykule badania potwierdziły, iż zagadnienia wentylacji i jakości powietrza wewnętrznego mają charakter interdyscyplinarny. Coraz częściej wymagają one współpracy nie tylko specjalistów z dziedziny wentylacji, klimatyzacji, materiałów budowlanych i konstrukcji budynków, ale również wielu innych branż, np. zabezpieczeń i ochrony przeciwpożarowej.

Przeprowadzone pomiary parametrów opisujących mikroklimat wewnątrz rozpatrywanych pomieszczeń oraz analiza otrzymanych wyników pozwoliły na sformułowanie poniższych wniosków szczegółowych:

- Liczba oraz rozmieszczanie elementów doprowadzających powietrze zewnętrzne powinny być ustalone wg ściśle określonych zasad obowiązujących nie tylko w odniesieniu do obiektów nowo wznoszonych, ale również dla budynków istniejących, poddawanych modernizacji.
- Równie istotne co doprowadzenie powietrza zewnętrznego jest rozwiązanie zagadnienia usuwania powietrza zanieczyszczonego. Niewłaściwe rozmieszczenie kanałów wywiewnych lub umieszczenie ich w zbyt dużej odległości od rozpatrywanych pomieszczeń może mieć niekorzystny wpływ na wymianę powietrza w tych pomieszczeniach.
- Ingerencja w strukturę wewnętrzną budynku winna skutkować ponownym rozpatrzeniem funkcjonowania wszystkich systemów zainstalowanych w budynku, w tym również systemu wentylacji zwłaszcza w przypadku budynków z systemem wentylacji naturalnej. W oparciu o przeprowadzone badania można stwierdzić, iż w budynkach o bardzo skomplikowanej strukturze wewnętrznej powstawać mogą strefy budynku o parametrach powietrza wewnętrznego znacznie odbiegających od ich wartości w pozostałej części obiektu.
- Oceniając IAQ należy analizować wszystkie jego parametry. Otrzymanie zadawalających wielkości wybranych parametrów IAQ nie daje gwarancji uzyskania odpowiednich wartości pozostałych parametrów powietrza wewnętrznego.
- Konieczne jest wprowadzenie zapisów prawnych regulujących jednoznacznie powyższe zagadnienia zarówno w odniesieniu do budynków nowo wznoszonych jak i poddawanych zabiegom modernizacyjnym.

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] Edwards R., Handbook Of Domestic Ventilation, Elsevier Butterworth-Heinemann, England 2005.
- [2] Sowa J., Bartkiewicz P., Stężenie dwutlenku węgla, jako źródło informacji o jakości powietrza w pomieszczeniach, VI Konferencja Naukowo – Techniczna Fizyka Budowli w Teorii i Praktyce, Łódź 1997.
- [3] Popiołek Z. red., Energooszczędne kształtowanie środowiska wewnętrznego, Katedra Ogrzewnictwa, Wentylacji i Techniki Odpylania, Politechnika Śląska, Gliwice 2005
- [4] PN-83/B-03430 Wentylacja w budynkach mieszkalnych zamieszkania zbiorowego i użyteczności publicznej. Wymagania.
- [5] PN-83/B-03430:Az03 Wentylacja w budynkach mieszkalnych zamieszkania zbiorowego i użyteczności publicznej. Wymagania. Zmiana Az3
- [6] Dz. U. Nr 207 poz. 2016 z roku 2003, Ustawa z dn. 7 lipca 1994 Prawo Budowlane, z późniejszymi zmianami.
- [7] 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).
- [8] Recknagel H., Sprenger E., Schramek E.R., Kompendium ogrzewnictwa i klimatyzacji, Omni Scala, Wrocław 2008.
- [9] PN-78/B-03421 – Wentylacja i klimatyzacja. Parametry obliczeniowe powietrza wewnętrznego w pomieszczeniach przeznaczonych do stałego przebywania ludzi, PKN, Warszawa, 1978.

INFLUENCE OF THE STRUCTURE OF THE BUILDING ON DISTRIBUTION OF AN THE AIR FLOW

Summary

Current laws regulating air flow in buildings are, in many cases, not clear and in some cases even contradictory. Besides, they are not respected at the stages of planning and carrying out repairs and modernizing jobs. Such situation leads to solutions which are not satisfactory and disturbing gravitational air flow. Based on research performed, the authors found that not only the volume of the air flowing from the outside is important, but also distribution of the elements which provide this flow, and the indoor structure of the building as well. The paper presents the results of the investigation on the parameters characterizing indoor microclimate of an office building. The office building underwent a modernization process, which interfered with the inner structure of the building.

INŻYNIERIA KOMUNIKACYJNA
MOSTY

Lesław BICHAJŁO¹
Mateusz SZARATA²
Politechnika Rzeszowska

SYMULACJA NUMERYCZNA WARIANTÓW ZMIAN ORGANIZACJI RUCHU DROGOWEGO NA PRZYKŁADZIE MIASTA PRZEMYŚLA

STRESZCZENIE

W artykule omówiono analizę zmian organizacji ruchu układu komunikacyjnego w centrum Przemysła w wariantcie bezinwestycyjnym przez wprowadzenie ruchu jednokierunkowego oraz w wariantcie inwestycyjnym po wybudowaniu obwodnicy miasta. Zastosowano specjalistyczne oprogramowanie do przeprowadzania makrosymulacji. Na podstawie przeprowadzonych analiz określono, które warianty organizacji ruchu w centrum miasta mogą przynieść znaczące efekty w usprawnieniu poruszania się pojazdów w mieście. Odniesiono się także do ich wpływ na środowisko (emisja hałasu i tlenu węgla).

Słowa kluczowe: modelowanie ruchu, więźba ruchu, makrosymulacja

1. WPROWADZENIE

Celem modelowania ruchu drogowego jest zazwyczaj sprawdzenie skutków wprowadzenia zmian w istniejącej organizacji ruchu, budowy nowych tras komunikacyjnych lub zamknięcia odcinków ulic dla ruchu kołowego. Za pomocą specjalistycznego oprogramowania można symulować rozkład ruchu w czasie, związany ze zmiennym zagospodarowaniem poszczególnych dzielnic miasta, a także powstaniem obiektów wpływających na zwiększenie natężenia ruchu. Aby móc wykonywać różnego rodzaju analizy związane z funkcjonowaniem sieci drogowej miasta, niezbędnym jest stworzenie odpowiedniego modelu symulacyjnego, zawierającego oprócz geometrii dróg i natężenia ruchu szereg innych danych o mieszkańcach, ruchu tranzytowym i kierunkach rozwoju miasta. Takie podejście do analizy obecnego i perspektywicznego ruchu drogowego w mieście umożliwia podejmowanie różnorodnych prób jego usprawnienia, zaś model komputerowy zmniejsza ryzyko zastosowania nietrafnych rozwiązań. Niezaprzeczalną zaletą wykonywania analiz symulacyjnych jest możliwość prognozowania i podejmowania działań długofalowych, inicjowanych z odpowiednim wyprzedzeniem, by nie dopuścić w przyszłości do paraliżu komunikacyjnego miasta.

¹ dr inż. Lesław Bichajło - Politechnika Rzeszowska

² mgr inż. Mateusz Szarata - Politechnika Rzeszowska

2. OPIS BUDOWY MODELU SYMULACYJNEGO MIASTA

Zastosowane oprogramowanie umożliwia budowę modelu miasta poprzez odwzorowanie sieci ulicznej oraz dokonanie rozkładu ruchu na podstawie więźby ruchu. Skrzyżowania przedstawiane są za pomocą węzłów połączonych odcinkami dróg. Odcinki opisuje się ich przepustowością, liczbą pasów ruchu oraz prędkościami w ruchu swobodnym. Proces tworzenia modelu obejmował:

- odwzorowanie układu ulic w mieście na podstawie przygotowanych podkładów mapowych
- przygotowanie danych potrzebnych do stworzenia więźby ruchu wewnętrznego, w tym ustalenie liczby mieszkańców, liczby osób czynnych zawodowo, liczby miejsc pracy, liczby osób uczących się
- wyznaczenie potencjałów ruchotwórczych na podstawie wyznaczonych wcześniej zmiennych objaśniających dla każdego rejonu miasta
- opracowanie macierzy ruchu wewnętrznego, więźby ruchu źródłowego i docelowego oraz więźby ruchu tranzytowego
- wygenerowanie rozkładu ruchu na sieć uliczną
- kalibracja modelu z pozyskanymi wynikami pomiarów natężeń ruchu na wlotach do miasta oraz wewnątrz miasta.

Równoległe z opracowywaniem modelu na podstawie generalnego pomiaru ruchu oraz własnych pomiarów uzupełniających zgromadzono informacje o aktualnym natężeniu ruchu na sieci dróg miejskich, z uwzględnieniem struktury rodzajowej i kierunkowej.

Podczas odwzorowywania sieci dróg z podkładów mapowych wprowadzono kategoryzację dróg za względu na ich klasę techniczną. Wstępnie założono podział na 3 klasy zgodnie z zaleceniami [6]. Założono również różne przepustowości i prędkości w ruchu swobodnym:

- ulicom głównym przypisano przepustowość 900 pojazdów/godzinę i prędkość w ruchu swobodnym 50km/h,
- ulicom zbiorczym przypisano przepustowość 600 pojazdów/godzinę, prędkość w ruchu swobodnym 45km/h,
- ulicom lokalnym przypisano przepustowość 350 pojazdów/godzinę, prędkość w ruchu swobodnym 35 km/h. Założenie te zostały zweryfikowane w późniejszej kalibracji modelu.

W celu określenia źródeł i celów podróży miasto podzielono na 23 rejonów komunikacyjne wewnętrzne i 4 rejonów komunikacyjne zewnętrzne. Ich podział powiązany jest z granicami osiedli mieszkaniowych, przebiegiem dróg głównych, kolei a także występowaniem naturalnej przeszkody - rzeki San. Dokonując podziału przestrzegano zasady, że w każdym wydzielonym rejonie komunikacyjnym zachowania kierowców powinny być podobne.

Wygenerowana na potrzeby projektu pełna więźba ruchu składa się z:

- więźby ruchu wewnętrznego
- więźby ruchu źródłowego i docelowego
- więźby ruchu tranzytowego

W więźbie ruchu wewnętrznego uwzględniono uwarunkowania i kierunki zagospodarowania miasta [1], [2], [3] oraz dane z GUS (liczba mieszkańców, liczba osób uczących się, pracujących).

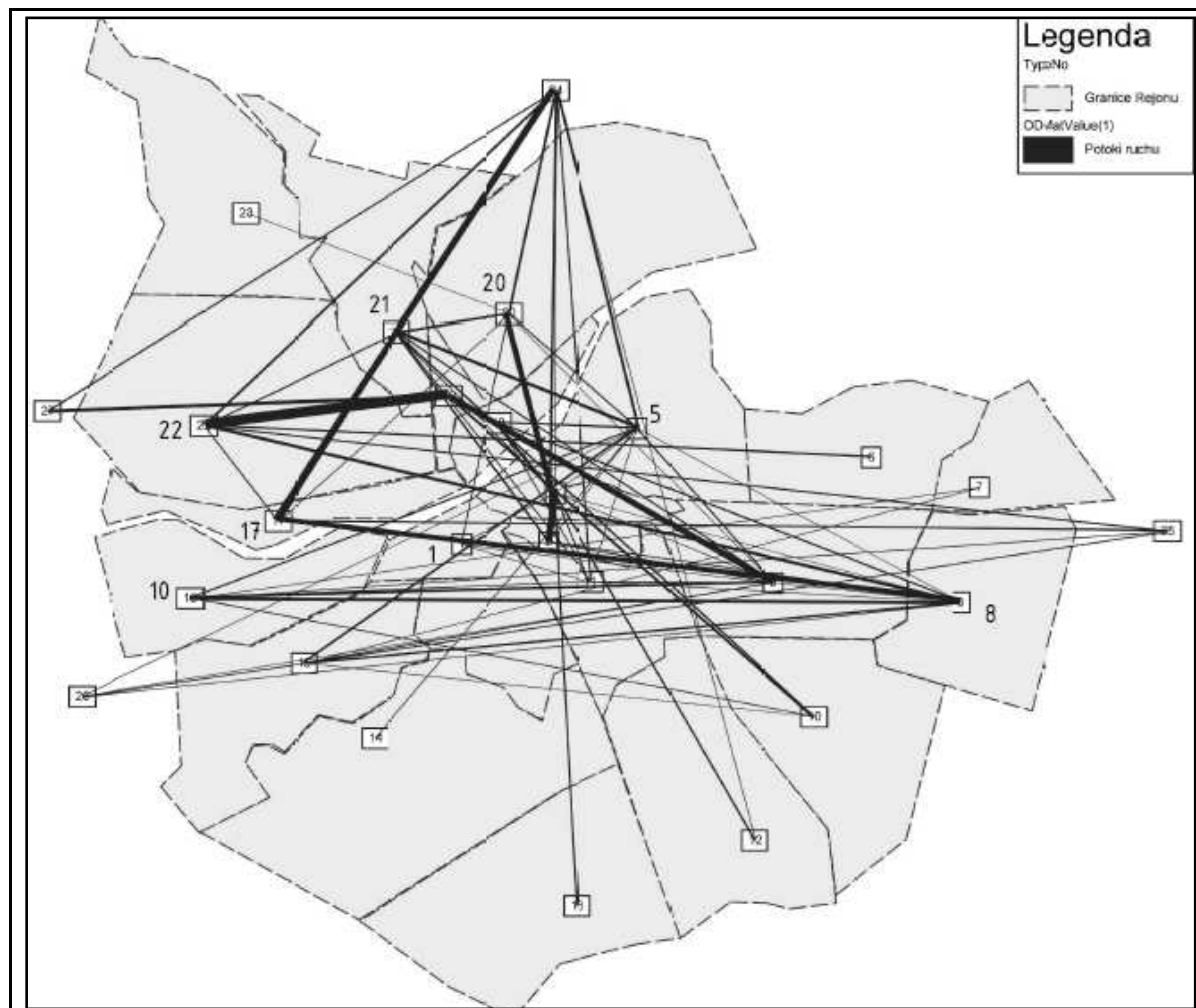
Zdefiniowanie wyżej omówionych zmiennych objaśniających dało możliwość wyznaczenia potencjałów ruchotwórczych w każdym z rejonów komunikacyjnych. Wyznaczono je dla następujących grup motywacji:

1.1 dom-praca

2.1 praca-dom

- 3.1 dom-szkoła
- 4.1 szkoła-dom
- 5.1 dom-inne
- 6.1 inne-dom
- 7.1 nie związane z domem

Utworzoną więźbę ruchu dla stanu na rok 2010 pokazano na rys. 1.



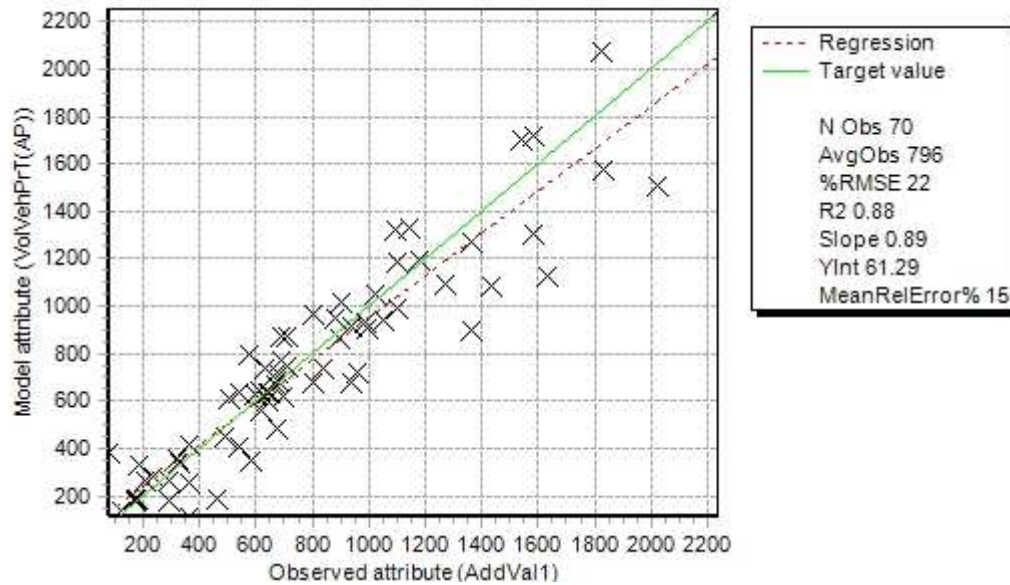
Rys.1. Więźba ruchu – stan na rok 2010

Zbudowany model poddano kalibracji w celu osiągnięcia zgodności modelowanego natężenia ruchu z natężeniem obserwowanym. Po przeprowadzeniu kolejnych iteracji uzyskano współczynnik zgodności $R^2=0,88$ (rys. 2). Przyjęto, że jest on wystarczający, a model może stać się wiarygodną podstawą do dalszych analiz.

3. WARIANTY SIECI DROGOWEJ W ANALIZACH PROGNOSTYCZNYCH

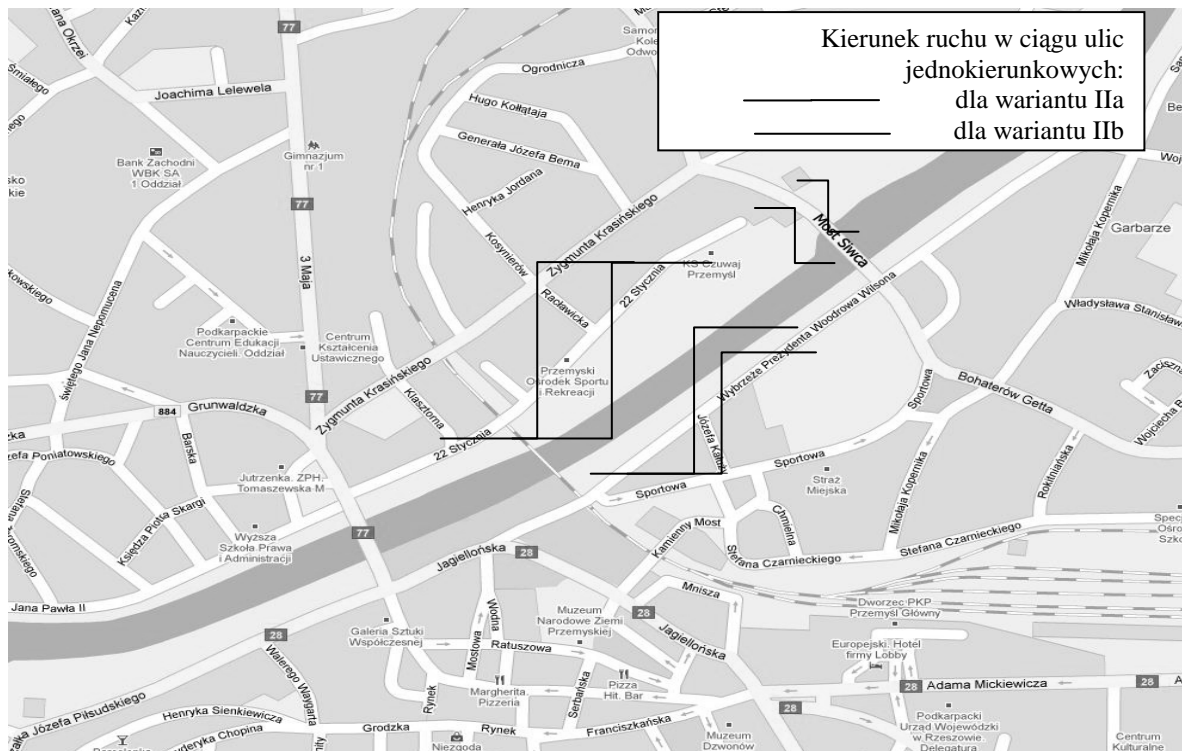
W pracy skupiono się na analizie za pomocą programu komputerowego Visum zmian natężenia i innych parametrów ruchu na ulicach miasta Przemyśla, jakie nastąpią w roku 2010 i w perspektywnym roku 2030:

- po wprowadzeniu ruchu jednokierunkowego w newralgicznym obszarze zawierającym dwa mosty przez San (nie ma innych) wraz z przyległymi ulicami (wariant bezinwestycyjny),



Rys.2. Korelacja obserwowanego i zamodelowanego natężenia ruchu na sieci ulic

przy czym wyróżniono podwarianty, w których ruch jednokierunkowy odbywa się w przeciwnych kierunkach; warianty te oznaczono jako IIa i IIb (rys.3),
 - po wybudowaniu obwodnicy miasta (wariant III - inwestycyjny), zakładając jej przebieg zgodnie z planem zagospodarowania przestrzennego po stronie wschodniej miasta.



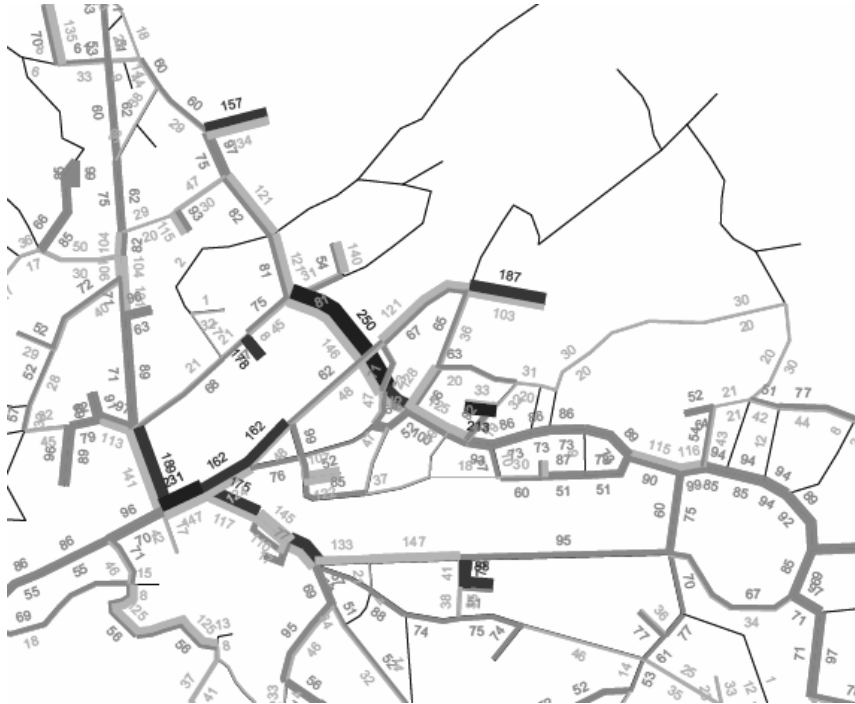
Rys. 3. Warianty wprowadzenia ruchu jednokierunkowego w centrum miasta

Dla porównania zestawiono również wyniki dla wariantu I, który zakłada pozostawienie organizacji ruchu bez zmian.

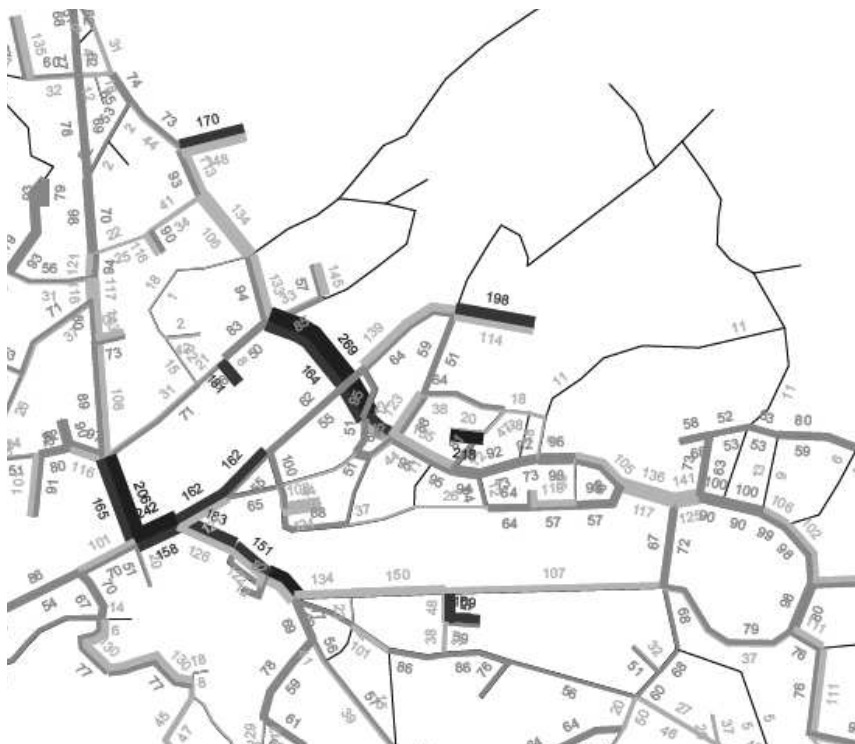
4. WYNIKI ANALIZY

W celu uwypuklenia problemów komunikacyjnych oraz wykazania korzyści i strat dla każdego rozważanego wariantu organizacji ruchu wykonano obliczenia napełnienia (stosunek natężenia ruchu do przepustowości), pracy przewozowej oraz spodziewanej emisji hałasu i spalin. Przykładowy wykres istniejącego i prognozowanego napełnienia w roku 2010 i 2030 dla wariantu I pokazano na rys. 4.

a).

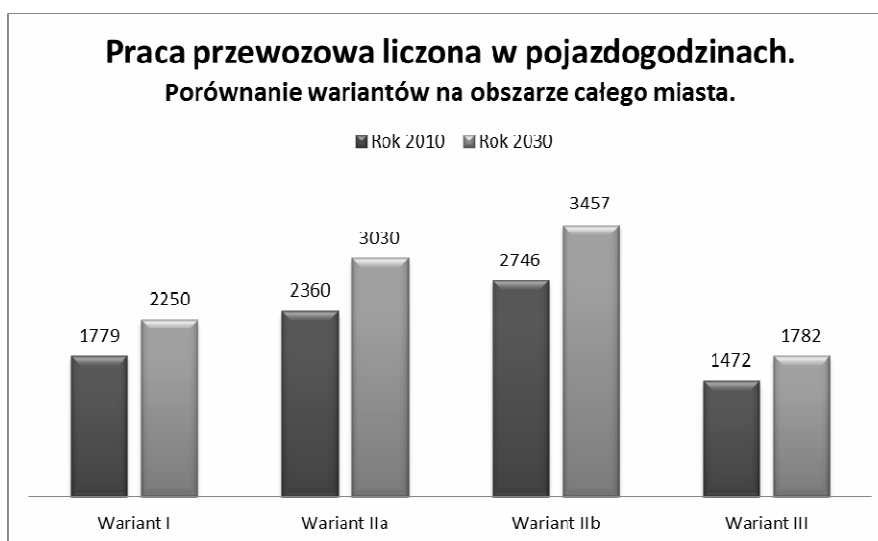


b).

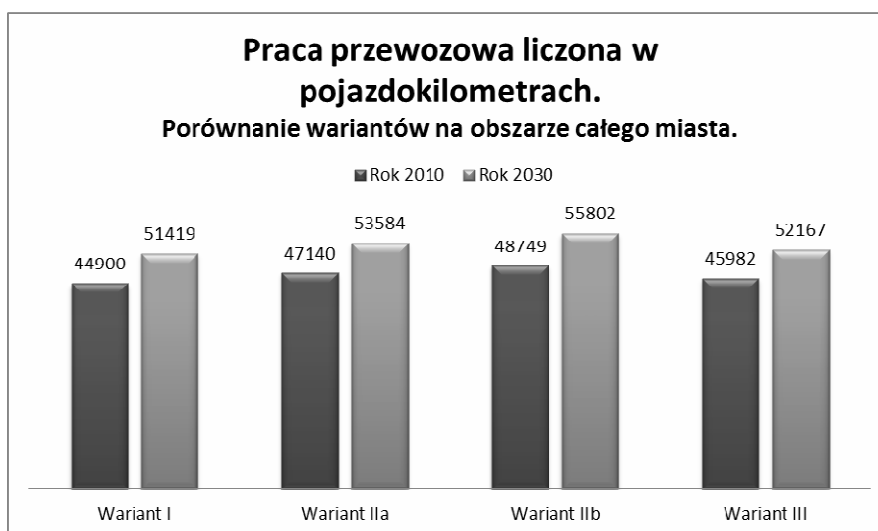


Rys.4. Napełnienie ulic dla wariantu I: a). rok 2010, b). rok 2030

Jedną z miar efektywności układu komunikacyjnego jest praca przewozowa wyliczona w pojazdogodzinach lub pojazdokilometrach. Dla każdego wariantu przeprowadzono obliczenia pracy przewozowej. Zbiorcze wyniki pokazano na rys. 4 i 5.



Rys. 5. Praca przewozowa w pojazdogodzinach na obszarze całego miasta



Rys. 6. Praca przewozowa w pojazdokilometrach na obszarze całego miasta

5. PODSUMOWANIE

Z uzyskanych rezultatów przeprowadzonych symulacji komputerowych rozkładu ruchu w różnych wariantach wynika, że najkorzystniejszym wariantem dla Przemysła jest budowa obwodnicy, która w znacznym stopniu odciąży centrum miasta. Analizując zestawienie pracy przewozowej zauważa się, że wariant III posiada korzystniejsze wartości pojazdogodzin oraz pojazdokilometrów w stosunku do wariantów IIa i IIb. Dzięki temu wariant ten cechują najwyższe średnie prędkości jazdy. Wzrost prędkości średniej oraz spadek natężenia ruchu niesie za sobą korzyści środowiskowe. Na głównych korytarzach w mieście natężenie zmniejszy się prawie o 38% co sprawi, że poziom hałasu w tej części Przemysła zmniejszy się. Na podstawie [4] oszacowano, że zmiana ta wyniesie 2,08 dB. Emisja tlenu węgla do

atmosfery również ulegnie zmniejszeniu. Biorąc pod uwagę wyniki symulacji na podstawie [5] można stwierdzić, że emisja ta zmniejszy się o ponad 20%.

Przeprowadzone analizy wykazały, że wariant II nie poprawi sytuacji w stosunku do stanu istniejącego. Wprowadzenie ruchu jednokierunkowego na wybranym ciągu, który obejmuje dwa główne mosty w mieście, zmusi kierowców do wydłużenia wykonywanych podróży. W stosunku do wariantu I nastąpił przyrost pracy przewozowej o 581 pojazdogodzin i 2240 pojazdokilometrów.

PIŚMIENNICTWO

- [1] Studium Uwarunkowań i Kierunków Zagospodarowania Przestrzennego Miasta Przemyśla, www.przemysl.pl/gospodarka.html.
- [2] Ludność. Stan i struktura w przekroju terytorialnym w dniu 30 VI 2008 r.’’, www.stat.gov.pl.
- [3] Pracujący w gospodarce narodowej w 2007 r., www.stat.gov.pl.
- [4] Bohatkiewicz J., Dudek M.: Wpływ prognozowania ruchu na analizy środowiskowe w drogownictwie, Zeszyty Naukowo-Techniczne Oddziału SITK w Krakowie. Materiały konferencyjne, nr 148, s. 37-54.
- [5] Szarata A., „Traffic modelling – environmental impact evaluation’’, www.vplno1.vkw.tu-dresden.de/oeko/flyer_summerschool_2007.pdf.

NUMERICAL SIMULATION OF TRAFFIC MANAGEMENT VARIANTS IN CITY PRZEMYŚL

Summary

The paper presents an analysis of an alternate traffic regulation by two-way streets change into one-way streets or after opening a bypass of the city of Przemyśl. The macrosimulation has been executed with special traffic simulation software. The authors made a traffic model of Przemyśl based on traffic measurements and a definition of traffic sources and targets for the years 2010 and 2030. The model also includes the characteristics of citizens such as the percentage of students, unemployed, a population gain prognosis. The comparative parameters used in the analysis were: traffic intensity, transportation work expressed in passenger-hours and passenger-kilometers, and ecology parameters such as noise and carbon monoxide emission. What is the most favorable variant for Przemyśl is building a bypass, because all the analyzed parameters have proved better than in the other variants. Without the bypass, changing streets into one-way streets will not bring significant positive changes for car-users or for the environment. In this case it is a better solution to remain with the present traffic management.

Juliusz CIEŚLA¹
Piotr OLASZEK²
Mirosław BISKUP³
Małgorzata MAZANEK⁴
Instytut Badawczy Dróg i Mostów

BADANIA WYBRANYCH OBIEKTÓW INŻYNIERSKICH NA LINII CMK POD OBCIĄŻENIEM DYNAMICZNYM

STRESZCZENIE

W referacie przedstawiono badania dwóch konstrukcji mostowych związane z dostosowywaniem linii kolejowych do dużych prędkości: $v_{max} \leq 200$ km/h dla taboru konwencjonalnego i $v_{max} \leq 250$ km/h dla taboru z wychylnym pudłem. Zbadanie obiektów wymagało sprawdzenia wpływu efektów dynamicznych na stany graniczne nośności – bezpieczeństwo konstrukcji oraz stany użyteczności związane z bezpieczeństwem jazdy i komfortem podróżnych. W ramach badań wykonano jazdy taborem próbnym (dwie lokomotywy i dwa wagony pasażerskie) z prędkościami dochodzącymi do 210 km/h. Prowadzono pomiary przemieszczeń pionowych i przyspieszeń przęseł oraz prędkości przejeżdżającego taboru. Stwierdzono, że znaczne rozbieżności zmierzonych i obliczonych wartości częstotliwości drgań własnych, ugięć i przyspieszeń są typowe dla obiektów o małej rozpiętości przęseł.

Słowa kluczowe: badania pod obciążeniem dynamicznym, mostowe obiekty kolejowe

1. WPROWADZENIE

Prezentowana praca została wykonana w ramach badań 5 obiektów mostowych pod próbnym obciążeniem dynamicznym, których celem było dopuszczenie tych obiektów do eksploatacji do prędkości $v_{max} \leq 200$ km/h dla taboru konwencjonalnego i prędkości $v_{max} \leq 250$ km/h dla taboru z wychylnym pudłem. Badania zastały wykonane na zlecenie PKP Polskie Linie Kolejowe S.A. – Centrum Realizacji Inwestycji Oddział w Lublinie przez Laboratorium Badań Konstrukcji Mostowych Zakładu Mostów we współpracy z Ośrodkiem Badań Mostów w Kielcach Instytutu Badawczego Dróg i Mostów. Dodatkowo Laboratorium Badań Taboru Instytutu Kolejnictwa prowadziło pomiary prędkości przejazdu pociągu badawczego oraz przyspieszeń oddziałujących na pudło jednego z wagonów.

¹ jciesla@ibdim.edu.pl

² polaszek@ibdim.edu.pl

³ mbiskup@ibdim.edu.pl

⁴ mmazanek@ibdim.edu.pl

Zaprezentowano wyniki badań 2 najbardziej charakterystycznych obiektów.

Badania konstrukcji mostowych związane z dostosowywaniem linii kolejowych do dużych prędkości są wykonywane w Polsce [1, 2] i na świecie [3, 4]. W Polsce warunki techniczne dla modernizacji lub budowy linii kolejowych do prędkości do 200/250 km/h określono w standardach technicznych [5] oraz normie [6].

Zbadanie przydatności obiektów mostowych na liniach dużej prędkości wymaga sprawdzenia wpływu efektów dynamicznych na stany graniczne nośności określających bezpieczeństwo konstrukcji oraz stany użyteczności związane z bezpieczeństwem jazdy i komfortem podróżnych. W ramach badań ze względu na możliwości realizacji wykonano jazdy taborem próbnym (dwie lokomotywy i dwa wagony pasażerskie) z prędkościami dochodzącymi do 210 km/h. Prowadzono pomiary przemieszczeń pionowych i przyspieszeń przęseł oraz prędkości przejeżdżającego taboru.

2. BADANE OBIEKTY

2.1 Wiadukt zespolony

Obiekt stanowią dwie oddzielne konstrukcje swobodnie podparte, oddzielne dla każdego z dwóch torów. Konstrukcję przęseł stanowi 10 obetonowanych dźwigarów stalowych z dwuteowników szerokostopowych HE 800x444, ustawionych na skrajnych poprzecznicach, w rozstawie osiowym 472 mm. Górną powierzchnię przęśla ukształtowano w formie koryta balastowego. Podpory zaprojektowano jako ścianowe, posadowione bezpośrednio, wyposażone w krótkie ścianki boczne w obrębie fundamentu, ściankę żwirową i wspornik odciażający. Rozpiętość teoretyczna przęśla wynosi 14,00 m. Widok wiaduktu w czasie badań przedstawiono na (Rys. 1).



Rys. 1. Widok wiaduktu zespolonego w czasie badań

2.2 Wiadukt płytowy

Obiekt jest jedną konstrukcją wspólną dla obu torów CMK oraz toru łącznicy. Konstrukcję prześła stanowi żelbetowa monolityczna płyta o grubości 65 cm. Płyta jest zamocowana w ścianach podpór za pomocą prętów wypuszczonych z elementów prefabrykowanych podpór. W części torowej prześła ukształtowano koryto balastowe ograniczone ściankami od strony chodników. Podpory obiektu składają się z prefabrykatów żelbetowych w kształcie odwróconego „T” o szerokości 1,48 m. Prefabrykaty połączono za pomocą blach ze sworzniami stalowymi. Rozpiętość teoretyczna prześła wynosi 5,50 m. Widok wiaduku w czasie badań przedstawiono na (Rys. 2).



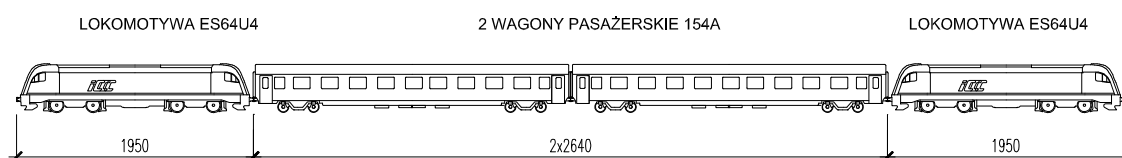
Rys. 2. Widok wiaduku płytowego w czasie badań

W obu obiektach zastosowano jezdnię z torami na podsypce.

3. OPIS BADAŃ

3.1 Środki obciążające

Do obciążenia próbnego wykorzystano zestaw złożony z dwóch lokomotyw elektrycznych ES64U4, na początku i na końcu składu oraz dwóch wagonów osobowych typu 154A (Rys. 3).



Rys. 3. Skład pociągu używanego podczas badań

Dla każdego z torów CMK zaplanowano przejazdy w obu kierunkach z prędkościami 10, 160, 180, 200 i 208. Wartość maksymalnej prędkości wynikała z braku zgody Urzędu Dozoru Kolejowego na jazdy z prędkościami większymi niż 200 km/h. Rzeczywiste prędkości jaz były zgodne z programem w granicach $\pm 2,5$ km/h.

3.2 Metody pomiaru

Do pomiaru przemieszczeń pionowych przęseł zastosowano przetworniki indukcyjne z rejestracją komputerową z wykorzystaniem systemu Spider8 firmy Hottinger Baldwin Messtechnik. Przetworniki były zamocowane na ziemi, a przemieszczenia przęsa było przenoszone przez układ sprężyna-drut. Dla wiaduktu zespolonego pomiary przemieszczeń pionowych dodatkowo były prowadzone z zastosowaniem radaru interferencyjnego IBIS-S. Pomiary przyspieszeń prowadzono w kierunku pionowym z zastosowaniem indukcyjnych przetworników przyspieszeń z masą drgającą z rejestracją komputerową, również przy pomocy systemu Spider8.

Pomiary przemieszczeń i przyspieszeń prowadzono w przekroju w połowie rozpiętości przęsa. W przypadku wiaduktu zespolonego na pasie dolnym rozmieszczono cztery punkty pomiaru przemieszczeń i przyspieszeń w osi każdej z szyn dwóch torów. W przypadku wiaduktu płytowego na dolnej powierzchni płyty rozmieszczono 3 punkty pomiaru przemieszczeń i przyspieszeń w osi każdego trzech torów.

Pomiary prędkości przejazdu pociągu prowadzono dwoma metodami: przy wykorzystaniu fotodiody zamocowanej do szyny z rejestracją komputerową, przy pomocy systemu Spider8 oraz z poziomu pociągu prowadzono pomiary prędkości na podstawie zliczania impulsów fotokomórki związanej z kołem lokomotywy. Ze względu na intensywną „chmurę śniegu” otaczającą przejeżdżający pociąg pomiary z wykorzystaniem fotodiody zamocowanej do szyny dawały błędne wyniki.

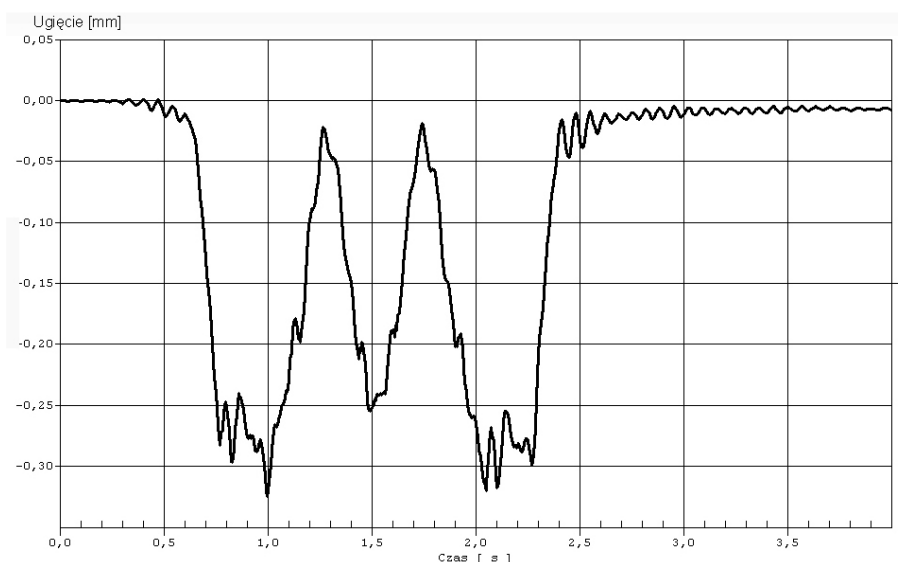
Ze względu na konieczność rejestracji impulsów, pochodzących od poszczególnych kół pociągu, z fotodiody zamocowanej do szyny, dla wszystkich pomiarów prowadzonych z wykorzystaniem systemu Spider8 zastosowano częstotliwość próbkowania równą 800 Hz. Ze względu na oczekiwane charakterystyki dynamiczne konstrukcji mostowych i częstotliwości drgań wymuszonych pochodzące od przejeżdżającego pociągu wystarczające byłoby zastosowanie częstotliwości próbkowania równej 200 Hz. Pomiary z zastosowaniem radaru interferencyjnego prowadzono z częstotliwością próbkowania 190 Hz.

3.3 Wyniki pomiarów

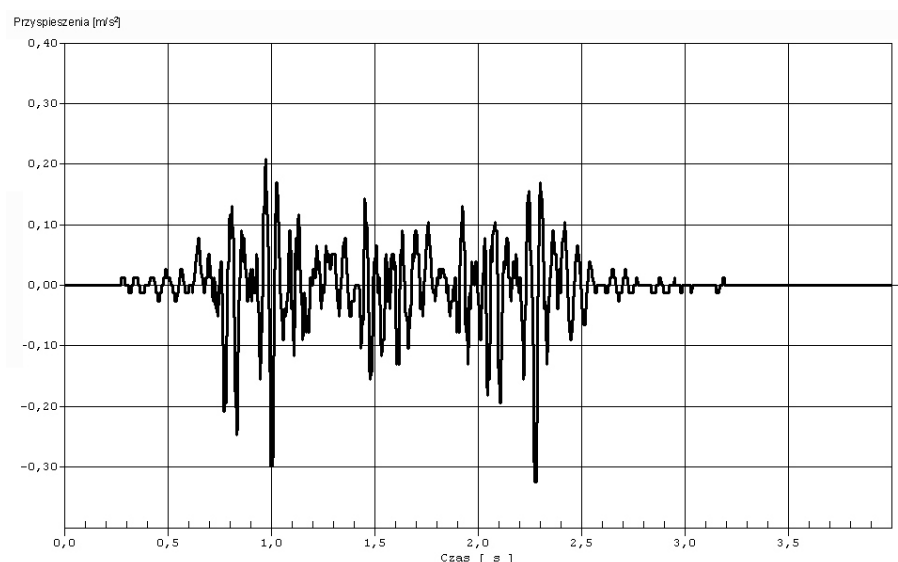
Wykonano szczegółową analizę zarejestrowanych przebiegów ugięć i przyspieszeń. Określono wartości ekstremalnych amplitud. Wartości te zestawiono z wartościami ugięć i przyspieszeń przęsa obliczonymi teoretycznie. Częstotliwości drgań określono na podstawie analizy drgań wymuszonych podczas przejazdu pociągu i drgań swobodnych przęsa po zjeździe pociągu oraz obliczeń gęstości widmowej. Widma zostały sporządzone za pomocą oprogramowania Catman firmy Hottinger Baldwin Messtechnik z wykorzystaniem szybkiej transformaty Fouriera (FFT).

3.3.1 Wiadukt zespolony

Przykładowe przebiegi ugięć zarejestrowane podczas przejazdu z maksymalną prędkością przedstawiono na rys. 4 a przyspieszeń na rys. 5. Wyznaczono ekstremalne wartości amplitud ugięć i przyspieszeń dla poszczególnych prędkości przejazdów pociągu. Na podstawie analizy przebiegów ugięć i przyspieszeń stwierdzono, że w drganiach swobodnych konstrukcji przęsa wyróżnia się składowa o częstotliwości $f_1 = 14,5$ Hz. Na podstawie analizy drgań swobodnych wyznaczono wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia X w zakresie od 0,10 do 0,11.



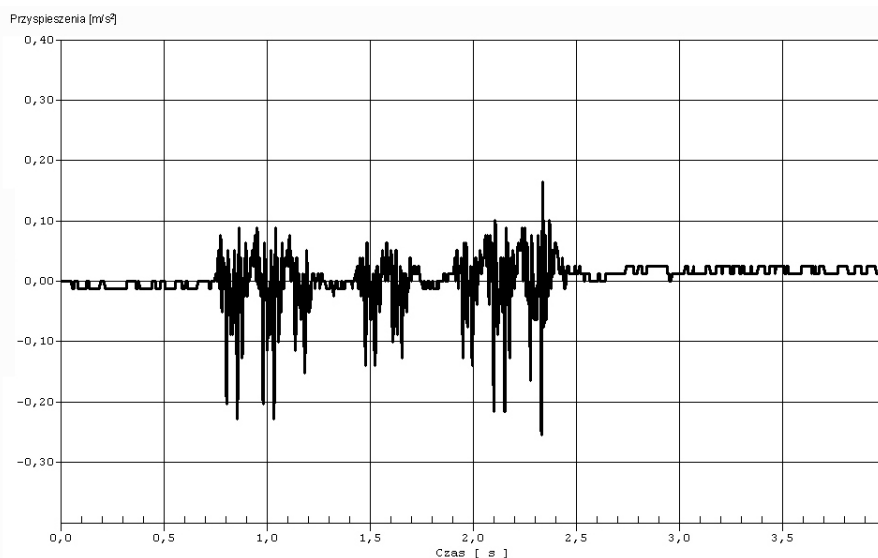
Rys. 4. Przykładowy przebieg przemieszczeń podczas przejazdu pociągu z prędkością 208 km/h



Rys. 5. Przykładowy przebieg przyspieszeń podczas przejazdu pociągu z prędkością 208 km/h

3.3.2 Wiadukt płytowy

Przykładowy przebieg przyspieszeń zarejestrowany podczas przejazdu z maksymalną prędkością przedstawiono na rys. 6. Ze względu na bardzo małe wartości ugięć ($< 0,01$ mm) nie prowadzono analizy amplitudowej dla przebiegów ugięć. Wyznaczono ekstremalne wartości amplitud przyspieszeń dla poszczególnych prędkości przejazdów pociągu. Na podstawie analizy przebiegów przyspieszeń stwierdzono, że w drganiach swobodnych konstrukcji przęsła wyróżnia się składowa o częstotliwości $f_1 = 6,3$ Hz. Ze względu na niski poziom drgań swobodnych po zjeździe pociągu i znaczne tłumienie nie było możliwe wyznaczenie wartości dekrementu tłumienia.



Rys. 6. Przykładowy przebieg przyspieszeń podczas przejazdu pociągu z prędkością 208 km/h

3.4 Analiza wyników pomiarów

Podstawą do analizy wyników pomiarów była analiza statyczna i dynamiczna badanych konstrukcji. Obliczenia statyczne wykonano za pomocą programu ROBOT Millenium, natomiast analizę dynamiczną za pomocą programu MES3DRUCH, opracowanego w Politechnice Świętokrzyskiej. Konstrukcję zespoloną aproksymowano rusztem. Konstrukcję wiaduktu płytowego aproksymowano płytą, przy założeniu upraszczającym przyjmującym połączenie przegubowe z płyty z podporami.

Analizę wyników badań przeprowadzono z uwzględnieniem następujących kryteriów:

1. analizy porównawczej zmierzonych częstotliwości drgań własnych i przyspieszeń z wartościami obliczonymi teoretycznie,
2. zgodności zmierzonych częstotliwości drgań własnych i przyspieszeń z zakresem zalecanym przez normy [6, 7],
3. analizy zmierzonych wartości współczynników przeciążeń dynamicznych.

3.4.1 Wiadukt zespolony

Na podstawie przeprowadzonej analizy porównawczej wartości zmierzonych i obliczonych teoretycznie stwierdzono, że zmierzone ugięcia nie przekraczały 46% ugięć obliczonych, a zmierzone przyspieszenia nie przekraczały 23% przyspieszeń obliczonych. Zarejestrowane podczas badań maksymalne wartości przyspieszeń nie przekraczały wartości 0,34 m/s² i były mniejsze od 2 m/s², czyli nie przekraczały wartości granicznych ze względu na zachowanie dostatecznego poziomu komfortu podróży pasażerów (2 m/s²), a tym bardziej ze względu na bezpieczeństwo ruchu (3,5 m/s²) [7].

Również wymagane kryterium zgodności zmierzonych przyspieszeń z wartościami obliczonymi teoretycznie (stosunek wartości zmierzonych do obliczonych $\leq 1,15$) jest spełniony [5]. Natomiast nie spełnione jest kryterium zgodności dla częstotliwości, ponieważ wartość zmierzona była równa 174% wartości obliczonej.

Zalecany przez normę [6] zakres częstotliwości drgań własnych konstrukcji dla badanego wiaduktu wynosi od 5,7 do 13,2 Hz. Zmierzona częstotliwość drgań własnych pierwszego rzędu wynosi 14,5 Hz i nieznacznie przekracza ten zakres.

Zarejestrowane podczas badań maksymalne wartości współczynnika przeciążeń dynamicznych nie przekraczały wartości 1,11. Nie stwierdzono przyrostu ekstremalnych

wartości ugięć i przyspieszeń w zależności od wzrostu prędkości.

Zarejestrowany niski poziom drgań swobodnych po zjeździe pociągu i szybkie wygasanie drgań, świadczą o znacznym tłumieniu drgań po zjeździe obciążenia.

3.4.2 Wiadukt płytowy

Na podstawie przeprowadzonej analizy porównawczej wartości zmierzonych i obliczonych teoretycznie stwierdzono, że zmierzone ugięcia były znacznie mniejsze od ugięć obliczonych, a zmierzone przyspieszenia nie przekraczały 23% przyspieszeń obliczonych.

Kryterium zgodności zmierzonych przyspieszeń i częstotliwości z wartościami obliczonymi teoretycznie (stosunek wartości zmierzonych do obliczonych $\leq 1,15$) jest spełniony [5]. Oszacowana częstotliwość drgań swobodnych własnych (częstotliwość pierwszego rzędu) była równa 24% częstotliwości obliczonej.

Zalecany przez normę [6] zakres częstotliwości drgań swobodnych dla badanego wiaduktu wynosi od 14,5 do 26,5 Hz. Oszacowana częstotliwość drgań swobodnych pierwszego rzędu znajduje się poniżej tego zakresu i jest równa 6,3 Hz. Zarejestrowane podczas badań maksymalne wartości przyspieszeń nie przekraczają wartości 0,25 m/s² i nie przekraczają wartości granicznych ze względu na zachowanie dostatecznego poziomu komfortu podróży pasażerów - 2 m/s², a tym bardziej ze względu na bezpieczeństwo ruchu - 3,5 m/s² [7].

Nie stwierdzono przyrostu ekstremalnych wartości przyspieszeń w zależności od wzrostu prędkości. Ze względu na bardzo niski poziom zarejestrowanych podczas badań ugięć nie analizowano współczynnika przeciążeń dynamicznych. Zarejestrowany niski poziom drgań swobodnych po zjeździe pociągu i szybkie wygasanie drgań świadczy o znacznym tłumieniu drgań po zjeździe obciążenia.

4. PODSUMOWANIE

Na podstawie analizy wyników badań w przypadku obu wiaduktów stwierdzono, że:

- Zmierzone ugięcia były znacznie mniejsze od ugięć obliczonych.
- Zmierzone przyspieszenia wynosiły od 0% do 23% przyspieszeń obliczonych i zarejestrowane podczas badań maksymalne wartości przyspieszeń nie przekraczały wartości 0,34 m/s² dla wiaduktu zespolonego oraz 0,25 m/s² dla wiaduktu płytowego i w przypadku obu obiektów były mniejsze od wartości granicznych ze względu na zachowanie dostatecznego poziomu komfortu podróży pasażerów oraz ze względu na bezpieczeństwo ruchu [7].
- Oszacowana częstotliwość drgań swobodnych pierwszego rzędu wiaduktu zespolonego znajduje się powyżej zalecanego przez normę [6] zakresu i jest równa 14,5 Hz.
- Oszacowana częstotliwość drgań swobodnych pierwszego rzędu wiaduktu płytowego znajduje się poniżej zalecanego przez normę [6] zakresu i jest równa 6,3 Hz.
- W przypadku obu obiektów nie zaobserwowano wzrostu mierzonych wartości maksymalnych przyspieszeń i ugięć przy wzroście prędkości przejazdu pociągu
- Kryterium zgodności zmierzonych przyspieszeń z wartościami obliczonymi teoretycznie (stosunek wartości zmierzonych do obliczonych $\leq 1,15$) jest spełniony dla obu konstrukcji [5].
- W przypadku obu obiektów stwierdzono znaczne tłumienie drgań po zjeździe obciążenia.

Wobec pomyślnego przebiegu próbnego obciążenia i pozytywnych wyników przeprowadzonych pomiarów oba wiadukty dopuszczono do eksploatacji do prędkości $V_{max} \leq 200$ km/h dla taboru konwencjonalnego i prędkości $V_{max} \leq 250$ km/h dla taboru z

wychylnym pudłem.

Stwierdzone, znaczne rozbieżności zmierzonych i obliczonych wartości częstotliwości drgań własnych, ugięć i przyspieszeń są typowe dla obiektów o małej rozpiętości przęsła, co było szczególnie widoczne dla wiaduktu płytowego i znajduje potwierdzenie w pracy [3].

Znaczne rozbieżności wyników pomiarów i obliczeń analitycznych nasuwają wniosek, o celowości kontynuowania badań tego typu obiektów pod obciążeniem dynamicznym.

PIŚMIENNICTWO

- [1] Wołowicki, W. , Sturzbecher, K. Apanas, L.: Badania dynamiczne pewnych typów mostów kolejowych związane z ich dostosowaniem do dużych prędkości taboru. Inżynieria i Budownictwo, nr 5/2005, s. 260-264.
- [2] Łaziński, P., Salamak, M.: O badaniach mostów pod próbnym obciążeniem. Inżynieria i Budownictwo, nr 5-6/2010, s. 300-303.
- [3] M. Heiden M., Stadler C.: Vibration investigation of existing railway viaducts in Austria. Proc of the Conference: Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures EVACES'09, Wrocław 2009, s. 581-590.
- [4] Stampler J., Janjic D., Handel C.: Standardized serviceability tests of railway bridges. Proc of the Conference: Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures EVACES'07, Porto 2007, s. 1271-1278.
- [5] Standardy techniczne - Szczegółowe warunki techniczne dla modernizacji lub budowy linii kolejowych do prędkości $V_{max} \leq 200$ km/h (dla taboru konwencjonalnego)/250 km/h (dla taboru z wychylnym pudłem)" - Tom III Kolejowe obiekty inżynieryjne - Wersja 1.1, PKP Polskie Linie Kolejowe S.A., Centrum Naukowo-Techniczne Kolejnictwa, Warszawa 2010 r.
- [6] Norma PN-EN 1991-2:2007 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje - Część 2: Obciążenia ruchome mostów.
- [7] Norma PN-EN1990:2004 Eurokod 0: Podstawy projektowania konstrukcji.

TESTS OF TWO RAILWAY STRUCTURES ON A CENTRAL RAILWAY LINE UNDER DYNAMIC LOAD

Summary

The presented tests have been executed as part of tests of five railway bridges subjected to dynamic proof load. The main target of tests was to admit these structures for exploitation for speeds of up to $V_{max} \leq 200$ km/h in case of conventional trains and for speeds of up to $V_{max} \leq 250$ km/h for tilting trains. The tests, commissioned by PKP Polish Rail Line Ltd. – Centre of Investment – Branch in Lublin, have been performed by the Bridge Structure Research Laboratories in Warsaw and in Kielce of the Road and Bridge Research Institute. Additionally, the Rolling Stock Testing Laboratory of Railway Institute has led the measurements of the test train speed as well as the accelerations acting on one of the car bodies. The results of investigations of two most characteristic objects: the composite viaduct with span of 14,00 m and the slab viaduct with span of 5,50 m have been presented.

Jacek CHRÓŚCIELEWSKI¹

Anna BANAS²

Maciej MALINOWSKI³

Mikołaj MIŚKIEWICZ⁴

Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska

MOSTY KOLEJOWE MAŁYCH ROZPIĘTOŚCI – OBLICZENIA I BADANIA

STRESZCZENIE

W pracy przedstawiono wyniki badań i analiz obliczeniowych mostów kolejowych małych rozpiętości. Przedstawiono sposoby modelowania w celu wiernego odzwierciedlenia rzeczywistej pracy konstrukcji. Podano zakres i metodykę prowadzonych badań in situ. Wyniki analiz teoretycznych porównano z wynikami badań. Przedstawiono wnioski dotyczące sposobów modelowania tego typu konstrukcji i konieczności badań in situ oraz stosowania zaawansowanych modeli w celu jednoznacznej oceny poprawności zachowania się konstrukcji.

Słowa kluczowe: mosty kolejowe, analizy numeryczne, badania in situ, diagnostyka, MES

1. WSTĘP

Diagnozowanie konstrukcji inżynierskich to sztuka inżynierska. W tym sensie sztuka, że wymaga ona doświadczenia pomiarowego i wiedzy o zachowaniu się rzeczywistych konstrukcji oraz o sposobach jej opisu analitycznego, tzn. modelowania i w konsekwencji obliczania. Istotnym elementem przy diagnozowaniu obiektów inżynierskich jest jednoznaczna interpretacja mierzonych parametrów w odniesieniu do wartości teoretycznych [2,5-8]. Zatem, w odróżnieniu od etapu projektowania, zadaniem formułowanych modeli obliczeniowych jest więc jak najdalej idące, wierne odzwierciedlenie rzeczywistej pracy konstrukcji z uwagi na mierzone parametry. Zasada ta dotyczy każdego typu i rodzaju konstrukcji, a tym samym każdego diagnozowanego obiektu, w tym przypadku mostowego.

Jednym z narzędzi diagnozowania konstrukcji mostowych są badania odbiorowe – próbne obciążenia, których ogólnym zadaniem jest sprawdzenie poprawności pracy ustroju i przyjętych założeń projektowych oraz sposobu jego obliczania [1].

¹ jchrost@pg.gda.pl

² annbanas@pg.gda.pl

³ mamalin@pg.gda.pl

⁴ mmisk@pg.gda.pl

W pracy przedstawiono i omówiono wybrane modele obliczeniowe, wyniki analiz teoretycznych oraz badań reprezentatywnych małych mostów kolejowych o jezdni zamkniętej.

2. CHARAKTERYSTYKA OMAWIANYCH OBIEKTÓW

W listopadzie 2009 roku rozpoczęto przebudowę węzła komunikacyjnego Wzgórze Świętego Maksymiliana w Gdyni. W ramach tej inwestycji zrealizowany został złożony wiadukt kolejowy, położony nad projektowaną drogą łączącą Gdyński Różowy Trakt z Aleją Zwycięstwa. Wiadukt tworzy sześć odrębnych, niezależnych pod każdy tor, przęseł stalowych wolnopodpartych o zróżnicowanych konstrukcjach nośnych z jezdnią zamkniętą.

Konstrukcję przęsa pod torami nr 501 i 502 linii nr 250 SKM stanowią ustroje dwudźwigarowe z blachownicami dwuteowymi w rozstawie 5,10 m, o rozpiętości $L_t = 16,30$ m, z jazdą dołem i pomostem w postaci płyty ortotropowej. Wysokość konstrukcyjna obiektu wynosi $h_k = 1,30$ m.

Przęsa pod torami nr 1 i 2 linii nr 202 i torem nr 101 linii nr 201 to ustroje wielodźwigarowe, swobodnie podparte o rozpiętości $L_t = 16,30$ m z jazdą górą. Wysokość konstrukcyjna wynosi $h_k = 1,50$ m. Rozstaw dźwigarów głównych wynosi 0,60 m. Szerokość całkowita konstrukcji pod trzy tory wynosi łącznie 14,40 m.

Przęsło pod torem nr 102 linii nr 201 to ustrój dwudźwigarowy z blachownicowymi dźwigarami skrzynkowymi w rozstawie 5,30 m, o rozpiętości $L_t = 20,20$ m, z jazdą dołem i pomostem o konstrukcji płyty ortotropowej. Wysokość konstrukcyjna wynosi $h_k = 1,30$ m.

Wszystkie przęsa oparte są na masywnych żelbetowych przyczółkach za pośrednictwem łożysk garnkowych. W pracy przedstawiono wyniki obliczeń oraz badań in situ przęseł zlokalizowanych w torach nr 501 (rys. 1, 2, 6) i 102 (rys. 3, 4, 5).



Rys.1. Widok ogólny przęsa w torze nr 501
Próbne obciążenie obiektu



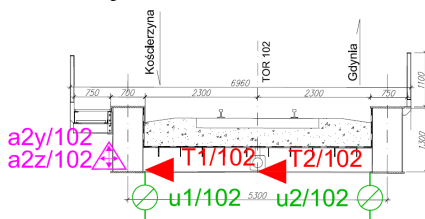
Rys.2. Widok od spodu konstrukcji przęsa w torze nr 501
Faza wstawiania przęsa



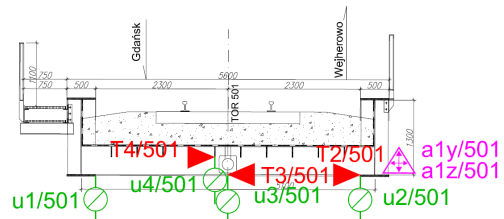
Rys.3. Widok ogólny przęsa w torze nr 102
Próbne obciążenie obiektu



Rys.4. Widok od spodu konstrukcji przęsa w torze nr 102



Rys.5. Przekrój poprzeczny przęsa w torze nr 102,
układ i oznaczenie punktów pomiarowych



Rys.6. Przekrój poprzeczny przęsa w torze nr 501,
układ i oznaczenie punktów pomiarowych

3. MODELE OBLICZENIOWE ANALIZOWANYCH OBIEKTÓW

Obliczenia statyczne oraz drgań i postaci własnych wykonano metodą elementów skończonych (MES). W obliczeniach stosowano elementy belkowe, powłokowe i podporowe.

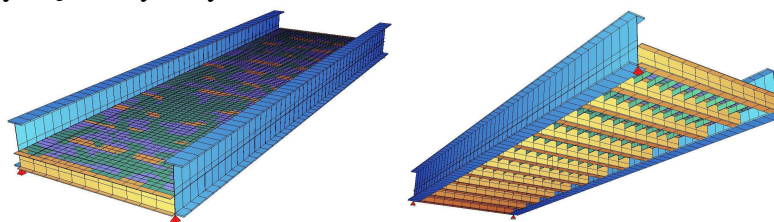
Do dyskretyzacji form traktowanych jako powierzchniowe wykorzystano 2-wymiarowe, 4-węzłowe powłokowe elementy skończone typu Timoszenko–Reissnera. Elementy te są klasy C0, z odpowiednimi modyfikacjami (wzbogaceniem) funkcji kształtu, które eliminują efekt blokady (zakleszczania). Są one całkowane metodą Gaussa regułą 4-punktową, tj. w sposób pełny (FI).

Do dyskretyzacji struktur traktowanych jako belkowe stosowano 1-wymiarowe, 2-węzłowe przestrzenne elementy prętowe (ramowe). Elementy te są typu Timoszenki klasy C0 o liniowych funkcjach kształtu. Ich równania konstytutywne uwzględniają ścinanie i mimośrodowe położenie osi odniesienia.

3.1 Przęsło w torze nr 501, dwudźwigarowa blachownica dwuteowa

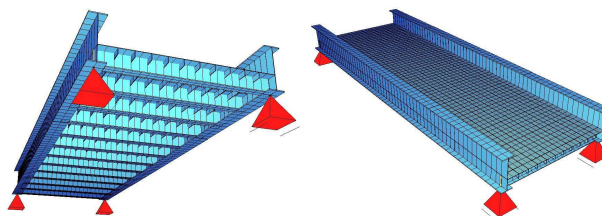
Dla konstrukcji przęsła w torze nr 501, ze względu na otwarty charakter dwuteowych dźwigarów głównych (zob. [9]), opracowano trzy przestrzenne modele obliczeniowe, tzw.: model belkowy, model powłokowo-belkowy, model powłokowy [3].

W modelu belkowym (rys. 7) konstrukcję przęsła potraktowano jako przestrzenny ruszt wzajemnie prostopadłych belek na mimośrodkach (1 116 elementów belkowych na siatce 590 węzłów oraz 10 więzów podporowych). Jako powierzchnię odniesienia/obciążenia przyjęto płaszczyznę blachy koryta.

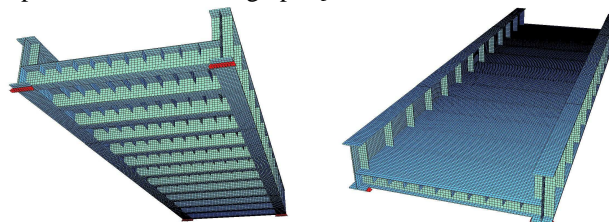


Rys.7. Wizualizacja modelu belkowego przęsła w torze nr 501

W modelu powłokowo-belkowym (rys. 8) dźwigary główne, poprzecznice oraz żebra podłużne lokalnie usztywniające płytę jezdni dyskretyzowano elementami belkowymi na mimośrodkach, a blachę koryta – elementami powłokowymi (siatka 1 453 węzłów, w tym 1 034 elementów belkowych, 1 364 elementów powłokowych oraz 10 więzów podporowych). Geometria płyty koryta stanowiła powierzchnię odniesienia dla zróżnicowanego układu belek na mimośrodkach.



Rys.8. Wizualizacja modelu powłokowo-belkowego przęsła w torze nr 501



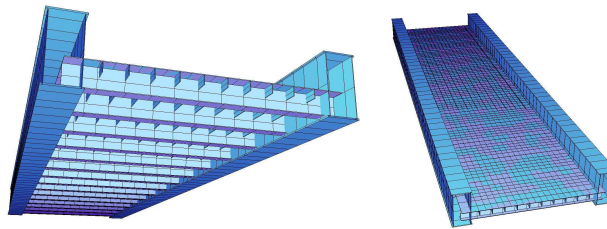
Rys.9. Wizualizacja modelu powłokowego przęsła w torze nr 501

W modelu powłokowym (rys. 9) cały układ konstrukcyjny przęsła, tj.: dźwigary główne, poprzecznice, żebra oraz blachę koryta, dyskretyzowano elementami powłokowymi (siatka 54 552 węzłów, 54 978 elementów powłokowych oraz 10 więzów podporowych).

3.2 Przęsło w torze nr 102, dwudźwigarowa blachownica skrzynkowa

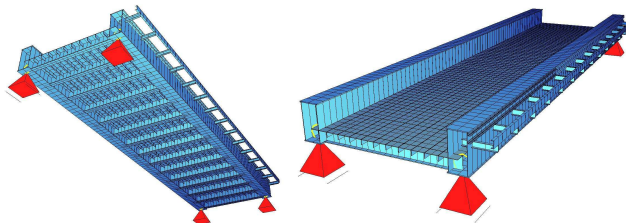
Dla konstrukcji przęsła w torze nr 102, z głównymi zamkniętymi dźwigarami skrzynkowymi, bazując na wcześniejszych własnych doświadczeniach dotyczących zbieżności różnych sposobów modelowania układów [9], opracowano tylko dwa przestrzenne modele obliczeniowe, tj.: model belkowy i model powłokowo-belkowy [3].

W modelu belkowym (rys. 10) konstrukcję przęsła potraktowano jako przestrzenny ruszt wzajemnie prostopadłych belek na mimośrodkach (1 101 elementów belkowych, siatka 540 węzłów, 10 więzów podporowych). Jako powierzchnię odniesienia/obciążenia przyjęto płaszczyznę blachy koryta.



Rys.10. Wizualizacja modelu belkowego przęsła w torze nr 102

W modelu powłokowo-belkowym (rys. 11) dźwigary główne, poprzecznice oraz żebra podłużne dyskretyzowano elementami belkowymi na mimośrodkach, a blachę koryta – elementami powłokowymi (siatka 1 683 węzłów, 1 198 elementów belkowych, 1 584 elementów powłokowych, 10 więzów podporowych). Tu także, tak jak w poprzedniej konstrukcji (p.3.1) geometria płyty koryta stanowiła powierzchnię odniesienia dla zróżnicowanego układu belek na mimośrodkach.



Rys.11. Wizualizacja modelu powłokowo-belkowego przęsła w torze nr 102

4. ZAKRES BADAŃ IN SITU OBIEKTÓW

Badania in situ omawianych obiektów obejmowały pomiary statyczne i dynamiczne [3, 4]. W badaniach statycznych przęsła w torze nr 102 mierzono ugięcia, odkształcenia/naprężenia w pasach dźwigara głównego oraz poprzecznicy. Podczas prób statycznych przęsła w torze nr 501 mierzono ugięcia, odkształcenia/naprężenia w pasach dźwigara głównego i poprzecznicy oraz w żebrze. Testy dynamiczne swoim zakresem obejmowały pomiary ugięć, odkształceń/naprężeń i przyspieszeń konstrukcji przęsła. Punkty pomiarowe w badanych przęsłach przedstawiono na rys. 5 i rys. 6.

Badania statyczne każdego z przęsła przeprowadzono dla jednego ustawienia jednej lokomotywy spalinowej ST44. W testach dynamicznych generowano obciążenie poprzez przejazd lokomotywy z różnymi prędkościami po obiekcie – ze względów technicznych maksymalna prędkość wynosiła 70 km/h.

5. WYNIKI BADAŃ I OBLICZEŃ MES

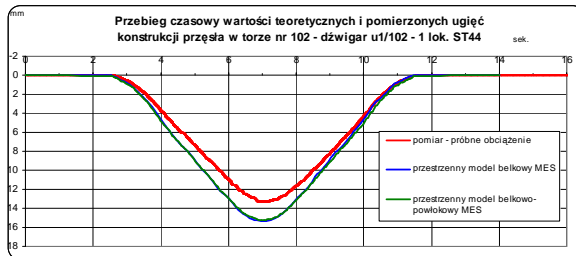
5.1 Wyniki, przeszło w torze nr 102, dwudźwigarowa blachownica skrzynkowa

Reprezentatywne wartości obliczeniowe z dwóch modeli (prętowy, powłokowo-prętowy) oraz pomierzonych odkształceń/naprężeń i ugięć z pomiarów statycznych przedstawiono w tab. 1 i tab. 2 oraz na rys. 12-13 [4]. Dodatkowo, w tabelach, pomierzone wartości odniesiono do wartości obliczeniowych i przedstawiono w procentach. Pod pojęciem wyniki teoretyczne lub obliczeniowe w niniejszej pracy rozumie się wartości uzyskane z obliczeń MES.

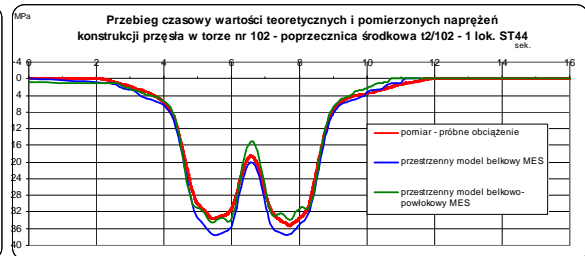
Ekstremalne zarejestrowane wartości przyspieszeń przęsła podczas przejazdów jednej lokomotywy St44 wynosiły:

- składowa pionowa przyspieszeń $a_z = 0,26 \text{ m/s}^2$,
- składowa pozioma przyspieszeń $a_y = 0,14 \text{ m/s}^2$.

Z zarejestrowanych przebiegów ugięć, naprężeń i przyspieszeń przęsła wyseparowano częstotliwości drgań własnych konstrukcji, które przedstawiono na rys. 14.



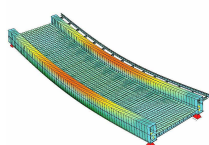
Rys.12. Przebiegi czasowe wartości obliczeniowych i pomierzonych ugięć przęsła w torze nr 102 przy przejeździe jednej lokomotywy ST44



Rys.13. Przebiegi czasowe wartości obliczeniowych i pomierzonych naprężeń normalnych σ_{xx} przęsła w torze nr 102 przy przejeździe jednej lokomotywy ST44

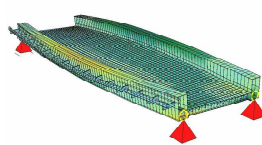
Tablica 1. Obliczeniowe i eksperymentalne wartości odkształceń/naprężeń, przeszło w torze nr 102

		Naprężenia normalne $\sigma \equiv \sigma_{xx}$ [MPa] w punktach pomiarowych	
		T1/102 dźwigar gł.	T2/102 poprzecznicą
Wartości obliczeniowe			
Ust.U1 - model powłokowo-prętowy	$\sigma_{teoret \text{ p-b}}$	40,35	29,11
Ust.U1 - model belkowy	$\sigma_{teoret \text{ b}}$	44,15	30,34
Wartości pomierzone (unormowane)			
Ust. U1	σ_{pom}	38,7	29,1
$\sigma_{pom} / \sigma_{teoret \text{ p-b}}$	[%]	96	100
$\sigma_{pom} / \sigma_{teoret \text{ b}}$	[%]	88	96



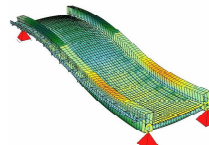
$$f_{pom} = 3,6\text{Hz}$$

$$(f_{obl} = 3,83\text{Hz})$$



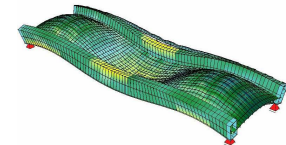
$$f_{pom} = 7,8\text{Hz}$$

$$(f_{obl} = 8,04\text{Hz})$$



$$f_{pom} = 12,1\text{Hz}$$

$$(f_{obl} = 11,77\text{Hz})$$



$$f_{pom} = 17,8\text{Hz}$$

$$(f_{obl} = 17,28\text{Hz})$$

Rys.14 Postaci i częstotliwości drgań własnych

Tablica 2. Obliczeniowe i eksperymentalne wartości ugięć, przęśło w torze nr 102

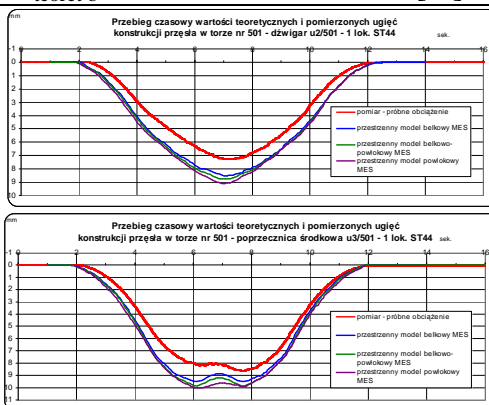
		Ugięcia f [mm]	
		w punktach pomiarowych	
		u1/102	u2/102
		dźwigary główne	
Wartości obliczeniowe			
Ust.U1 - model powłokowo-prętowy	$f_{\text{teoret p-b}}$	15,23	15,46
Ust.U1 - model belkowy	$f_{\text{teoret b}}$	15,32	15,32
Wartości pomierzone (unormowane)			
Ust. U1	f_{pom}	13,54	13,65
	$f_{\text{pom}} / f_{\text{teoret p-b}}$	89	88
	$f_{\text{pom}} / f_{\text{teoret b}}$	89	88

5.2 Wyniki, przęśło w torze nr 501, dwudźwigarowa blachownica dwuteowa

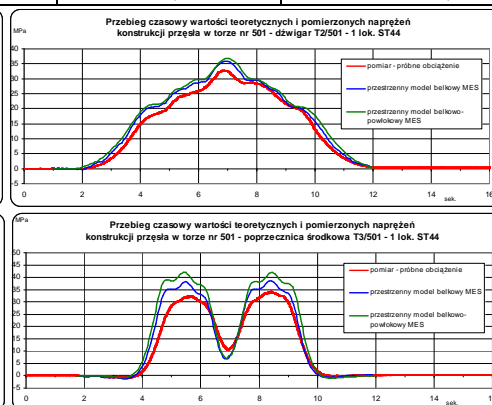
Analogiczne wyniki wartości obliczeniowych z trzech modeli (prętowy, powłokowo-prętowy, powłokowy) oraz pomierzonych przedstawiono w tab. 1 i 2 i na rys. 15-16.

Tablica 3. Obliczeniowe i eksperymentalne wartości odkształceń/naprężeń, przęśło w torze nr 501

		Naprężenia normalne $\sigma \equiv \sigma_{xx}$ [MPa]	
		T2/501 dźwigar gł.	T3/501 poprzecznica
Wartości obliczeniowe			
Ust.U1 - model powłokowy	$\sigma_{\text{teoret p}}$	38,07	7,36
Ust.U1 - model powłokowo-prętowy	$\sigma_{\text{teoret p-b}}$	36,67	8,64
Ust.U1 - model belkowy	$\sigma_{\text{teoret b}}$	37,99	7,43
Wartości pomierzone (unormowane)			
Ust U1	σ_{pom}	31,5	9,7
	$\sigma_{\text{pom}} / \sigma_{\text{teoret p}}$	82,7	131,8
	$\sigma_{\text{pom}} / \sigma_{\text{teoret p-b}}$	85,9	112,3
	$\sigma_{\text{pom}} / \sigma_{\text{teoret b}}$	82,9	130,6



Rys.15. Przebiegi czasowe wartości obliczeniowych i pomierzonych ugięć przęśła w torze nr 501 przy przejeździe jednej lokomotywy ST44



Rys.16. Przebiegi czasowe wartości obliczeniowych i pomierzonych naprężeń normalnych σ_{xx} przęśła w torze nr 501 przy przejeździe jednej lokomotywy ST44

Tablica 4. Obliczeniowe i eksperymentalne wartości ugięć, prześła w torze nr 501

	Ugięcia f [mm] w punktach pomiarowych			
	u1/501	u2/501	u3/501	u4/501
	dźwigary główne		poprzeczni ca	żebro
Wartości obliczeniowe				
Ust.U1 - model powłokowy $f_{teoret\ p}$	9,08	9,08	9,65	9,73
Ust.U1 - model powłokowo-prętowy $f_{teoret\ p-b}$	8,75	8,75	9,22	9,36
Ust.U1 - model belkowy $f_{teoret\ b}$	8,50	8,50	8,89	8,98
Wartości pomierzone (unormowane)				
Ust. U1 f_{pom}	7,65	7,04	7,97	7,91
$f_{pom} / f_{teoret\ p}$ [%]	84,3	77,5	82,6	81,3
$f_{pom} / f_{teoret\ p-b}$ [%]	87,4	80,5	86,4	84,5
$f_{pom} / f_{teoret\ b}$ [%]	90,0	82,9	89,7	88,1

Ekstremalne zarejestrowane wartości przyspieszeń prześła podczas przejazdów jednej lokomotywy St44 wynosiły:

- składowa pionowa przyspieszeń $a_z = 0,94\ m/s^2$,
- składowa pozioma przyspieszeń $a_y = 0,32\ m/s^2$.

6. PODSUMOWANIE I WNIOSKI

W zakresie prowadzonych obecnie modernizacji linii kolejowych, między innymi, wymaga się od obiektów mostowych stosowanie jezdni zamkniętych.

Przy przejściu linii kolejowej nad dwupasową drogą kołową, typowym dla ustrojów stalowych małych i średnich rozpiętości, jest zastosowanie prześel swobodnie podpartych z pomostami w formie płyty ortotropowej. Przy tego typu konstrukcjach najczęściej stosowane są dwie formy dźwigarów głównych: belki skrzynkowe o przekroju zamkniętym lub przekroje otwarte w postaci dwuteowych dźwigarów blachownicowych.

Oba te przypadki rozwiązań konstrukcyjnych obiektów rozważane są w niniejszej pracy. Konstrukcje te w pewnym sensie wykazuje wiele analogii w stosunku do rozważanych w pracy [9]. Różnice pomiędzy obiektami tymczasowymi – konstrukcjami odciążającymi [9], a stałymi, omawianymi w tej pracy, polegają na sposobie posadowienia oraz na konstrukcji pomostu i stężeń.

Modele obliczeniowe: prętowy i powłokowo-prętowy prześel z zamkniętymi dźwigarami skrzynkowymi, poza obszarami różnego typu nieregularności, dają zadawalające i zbieżne wyniki.

W przypadku dźwigarów cienkościennych otwartych, m.in. ze względu na efekty skręcania generujące złożone postaci deformacji, wskazane jest stosowanie bardziej zaawansowanych modeli obliczeniowych. Dobrym rozwiązaniem są tu modele traktujące ustrój jako przestrzenną strukturę powłokową. Jednak w tym przypadku należy zawsze dobrać odpowiednio zagęszczoną deskretyzację wynikającą z warunku zbieżności rozwiązania MES. Ponadto, podejście powłokowe pozwala śledzić strefy wyteżeń ekstremalnych oraz lepiej odzwierciedla przestrzenne dynamiczne zachowanie konstrukcji, które jest istotne w przypadku obiektów przeznaczonych dla dużych prędkości.

Reasumując, połączenie zaawansowanych obliczeń i weryfikujących je badań in situ rozszerzonych poza podstawowy zakres wymagany w przypadku standartowych badań odbiorowych, stanowi doskonałe źródło wiedzy o rzeczywistym zachowaniu się konstrukcji.

PIŚMIENNICTWO

- [1] Olaszek P., Łagoda M.: Rola próbnych obciążeń na przykładzie badań trzech dużych mostów, *Drognictwo* 12/2003 392-399.
- [2] Bień J.: Uszkodzenia i diagnostyka obiektów mostowych, WKiŁ, 2010.
- [3] Chróścielewski J., Banaś A., Malinowski M., Miśkiewicz M.: Projekt próbnego obciążenia wiaduktu kolejowego w rejonie przystanku SKM Gdynia Wzgórze Św.Maksymiliana, ARKOBI – Maciej Malinowski, 2010.
- [4] Chróścielewski J., Malinowski M., Rutkowski R., Banaś A., Miśkiewicz M., Rutkowski T.: Sprawozdanie z badań podczas próbnego obciążenia wiaduktu kolejowego w rejonie przystanku SKM Gdynia Wzgórze Św.Maksymiliana, Gdańsk, Politechnika Gdańska WILiŚ KMBiM, 2011.
- [5] Chróścielewski J., Malinowski M., Miśkiewicz M.: Test loading of the longest span arch bridge in Poland. *Bridges, tradition and future* / eds. Adam Podhorecki, Andrzej S. Nowak; University Press, University of Technology and Life Sciences in Bydgoszcz. - Bydgoszcz, 2009. - s. 33-48. - ISBN 978-83-89334-88-2.
- [6] Chróścielewski J., Malinowski M., Miśkiewicz M., Dudek M.: Modelowanie konstrukcji mostowych - obliczenia i weryfikacja "in situ", *Analizy numeryczne wybranych zagadnień mechaniki* / pod red. T. Niezgody. - Warszawa : WAT, 2007. - s. 87-108 : - ISBN978-83-89399-44-1, 2007.
- [7] Chróścielewski J., Malinowski M., Miśkiewicz M., Dudek M.: Wybrane mosty kolejowe – obliczenia i weryfikacja in-situ, *MES 2005 : Programy MES w Komputerowym Wspomaganiu Analizy, Projektowania i Wytwarzania : IX konferencja naukowo-techniczna : materiały konferencyjne : Giżycko, 19-22 października 2005* / org. Wojskowa Akademia Techniczna Wydział Mechaniczny ; Instytut Podstawowych Problemów Techniki PAN [et al.] - Warszawa : Zakład Mechaniki Ogólnej WAT, 2005. - s. 27-36.– ISBN 83-89399-01-10, 2005.
- [8] Chróścielewski J., Malinowski M., Miśkiewicz M., Żółtowski K.: Modelowanie konstrukcji mostowych w świetle badań, *Pięćdziesiąta pierwsza Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB : „Problemy naukowo-badawcze budownictwa - KRYNICA 2005”* : Gdańsk -Krynica, 12-17 września 2005. T. 4, *Geotechnika. Mosty. Organizacja i zarządzanie w budownictwie. Fizyka budowli* / ed. J. Ziółko, A. Bolt, P. Korzeniowski, E. Supernak ; Politechnika Gdańska Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska. - Gdańsk, 2005. - s. 103-112 : - ISBN 83-921478-9-8, 2005.
- [9] Chróścielewski J., Banaś A., Malinowski M., Miśkiewicz M.: Kolejowe konstrukcje odciażające typu mostowego w świetle badań in situ i analiz teoretycznych, *Współczesne metody budowy, wzmacniania i przebudowy mostów, XXI Seminarium, materiały konferencyjne w druku, Poznań - Rosnówko, 07-08.06.2011*, org. Politechnika Poznańska, Instytut Inżynierii Lądowej, Związek Mostowców RP, Oddział Wielkopolski

SMALL RAILWAY BRIDGES - MEASUREMENTS AND NUMERICAL ANALYZIES**Summary**

The paper presents calculation results and in-situ measurements of temporary railway bridges. Some methods of modeling of this kind of structures properly, and the scope and methodology of load testing have been presented. The results of theoretical analysis have been compared with the measurements. Some conclusions have been drawn as to the application of sophisticated numerical modeling and the necessity of in-situ measurements to check the correctness of structure's work.

Jacek CHRÓŚCIELEWSKI¹

Anna BANAS²

Maciej MALINOWSKI³

Mikołaj MIŚKIEWICZ⁴

Łukasz PYRZOWSKI⁵

Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska

ŁUKOWA KŁADKA DLA PIESZYCH PODCZAS PRÓBNEGO OBCIĄŻENIA

STRESZCZENIE

Praca zawiera wybrane charakterystyki łukowej kładki dla pieszych, w tym opis badań podczas próbnego obciążenia, reprezentatywne wyniki pomiarów i analizy MES. Szczególną uwagę zwrócono na problem dynamiczny. Ten bardzo efektywny od strony estetycznej obiekt, ze względu na przyjęty schemat statyczny oraz niewielki ciężar, tak jak większość lekkich mostów dla pieszych, w łatwy sposób ulega znacznym wzbudzeniom. W wyniku badań stwierdzono, że przypadku wystąpienia zamierzonych, synchronizowanych tzw. „aktów wandalizmu” istnieje możliwość doprowadzenia do uszkodzeń i awarii konstrukcji.

Słowa kluczowe: kładka dla pieszych, próbne obciążenie, dynamika, MES

1. WSTĘP

Widoczny w ostatnich latach znaczny wzrost intensywności ruchu drogowego oraz od drugiej strony napływ środków z funduszy unijnych stymulowały znaczny rozwój infrastruktury drogowej w Polsce. Powstające arterie komunikacyjne przeznaczone do szybkiego ruchu ciężkiego często z założenia są pozbawione ciągów pieszo-rowerowych. Stąd zgodnie z zasadami zrównoważonego rozwoju rodzi się konieczność budowy obiektów, które będą w stanie przenieść lekki ruch zapewniając jednocześnie bezpieczeństwo i komfort ich użytkownikom. Dodatkowo stosunkowo niedrogie, estetyczne konstrukcje kładek poprzez swoją formę architektoniczną stają się punktami charakterystycznymi otaczającego je krajobrazu [1]. Należy jednak pamiętać, że nadmierne tzw. „odchudzenie” konstrukcji i nadawanie jej coraz smuklejszych wizualnie atrakcyjnych form, pomimo spełnienia statycznych warunków wytrzymałościowych, nie zawsze idzie w parze z zagwarantowaniem

¹ jacek.chroscielewski@wilis.pg.gda.pl

² anna.banas@wilis.pg.gda.pl

³ maciej.malinowski@wilis.pg.gda.pl

⁴ mikolaj.miskiewicz@wilis.pg.gda.pl

⁵ lukasz.pyrzowski@wilis.pg.gda.pl

dynamicznych kryteriów komfortu ich użytkowania. Lekkie konstrukcje a w tym łukowe, niezależnie od przeznaczenia [2], poprzez swoje charakterystyki dynamiczne, są zazwyczaj bardzo podatne na wzbudzenia spowodowane nawet standardowym ruchem pieszych. Sytuacja taka może doprowadzić do utrudnień w użytkowaniu tych obiektów, a nawet w przypadkach skrajnych do ich awarii. Niewątpliwą trudnością w teoretycznych analizach dynamicznych, prowadzonych na etapie projektowania obiektu, jest właściwe określenie charakterystyk tłumienia. W większości prototypowych konstrukcji parametry tłumienia można poprawnie określić dopiero na etapie badań in situ, np. realizowanych podczas próbnego obciążenia. Właściwym wydawałoby się, aby po oddaniu do użytkowania i badaniach polowych podjąć odpowiednie kroki w celu zminimalizowania czy też całkowitego usunięcia zauważonych nadmiernych dynamicznych zachowań konstrukcji [3]. Niestety, na ten ważny element całego procesu inwestycyjnego często nie wystarcza środków finansowych, albo w ogóle nie jest on brany pod uwagę na etapie planowania kosztów.

Praca omawia zrealizowane badania podczas próbnego obciążenia kładki w miejscowości Męcikał nad rzeką Brdą wykonane przez zespół Katedry Mechaniki Budowli i Mostów Wydziału Inżynierii Lądowej i Środowiska Politechniki Gdańskiej.

2. CHARAKTERYSTYKA ANALIZOWANEGO OBIEKTU

Rozważany obiekt [4] to nowo zbudowana stalowa łukowa kładka dla pieszych z jazdą pośrednią (rys. 1, 2).

Ustrój nośny przęsła nurtowego obiektu stanowią dwa sierpowe dźwigary łukowe o przekroju dwuteowym, z podwieszoną konstrukcją pomostu w formie płyty ortotropowej. Wieszaki wykonano z prętów o wysokiej wytrzymałości $\phi 30$ mm z systemowymi głowicami Maccaloy-460. W części środkowej dźwigary łukowe stężone są poprzecznie trzema blachownicowymi ryglami. Podpory kładki posadowione są na palach.

Podstawowe parametry obiektu są następujące:

- rozpiętość podporowa łuku $L_{p1} = 42,00$ m,
- długość całkowita przęsła $L_c = 52,30$ m,
- długość całkowita obiektu $L_c = 58,46$ m,
- szerokość całkowita obiektu $B_c = 3,33$ m,
- szerokość użytkowa pomostu $B_{up} = 3,00$ m.



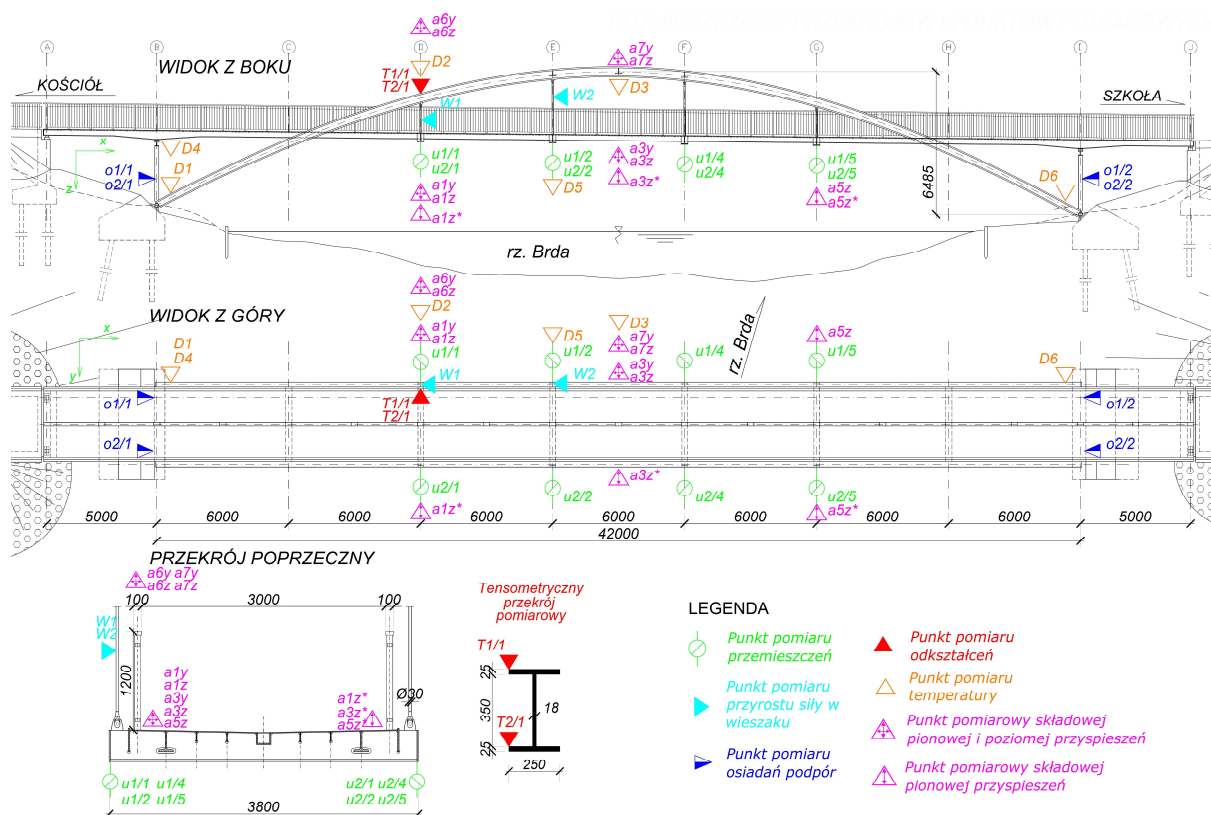
Rys. 1. Widok badanej kładki dla pieszych przez rzekę Brdę

3. PRÓBNE OBCIĄŻENIE

Zgodnie z założeniami normy PN-89/S-10050 badania podczas próbnego obciążenia obiektu obejmowały zarówno testy statyczne jak i dynamiczne [5], [6]. Do badań statycznych obiektu użyto pojemników z wodą o ciężarze 95 kN każdy, natomiast badania dynamiczne przeprowadzono przy wykorzystaniu grup 3, 6, 12 i 21 osób.

Podczas badań statycznych mierzono pionowe przemieszczenia konstrukcji przęsła (8 punktów), odkształcenia/naprężenia w dźwigarze łukowym (2 punkty), przyrosty sił w wieszakach (2 punkty), osiadanie podpór (4 punkty), temperaturę konstrukcji (6 punktów) (rys. 2).

Podczas badań dynamicznych mierzono i rejestrowano w sposób ciągły przemieszczenia pionowe konstrukcji przęsła (7 punktów), odkształcenia – naprężenia w dźwigarze łukowym (2 punkty), przyspieszenia konstrukcji nośnej przęsła (rys. 2).



Rys. 2. Punkty pomiarowe podczas próbnego obciążenia

3.1 Badania statyczne

Do badań statycznych obiektu podczas próbnego obciążenia użyto różnych kombinacji obciążenia składającego się z 8 pojemników napełnionych wodą o wymiarze w rzucie poziomym 1,20×1,00 m i ciężarze 95 kN każdy (rys. 3). Badania statyczne realizowano w dwóch ustawieniach U1 i U2 wywołujących maksymalne momenty zginające i naprężenia normalne w dźwigarach łukowych oraz ugięcia konstrukcji przęsła. Dla każdego schematu obciążenie było wprowadzane i sprowadzane kolejnymi kolumnami zbiorników.

W ramach próbnego obciążenia uzyskano następujące ekstremalne wartości w zbiorze mierzonych parametrów odpowiednio realizowanych schematów (ustawień) obciążenia:

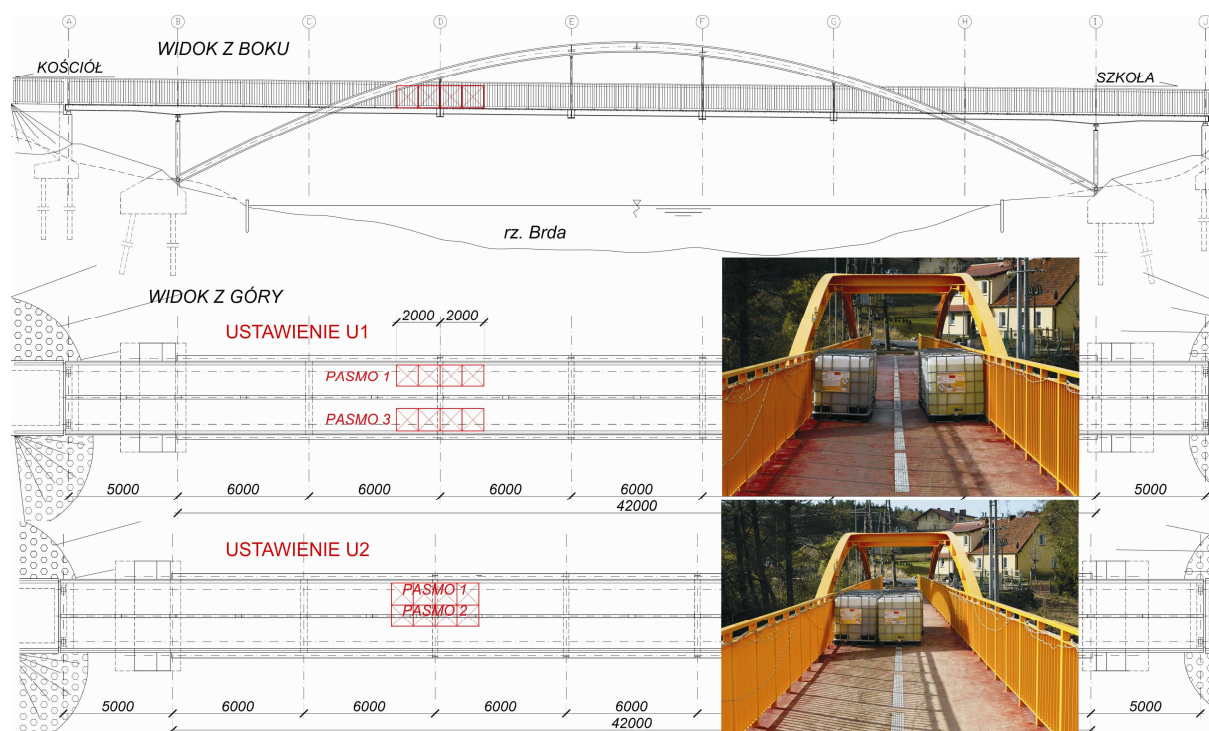
- 13,97 mm (U1) i 16,83 mm (U2) – przemieszczenia pionowe w punkcie u1/1,
- -21,0 MPa (U1) i -23,1 MPa (U2) – wartości naprężenia w punkcie T1/1,
- 19,4 kN (U1) i 24,7 kN (U2) – siły w wieszaku W1.

Dodatkowo, spośród zarejestrowanych w trakcie badań rezultatów, w tab. 1 zamieszczono przykładowe wyniki szczegółowe pomierzonych przemieszczeń pionowych.

Największy stosunek ugięć trwałych do sprężystych wystąpił w punktach usytuowanych w bezpośrednim otoczeniu ustawionego obciążenia i wyniósł 3,9 %. Jest on dużo niższy od wartości dopuszczalnej równej 20 %, wskazując na poprawną pracę konstrukcji w zakresie sprężystym. Poprzeczne i podłużne rozkłady przemieszczeń pionowych konstrukcji pomostu przy realizowanych schematach obciążenia wskazały na prawidłową pracę ustroju nośnego przęsła. Prowadzone w czasie obciążeń statycznych pomiary osiadania podpór nie wykazały obecności mierzalnych geodezyjnie deformacji.

Tablica 1. Pionowe przemieszczenia pomierzone w trakcie ustawień U1 i U2

Punkt pomiarowy	U1				U2			
	u całk.	u spręż.	u trwałe	u trwałe / u spręż.	u całk.	u spręż.	u trwałe	u trwałe / u spręż.
	[mm]	[mm]	[mm]	[%]	[mm]	[mm]	[mm]	[%]
u1/1	14,18	13,97	0,21	1,5	16,83	16,83	0,00	0,0
u2/1	13,30	13,20	0,10	0,8	12,10	12,02	0,08	0,7
u1/2	5,61	5,44	0,17	3,1	7,16	7,00	0,16	2,3
u2/2	5,72	5,59	0,13	2,3	6,00	5,94	0,06	1,0
u1/4	-5,87	-5,65	-0,22	3,9	-6,49	-6,37	-0,12	1,9
u2/4	-5,26	-5,16	-0,10	1,9	-5,84	-5,65	-0,19	3,4
u1/5	-10,63	-10,48	-0,15	1,4	-13,60	-13,45	-0,15	1,1
u2/5	-10,24	-10,08	-0,16	1,6	-10,06	-10,01	-0,05	0,5



Rys. 3. Schematy ustawień zrealizowanych podczas badań statycznych

3.2 Badania dynamiczne

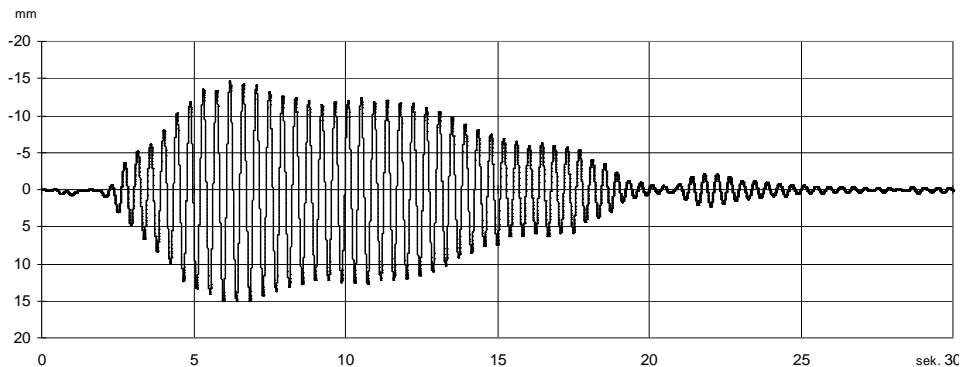
W próbach dynamicznych, obciążając konstrukcję poruszającym się tłumem pieszych w sposób zsynchronizowany lub nie, w układach 3-, 6-, 12-, 18-, 21-osobowych, zrealizowano łącznie 44 testy. Przykładową dokumentację fotograficzną tych badań przedstawia rys. 4. Wszystkie próby były wykonywane zawsze w dwóch typach obciążeń, tzw. swobodnym, kiedy przechodnie nie mieli dostrajać swojego kroku do drgań konstrukcji i tzw. synchronicznym, gdy strojenie kroku było stosowane. W ramach prób uwzględniano różne warianty ruchu w których piesi: maszerowali, biegali (rys. 4a), wykonywali przysiady (rys. 4b) oraz skakali po kładce w celu wzbudzenia drgań konstrukcji. W trakcie przeprowadzania testów na obiekcie zawsze znajdował się tylko jedna grupa osób realizująca określony zestaw obciążenia, spełniająca określony schemat dynamiczny. Kolejne testy prowadzono dopiero po całkowitym wytłumieniu drgań spowodowanych wcześniejszym wymuszeniem.

Ekstremalne pomierzone wielkości podczas testów dynamicznych wyniosły:

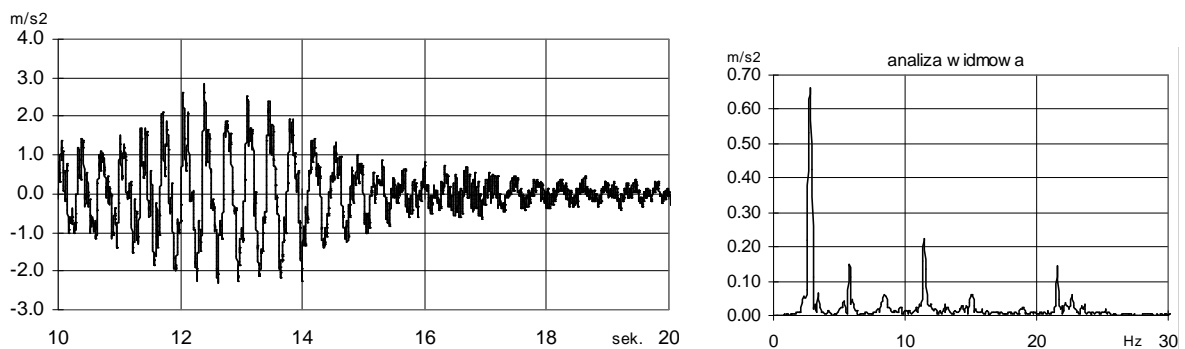
- 10,66 mm – największa amplituda przemieszczeń pionowych osiągnięta w punkcie u1/1 przy wymuszeniu marszem synchronicznym,
- 15,17 mm – największa amplituda przemieszczeń pionowych osiągnięta w punkcie u1/1 przy wymuszeniu przysiadami synchronicznymi (rys. 4),
- 16,42 MPa – największa amplituda naprężenia osiągnięta w punkcie T1/2 przy wymuszeniu przysiadami synchronicznymi,
- $4,02 \text{ m/s}^2$ i $1,03 \text{ m/s}^2$ – odpowiednio, największa składowa pionowa i pozioma przyspieszeń pomostu osiągnięta w punktach alz i aly przy wymuszeniu przysiadami synchronicznymi,
- $4,27 \text{ m/s}^2$ i $4,03 \text{ m/s}^2$ – odpowiednio, największa składowa pionowa i pozioma przyspieszeń dźwigara łukowego osiągnięta w punktach a6z i a6y przy wymuszeniu przysiadami synchronicznymi (pionowa) lub biegiem (pozioma).



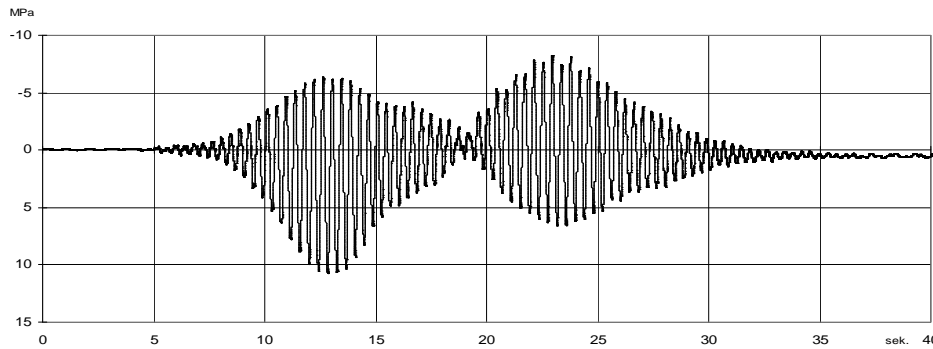
Rys. 4. Grupa osób (zespół badawczy i studenci) realizująca wybrane schematy obciążenia dynamicznego



Rys. 5. Przemieszczenia zarejestrowane w punkcie u2/5 podczas wymuszania przysiadami synchronicznymi



Rys. 6. Przyspieszenia w punkcie alz* podczas wymuszania biegiem synchronicznym plus analiza widmowa



Rys. 7. Wartości naprężenia zarejestrowane w punkcie T1/2 podczas wymuszania marszem synchronicznym

Zarejestrowana dynamiczna odpowiedź układu wykazuje, że pracuje on w zakresie sprężystym. Przykładowe wyniki przedstawiono na rys. 5-7. Przeprowadzona analiza wyników badań pozwoliła określić (oszacowanie) podstawowe parametry dynamiczne kładki, tj.: częstotliwości drgań własnych (tab. 2), oraz logarytmiczny dekrement tłumienia, jego wartość liczbowa oszacowano na $\nu_{pom} \approx 0,043$.

Tablica 2. Zestawienie pomierzonych i zidentyfikowanych częstotliwości drgań własnych

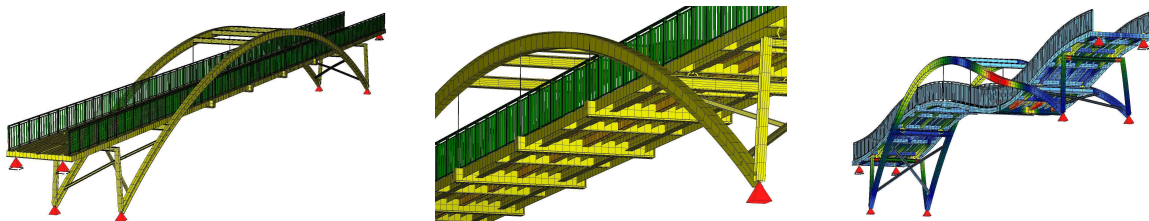
f_{2pom} [Hz]	f_{3pom} [Hz]	f_{5pom} [Hz]
2,20	3,50	5,20

4. MODEL OBLICZENIOWY, PORÓWNANIE WYNIKÓW

Symulacje numeryczne zachowania badanej kładki wykonano metodą elementów skończonych (MES). Jak opisano w [7] celem analizy było jak najdalej posunięte odwzorowanie zachowania rzeczywistej konstrukcji. Jako model obliczeniowy obiektu przyjęto przestrzenny układ ramowo-powłokowo-kratowy (rys. 8). Parametry geometryczne oraz materiałowe przyjęto na podstawie zestawień i rysunków technicznych konstrukcji. Ostateczna analiza, uwzględniająca przestrzenny charakter pracy układu wskazał na potrzebę równoległego badania dwóch skrajnych wariantów, tj. bez współpracy jak i uwzględnienia wpływu współpracy masywnych stalowych poręczy.

Wygenerowany model opisano na siatce 7731 węzłów. Układ tworzy:

- 4368 elementów powłokowych 4-węzłowych, którymi modelowano płytę konstrukcji pomostu,
- 4180 elementów ramowych 2-węzłowych z uwzględnieniem mimośrodków, którymi modelowano dźwigary łukowe, poprzecznice i żebra podłużne pomostu oraz elementy poręczy,
- 8 elementów kratowych 2-węzłowych, którymi modelowano wieszaki.



Rys. 8. Wizualizacja modelu obliczeniowego

Przyjęty model obliczeniowy był podstawą wyznaczenia sił wewnętrznych, naprężeń oraz przemieszczeń konstrukcji od obciążeń statycznych i ruchomego obciążenia tłumem pieszych zgodnie z PN-85/S-10030 w ramach poszczególnych schematów obciążenia próbnego [4]. Zidentyfikowano częstotliwości i postaci drgań własnych. W analizie własnej

nie uwzględniano masy obciążenia generującego wymuszenia.

Rezultatami analizy teoretycznej zestawionymi w tab. 3 są obliczone wielkości sprężyste odpowiadające przypadkom ekstremalnym, pomierzonym podczas próbnego obciążenia. Wyniki te uzyskano w wariantach bez uwzględnienia wpływu współpracy stalowej poręczy oraz z jej uwzględnieniem. Wyniki te zestawiono łącznie z ich porównaniem do wartości uzyskanych w badaniach. W tab. 4 przedstawiono szczegółowo (wszystkie punkty pomiarowe) wartości pomierzonych ugięć sprężystych. Zidentyfikowane w analizie teoretycznej postaci i częstotliwości drgań własnych dla układu wraz z ich porównaniem do wartości pomierzonych przedstawiono w tab. 5.

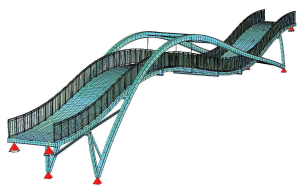
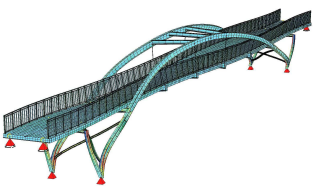
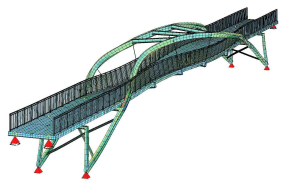
Tablica 3. Porównanie ekstremalnych wielkości uzyskanych w badaniach z wynikami symulacji numerycznych

Ustawienie, model MES	Przemieszczenia, u1/1			Wartości naprężenia, T1/1			Siły w wieszakach, W1		
	Pomiar	Model	up / ut	Pomiar	Model	□p / □t	Pomiar	Model	Np / Nt
	up	ut		□p	□t		Np	Nt	
	[mm]	[mm]	[%]	[MPa]	[MPa]	[%]	[kN]	[kN]	[%]
U1, poręcz niewsp.	13,97	15,55	90	-21,00	-22,10	95	19,40	23,40	83
U1, poręcz współp.		13,67	102		-20,50	102		21,90	89
U2, poręcz niewsp.	16,83	18,70	90	-23,10	-28,50	81	24,70	31,40	79
U2, poręcz współp.		16,57	102		-26,20	88		29,50	84

Tablica 4. Porównanie przemieszczeń pionowych uzyskanych w badaniach z wynikami symulacji numerycznych

Punkt pomiarowy	Ustawienie U1					Ustawienie U2				
	Pomiar	Model niewsp.	up / ut	Model wsp.	up / ut	Pomiar	Model niewsp.	up / ut	Model wsp.	up / ut
	up	ut		ut		up	ut		ut	
	[mm]	[mm]	[%]	[mm]	[%]	[mm]	[mm]	[%]	[mm]	[%]
u1/1	13,97	15,55	90	13,67	102	16,83	18,70	90	16,57	102
u2/1	13,20	15,55	85	13,67	97	12,02	14,83	81	12,91	93
u1/2	5,44	6,71	81	5,91	92	7,00	8,11	86	7,20	97
u2/2	5,59	6,71	83	5,91	95	5,94	6,39	93	5,56	107

Tablica 5. Zestawienie zidentyfikowanych pomierzonych i obliczonych częstotliwości drgań własnych

		
f2pom = 2,20 Hz	f3pom = 3,50 Hz	f5pom = 5,20 Hz
f2obl = 2,17 Hz	f3obl = 3,28 Hz	f5obl = 4,98 Hz
f2pom / f2obl = 101,4 %	f2pom / f2obl = 106,7 %	f2pom / f2obl = 104,4 %

5. PODSUMOWANIE

Próbne obciążenie kładki zakończono z wynikiem pozytywnym uznając, że obiekt może być eksploatowany zgodnie z założeniami projektowymi. Jednak z uwagi na wrażliwość dynamiczną układu, objawiającą się możliwością wzbudzenia znacznych amplitud drgań, należy zwrócić szczególną uwagę na zachowanie się kładki w trakcie jej eksploatacji. Szczególną uwagę należy poświęcić stopniowi ewentualnego przyspieszonego zużycia wieszaków i głównych elementów wyposażenia (rys. 9).



Rys. 9. Zarejestrowana podczas badań deformacja łożyska, widok konstrukcji od strony podpory, pomost

Wyniki obliczeń obu wariantów, tj. nieuwzględniającego lub włączającego do współpracy poręcze, wykazały dobrą zbieżność z rezultatami badań. W większości przypadków w modelu ze współpracą poręczy uzyskano wyniki bliższe pomierzonym, wskazując na potrzebę tego typu zabiegów [8]. Należy tu jednak pamiętać, że w rzeczywistej konstrukcji ta współpraca nigdy nie jest pełna (w sensie analitycznym) i jednoznaczne określenie jej zakresu wymagałoby dodatkowych analiz. Stąd rozważanie obu wariantów skrajnych jest uzasadnione, dając dolne i górne oszacowanie badanych parametrów w tym kontekście.

Dodatkowo, z uwagi na charakterystyczny dla tego typu konstrukcji fakt związany z trudnością określenia na etapie projektowania parametrów ogólnie rozumianej wrażliwości dynamicznej układu (tłumienia) planowane są dalsze badania dynamiczne kładki w rocznych cyklach jej eksploatacji. Badania te (własne) mają szansę wykazać wpływ użytkowania obiektu na jego zachowanie poprzez oględziny oraz analizę i inwentaryzację ewentualnych zmian jej parametrów, o ile takie się pojawiają.

PIŚMIENNICTWO

- [1] Biliszczuk J., Barcik W., Machelski C., Onysyk J., Sadowski K., Pustelnik K.: Projektowanie stalowych kładek dla pieszych. Wrocław, DWE, 2004.
- [2] Chróścielewski J., Malinowski M., Miśkiewicz M.: Arch bridges under test loadings. Journal of KONES. 2008, Vol. 15, No. 1, s. 17-38.
- [3] Madaj A., Sturzbecher K., Wołowicki W.: Badania dynamiczne kładki dla pieszych o pomostie kompozytowym. Inżynieria i Budownictwo, nr 1-2/2009.
- [4] Projekt kładki nad rz. Brda w Męcikale. Opracowanie: PW Socha. 2009.
- [5] Projekt próbnego obciążenia kładki dla pieszych nad rzeką Brdą w m. Męcikał. Opracowanie: ARKOBI – Maciej Malinowski. 2010.
- [6] Sprawozdanie z badań podczas próbnego obciążenia kładki dla pieszych nad rzeką Brdą w m. Męcikał. Opracowanie: Katedra Mechaniki Budowli i Mostów, Politechnika Gdańska, 2010.
- [7] Chróścielewski J., Dudek M., Malinowski M., Miśkiewicz M.: Modelowanie konstrukcji mostowych – obliczenia i weryfikacja „in situ”. Rozdział 4 pracy pod redakcją naukową Tadeusza Niezgody: Analizy numeryczne wybranych zagadnień mechaniki, Redakcja Wydawnictw WAT, Warszawa 2007, s. 87-108.
- [8] Madaj A., Pokorski K., Szuba Ł.: Projekt remontu kładki dla pieszych z uwzględnieniem redukcji dużej pobudliwości dynamicznej. Archiwum Instytutu Inżynierii Lądowej. Poznań, 2010.

ARCH FOOTBRIDGE UNDER LOAD TESTING

Summary

The paper presents theoretical analysis and practical in-situ tests carried out during load testing of an arch footbridge. This type of structure, because of its static scheme and light weight, is easy to excite dynamically. It may lead to structure failure when vandalized.

Leszek GOŁASKI¹
Barbara GOSZCZYŃSKA²
Grzegorz ŚWIT³
Wiesław TRAMPCZYŃSKI⁴
Politechnika Świętokrzyska w Kielcach

ZASTOSOWANIE METODY EMISJI AKUSTYCZNEJ DO IDENTYFIKACJI PROCESÓW NISZCZENIA W KONSTRUKCJACH STALOWYCH

STRESZCZENIE

W referacie przedstawiono metodę monitoringu konstrukcji stalowych, umożliwiającą globalne wykrywanie, identyfikację i lokalizację aktywnych procesów destrukcyjnych, w tym związanych z pękaniem zmęczeniowym. Monitoring oparty jest na pomiarze emisji akustycznej AE, a zasadnicza jego idea jest analogiczna do metody badania betonowych konstrukcji sprężonych [5,6,7,8]. Zastosowano w niej metodę rozpoznawania obrazów oraz koncepcję bazy sygnałów wzorcowych uzyskanych dla różnych procesów destrukcyjnych, dzięki czemu można określić np. powstanie plastycznej deformacji, utworzenie pęknięcia i propagację pęknięcia. Na podstawie przeprowadzonych badań doświadczalnych, zweryfikowanych na eksploatowanym moście kolejowym, stwierdzono przydatność przedstawionej metody opartej na pomiarze emisji akustycznej AE, do prowadzenia kontroli stanu technicznego konstrukcji stalowych.

Słowa kluczowe: monitoring, konstrukcje stalowe, procesy destrukcyjne, emisja akustyczna, mosty stalowe

1. WSTĘP

W Eurokodzie PN-EN 1990 Podstawy projektowania konstrukcji, sformułowane jest wymaganie dotyczące trwałości mówiące, że „Konstrukcje należy w taki sposób projektować, aby zmiany następujące w projektowym okresie użytkowania, z uwzględnieniem wpływów środowiska i przewidywanego poziomu utrzymania, nie obniżały właściwości użytkowych konstrukcji poniżej zamierzonego poziomu. Zapewnianie niezawodności obiektów zostało

¹ golaski@tu.kielce.pl

² b.goszczynska@tu.kielce.pl

³ gswit@tu.kielce.pl

⁴ wtramp@tu.kielce.pl

oparte na strategii zarządzania jakością, której jednym ze środków są systematyczne kontrole na etapie projektowania, wykonywania oraz utrzymania.

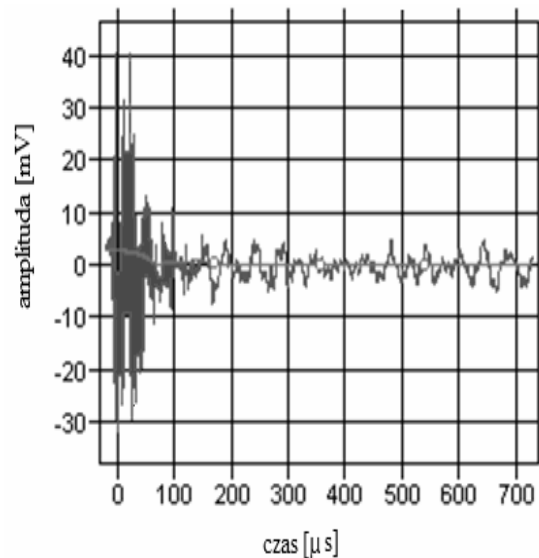
W Polsce obiektów mostowych o konstrukcji stalowej jest znacznie mniej niż o konstrukcji betonowej, ale problem trwałości tych obiektów, zwłaszcza mostów kolejowych [1] jest szczególnie trudny. W większości są to obiekty stare, z których ponad 75% jest eksploatowanych powyżej 50 lat, a prawie 45% przekroczyło 100 lat, czyli przyjmowany dla mostów projektowy okres użytkowania. Prowadzone kontrole konstrukcji muszą więc umożliwić wykrycie istniejących uszkodzeń, a następnie dać podstawę oceny wrażliwości konstrukcji na wykryte uszkodzenia, w tym zmęczeniowe oraz wywołane korozją, które są głównymi przyczynami niszczenia mostowych obiektów stalowych. W przypadku, gdy uszkodzenie zostanie podczas kontroli wykryte i opisane, to nie oznacza jeszcze, że znane jest zagrożenie jakim jest dla bezpieczeństwa konstrukcji jego obecność. Dlatego wielokrotnie w międzynarodowych programach poświęconych diagnostyce mostów podkreśla się potrzebę opracowania metod nieniszczących, które pozwolą na globalną diagnostykę tych obiektów.

Do takich metod można niewątpliwie zaliczyć metody oparte na pomiarze emisji akustycznej (AE). W systemach tego typu, wykorzystywanych do monitorowania propagacji pęknięcia zmęczeniowego [2, 3 i 4], przed przystąpieniem do pomiaru niezbędnym jest określenie pola badań i usytuowanie pęknięcia zmęczeniowego lub miejsca, w którym inicjacja pęknięcia jest przewidywana. Najbliżej tego miejsca zakładany jest czujnik pomiarowy, a w polu pomiarowym zlokalizowane są także czujniki strzegące, odcinające szумы oraz sygnały pochodzące z poza pola pomiarowego. System taki zaprojektowany jest do wykrywania sygnałów AE przekraczających poziom tła. Warunek ten ogranicza pomiar do pewnej kategorii źródeł AE, a odpowiednie rozmieszczenie czujników wymaga znacznej powierzchni, co uniemożliwia monitoring kratownic przestrzennych. System wyklucza także lokalizację uszkodzenia jeśli leży ono poza polem pomiarowym, przez co nie spełnia warunku globalnego monitoringu. Prace w tym zakresie prowadzone są także przez Acoustic Emission Corporation, lecz wyniki uzyskane przez ten Zespół nie są publikowane.

Celem referatu jest przedstawienie opracowanej, w ramach zrealizowanego projektu badawczego, metody monitoringu konstrukcji stalowych, umożliwiającej globalne (w całym badanym obiekcie) wykrywanie, identyfikację i lokalizację aktywnych procesów destrukcyjnych, w tym związanych z pękaniem zmęczeniowym. Monitoring oparty jest na pomiarze emisji akustycznej AE, a zasadnicza koncepcja metody AE, jest analogiczna do metody badania betonowych konstrukcji sprężonych [5, 6, 7, 8]. Zastosowano w niej metodę rozpoznawania obrazów oraz koncepcję bazy sygnałów wzorcowych uzyskanych dla różnych procesów destrukcyjnych. Umożliwia to określenie momentu powstania plastycznej deformacji (w tym poprzedzającej uformowanie pęknięcia), utworzenia pęknięcia i propagację pęknięcia. Uzyskane z przeprowadzonych badań wyniki, wsparte jeszcze lokalnymi badaniami NDT, mogą stanowić podstawę do globalnej i obiektywnej oceny stanu technicznego i stopnia uszkodzenia konstrukcji.

2. PODSTAWY METODY

Pojęcie emisja akustyczna określa fale sprężyste generowane przez procesy destrukcyjne prowadzące do obniżenia energii wewnętrznej monitorowanego elementu konstrukcji. Wykorzystywany w analizie sygnał AE jest sygnałem dyskretnym, generowanym w paśmie od kilku kHz do 1,5 MHz, którego czas trwania wynosi od kilku do kilkuset μ sec. (Rys. 1).



Rys. 1. Sygnał emisji akustycznej

Sygnał charakteryzuje kilkadziesiąt parametrów, które niosą informacje o źródle AE, a pośrednio o procesie destrukcyjnym, który generuje sygnały. Emitowane przez procesy destrukcyjne sygnały akustyczne rejestruje się za pomocą czujników emisji akustycznej rozmieszczonych na powierzchni obiektu. Następnie sygnały te wzmacniane są i poprzez procesor emisji akustycznej, przekazywane do systemu komputera, gdzie podlegają porównaniu z utworzonymi wcześniej wzorcowymi sygnałami akustycznymi.

Bazę wzorcowych sygnałów akustycznych tworzy się dla poszczególnych procesów destrukcyjnych wykorzystując wyniki badań na próbkach materiałowych i modelach prowadzonych w warunkach zbliżonych do warunków pracy konstrukcji, zwłaszcza dotyczących:

- rodzaju obciążeń, takich jak obciążenia mechaniczne, termiczne czy korozyjne,
- przebiegu obciążeń w czasie, takich jak obciążenia monotoniczne czy cykliczne,
- temperatury w granicach od -60°C do $+60^{\circ}\text{C}$,
- wilgotności w granicach od 40% do 90% ,
- rodzaju otoczenia, takiego jak otoczenie obojętne (pH 6 do 7,5), alkaliczne (pH < 6) czy kwasowe (pH > 7,5).

Tak utworzoną bazę akustycznych sygnałów wzorcowych, wprowadza się do pamięci komputera, a następnie sygnały generowane przez badaną konstrukcję, porównuje się z sygnałami wzorcowymi, co pozwala na identyfikację procesów destrukcyjnych.

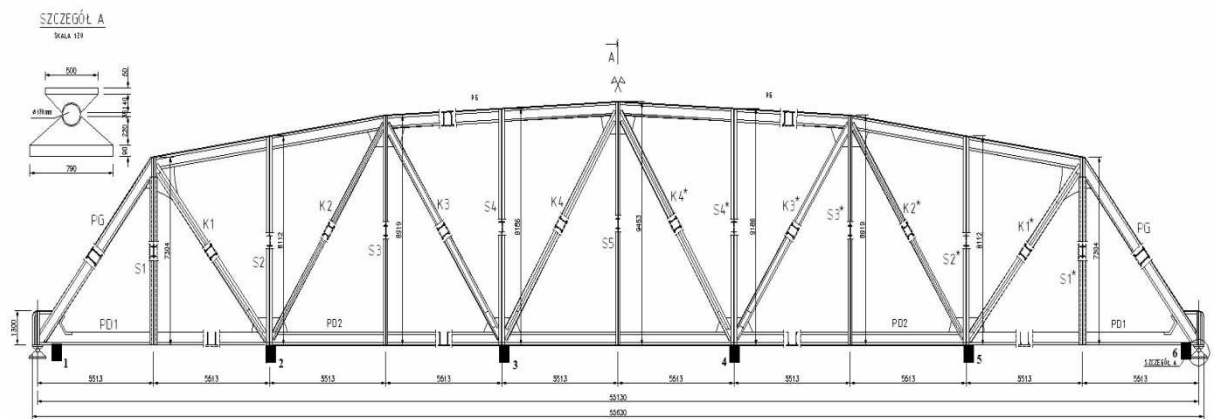
Lokalizację źródeł emisji akustycznej przeprowadza się na podstawie różnicy czasu dojścia do czujników generowanego sygnału, przy określonej prędkości fali. W ten sposób można lokalizować źródła AE wzdłuż linii prostej (liniowa lokalizacja), na powierzchni (lokalizacja planarna) lub w przestrzeni dla różnego typu badanych elementów. Zastosowanie czujników strzegących umożliwi odcinanie szumów z otoczenia.

Ze względu na pomiar kilkunastu parametrów emisji akustycznej, z których niektóre silnie zależą od tłumienia fal, czujniki AE należy rozmieścić w taki sposób, żeby pomiędzy dowolnym punktem badanego obszaru a najbliższym czujnikiem odległość była nie większa aniżeli odległość na której tłumienie fali akustycznej jest nie większe niż 10%. Takie rozmieszczenie czujników musi być zastosowane zarówno przy badaniu konstrukcji jak i tworzeniu bazy wzorcowych sygnałów akustycznych.

3. ZASTOSOWANIE METODY AE DO OCENY STANU TECHNICZNEGO MOSTU

Metoda AE została zastosowana do badania trzyprzęsłowego, nitowanego, kolejowego mostu stalowego, którego badane przęsło pokazano na Rys.2. Przęsła mostu, symetryczne w kierunku podłużnym i poprzecznym, zaprojektowane były w układzie jednoprzęsłowych kratownic przegubowo podpartych na żelbetowych oczepach. Wymiary badanego przęsła środkowego, to:

- długość przęsła (w osiach podpór) : 55.130 m (całkowita): 55.630 m,
- szerokość przęsła (w osiach podpór) : 5.100 m (całkowita): 5.660 m,
- maksymalna wysokość kratownicy : 9.453 m.



Rys. 2. Badane przęsło mostu wraz z czujnikami rozmieszczonymi na podłużnicy mostu (czujniki 1, 2, 3, 4, 5, 6)

Baza sygnałów wzorcowych, dla identyfikacji procesów destrukcji w stali, została utworzona w wyniku przeprowadzonych badań na obciążanych monotonicznie próbkach gładkich i z karbem w temperaturze -600 C do $+600\text{ C}$ wykonanych ze stali: St3S, 18G2A oraz stali pobranej z konstrukcji mostu, a także na zginanych monotonicznie i cyklicznie w temperaturze $+200\text{ C}$ modelach elementów z karbem, wykonanych z tych samych gatunków stali. W wyniku przeprowadzonych badań utworzono następujące Klasy sygnałów wzorcowych:

- klasa -1 sygnały związane z pracą konstrukcji (np. odkształcenia stali) w zakresie pracy sprężystej, odkształcenia termiczne itp.
- klasa 0 uplastycznienie stali (w tym w wierzchołku pęknięcia),
- klasa 1 inicjacja pęknięcia,
- klasa 2 rozwój pęknięcia,
- klasa 3 sygnały będące wynikiem nałożenia się fal generowanych przez więcej niż jeden proces niszczenia oraz tarcie powierzchni pęknięcia, poprzedzające zniszczenie elementu.

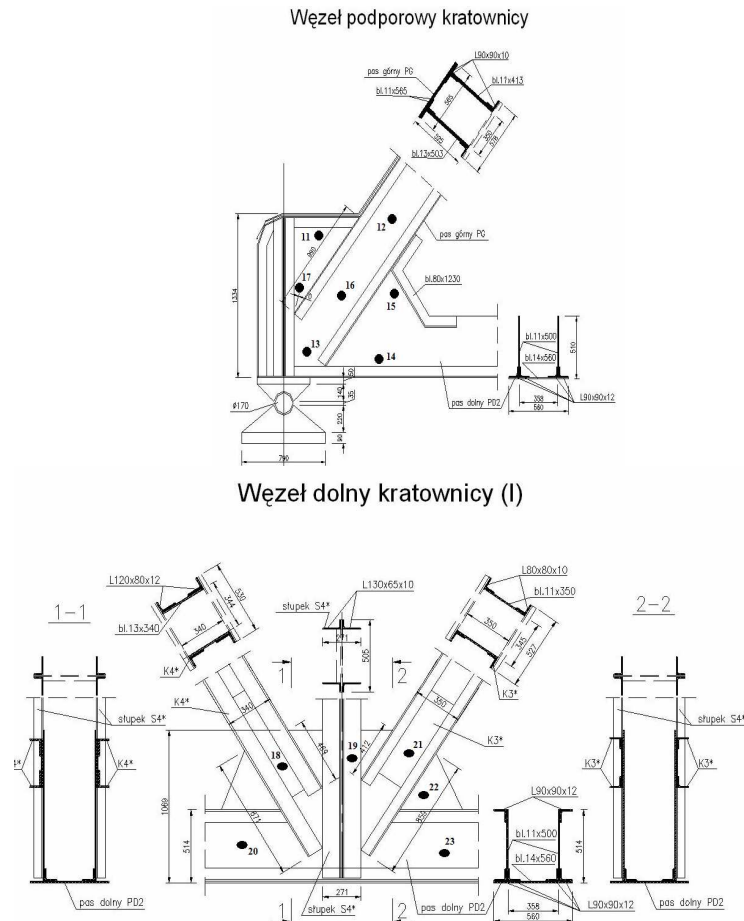
Wyróżnione Klasy oznaczono symbolami i kolorami jak na Rys. 3.

○	■	●	▲	◆
klasa-1	klasa 0	klasa 1	klasa 2	klasa 3

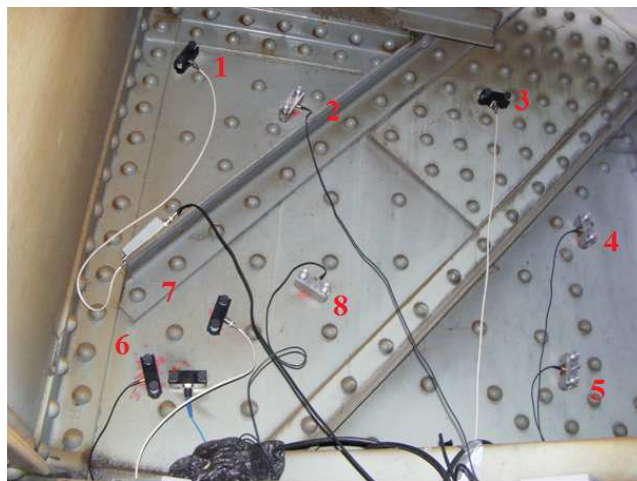
Rys. 3. Symbole przypisane numerom klas sygnałów wzorcowych generowanych przez procesy destrukcyjne

Towarzyszące w/w procesom sygnały AE zostały pogrupowane w klasy na podstawie 12 wybranych parametrów sygnału emisji akustycznej. Tak więc np. dla „inicjacji pęknięcia” odpowiadają w bazie sygnały wzorcowe określone jako Klasa 1 i przypisane są temu procesowi niszczenia.

Wzdłuż przęsla mostu (Rys. 2) oraz w węzłach podporowych (Rys. 4 i 5) rozmieszczono 23 czujniki akustyczne.

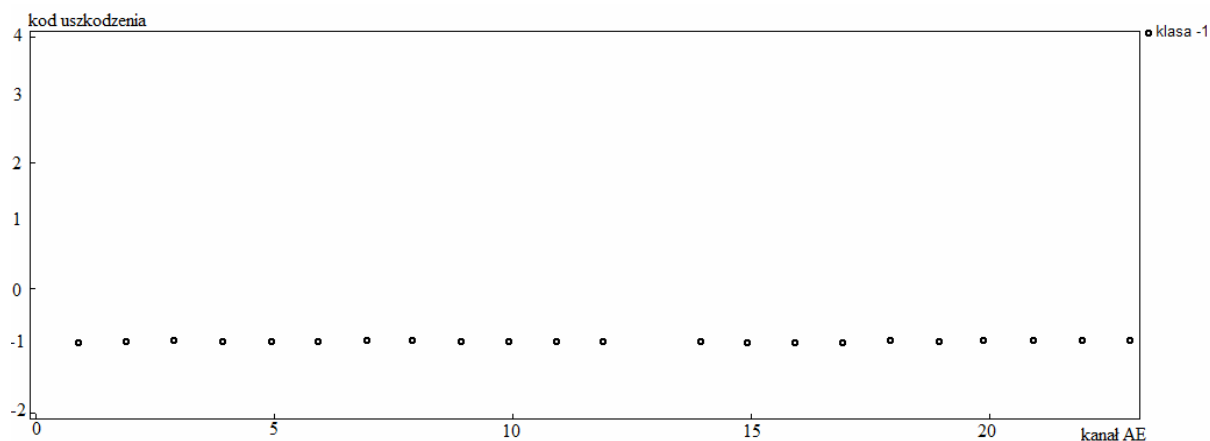


Rys. 4. Rozmieszczenie czujników na powierzchni wybranych węzłów podporowych

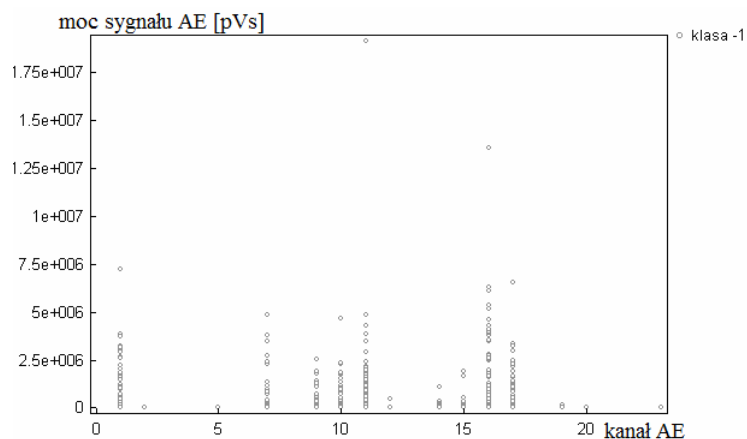


Rys. 5. Rozmieszczenie czujników na powierzchni węzła podporowego (połączenie podłużnicy, poprzecznicy oraz pasa górnego kratownicy)

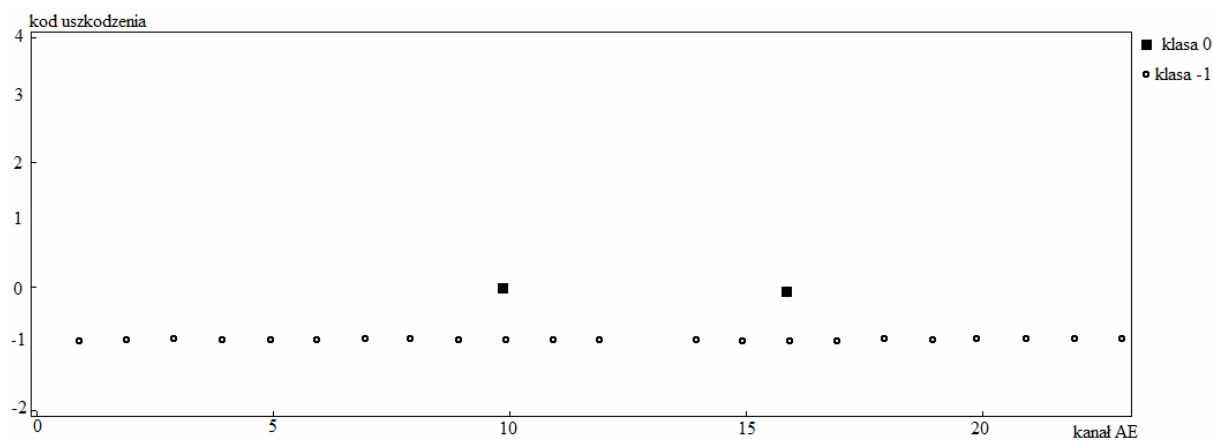
Przykładowe wyniki badań dla mostu nieobciążonego i w czasie przejazdu pociągu przedstawiono na Rys. 6, 7, 8 i 9.



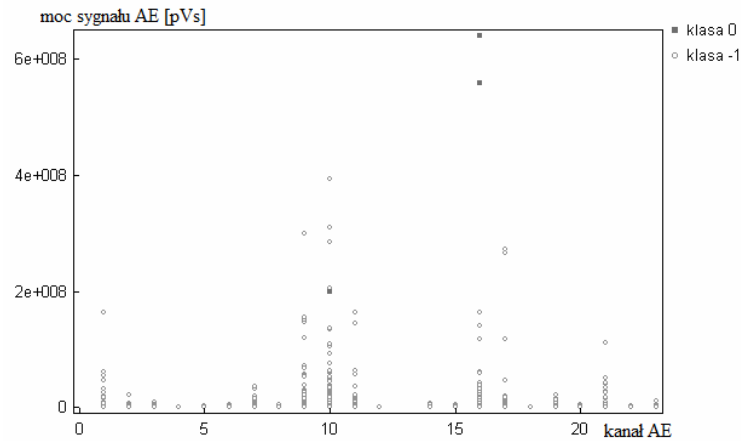
Rys. 6. Klasy sygnałów zarejestrowane przez poszczególne czujniki (oś pozioma) dla mostu nie obciążonego - zarejestrowano tylko sygnały informujące o braku procesów niebezpiecznych (kółka)



Rys. 7. Wykres mocy sygnału w funkcji kanałów dla mostu nie obciążonego - zarejestrowano sygnały związane z pracą sprężystą konstrukcji (kółka)



Rys. 8. Klasy sygnałów zarejestrowane przez poszczególne czujniki w przypadku przejazdu pociągu - zarejestrowano sygnały informujące o braku procesów niebezpiecznych (kółka) oraz o uplastycznieniu w obszarze czujnika 10 i 16 (prostokąty)



Rys. 9. Wykres mocy sygnału w funkcji kanałów w przypadku przejazdu pociągu - zarejestrowano sygnały związane ze sprężystą pracą konstrukcji oraz uplastycznienie w obszarze czujnika 10 i 16.

Na podstawie przedstawionych na Rys. 6÷9 wyników pomiarów emisji akustycznej można stwierdzić, że:

- zarejestrowane sygnały w czasie bez obciążenia przejazdem pociągu, sklasyfikowane są jako odkształcenia w zakresie pracy sprężystej, które nie stanowią zagrożenia dla stanu technicznego mostu,
- zarejestrowane pojedyncze sygnały w trakcie przejazdu pociągu w obszarze czujnika 10 i 16 wskazują na możliwość lokalnego uplastycznienia się stali. Natomiast pozostałe czujniki zarejestrowały odkształcenia w zakresie pracy sprężystej, które nie stanowią zagrożenia dla stanu technicznego mostu.

4. WNIOSKI

Biorąc pod uwagę wyniki przeprowadzonych badań doświadczanych, zweryfikowanych na eksploatowanym kolejowym obiekcie mostowym o konstrukcji stalowej, stwierdzono przydatność przedstawionej metody opartej na pomiarze emisji akustycznej AE, do prowadzenia kontroli stanu technicznego konstrukcji stalowych.

PIŚMIENNICTWO

- [1] Bień J.: Zagadnienia trwałości obiektów mostowych w europejskich projektach badawczych. 56. Konferencja KILiW PAN i KN PZITB Krynica 2010, s. 41-56.
- [2] Dunegan H.D.: Acoustic emission monitoring of fatigue crack growth in bridges. The DECI report, November 1998.
- [3] Dunegan H.D.: Quantitative measurement of fatigue crack growth in noisy environments in real time with acoustic emission. The DECI report, July 1999.
- [4] Prine D.W.: Method and apparatus for structural monitoring with acoustic emission and using pattern recognition. United State Patent No 4,535, s. 629, 1985.
- [5] 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.
- [6] Świt G.: Metoda emisji akustycznej w analizie uszkodzeń konstrukcji betonowych, wstępnie sprężonych - Kielce 2008.
- [7] Gołaski L., Goszczyńska B., Świt G., Trąmpczyński W.: System monitoringu umożliwiający globalną ocenę stanu technicznego obiektów betonowych. 56. Konferencja KILiW PAN i KN PZITB Krynica 2010, s. 173-188.

- [8] Świt G.: „Diagnostic of prestressed concrete structures by means of acoustic emission. 8th ICRM'S 2009, Proceeding of IEEE, Chengdu, China, 2009, pp. 958-962.

Pracę wykonano w ramach projektu rozwojowego NR 04 0007 10.

APPLICATION OF AE FOR MONITORING OF THE DAMAGE PROCESSES WITHIN STEEL STRUCTURES

Summary

A global monitoring system for steel structures, based on measurement of acoustic emission (AE) due to active damage processes, is presented. It is based on the idea shown in [1] for prestressed concrete structures and applied for steel structures (bridges). AE signals, due to steel deterioration phenomena (plasticization, crack initiation and propagation), were registered during laboratory tests such as:

monotonically loaded smooth and notched samples at -600 C to +600 C and monotonically and cyclically bent model elements (made of St3s, 18G2A steel and steel taken from the existing old bridge) with notches at +200 C and grouped, forming the model data base.

AE waves, released under the service load of the structure, are then compared with the model data base and stated above active damage processes are recognized, identified and localized. The resulting data can be used to assess the general condition of the structure.

Lucjan JANAS¹
Bartosz MILLER²
Politechnika Rzeszowska

ZASTOSOWANIE SIECI NEURONOWYCH DO WSPOMAGANIA ZARZĄDZANIA OBIEKTAMI MOSTOWYMI

STRESZCZENIE

Na sieci dróg krajowych znajduje się ponad 4 tys. obiektów mostowych. Obiektywne ustalenie, które obiekty należy remontować w pierwszej kolejności stwarza wiele trudności. Zarządca dróg krajowych, tj. Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad (GDDKiA) poszukiwał narzędzia, które oparte na istniejących bazach danych o obiektach mostowych utworzy listę rankingową i ułatwi podejmowanie decyzji dotyczących kolejności remontów. W artykule zestawiono parametry, które powinny być brane pod uwagę przy ustalaniu kolejności remontów. Przedstawiono algorytm obliczeniowy umożliwiający tworzenie listy rankingowej, oparty na wielowarstwowych sieciach neuronowych o wstecznej propagacji błędów. Algorytm ten jest obecnie wdrażany w GDDKiA.

Słowa kluczowe: obiekty mostowe, sieci neuronowe, remont

1. WPROWADZENIE

Dotychczas podstawowym kryterium, często decydującym o kolejności remontu obiektu mostowego, był stan techniczny. Wadą sortowania obiektów wg ocen stanu technicznego było to, że konstrukcje, które miały wyższą ocenę (lepszy stan techniczny) niekiedy wymagały wcześniejszego podjęcia działań utrzymaniowych niż obiekty z niższą oceną stanu technicznego. Przyczyną mogło być np. zagrożenie bezpieczeństwa ruchu na obiekcie wynikające z braku chodników dla pieszych, zbyt mała skrajnia na lub pod obiektem albo zbyt mała nośność obiektu. Ocena stanu technicznego jest więc ważnym czynnikiem wpływającym na kolejność remontów, ale nie oddaje w pełni i zadawalający sposób wszystkich istotnych cech obiektu. Problem ten został szerzej omówiony m.in. w [1]. Ocena stanu technicznego jest uzyskiwana w trakcie przeglądów podstawowych i rozszerzonych wykonywanych zgodnie z [2]. Aby oceny były miarodajne opracowano m.in. „Zasady stosowania skali ocen punktowych stanu technicznego i przydatności do użytkowania drogowych obiektów inżynierskich” [3], które ułatwiają inspektorom właściwą,

¹ ljanas@prz.edu.pl

² bartosz.miller@prz.edu.pl

porównywalną ocenę stanu technicznego i przydatności do użytkowania. Ponadto prowadzone są specjalistyczne szkolenia inspektorów mostowych.

Bezpieczeństwo jest kolejnym, ważnym kryterium decydującym o pilności remontu. Mówiąc o bezpieczeństwie można wyróżnić bezpieczeństwo ruchu publicznego i bezpieczeństwo konstrukcji. Na bezpieczeństwo ruchu publicznego wpływa przede wszystkim stan jezdni, chodników, dojazdów, balustrad, barier ochronnych, urządzeń dylatacyjnych i oznakowanie obiektu. Bezpieczeństwo ruchu publicznego zależy również od szerokości i wysokości skrajni oraz od zastosowanych rozwiązań projektowych. Bezpieczeństwo konstrukcji zależy głównie od stanu technicznego przęsła, pomostu i podpór, nośności obiektu (im mniejsza nośność tym większe prawdopodobieństwo przeciążenia) oraz od rodzaju konstrukcji - np. bezpieczeństwo będzie mniejsze w przypadku obiektów wykonanych z awaryjnych belek typu B6.

Kolejnymi czynnikami, które wzięto pod uwagę, są klasa drogi, natężenie ruchu i lokalizacja mostu. Obiekty o podobnym stanie technicznym w obszarach przemysłowych i w aglomeracjach miejskich powinny być wcześniej remontowane, ponieważ zakłócenia ruchu drogowego na takich obszarach będą mieć większy wpływ na gospodarkę i życie mieszkańców niż zakłócenia ruchu na obszarach niezabudowanych, wiejskich. Jako priorytetowe uznano również utrzymanie konstrukcji zabytkowych - ze względu na dane dostępne w komputerowym Systemie Gospodarki Mostowej wyróżniono dwie klasy obiektów, tj.: zabytkowy i niezabytkowy.

2. DANE LICZBOWE DO TWORZENIA LIST RANKINGOWYCH

Głównym zadaniem autorów niniejszego artykułu było stworzenie algorytmu obliczeniowego pozwalającego na określenie kolejności remontów, czyli stworzenie listy rankingowej, na której w pierwszej kolejności znajdują się obiekty, które powinny być remontowane najwcześniej. W tym celu określono parametry i współczynniki, które mają wpływ na kolejność remontów i które pozwolą ustalić listę rankingową. Przyjęto, że listy rankingowe będą tworzone na podstawie trzech głównych współczynników:

- współczynnika stanu technicznego: W_s ,
- współczynnika bezpieczeństwa: W_b ,
- współczynnika znaczenia (rangi) obiektu dla sieci drogowej: W_z .

2.1 Współczynnik stanu technicznego

Stan techniczny obiektów mostowych jest oceniany w przeglądzie podstawowym i rozszerzonym w skali od 0 do 5. Wynikiem oceny elementów jest tzw. „ocena całego obiektu” [2]. Współczynnik stanu technicznego W_s jest równy „ocenie całego obiektu” otrzymanej w wyniku ostatniego przeglądu podstawowego lub rozszerzonego.

2.2 Współczynnik bezpieczeństwa

Współczynnik bezpieczeństwa W_b uwzględnia bezpieczeństwo użytkowników i bezpieczeństwo konstrukcji, co pośrednio ma oczywiście wpływ na bezpieczeństwo użytkowników. Współczynnik bezpieczeństwa jest obliczany jako średnia arytmetyczna z czterech współczynników częściowych. Współczynnikami częściowymi są:

- a) współczynnik bezpieczeństwa ruchu publicznego, otrzymywany w czasie oceny przydatności do użytkowania dokonywanej w ramach przeglądów rozszerzonych; wartość współczynnika przyjmowana jest następująco:
 - $W_{b1} = 0$ gdy bezpieczeństwo ruchu jest niedostateczne, przy czym wymagane jest podjęcie natychmiastowych działań interwencyjnych,
 - $W_{b1} = 2$ gdy bezpieczeństwo jest ograniczone lecz nie wymaga się podjęcia natychmiastowych działań interwencyjnych,

- $W_{b1} = 5$ gdy bezpieczeństwo jest odpowiednie,
- b) współczynnik stanu technicznego uwzględniający fakt, że prawdopodobieństwo awarii obiektów w złym stanie technicznym jest większe - a zatem bezpieczeństwo takich obiektów jest niższe; współczynnik ten przyjmuje następujące wartości:
 - $W_{b2} = 0$ gdy $W_s \leq 1$,
 - $W_{b2} = 2$ gdy $1 < W_s < 3$,
 - $W_{b2} = 5$ gdy $W_s \geq 3$,
- c) współczynnik nośności przyjmowany zgodnie z oceną dokonaną w ramach przeglądu rozszerzonego; współczynnik ten zależy od nośności użytkowej obiektu (N_u) i przyjmuje następujące wartości:
 - $W_{b3} = 0$ gdy $N_u < 30$ t,
 - $W_{b3} = 2$ gdy $30 \text{ t} \leq N_u < 42$ t,
 - $W_{b3} = 5$ gdy $N_u \geq 42$ t,
- d) współczynnik rodzaju konstrukcji uwzględniający wpływ rodzaju konstrukcji na bezpieczeństwo obiektu; wartości współczynnika należy przyjąć w sposób następujący:
 - $W_{b4} = 0$ dla konstrukcji tymczasowych, w tym mostów składanych, podpór wzmacnianych tymczasowym podparciem, dźwigarów typu B6,
 - $W_{b4} = 2$ dla konstrukcji z dźwigarami typu Gromnik i CZDP,
 - $W_{b4} = 5$ dla pozostałych konstrukcji.

2.3 Współczynnik znaczenia obiektu dla sieci dróg

Współczynnik znaczenia obiektu W_z uwzględnia ważność (rangę) obiektu i jego przydatność do użytkowania. Ranga obiektu zależy m.in. od klasy drogi w ciągu której obiekt się znajduje, natężenia ruchu, lokalizacji, znaczenia historycznego i długości objazdu. Przydatność do użytkowania zależy od nośności, ew. ograniczeń prędkości ruchu na obiekcie, szerokości i wysokości skrajni oraz skrajni pod obiektem. Współczynnik znaczenia obiektu dla sieci dróg jest obliczany jako średnia arytmetyczna z 10 współczynników częściowych. Współczynnikami częściowymi są:

- a) współczynnik klasy drogi uwzględniający klasę drogi, przyjmowany następująco:
 - $W_{z1} = 0$ dla dróg klasy A i S, $W_{z1} = 2$ dla dróg klasy GP, $W_{z1} = 5$ dla dróg klasy G,
- b) współczynnik natężenia ruchu uwzględniający oszacowanie jakościowe i ilościowe natężenia ruchu; w oszacowaniu jakościowym wzięto pod uwagę liczbę samochodów ciężarowych przejeżdżających przez obiekt; do celów algorytmu zaproponowano obliczenie wskaźnika średniego dobowego ruchu WSDR ze wzoru: $WSDR = SDR + 5 \times SDRSC$, gdzie: SDR – średni dobowy ruch pojazdów ogółem, SDRSC - średni dobowy ruch pojazdów ciężarowych (bez przyczep i z przyczepami); składnik $5 \times SDRSC$ uwzględnia większe znaczenie obiektów, przez które przejeżdża duża liczba pojazdów ciężarowych; koszty społeczne zamknięcia takich obiektów będą większe, niż koszty zamknięcia obiektów po których przejeżdżają tylko samochody osobowe; współczynnik należy przyjmować w następujący sposób:
 - $W_{z2} = 0$ gdy $WSDR > 25000$,
 - $W_{z2} = 2$ gdy $10000 < WSDR \leq 25000$,
 - $W_{z2} = 5$ gdy $WSDR \leq 10000$,
- c) współczynnik lokalizacji uwzględniający fakt, że obiekty znajdujące się na obszarze przemysłowym lub obszarze aglomeracji miejskiej mają większe znaczenie dla sieci dróg (gospodarki) niż obiekty na obszarze miasta średniej wielkości, czy też na terenie

- wiejskim; ze względu na dostępność danych w systemie informatycznych założono następujące wartości współczynnika:
- $W_{z3} = 2$ jeśli obiekt znajduje się na obszarze miasta,
 - $W_{z3} = 5$ jeśli obiekt jest na obszarze wiejskim,
- d) współczynnik znaczenia historycznego, który należy przyjąć następująco:
- $W_{z4} = 0$ dla obiektów zabytkowych,
 - $W_{z4} = 5$ dla obiektów niezabytkowych,
- e) współczynnik długości objazdu, który należy przyjąć w sposób następujący:
- $W_{z5} = 0$ gdy długość objazdu wynosi powyżej 50 km lub konieczne jest zbudowanie mostu tymczasowego,
 - $W_{z5} = 2$ gdy długość objazdu wynosi od 5 do 50 km,
 - $W_{z5} = 5$ gdy długość objazdu wynosi poniżej 5 km,
- f) współczynnik nośności, który uwzględnia fakt, że obiekty o małej nośności stanowią duże utrudnienie dla ruchu; współczynnik nośności należy przyjąć w następujący sposób:
- $W_{z6} = 0$ gdy $Nu \leq 30$ t,
 - $W_{z6} = 2$ gdy $30 \text{ t} < Nu < 42$,
 - $W_{z6} = 5$ gdy $Nu \geq 42$ t,
- g) współczynnik prędkości ruchu pojazdów, który należy przyjąć zgodnie z oceną przydatności do użytkowania określoną w przeglądzie rozszerzonym, tj.:
- $W_{z7} = 0$ gdy dopuszczalna prędkość ruchu na obiekcie jest mniejsza o ponad 30 km/h od dopuszczalnej prędkości ruchu na dojazdach,
 - $W_{z7} = 2$ gdy dopuszczalna prędkość ruchu na obiekcie jest mniejsza o 10-30 km/h niż dopuszczalna prędkość na dojazdach,
 - $W_{z7} = 5$ gdy dopuszczalna prędkość na obiekcie jest nie mniejsza niż na dojazdach.
- h) współczynnik szerokości skrajni na obiekcie, który należy przyjąć zgodnie z ocenami przydatności do użytkowania stosowanymi w ramach przeglądu rozszerzonego, tj.:
- $W_{z8} = 0$ gdy skrajnia jest niedostateczna,
 - $W_{z8} = 2$ gdy skrajnia jest ograniczona,
 - $W_{z8} = 5$ gdy skrajnia jest odpowiednia,
- i) współczynnik wysokości skrajni na obiekcie, który należy przyjąć zgodnie z ocenami przydatności do użytkowania określonymi w ramach przeglądu rozszerzonego, tj.:
- $W_{z9} = 0$ gdy skrajnia jest niedostateczna,
 - $W_{z9} = 2$ gdy skrajnia jest ograniczona,
 - $W_{z9} = 5$ gdy skrajnia jest odpowiednia,
- j) współczynnik skrajni/światła pod obiektem, który należy przyjąć zgodnie z oceną przydatności do użytkowania określoną w przeglądzie rozszerzonym, tj.:
- $W_{z10} = 0$ gdy skrajnia/światło pod obiektem jest niedostateczne,
 - $W_{z10} = 2$ gdy skrajnia/światło pod obiektem jest ograniczone,
 - $W_{z10} = 5$ gdy skrajnia/światło pod obiektem jest odpowiednie.

3. ALGORYTM TWORZENIA LISTY RANKINGOWEJ OBIEKTÓW WYMAGAJĄCYCH DZIAŁAŃ REMONTOWYCH

3.1 Wagi ogólne

Przystępując do opracowania algorytmu poszukiwano „wzorca odniesienia”. W tym celu powołano zespół 7 ekspertów i wybrano 103 obiekty zróżnicowane pod względem stanu technicznego, bezpieczeństwa i znaczenia dla sieci dróg. Eksperci otrzymali szczegółowy opis każdego obiektu wraz z dokumentacją fotograficzną, wyniki przeglądu rozszerzonego oraz inne dane dostępne w systemach informatycznych GDDKiA. Zadaniem ekspertów było ustalenie optymalnej kolejności remontów. Po analizie, eksperci wypracowali listę

rankingową, na początku której znalazły się obiekty wymagające prac remontowych w pierwszej kolejności. Listę tę nazwano „Listą ekspertów”. Zadaniem autorów niniejszego artykułu było opracowanie algorytmu obliczeniowego, który bazując na danych liczbowych będzie tworzył analogiczną listę rankingową bez udziału ekspertów. Podstawowym sprawdzeniem algorytmu będzie oczywiście szeregowanie wybranych 103 obiektów i porównanie wyników szeregowania numerycznego z „Listą ekspertów”. Wstępnie opracowano trzy algorytmy, tj.:

- algorytm z priorytetem stanu technicznego,
- algorytm z priorytetem bezpieczeństwa,
- algorytm ekspercki z wykorzystaniem sieci neuronowych.

Algorytm z priorytetem stanu technicznego oparto przede wszystkim na ocenach stanu technicznego. W pierwszej kolejności do napraw wybierano obiekty o najniższej ocenie stanu technicznego W_s . Jeżeli kilka obiektów miało tę samą ocenę, to o kolejności na liście decydował współczynnik bezpieczeństwa W_b . Jeżeli występowały obiekty o takiej samej ocenie stanu technicznego i ocenie bezpieczeństwa to o kolejności remontu decydował współczynnik znaczenia obiektu dla sieci dróg W_z . W praktyce miejsce obiektów na liście rankingowej ustalano na podstawie prostego sortowania, kolejno wg: współczynników stanu technicznego W_s , współczynników bezpieczeństwa W_b , współczynników znaczenia obiektu W_z . Wyniki obliczeń (sortowania) znacznie odbiegały od poglądów ekspertów, np. obiekt oznaczony jako O-60 wg ekspertów powinien być na 38 pozycji listy, natomiast wg powyższego algorytmu ten sam obiekt powinien znaleźć się dopiero na 60 pozycji. Średni błąd określenia pozycji obiektu na liście rankingowej utworzonej wg tego algorytmu wynosił 4.3 pozycji, maksymalny błąd wynosi 28 pozycji.

Ponieważ wyżej opisany algorytm nie dawał zadowalających rezultatów, opracowano algorytm oparty głównie na ocenach bezpieczeństwa W_b . W pierwszej kolejności do napraw wybierano obiekty o najniższej ocenie bezpieczeństwa. Jeżeli kilka obiektów miało tę samą ocenę bezpieczeństwa to o ich kolejności decydował współczynnik stanu technicznego W_s . Jeżeli występowały obiekty o takiej samej ocenie bezpieczeństwa i ocenie stanu technicznego to o kolejności decydował współczynnik znaczenia obiektu dla sieci dróg W_z . W praktyce miejsce obiektów na liście rankingowej ustalano na podstawie sortowania, kolejno wg: współczynników W_b , W_s i W_z . Uzyskano listę lepiej odzwierciedlającą poglądy ekspertów niż w przypadku poprzedniego algorytmu. Średni błąd określenia pozycji obiektu na liście rankingowej utworzonej wg tego algorytmu wynosił 2.5 pozycji a maksymalny błąd 16 pozycji. Ponieważ oba ww. algorytmy nie dały zadowalających wyników opracowano trzeci algorytm - oparty na sieciach neuronowych. Algorytm ekspercki z wykorzystaniem sieci neuronowej

3.2 Algorytm ekspercki z wykorzystaniem sieci neuronowych

3.2.1 Krótka charakterystyka sieci neuronowych

Sztuczne sieci neuronowe [4, 5, 6, 7] były początkowo konstruowane jako bardzo uproszczone modele ludzkiego mózgu. Obecnie nie traktuje się ich już jako próby matematycznego zamodelowania biologicznych sieci neuronowych, pewne cechy wspólne są jednak nadal widoczne. Sztuczna sieć neuronowa jest zbudowana z szeregu sztucznych neuronów pogrupowanych w warstwy, kolejne warstwy neuronów są ze sobą połączone podobnie jak neurony w sieci biologicznej. Pierwsza warstwa neuronów sztucznej sieci neuronowej otrzymuje i skaluje dane wejściowe oraz przekazuje je do kolejnej, tzw. ukrytej warstwy. W warstwie ukrytej ma miejsce właściwe przetwarzanie danych:

każdy neuron w tej warstwie sumuje dane wyjściowe ze wszystkich neuronów warstwy wejściowej (przemnożone przez wagę połączenia między danymi neuronami) wraz z dodatkowy wejściem noszącym nazwę biasu,

otrzymana suma jest argumentem nieliniowej funkcji aktywacji neuronu, której wynik jest podawany na wyjściu neuronu.

Wartości wyjściowe z neuronów warstwy ukrytej są podawane przez połączenia synaptyczne do neuronów w warstwie wyjściowej, gdzie są ostatecznie przetwarzane (podobnie jak w warstwie ukrytej, jedynie funkcja aktywacji dla warstwy wyjściowej z reguły jest liniowa) i podawane na wyjście sieci.

Jeżeli rozważymy przykładową sieć, której zadaniem jest transformacja 3-elementowego wektora wejściowego w skalar, to jej architekturę (liczbę oraz wzajemne położenie neuronów i połączenia pomiędzy nimi) można zapisać w postaci 3-h-1, gdzie 3 oznacza liczbę neuronów w warstwie wejściowej (zawsze równą wymiarowi wektora wejściowego), 1 oznacza liczbę neuronów wyjściowych (zawsze równą wymiarowi wektora wyjściowego), zaś h oznacza liczbę neuronów w warstwie ukrytej.

Pomiędzy warstwą wejściową o 3 neuronach i warstwą ukrytą o h neuronach jest $3h$ połączeń (każdy neuron z warstwy wejściowej z każdym neuronem warstwy ukrytej, bez połączeń wewnątrz danej warstwy), każde z nich ma swoją własną wagę w , przez którą jest przemnażana wartość wyjściowa neuronu z warstwy wejściowej przed przekazaniem jej neuronowi warstwy ukrytej. Pomiędzy warstwą ukrytą a wyjściową jest $1h$ połączeń i $1h$ niezależnych wag w . Dodatkowo na wejścia wszystkich neuronów w warstwach ukrytej i wyjściowej będą podawane dodatkowe wartości nazwane biasami b . Zarówno wagi jak i biasy są niezależnymi parametrami sieci, których wartości ustala się w tak zwanym procesie uczenia. Łączna liczba nieznanych parametrów sieci 3-h-1 wynosi $W+B=(3h+1h)+(h+1)=5h+1$ gdzie W i B to odpowiednio liczba wszystkich wag i biasów.

Iteracyjny proces ustalania wartości parametrów sieci nosi nazwę uczenia. Startowe wartości parametrów są generowane losowo z założonego przedziału, najczęściej $(-1,1)$. W kolejnych krokach iteracji na wejście sieci podawane są przykładowe (wzorcowe) wektory wejściowe, wartości otrzymane na wyjściu sieci są porównywane ze znanymi, wzorcowymi wartościami wyjściowymi. Każda iteracja jest zakończona aktualizacją parametrów sieci (wag i biasów) na podstawie różnicy pomiędzy otrzymanym z sieci wektorem wyjściowym a wektorem wzorcowym. Algorytm opisujący zmiany wprowadzane do wag i biasów nosi nazwę algorytmu uczącego. Parę złożoną z wektora wejściowego i odpowiadającego mu wektora wyjściowego nazywa się wzorcem. Aby algorytm uczący był zbieżny do globalnego minimum należy zapewnić odpowiednie uwarunkowanie procesu, co oznacza, że liczba wzorców (przykładowych wektorów wejściowych i wyjściowych) musi być większa od liczby swobodnych parametrów uczonej sieci neuronowej.

Po zakończeniu uczenia sieci należy zweryfikować jej działanie na wzorcach, które nie były prezentowane sieci w procesie uczenia. Ma to na celu sprawdzenie, czy nauczona sieć prawidłowo operuje także na danych, które nie były wykorzystywane w procesie uczenia (oceniana jest tak zwana zdolność sieci do generalizacji).

W rozważanym zagadnieniu zastosowano sieć warstwową (neurony są zgrupowane w warstwach), jednokierunkową (sygnał przechodzi przez sieć w jednym kierunku: od wejść do wyjść, nie ma żadnych sprzężeń zwrotnych), o wstecznej propagacji błędów (swobodne parametry sieci są ustalane na podstawie błędów obliczonych dla wektorów wyjściowych).

3.2.2 Założenia i dobór optymalnej architektury sieci neuronowej

Przyjęto, że szeregowanie drogowych obiektów inżynierskich w kolejności do napraw opierać się będzie na trzech głównych współczynnikach, tj.:

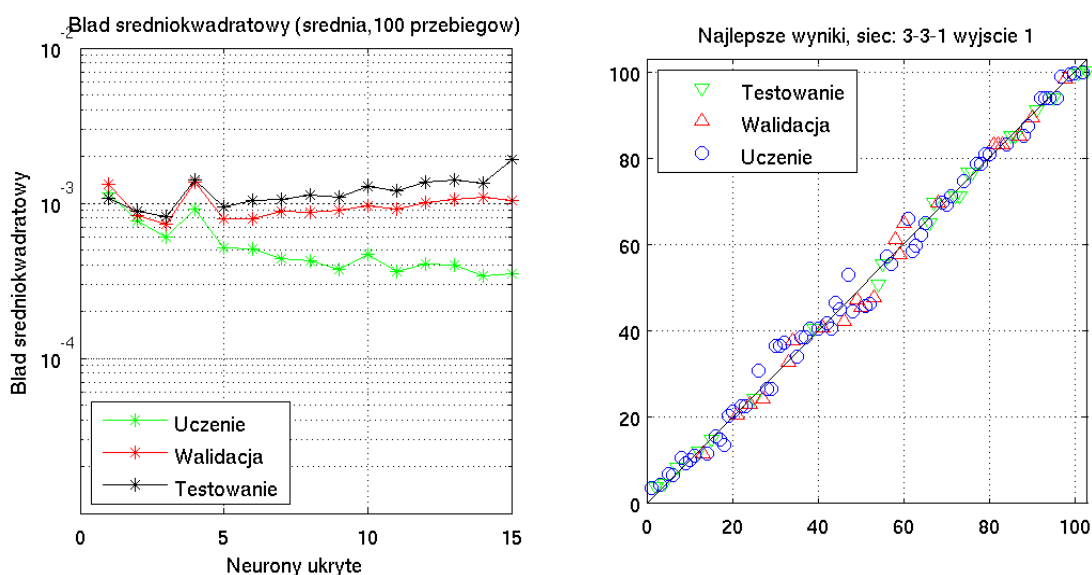
- stan techniczny,
- bezpieczeństwo,
- znaczenie obiektu dla sieci dróg.

Wektor wejściowy do sieci neuronowych będzie miał więc trzy elementy, jedyne wyjście będzie interpretowane jako liczba punktów pozwalająca umieścić dany obiekt mostowy na odpowiednim miejscu listy rankingowej.

W celu ustalenia optymalnej architektury sieci oraz wartości jej parametrów (wag i biasów) potrzebna jest baza danych, która zawiera rzetelne informacje obejmujące pełny zakres zmiennych wejściowych występujących z dużym prawdopodobieństwem w rzeczywistości. Baza powinna obejmować dane wejściowe i odpowiadające zmienne wyjściowe (wzorce). W omawianym zadaniu dysponowano łącznie 103 wzorcami, z czego 62 wykorzystano podczas uczenia sieci, do weryfikacji wykorzystano 21 wzorców (obiektów) a do testowania 21 wzorców (obiektów). Końcowe testowanie wykonano na dodatkowych wzorcach, które zostały utworzone po zakończeniu procesu doboru i uczenia sieci.

Aby określić optymalną architekturę założono, że będzie ona postaci 3-h-1, gdzie 3 to liczba wejść, h to liczba neuronów w jedynej warstwie ukrytej, 1 to liczba wyjść (pozycja w rankingu). Podczas procesu doboru optymalnej wartości h (liczby neuronów ukrytych) dla każdej rozważanej architektury (mówiąc inaczej dla każdej rozważanej wartości h) proces uczenia powtórzono 100 razy zaczynając za każdym razem od innych, losowo wygenerowanych startowych wartości parametrów swobodnych sieci. Wielokrotne powtórzenie procesu uczenia ma na celu sprawdzenie, czy dla każdego losowo wygenerowanego zestawu parametrów swobodnych proces uczenia prowadzi do tego samego, globalnego minimum. Jeżeli wyniki kolejnych powtórzeń są zbliżone można uznać, że uczenie prowadzi do minimum globalnego.

Rysunek 3.1a przedstawia błąd średniokwadratowy pomiędzy wzorcową pozycją w rankingu a pozycją określona przez nauczoną sieć neuronową (błąd jest uśredniony dla 100 przebiegów uczenia wykonywanych dla ustalonego h).



Rys. 3.1. Błąd średniokwadratowy pomiędzy wzorcową pozycją w rankingu a pozycją określoną przez nauczoną sieć w zależności od liczby neuronów w warstwie ukrytej (a) oraz wyniki uczenia, testowania i walidacji sieci neuronowej (b)

Górna linia odpowiada wynikom otrzymanym dla wzorców testujących, środkowa – dla wzorców walidacyjnych, dolna – dla wzorców uczących (wykorzystywanych podczas dostrajania parametrów sieci). Przy wzrastającej liczbie neuronów ukrytych dokładność uczenia wzrasta, natomiast dokładność testowania po początkowym wzroście (spadku błędu) zaczyna rosnąć (błąd wzrasta). To klasyczne zjawisko obserwowane podczas uczenia sieci

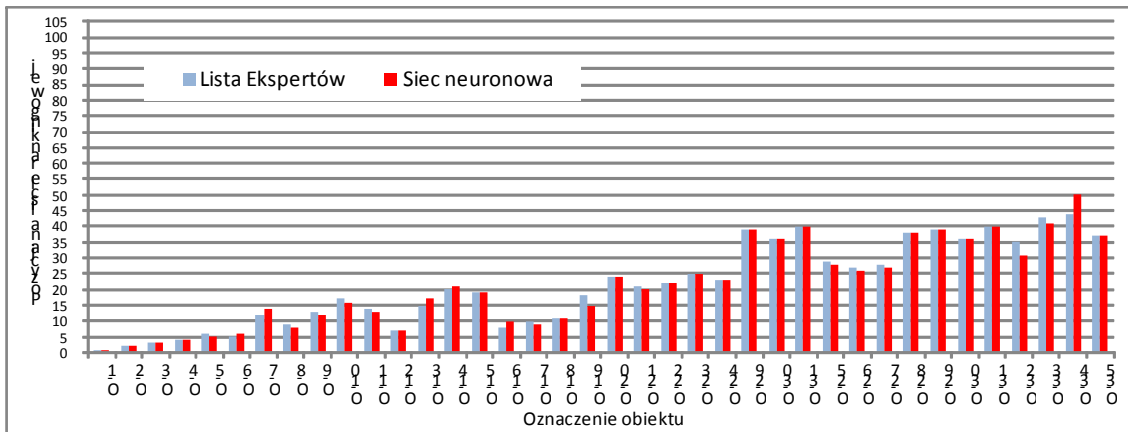
nazywane jest nadprzystosowaniem (overfitting). Jego przyczyną może być zbyt mała liczba wzorców uczących lub zbyt duża liczba kroków iteracji w procesie uczenia. Do dalszej analizy jako optymalną liczbę neuronów ukrytych wybrano $h=3$.

3.2.3 Uczenie i testowanie sieci o wybranej architekturze

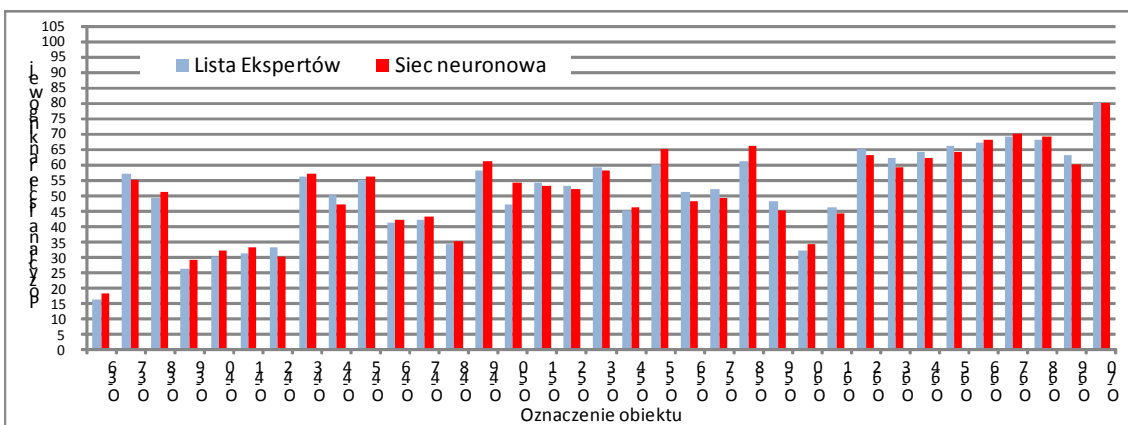
Z poprzedniego kroku przyjęto, że optymalną liczbą neuronów ukrytych jest $h=3$, ustalono więc architekturę 3-3-1. Rysunek 3.1b przedstawia wyniki uczenia (okręgi), testowania i walidacji (trójkąty) tej sieci. Na osi poziomej są odłożone wzorcowe pozycje w rankingu (określone przez specjalistę) zaś na osi pionowej wartości otrzymane z sieci. W przypadku idealnego odwzorowania rankingu wzorcowego punkty reprezentujące zarówno uczenie jak i walidację powinny się znaleźć w pobliżu linii o równaniu $x=y$. Jak widać na wykresie odwzorowanie jest bardzo dobre. Ważne jest również to, że wzorce wybrane do testowania znajdują się zarówno na obu końcach rozważanego zakresu jak i w jego środku.

3.2.4 Analiza wyników obliczeń

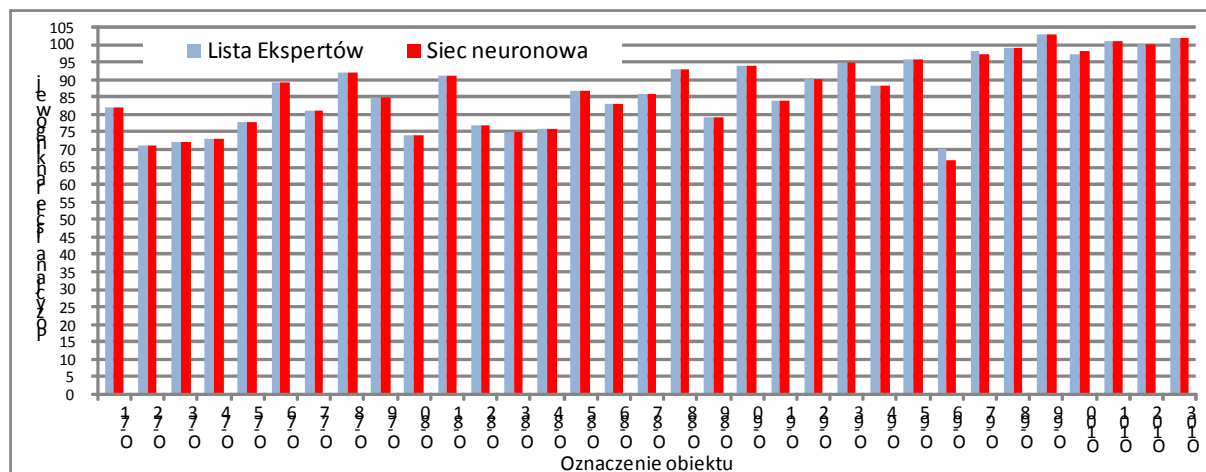
Na rysunkach 3.2 do 3.4 zestawiono porównanie „Listy ekspertów” z listą uzyskaną na podstawie obliczeń algorytmem eksperckim.



Rys. 3.2. Porównanie pozycji na liście rankingowej ekspertów i liście wg algorytmu eksperckiego (sieci neuronowe) – obiekty od O-1 do O-35

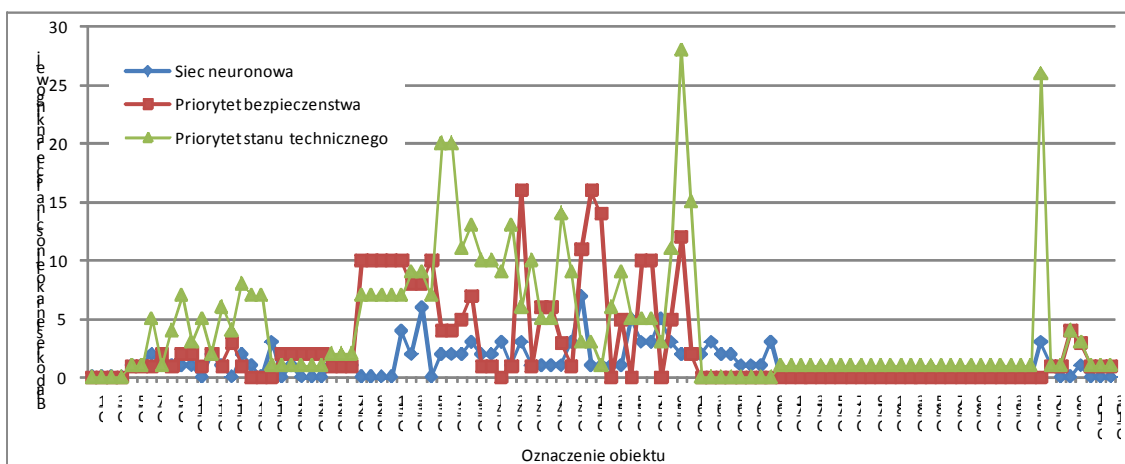


Rys. 3.3. Porównanie pozycji na liście rankingowej ekspertów i liście wg algorytmu eksperckiego (sieci neuronowe) – obiekty od O-36 do O-70



Rys. 3.4. Porównanie pozycji na liście rankingowej ekspertów i liście wg algorytmu eksperckiego (sieci neuronowe) – obiekty od O-71 do O-103

Średni błąd określenia miejsca obiektu na liście rankingowej utworzonej z wykorzystaniem sieci neuronowych wynosi 1.1 pozycji, maksymalny błąd wynosi 7 pozycji. Na rys. 3.5. porównano błędy uzyskane w wyniku obliczeń trzema algorytmami. Algorytm ekspercki, oparty na sieciach neuronowych daje zdecydowanie najlepsze i zadowalające wyniki.



Rys. 3.5 Zestawienie błędów określenia pozycji na liście rankingowej

4. PODSUMOWANIE I WNIOSKI

Kluczem do tworzenia miarodajnych list rankingowych jest wiarygodna, poprawna baza danych. W związku z tym konieczne jest systematyczne prowadzenie kontroli poprawności danych, prowadzenie dodatkowych szkoleń dla inspektorów mostowych (szczególnie w zakresie ocen przydatności do użytkowania) oraz gromadzenie i przetwarzanie danych z przeglądów w sposób poprawny i regularny.

Ponieważ algorytm ekspercki, oparty na sieciach neuronowych daje najlepsze i zadowalające efekty został wskazany jako podstawowy do tworzenia list rankingowej. Algorytm ten jest obecnie (2010-2011 r.) wdrażany w administracji GDDKiA. Po wdrożeniu, zostanie przeprowadzona analiza wyników obliczeń na bazie ponad 4 tys. obiektów mostowych, która z pewnością umożliwi jego udoskonalenie. Zalecono, aby w pierwszych latach tworzenia list rankingowych, w celach porównawczych, stosowano również pozostałe

dwa algorytmy. Zalecenie takie nie pociąga zwiększonych kosztów tworzenia list rankingowych – wszystkie algorytmy opierają się na tej samej bazie danych.

Opracowany algorytm będzie również stosowany nie tylko w odniesieniu do obiektów mostowych. Obejmie również pozostałe rodzaje drogowych obiektów inżynierskich – tj. przepusty, tunele i konstrukcje oporowe, których na sieci dróg krajowych jest kolejnych kilka tysięcy.

Oczywiście celem algorytmu jest jedynie wspomaganie zarządzania drogowymi obiektami inżynierskimi i ułatwienie obiektywnego wyboru spośród zbioru kilku tysięcy obiektów tych, które wymagają napraw w pierwszej kolejności. Algorytm nie zastąpi kadry inżynierskiej zarządzającej infrastrukturą drogową, ma jedynie pomagać podejmować racjonalne decyzje a tym samym przyczynić się do poprawy bezpieczeństwa i do coraz bardziej efektywnego wykorzystania środków budżetowych.

PIŚMIENNICTWO

- [1] Woodward R. J., et al.: Bridge Management in Europe (BRIME) – Final Report, Project funded by the European Commission under the Transport Rtd. Programme of the 4th Framework Program, 2001.
- [2] Instrukcje przeprowadzania przeglądów drogowych obiektów inżynierskich, GDDKiA, Warszawa 2005 (opr. Janas L., Jarominiak A., Michalak E.).
- [3] Janas L., Michalak E.: Zasady stosowania skali ocen punktowych stanu technicznego i przydatności do użytkowania drogowych obiektów inżynierskich, GDDKiA, Warszawa 2008.
- [4] Haykin S., Neural Networks: a Comprehensive Foundation, Prentice Hall International, Inc., 2nd ed., 1999.
- [5] Fedele, R.; Miller, B. & Maier, G. (2006), 'Health assessment of concrete dams by overall inverse analyses and neural networks', *International Journal of Fracture* **137**(1-4), 151-172.
- [6] Ziemiański, L.; Miller, B. & Piątkowski, G. (2007), *Intelligent Computational Paradigms in Earthquake Engineering*, Idea Publishing Group, chapter Application of Neurocomputing to Parametric Identification Using Dynamic Responses, pp. 362—392.
- [7] Miller, B. (2010), Application of Semi-Bayesian Neural Networks in the Identification of Load Causing Beam Yielding, in Konstantinos Diamantaras; Wlodek Duch & Lazaros Iliadis, ed., 'Artificial Neural Networks - ICANN 2010', Springer Berlin / Heidelberg, , pp. 97-100.

NEURAL NETWORKS APPLICATION TO THE BRIDGE MANAGEMENT SYSTEM

Summary

The number of bridges on the Polish national roads and motorways exceeds four thousand. The objective assessment which objects should be repaired first creates many difficulties. The administrator of national roads, General Directorate for National Roads and Motorways (GDDKiA), sought a tool which, based on the existing databases, will form a list with order of repairs of bridges. In the article there are discussed parameters which should be taken into consideration at the settlement of the order of repair. A novel approach is presented herein, namely the computational algorithm based on neural networks, enabling the creation of standings and the settlement of the optimum order of repair. This algorithm is currently being tested in GDDKiA.

Marian KLASZTORNY¹

Piotr SZURGOTT

Wojskowa Akademia Techniczna, Katedra Mechaniki i Informatyki Stosowanej, Warszawa

Andrzej NIEMIERKO

Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Warszawa

ZASTOSOWANIE SYSTEMU LS-DYNA DO MODELOWANIA I SYMULACJI DRGAŃ UKŁADU MOST – TOR – POCIĄG SZYBKOBIEŻNY

STRESZCZENIE

Przedstawiono nową metodykę modelowania numerycznego i symulacji nieustalonych drgań układów most – tor – pociąg szybkobieżny, z wykorzystaniem wybranych systemów CAE. Metodykę zaprezentowano na przykładzie zmodernizowanego wiaduktu kolejowego KNI 140070, o rozpiętości 14.40 m, zlokalizowanego na linii Nr 4-E65 (CMK) zmodernizowanego toru podsypkowego oraz pociągu szybkobieżnego KTX (Korea Train eXpress). W konstrukcji toru występują szyny główne 60E1 z przytwierdzeniami Vossloh 300-1, odbojnice 60E1 z przytwierdzeniami SB3, podkłady z betonu sprężonego B 320 U60, podsypka tłuczniowa oraz żelbetowe płyty przejściowe. Do modelowania MES i symulacji procesów dynamicznych zastosowano oprogramowanie Altair HyperMesh, LS-PrePost, HyperView i LS-Dyna. Zastosowano symetryzację przekroju poprzecznego konstrukcji nośnej mostu, homogenizację pomostu żelbetowego oraz pominięto wpływ wężkowania pojazdów szynowych. Do symulacji dynamicznych interakcji pociąg ruchomy – tor wykorzystano moduły RAIL_TRACK i RAIL_TRAIN w systemie LS-DYNA. Wyniki symulacji zaprezentowano przykładowo dla prędkości 300 km/h, w formie przebiegów czasowych przemieszczeń i naprężeń normalnych wzdłużnych oraz w formie map przemieszczeń i naprężeń w chwili maksymalnego ugięcia belek głównych.

Słowa kluczowe: most zespolony, pociąg szybkobieżny, tor podsypkowy, modelowanie, symulacja, systemy CAE

1. WSTĘP

W dziedzinie projektowania, dynamiki, eksploatacji i utrzymania mostów kolejowych nadal poszukuje się dostatecznie ogólnych i efektywnych metod obliczeniowych, które pozwoliłyby na wiarygodną prognozę trwałości tych obiektów, a także stref przejściowych. Złożone modele mostów, torów i stref przejściowych są opisane przez dużą liczbę

¹ mklasztorny@wat.edu.pl

parametrów, których wartości tylko częściowo są zidentyfikowane. Obecnie eksploatowane są różne typy pociągów szybkobieżnych pasażerskich. Biura projektujące te pociągi, a także jednostki naukowo-badawcze testujące te pociągi lub pojedyncze pojazdy szynowe, nie publikują wyników swoich badań, ani nie udostępniają szczegółów konstrukcyjnych i wartości parametrów opisujących modele dynamiczne pojazdów [1,2]. Obecnie, wpływ czynników wywołujących drgania przestrzenne został zminimalizowany przez nowe rozwiązania konstrukcyjne w pojazdach szynowych, torze i obiektach mostowych. Złożone przestrzenne modelowanie dynamiczne układów most – tor – pociąg szybkobieżny (MTP), z wykorzystaniem systemów komputerowego wspomaganie obliczeń inżynierskich (CAE) jest nową koncepcją intensywnie rozwijaną w ostatnich latach, m.in. [3].

W pracy zaprezentowano nową metodykę modelowania numerycznego i symulacji nieustalonych drgań układów most – tor – pociąg szybkobieżny, z wykorzystaniem wybranych systemów CAE. Metodykę zilustrowano na przykładzie zmodernizowanego wiaduktu kolejowego KNI 140070, zmodernizowanego toru podsypkowego oraz pociągu szybkobieżnego KTX (Korea Train eXpress). Wyniki symulacji zaprezentowano przykładowo dla prędkości 300 km/h.

2. OPIS UKŁADU MTP

Przedmiotem modelowania numerycznego jest wiadukt zespolony KNI 140070 na Centralnej Magistrali Kolejowej 4–E 65 w km 200.794 km [4]. Wiadukt, o rozpiętości teoretycznej 14.40 m, jest zlokalizowany na zmodernizowanym odcinku CMK Psary – Góra Włodowska. Rozpatruje się przeszło wiaduktu pod torem nr 1, rys. 1.



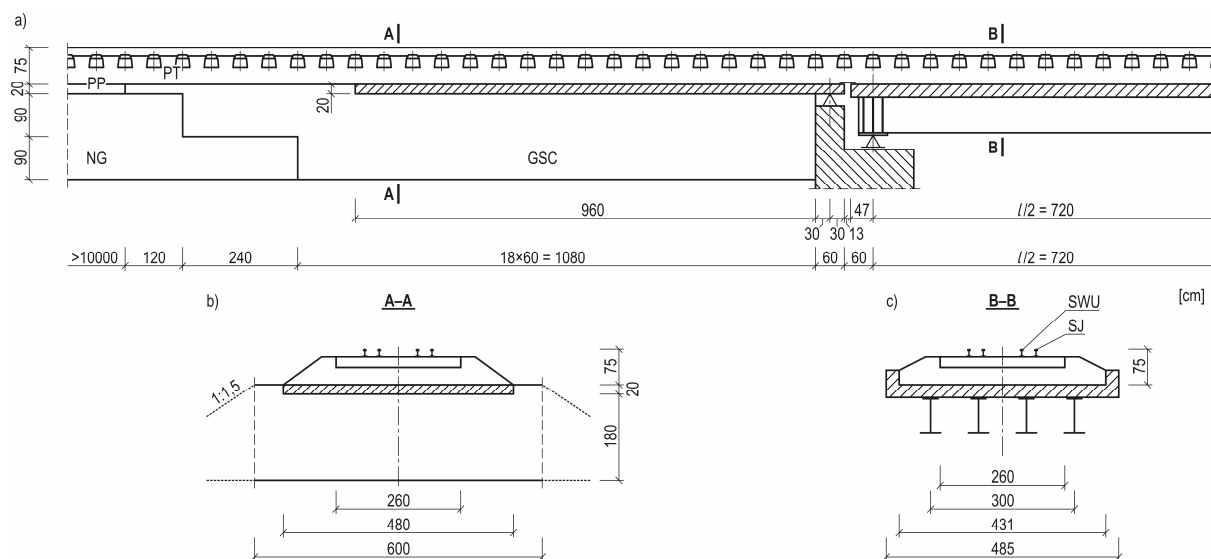
Rys. 1. Wiadukt KNI 140 070. Widok od dołu na belki główne i stężenia

Płyta żelbetonowa pomostu ma grubość 0.29 m w osi toru, 0.25 m w linii odwodnienia i jest wykonana z betonu klasy C35, zbrojonego stalą klasy AII/18G2-b. Ścianka boczna pomostu jest wykonana z betonu klasy C30 i ma dylatacje pionowe w $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$ i $\frac{3}{4}$ rozpiętości przeszła.

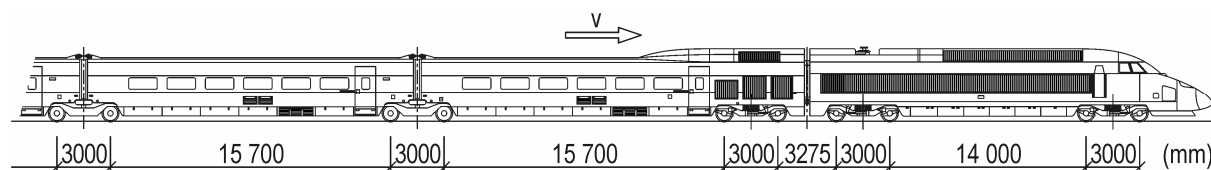
Zaproponowano następującą modernizację toru w celu dostosowania go do prędkości eksploatacyjnych do 300 km/h (rys. 2): szyny jezdne 60E1, przytwierdzenia szyn jezdnych Vossloh 300-1, szyny wewnętrzne usztywniające 60E1 o długości obejmującej płyty przejściowe, przytwierdzenia szyn wewnętrznych usztywniających SB3, podkłady B 320 U60, B 320 U60–U, podsypka tłuczniowa o grubości 35 cm pod podkładem, płyta przejściowa żelbetonowa (C30, 18G2), podparta na korpusie przyczółka za pomocą 4 łożysk elastomerowych, nasyp w strefie przejściowej z gruntu stabilizowanego cementem, nasyp poza strefą przejściową złożony z górnej warstwy piasku i pospółki (20 cm) oraz gruntu.

Pociąg szybkobieżny KTX (Korea Train eXpress), rozwijający prędkości eksploatacyjne do 300 km/h, jest modyfikacją pociągu francuskiego TGV Réseau train [5]. Pociąg składa się z 20 pojazdów, przy czym pojazdy skrajne są jednostkami napędowymi. Dodatkowe wózki motorowe są w jednostkach sąsiadujących z jednostkami napędowymi.

Schemat pociągu KTX przedstawiono na rys. 3. Pojazdy pośrednie są wyposażone w wózki Jacobsa [6].



Rys. 2. Tor podsypkowy w strefie mostu KNI 140070 (projekt): a) przekrój podłużny; b) przekrój poprzeczny w strefie dojazdowej (po symetryzacji); c) przekrój poprzeczny w strefie przęsłowej (po symetryzacji); GSC – grunt stabilizowany cementem; NG – nasyp gruntowy; PP – warstwa piasku i pospółki; PT – podsypka tłuczniowa; SJ – szyna jezdna; SWU – szyna wewnętrzna usztywniająca



Rys. 3. Schemat pociągu KTX [5,6]

3. MODELOWANIE FIZYCZNE I NUMERYCZNE UKŁADU MTP

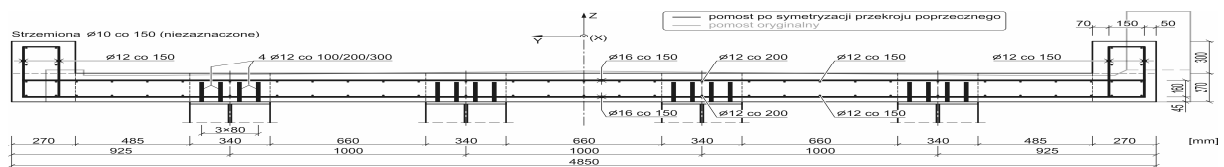
Modelowanie fizyczne wiaduktu przeprowadzono według następującej koncepcji. Płyta i ścianki pionowe pomostu są zbrojone quasi-równomiernie w odpowiednich strefach na szerokości i długości pomostu. Dokonuje się homogenizacji betonu zbrojonego w odpowiednich strefach, stosując regułę mieszanin [7]. Pomija się skos poprzeczny płyty pomostowej, przyjmując płytę o stałej grubości 270 mm. Dokonuje się symetryzacji przekroju poprzecznego pomostu żelbetowego, poprzez zastąpienie pojedynczej zewnętrznej ścianki pomostu dwiema ściankami od strony zewnętrznej i wewnętrznej. Zachowano warunek zgodności masy pomostu. Przyjmuje się, że materiał po homogenizacji jest liniowo-sprężysty ortotropowy, o kierunkach ortotropii pokrywających się z kierunkami wzdłużnym, poprzecznym i pionowym ułożenia prętów. W modelu numerycznym pominięto stężenia poprzeczne pionowe i wiatrownice dolne belek głównych. Przekrój poprzeczny rozpatrywanego wiaduktu przed i po modernizacji oraz układ zbrojenia pomostu żelbetowego po symetryzacji pomostu pokazano na rys. 4.

Model numeryczny konstrukcji nośnej analizowanego wiaduktu został zbudowany przy użyciu oprogramowania Altair HyperMesh. Model składa się z 9464 elementów skończonych, w tym 3896 elementów powłokowych 4-węzłowych do zamodelowania stalowych belek głównych i 5568 elementów bryłowych 8-węzłowych do zamodelowania

pomostu. Model numeryczny konstrukcji nośnej wiaduktu zespolonego przedstawiono na rys. 5.

Przyjęto następujące założenia w modelowaniu fizycznym toru: oś toru jest prostoliniowa, szyny jezdne w stanie nieobciążonym są prostoliniowe, nie występują mikronierówności powierzchni tocznej szyn jezdnych, przemieszczenia toru są małe, materiały o ciągłym rozkładzie masy są izotropowe, drgania toru są symetryczne względem pionowej płaszczyzny podłużnej, pokrywającej się z osią toru. Szyny jezdne i wewnętrzne szyny usztywniające są modelowane jako belki pryzmatyczne, odkształcalne giętnie i postaciowo, wykonane z materiału liniowo lepkosprężystego. Przytwierdzenia szyn jezdnych i wewnętrznych szyn usztywniających są odwzorowane przez dyskretne pionowe nieliniowe elementy sprężysto – tłumiące. Sztywność elementów jest aproksymowana linią łamaną. Podkłady drgają pionowo i są modelowane jako belki pryzmatyczne nieodkształcalne. Podsypka tłuczniowa jest modelowana jako warstwa dyskretnych pionowych elementów lepkosprężystych, o sztywności nieliniowej aproksymowanej linią łamaną. Aproksymacja uwzględnia jednostronność więzów. Masa podsypki została zgranulowana w węzłach elementów skończonych pomostu, płyt przejściowych i gruntu. Płyta przejściowa jest pryzmatyczna i modelowana jako continuum materialne liniowe lepkosprężyste. Wieży między płytą i podsypką oraz płytą i gruntem są dwustronne. Warstwy nasypu stanowią continuum materialne liniowe lepkosprężyste.

Do symulacji ruchu pociągu wykorzystano moduły RAIL_TRACK i RAIL_TRAIN w systemie LS-Dyna, umożliwiające symulację zmiennych w czasie dynamicznych oddziaływań pociąg ruchomy – tor. Sztywność kontaktową elementów modelujących zestawy kołowe przyjęto równą 2 MN/mm (wartość zalecana w [8]). Przytwierdzenia szyn do podkładu zamodelowano za pomocą pionowych elementów sprężysto-tłumiących DISCRETE_SPRING i DISCRETE_DAMPER. Schemat modelu numerycznego toru podsypanego po modernizacji w obrębie mostu przedstawiono na rys. 6.



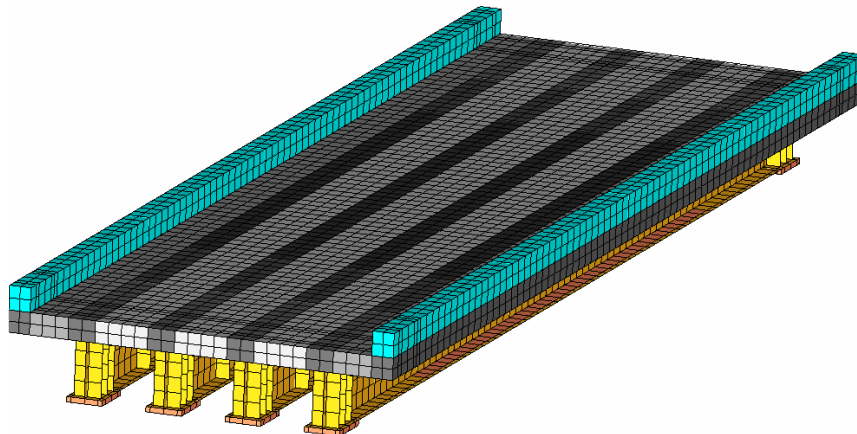
Rys. 4. Układ zbrojenia pomostu żelbetowego w przekroju poprzecznym po symetryzacji pomostu wiaduktu KNI 140070

Modele numeryczne pojazdów szynowych składają się z następujących głównych komponentów: nadwozie, ramy wózków oraz zestawy kołowe. Komponenty te mają właściwości ciała sztywnego. Model nadwozia zbudowano z elementów powłokowych, natomiast pozostałe elementy zamodelowano przy użyciu elementów belkowych. W celu zapewnienia poprawnych zależności kinematycznych w modelu pojazdu, zastosowano dodatkowe elementy, które umożliwiły zadeklarowanie odpowiednich więzów przesuwnych (CONSTRAINED_JOINT_CYLINDRICAL) i obrotowych (CONSTRAINED_JOINT_REVOLUTE). Elementy te umożliwiają pionowe przemieszczenia ram wózków względem nadwozia oraz zestawów kołowych względem ramy wózka, a także obroty nadwozia i wózków w płaszczyźnie pionowej, względem osi y .

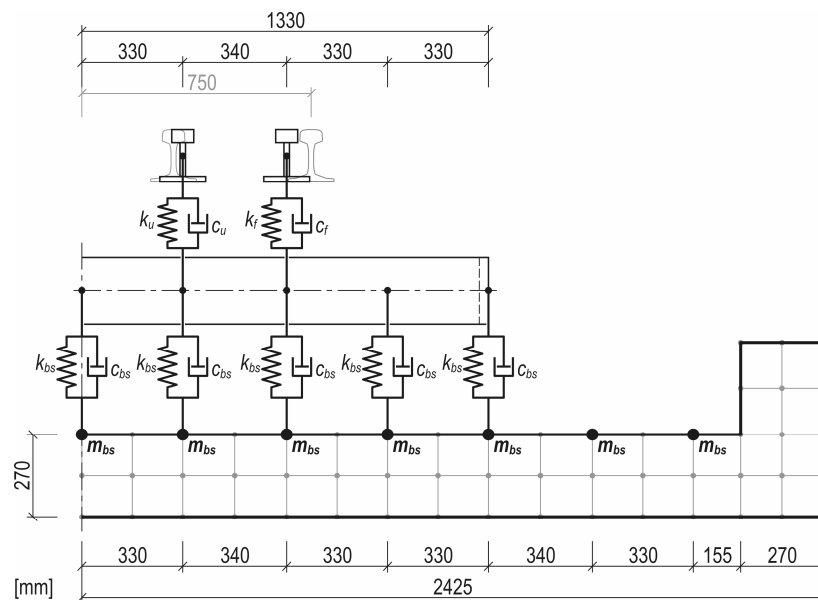
W punktach styku kół z szynami przyłożono pionowe siły skupione odpowiadające naciskom statycznym kół na szyny. Przyjęto, że narastanie nacisków statycznych do pełnej wartości odbywa się w przedziale czasu $(0, t_0)$, zgodnie z wzorem:

$$(1)$$

gdzie P_0 jest naciskiem jednego koła na szynę. Na podstawie wstępnych testów przyjęto wartość $t_0=2$ s .



Rys. 5. Model numeryczny konstrukcji nośnej wiaduktu KNI 140070

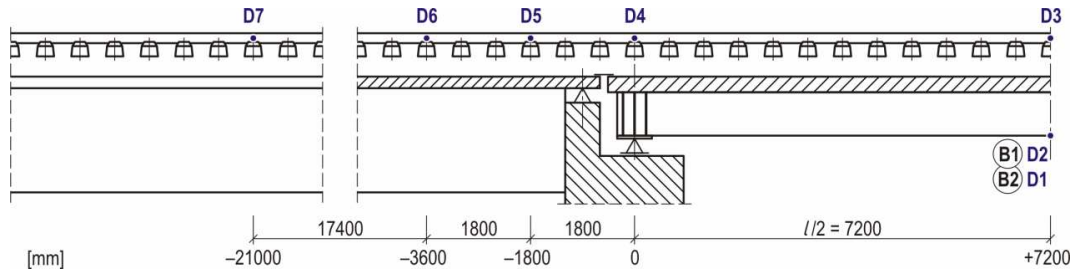


Rys. 6. Przekrój poprzeczny wiaduktu KNI 140070. Model numeryczny toru podsypkowego po modernizacji oraz pomostu żelbetowego z pokazaniem rzeczywistych szyn i podkładów w tle

Długość toru objętego symulacją, wynosząca 810 m, obejmuje: narastanie nacisków statycznych według wzoru (1), utworzenie się fali ustalonej, przejazd przez strefy przejściowe i most, odcinek drgań swobodnych mostu. Szyny w kierunku wzdłużnym unieruchamiano co 60 m. Pociąg wirtualny KTX składał się z 8 pojazdów (usunięto 12 środkowych wagonów, które nie mają wpływu na analizę jakościową i ilościową). Wartości parametrów fizycznych mostu, toru i pociągu, odpowiadające przeprowadzonemu modelowaniu fizycznemu, określono na podstawie prac [9-12].

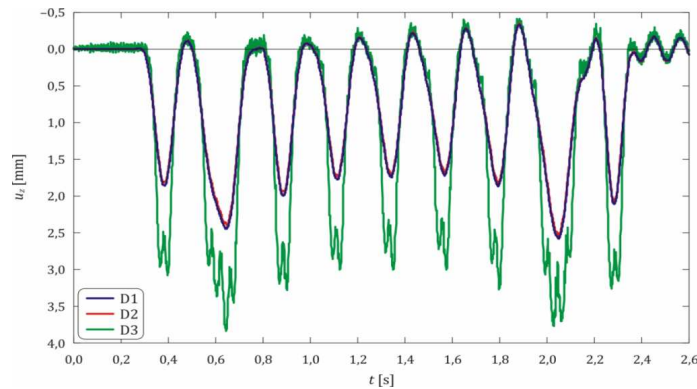
4. PRZYKŁAD SYMULACJI DRGAŃ NIEUSTALONYCH UKŁADU MTP

W trakcie obliczeń rejestrowano wybrane wielkości w określonych węzłach modelu MES, wykorzystując opcję HISTORY_NODE_SET oraz naprężenia w belkach głównych przy użyciu opcji HISTORY_NODE_SHELL. Rejestrowano wartości naprężeń normalnych, stycznych i zredukowanych. Wybrane punkty pomiarowe ilustruje rys. 7.

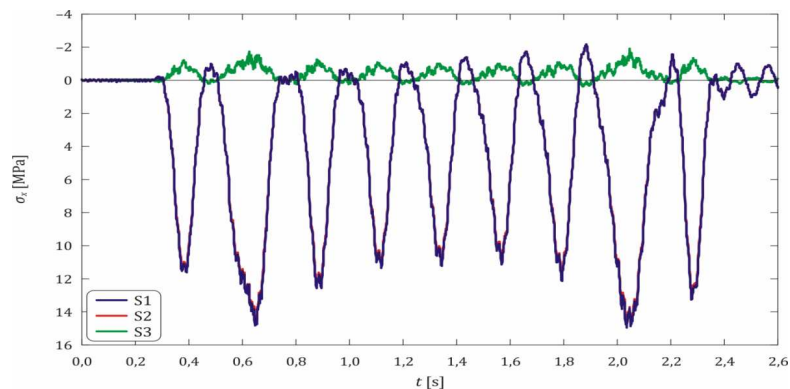


Rys. 7. Punkty pomiarowe D1–D7, w których dokonywano rejestracji przemieszczeń pionowych w węzłach modelu MES

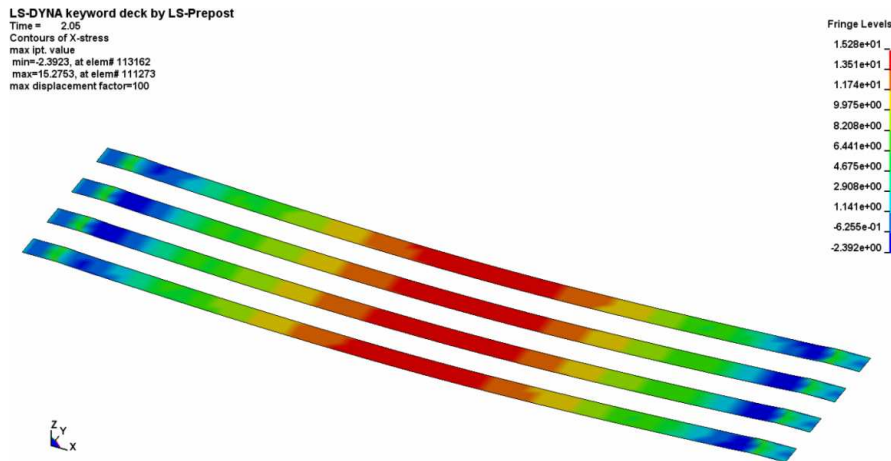
Obliczenia odpowiadające przejazdowi pociągu KTX z prędkością 300 km/h przeprowadzono na 120-procesorowym klastrze z użyciem 4 procesorów. Czas CPU wyniósł 46 h (czas rzeczywisty procesu wyniósł 6.7 s). Wybrane przebiegi czasowe wybranych przemieszczeń i naprężeń oraz mapy przemieszczeń i naprężeń pokazano na rys. 8-11.



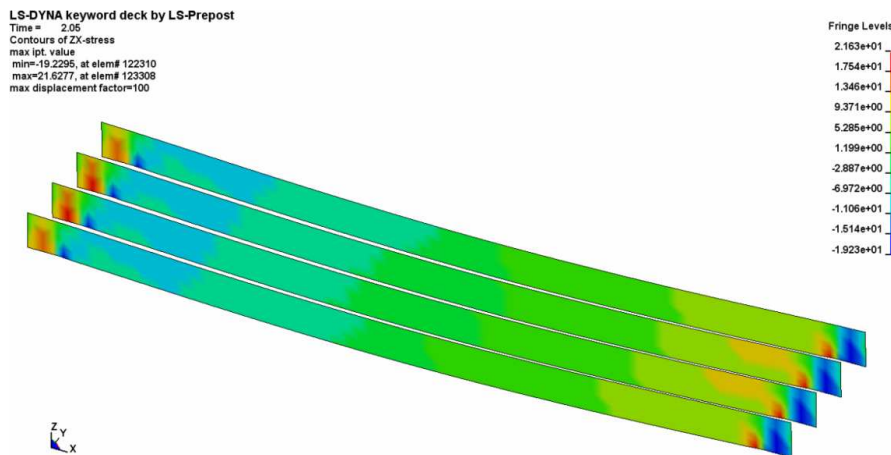
Rys. 8. Przebiegi czasowe przemieszczeń pionowych w środku rozpiętości przęsła, w następujących punktach: D1 – pas dolny belki wewnętrznej B2 w płaszczyźnie środnika, D2 – pas dolny belki zewnętrznej B1 w płaszczyźnie środnika, D3 – szyna jezdna



Rys. 9. Przebiegi czasowe naprężeń normalnych σ_x w środku rozpiętości przęsła, w następujących elementach skończonych: S1 – pas dolny belki wewnętrznej B2 (element po prawej stronie środnika), S2 – nakładka pasa dolnego belki wewnętrznej B2 (element po prawej stronie środnika), S3 – pas górny belki wewnętrznej B2 (element po prawej stronie środnika). Wartość uśredniona z punktów Gaussa elementu powłokowego



Rys. 10. Mapa naprężeń wzdłużnych σ_x [MPa] w półkach dolnych belek głównych, w chwili $t = 2,05$ s (maksymalne ugięcie). Współczynnik skali 100x dla przemieszczeń pionowych



Rys. 11. Mapa naprężeń stycznych τ_{xz} [MPa] w śródnikach belek głównych, w chwili $t = 2,05$ s (maksymalne ugięcie). Współczynnik skali 100x dla przemieszczeń pionowych

5. PODSUMOWANIE

W referacie przedstawiono nową metodykę modelowania fizycznego i numerycznego mostów zespolonych, torów podsypkowych i pociągów szybkiej jazdy. Metodyka ta została wykorzystana do symulacji drgań symetrycznych względem płaszczyzny pionowej pokrywającej się z osią toru. Metodykę zilustrowano na przykładzie układu most KNI 140070 – tor podsypkowy zmodernizowany – pociąg szybkiej jazdy KTX.

Zaproponowane podejście stanowi consensus pomiędzy stopniem skomplikowania podukładów, możliwościami systemów CAE i oczekiwaniami projektantów. Ocenia się, że użycie systemów Altair HyperMesh, HyperView, LS-PrePost i LS-DYNA w modelowaniu i symulacji układów MTP jest trafnym kierunkiem rozwoju zastosowań inżynierskich tych systemów.

Praca została wykonana w ramach projektu badawczego własnego Nr N N509 2923 35, finansowanego przez Ministerstwo Nauki i Szkolnictwa Wyższego w latach 2008 – 2011.

PIŚMIENNICTWO

- [1] Kłasztorny, M.: Drgania jednotorowych mostów kolejowych wywołane ruchem pociągów z dużymi prędkościami, WPWr, Wrocław 1987.
- [2] Kłasztorny, M.: Dynamika mostów belkowych obciążonych pociągami szybkobieżnymi, WNT, Warszawa, 2005.
- [3] Szurgott P., Kłasztorny M., Grosel J., Wójcicki Z.: Experimental validation of numerical modelling of the bridge – track – moving train system, 15th Int. Conf. on Comput. Methods and Exp. Measurements, CMEM-2011, New Forest, UK, 31 May – 2 June 2011.
- [4] Modernizacja linii kolejowej 4 –E 65 na szlaku Grodzisk Maz. - Zawiercie. Linia północna Knapówka – Psary – Góra Włod. Projekt budowlany. Obiekt w km 200.794.
- [5] SNCF International in South Korea, Leaflet No.1, 2008, www.sncf-international.net.
- [6] Fiche Technique TGV Corée, <http://pagesperso-orange.fr/florent.brisou/Fiche%20TGV-K.htm>; Retrieved on March 17, 2010.
- [7] Jones R.M.: Mechanics of composite materials, London: Taylor & Francis, 1999.
- [8] Hallquist J.O. (Ed.): LS-DYNA V971 R4 Beta. Keyword User's Manual, LSTC Co., CA, USA 2009.
- [9] Niemierko A. i in.: Wzmacnianie toru i podtorza w strefach przejściowych do obiektów inżynierskich i w innych przypadkach raptownej zmiany sztywności podłoża kolejowego (Eata 1), Temat M1-123, IBDiM, Warszawa, 2009.
- [10] Bachmann H.: Vibration problems in structures. Practical guidelines, Basel – Boston – Berlin, Birkhäuser, 1995.
- [11] Kwark J. W., Choi E. S., Kim Y. J., Kim B. S., Kim S. I.: Dynamic behavior of two-span continuous concrete bridges under moving high-speed train, Computers and Structures, Vol. 82, Issue 4-5, 2004, pp. 463–474.
- [12] Matsuura A.: Dynamic behavior of bridge girder for high speed railway bridge, RTRI Quarterly Reports, Vol. 20, Issue 2, pp. 70-76.

APPLICATION OF LS-DYNA SYSTEM TO MODELLING AND VIBRATION SIMULATION OF THE BRIDGE – TRACK – HIGH-SPEED TRAIN SYSTEM

Summary

The paper presents a new methodology of FE modeling and simulation of a bridge-track-train system with the use of CAE systems. The KNI 140070 viaduct of span length 14.40 m, located on the Polish Central Main Line, has been selected for the study. The modernized track contains 60E1 main rails equipped with Vossloh 300-1 fasteners, 60E1 stiffening rails with SB3 fasteners, B 320 U60 sleepers, crushed stone ballast, and approach slabs. A KTX (Korea Train eXpress) high-speed train, a modification of the TGV train, is taken into consideration. The methodology was developed using Altair HyperMesh, HyperView, LS-PrePost, and LS-Dyna software. RAIL TRACK and RAIL TRAIN modules available in LS-DYNA system were applied for simulating the train – track interaction. The rail fastenings and the ballast were simulated using one-dimensional discrete nonlinear spring and damper elements. Car bodies, bogie frames and wheel sets were considered as rigid bodies. Cylindrical and revolute constrained joints and linear discrete springs and dampers were applied to connect all components of the FE model of the rail-vehicles. An example of simulation of transient vibrations of the bridge-track-train system has been performed for service velocity 300 km/h. Selected contours of displacements and stresses as well as selected time histories of displacements and stresses were created in LS-PrePost and HyperView software.

Maciej KULPA¹
Tomasz SIWOWSKI²
Politechnika Rzeszowska

PROPOZYCJA WSPÓŁCZYNNIKÓW DOSTOSOWAWCZYCH α_{Qi} / α_{qi} WG PN-EN 1991-2 DLA PEWNEJ KLASY MOSTÓW DROGOWYCH

STRESZCZENIE

Od 1.04.2010 r. dotychczasowe normy PN zostały wycofane na rzecz nowych norm europejskich PN-EN, tzw. Eurokodów. W Polsce do tej pory nie ukazał się Załącznik Krajowy do Eurokodu 1-2, kodyfikującego obciążenia ruchome mostów. Uniemożliwia to praktycznie stosowanie całego systemu nowych norm do projektowania mostów. Dodatkowo obowiązujące prawo powołuje się literalnie na dotychczas obowiązujące klasy obciążenia mostów wg wycofanej już normy. W pracy podjęto próbę dostosowania europejskiego modelu obciążeń ruchomych do stosowanych powszechnie w Polsce klas obciążeń mostów. Wykonano to poprzez wyznaczenie odpowiednich wartości współczynników dostosowawczych α_{Qi} oraz α_{qi} , modyfikujących standardowy model obciążenia ruchomego TS+UDL wg Eurokodu 1-2. Proponowane współczynniki mogą mieć zastosowanie w Załączniku Krajowym.

Słowa kluczowe: obciążenie ruchome mostów, klasy obciążeń, Eurokod PN-EN 1991-2, Załącznik Krajowy, współczynniki dostosowawcze α_{Qi}/α_{qi}

1. WSTĘP

Polska jako kraj członkowski UE była zobowiązana do wprowadzenia w życie Eurokodów do 31.03.2010 r. Z tym dniem dotychczasowe normy PN zostały wycofane na rzecz nowych norm oznaczanych PN-EN, będących polskimi tłumaczeniami Eurokodów. W założeniu Eurokody miały zunifikować przepisy projektowe w ramach UE. Jedyne wartości mogące ulegać zmianie w poszczególnych krajach członkowskich, zostały wyraźnie oznaczone i powinny być podane w tzw. Załącznikach Krajowych, wydanych przez odpowiednią krajową komisję normalizacyjną.

W Polsce do tej pory nie ukazał się Załącznik Krajowy do normy PN-EN kodyfikującej obciążenia ruchome mostów [1]. Europejska Komisja Normalizacyjna (CEN) zaleca podanie w niej szeregu współczynników (ok. 90 pozycji) dostosowujących założenia tej normy do realiów krajowych. Są to parametry określające zarówno sprawy błahe (np. wysokość krawężników) jak i sprawy najwyższej wagi (modele obciążeń, klasy obciążeń mostów). Bez tych parametrów projektowanie mostów wg Eurokodów jest praktycznie niemożliwe.

Obowiązujące w Polsce Rozporządzenie [2] także uniemożliwia stosowanie Eurokodów w projektowaniu mostów. W swojej treści odwołuje się ono literalnie do dotychczas

¹ kulpa@prz.edu.pl

² siwowski@prz.edu.pl

obowiązujących klas obciążenia mostów, zdefiniowanych w wycofanej już normie PN-S [3]. Ponieważ przy projektowaniu konstrukcji budowlanych niezbędne jest stosowanie spójnego systemu norm, projektanci mostów zmuszeni są w dalszym ciągu do stosowania systemu norm wycofanych PN. Wprawdzie status normy wycofanej nie oznacza jej unieważnienia, ani zakazu stosowania, to jednak projektowanie mostów na podstawie norm wycofanych (nie aktualnych) jest sprzeczne z prawem unijnym [4].

W niniejszej pracy podjęto próbę dostosowania europejskiego modelu obciążeń ruchomych wg normy PN-EN [1] do przepisów Rozporządzenia [2] i przywołanych w nim klas obciążeń mostów wg normy PN-S [3]. Można to zrobić poprzez odpowiedni dobór wartości współczynników dostosowawczych α_{Qi} oraz α_{qi} , modyfikujących standardowy model obciążenia ruchomego TS+UDL, podany w PN-EN [1]. Jednocześnie wprowadzając takie współczynniki do Załącznika Krajowego można stosunkowo prosto dostosować cały system norm europejskich PN-EN w zakresie projektowania mostów do stosowanych powszechnie w Polsce klas obciążeń mostów.

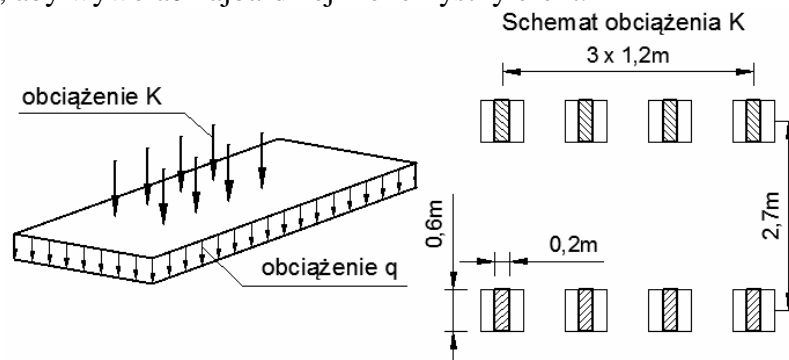
Podstawową zasadą przyjętą w niniejszej pracy jest porównywalność efektów wywoływanych w przeszle mostowym starym i nowym modelem obciążenia. Oznacza to, że standardowy model obciążenia ruchomego mostów TS+UDL wg PN-EN [1], pomnożony przez wyznaczone współczynniki dostosowawcze α_{Qi} oraz α_{qi} , wywołuje w konstrukcji przeszla siły wewnętrzne równe siłom generowanym przez dotychczas stosowane klasy obciążenia wg PN-S [3]. Do analizy wybrano mosty belkowe małych i średnich rozpiętości ze względu na zdecydowaną przewagę takich ustrojów w ogólnej liczbie nowobudowanych obiektów mostowych w Polsce. Wynikiem końcowym analizy jest zbiór wartości współczynników dostosowawczych α_{Qi} oraz α_{qi} , podanych w zależności od założonej geometrii obiektu, tj. schematu statycznego, rozpiętości przeszeli i liczby dźwigarów głównych.

2. NORMOWE MODELE OBCIĄŻEŃ

2.1 Model obciążenia ruchomego wg PN-S-10030:1985

Podstawowym modelem obciążenia ruchomego mostów drogowych wg dotychczas stosowanej normy PN-S [3] jest obciążenie $\phi K+q$, nazywane dalej modelem lub obciążeniem PN. Model PN składa się z następujących obciążeń (rys.1):

- obciążenia powierzchniowego q ,
- obciążenia skupionego ϕK (tzw. pojazd K), nałożonego na obciążenie q w takim miejscu, aby wywołać najbardziej niekorzystny efekt.



Rys.1. Model obciążenia wg PN-S-10030:1985

Wartości obciążenia są zmienne i zależą od tzw. klasy obciążenia. Norma PN-S przewiduje 5 klas obciążenia mostów, oznaczonych od A do E. Niższe klasy są definiowane poprzez współczynnik redukcyjny, który odpowiednio zmniejsza podstawowe obciążenie dla najwyższej klasy A. Dodatkowo norma [3] zaleca pomnożyć obciążenie K przez

współczynnik dynamiczny, określony wzorem (9) wg [3], którego wartość zależy od rozpiętości przęsła mostu. W tabelicy 1 zestawiono wartości obciążeń i współczynników dla poszczególnych klas obciążenia.

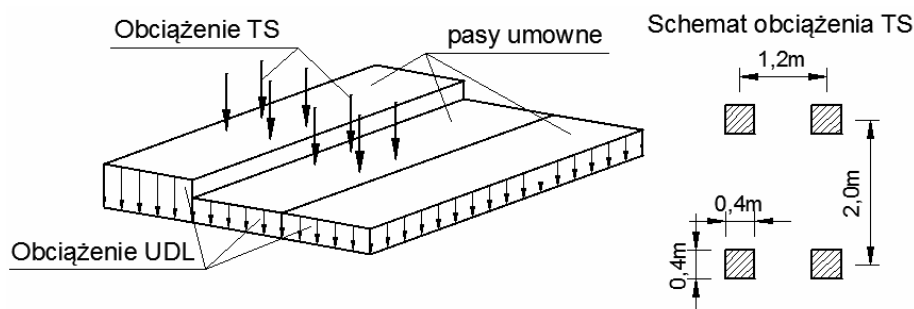
Tabela 1. Klasy i odpowiadające im wartości obciążenia wg PN-S-10030:1985

Klasa obciążenia	Obciążenie K [kN]	Obciążenie q [kN/m ²]	Współczynnik redukcyjny
A	800	4,0	1,00
B	600	3,0	0,75
C	400	2,0	0,50
D	320	1,6	0,40
E	240	1,2	0,30

2.2 Model obciążenia ruchomego wg PN-EN 1991-2:2007

Norma [1] zawiera cztery podstawowe modele obciążeń symulujące możliwe obciążenia ruchome na mostach drogowych. W niniejszej analizie przyjęto model LM1 jako podstawowy, nazwany obciążeniem EN. Jest to uniwersalny model obciążenia do sprawdzeń lokalnych i globalnych. Schemat tego modelu składa się z dwóch rodzajów obciążenia (rys.2):

- obciążenia powierzchniowego UDL;
- obciążenia skupionego w postaci tandemów TS, nałożonych na obciążenie UDL w takim miejscu, aby wywołać najbardziej niekorzystny efekt.



Rys.2. Model obciążenia wg PN-EN 1991-2:2007

Wartości obciążeń w modelu EN są uzależnione od ich położenia na normowych pasach umownych jezdni o szerokości 3,0 m. Każda z wartości podstawowych wg Eurokodu [1] powinna być pomnożona przez tzw. współczynniki dostosowawcze $\alpha Q1$ i $\alpha q1$ (podane w Załączniku Krajowym), modyfikujące wartość obciążenia w zależności od regulacji krajowych. Zestawienie wartości podstawowych i odpowiadających im współczynników pokazano w tab.2.

Tabela 2. Wartości obciążenia dla modelu LM1 wg PN-EN 1991-2:2007

Numer pasa jezdni	Obciążenie TS (na oś) [kN]	Obciążenie UDL [kN/m ²]
1	300 $\alpha Q1$	9,0 $\alpha q1$
2	200 $\alpha Q2$	2,5 $\alpha q2$
3	100 $\alpha Q3$	2,5 $\alpha q3$
Pozostałe pasy	-	2,5 αqi
Obszar pozostały	-	2,5 αqr

3. ZAŁOŻENIA DO ANALIZY

Jak wspomniano we wstępie, analizę przeprowadzono dla konstrukcji belkowych, ze względu na ich powszechność. Jednakże wyniki analizy można także z zadowalającą dokładnością stosować do dźwigarów kratowych i skrzynkowych, zakładając 2 dźwigary główne w przęśle. Przedmiotem porównania jest efekt obciążenia wg PN-S i PN-EN na pojedynczy, najbardziej obciążony dźwigar przęsła.

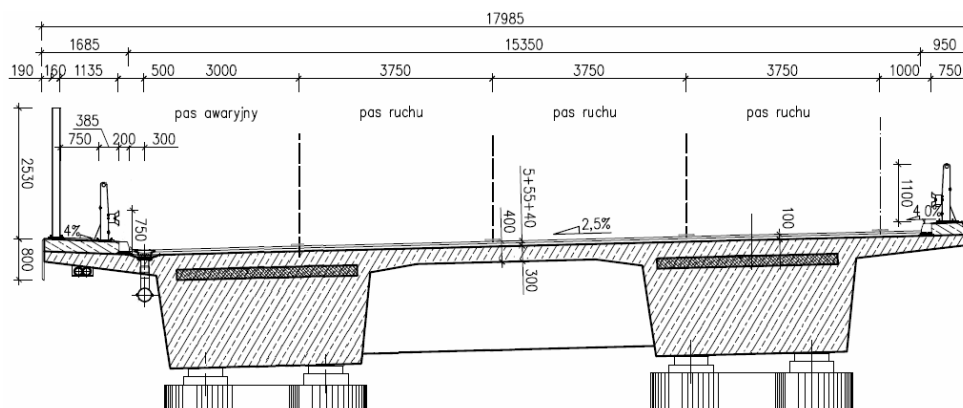
W celu ustalenia tego efektu zastosowano linie wpływu rozkładu poprzecznego i podłużnego obciążenia w przęsłach. W analizie wykorzystano do tego celu powszechnie uznaną i stosowaną metodę sztywnej poprzeczniczy [5] oraz linie wpływu dla belek ciągłych. Rozpatrzono dwa najbardziej typowe schematy statyczne: belka swobodnie podparta i belka ciągła trójprzęsłowa o stosunku przęseł 0,75:1,0:0,75. Wykorzystanym w analizie efektem obciążenia jest maksymalny moment zginający: w środku rozpiętości przęsła (dla konstrukcji jednoprzęsłowej) oraz nad podporą pośrednią (dla konstrukcji trójprzęsłowej).

Aby wyniki analizy obejmowały jak największą grupę małych i średnich mostów belkowych, przyjęto ograniczoną zmienność głównych parametrów geometrycznych przęseł. Do tych parametrów należą, oprócz wspomnianego schematu statycznego, rozpiętość najdłuższego przęsła oraz liczba dźwigarów głównych. W tabelicy 3 zestawiono wartości liczbowe parametrów, jakie przyjęto w analizie, oraz pokazano ich wzajemną zależność.

Tablica 3. Wartości parametrów wyjściowych

Parametr	Symbol	Wartości przyjęte w analizie					
Rozpiętość przęsła [m]	Ld	15,0	20,0	25,0	30,0	35,0	40,0
Liczba dźwigarów [szt.]	N	2		4		8	
Schemat statyczny	SS	Belka swobodnie podparta			Belka ciągła		

Szerokości użytkowe pomostów dobrano zgodnie z wymaganiami dla kształtowania jezdni obiektów w ciągu autostrad [6]. Ze względu na dużą liczbę budowanych obecnie i w najbliższej przyszłości nowych obiektów mostowych w ramach polskiego programu budowy autostrad wybrano przekrój obiektu autostradowego (rys.3).



Rys. 3. Typowy przekrój pomostu obiektu autostradowego

4. PROCEDURA KALIBRACJI WSPÓŁCZYNNIKÓW DOSTOSOWAWCZYCH

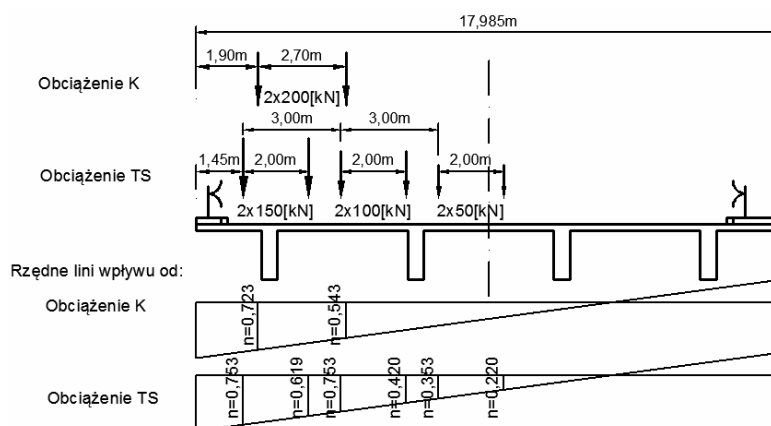
Z uwagi na podobieństwo budowy modeli obciążeń ruchomych mostów wg PN-S i PN-EN w analizie założono, że zarówno obciążenie skupione jak i obciążenie równomiernie rozłożone wg obu norm powinno być sobie równe, tj.:

- obciążenie q wg PN-S \equiv obciążenie UDL wg PN-EN;
- obciążenie ϕK wg PN-S \equiv obciążenie TS wg PN-EN.

Dla założonej metody rozkładu poprzecznego (metoda sztywnej poprzecznicy) najbardziej obciążona jest zawsze belka skrajna. Ustawienie poszczególnych obciążeń powierzchniowych i skupionych przeprowadzono zgodnie z zaleceniami obu norm, dążąc do maksymalnego obciążenia dźwigara skrajnego.

Sprowadzenie obciążenia UDL do odpowiadającego mu wartością obciążenia q nie nastęrcza trudności. Wystarczy doprowadzić do sytuacji, gdy wyrażenie $\alpha_{qi}q_{ki}$ (tab.2) będzie odpowiadało wartości q (tab.1). Dodatkowo należy uwzględnić nieobciążony pas o szerokości 0,5 m przy barierze ochronnej dla obciążenia q (wg p.6.3.1 [3]). Gdy odległość pomiędzy licem krawężnika a barierą jest większa od 0,5 m, to pas ten znajduje się poza jezdnią i nie ma wpływu na ustawienie obciążenia w przekroju poprzecznym.

Znacznie trudniejsze jest wyznaczenie współczynników α_{Qi} prowadzących do wyrównania efektów obciążeń ϕK i TS. Zgodnie z zapisami obu norm na przyjętej szerokości użytkowej pomostu znajduje się tylko jedno obciążenie ϕK oraz trzy tandemy TS (bez stosowania dopuszczalnych uproszczeń – p. 4.3.2(6) wg [1]). Obciążenia te powinny zostać ustawione w przekroju poprzecznym w taki sposób, aby maksymalnie obciążyć dźwigar skrajny (rys.4).



Rys. 4. Ustawienie obciążenia ϕK i TS na jezdni pomostu

Kolejno należało podjąć decyzję o liczbie zredukowanych współczynników α_{Qi} . Możliwe się dwa podejścia:

- równomierna redukcja wszystkich trzech współczynników α_{Qi} (dla poszczególnych pasów ruchu, $i=1,2,3$);
- redukcja jedynie współczynnika na pasie pierwszym α_{Q1} , przyjmując pozostałe współczynniki równe jedności.

Pierwszy sposób jest prostszy, gdyż wystarczy porównać moment całkowity w dźwigarze od obu modeli obciążenia ϕK i TS, a następnie z ich stosunku obliczyć wartość współczynników α_{Qi} . Sposób ten wykorzystano między innymi w pracy [7]. W niniejszej analizie zastosowano sposób drugi, zalecany przez Eurokod (p. 4.3.2.Uwaga 2 wg [1]). Przyjęto jedynie dostosowanie wartości obciążenia tandemem na pierwszym pasie (jako obciążenia decydującego), pozostawiając wartości współczynników dla pozostałych tandemów α_{Q2} i α_{Q3} równe jedności.

Do obliczenia współczynnika dostosowawczego α_{Q1} dla podanych w p.3 założeń i wg opisanej procedury utworzono następujące funkcje:

- dla momentu zginającego, obliczonego od obciążenia ϕK wg [3]:

$$M_{PN}(Ld, SS, N) = \varphi(Ld, SS) \cdot R_{PN}(N) \cdot P_{PN} \cdot L_w(Ld, SS) \cdot Ld \quad (1)$$

gdzie:

M_{PN} – funkcja momentu zginającego od obciążenia pojazdem K;
 φ – funkcja współczynnika dynamicznego wg wzoru (9) normy [3];
 R_{PN} – funkcja sumy obciążenia na pojedynczy dźwigar (wg rys.4);
 P_{PN} – obciążenie charakterystyczne na pojedyncze koło pojazdu K (wg tab.1);
 L_w – zsumowane wartości rzędnych linii wpływu pod osiami pojazdu K (wg rys.4);
 Ld, SS, N – zmienne wyjściowe (wg tab.3);

- dla momentu zginającego, obliczonego od obciążenia TS wg [1]:

$$M_{EN}(Ld, SS, N) = \left(\sum_{i=1}^3 R_{iEN}(N) \cdot P_{iEN} \cdot \alpha_{Qi} \right) \cdot L_w(Ld, SS) \cdot Ld \quad (2)$$

gdzie:

M_{EN} – funkcja momentu zginającego od obciążenia tandemem TS;
 R_{ENi} – obciążenie na pojedynczy dźwigar od obciążenia na i-tym pasie (wg rys.4);
 P_{ENi} – obciążenie charakterystyczne na pojedyncze koło tandemu TS na i-tym pasie (wg tab.2);
 L_w – zsumowane wartości rzędnych linii wpływu pod osiami tandemem TS (wg rys.4);
 Ld, SS, N – zmienne wyjściowe (wg tab.3).

Współczynnik dostosowawczy α_{Q1} obliczono z równania:

$$M_{PN}(Ld, SS, N) = M_{EN}(Ld, SS, N) \quad (3)$$

5. PROPOZYCJE WSPÓŁCZYNNIKÓW DOSTOSOWAWCZYCH

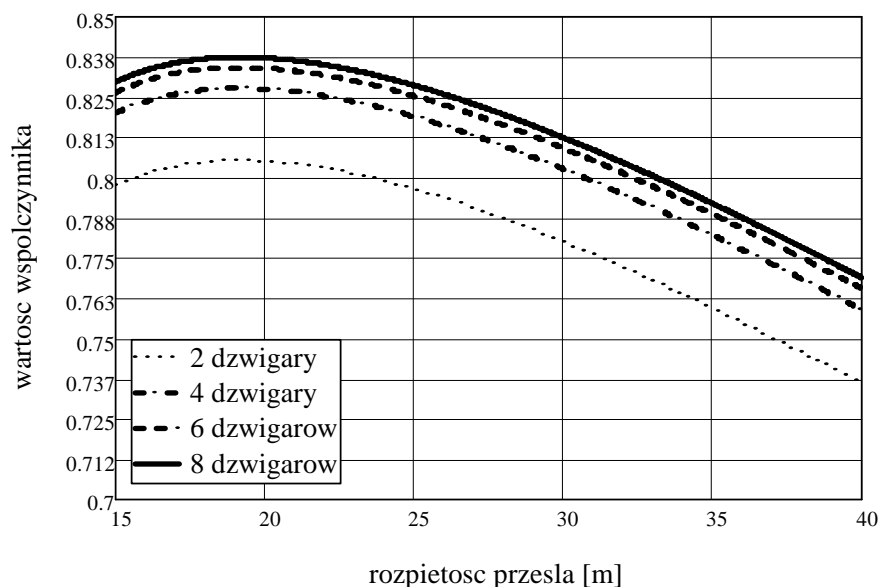
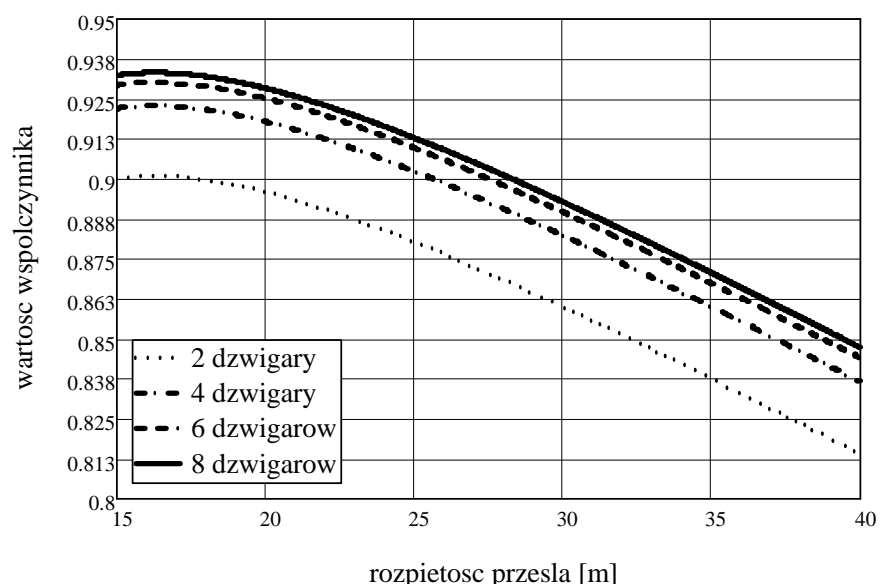
Dla obciążenia LM1 wg normy [1] wartości współczynników dostosowawczych α_{qi} należy przyjmować zgodnie z tablicą 4. Gdy obciążenie UDL nie pokrywa całej szerokości jezdni ze względu na ograniczenie dodatniej powierzchni linii wpływu (rys.4), wówczas wartości współczynników w skrajnych pasach mogą ulec drobnym modyfikacjom, zależnym od geometrii pomostu.

Tablica 4. Proponowane współczynniki dla obciążenia UDL

Współczynnik	α_{q1}	α_{q2}	α_{q3}	α_{q4}	α_{q5}	α_{qr}
Wartość	0,42	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60

Dla obciążenia LM1 wg normy [1] wartości współczynnika dostosowawczego α_{Q1} należy przyjmować zgodnie z rys.5 i 6 dla przyjętych założeń wyjściowych (tab.3). Zgodnie z tymi założeniami, współczynniki dostosowawcze dla obciążenia skupionego na pasach drugim i trzecim α_{Q2} i α_{Q3} należy przyjąć równe jedności.

Podane w tab.4 i na rys.5 i 6 wartości współczynników dostosowawczych obliczono dla charakterystycznych wartości obciążeń oraz przy założeniu obciążenia klasy A wg normy [3]. W przypadku konieczności przyjęcia współczynników α_{qi} oraz α_{Qi} dla klasy niższej, podane wartości należy zmodyfikować za pomocą współczynnika redukcyjnego, zgodnie z tab. 1.

Rys.5. Wartości współczynnika α_{Q1} dla mostów jednoprzęsłowychRys. 6. Wartość współczynnika α_{Q1} dla mostów trójprzęsłowych

6. PODSUMOWANIE

Proponowane w pracy współczynniki dostosowawcze pozwalają „przejsć” ze stosowanych powszechnie w Polsce klas obciążenia ruchomego mostów drogowych [2], [3] na system obciążeń ruchomych UDL-TS wg Eurokodu [1]. Stosując proponowane współczynniki można projektować drogowy obiekt mostowy wg systemu europejskich norm konstrukcyjnych – Eurokodów, które są obecnie jedynymi aktualnymi Polskimi Normami do projektowania mostów. Celem wprowadzenia jednolitych norm konstrukcyjnych we wszystkich krajach członkowskich było stworzenie warunków do swobodnego przepływu towarów, usług i myśli naukowo-technicznej, przy założeniu jednakowego poziomu ich jakości. Budowane w chwili obecnej polskie obiekty mostowe, zaprojektowane w oparciu o wycofane (jako niezgodne z europejskimi) Polskie Normy, znacząco odbiegają od tej postulowanej jakości. Ponadto projektowanie obiektów mostowych leżących w ciągu dróg

europejskiej sieci TEN (większość polskich autostrad i dróg ekspresowych) wg ujednoliconego w ramach Unii Europejskiej standardu jest obowiązkiem każdego kraju członkowskiego. Docelowo oczekuje się rozwiązania tej kwestii w oficjalnie ustanowionych nowych klasach obciążenia w Załączniku Krajowym do normy [1]. Musi to być powiązane z nowelizacją obowiązujących przepisów prawa (m.in. Rozporządzenia [2]). Stosowanie proponowanych współczynników dostosowawczych wydaje się być najbardziej rozsądnym, tymczasowym wyjściem z dotychczasowej sytuacji.

Niniejsza praca jest kolejną próbą zbliżenia procedur projektowania obiektów mostowych w Polsce do standardów europejskich (por. [7]). Wydaje się, że niezgodność normowych systemów obciążeń mostów jest główną barierą, stojącą na przeszkodzie projektowania mostów drogowych wg Eurokodów. Proponowane w niniejszej pracy współczynniki dostosowawcze w pewnym stopniu niwelują tę przeszkodę. Należy jednak pamiętać o ograniczeniach w ich stosowaniu, zwłaszcza w zakresie przyjętej szerokości użytkowej pomostu. Także zastosowana metoda analizy statycznej, będąca dużym - lecz bezpiecznym - uproszczeniem poprzecznego rozkładu obciążenia pomostu, wpływa znacząco na uzyskane wyniki. Znakomita większość nowoprojektowanych obiektów jest obecnie projektowana przy użyciu złożonych programów numerycznych, zazwyczaj w przestrzeni 3D. Dlatego kolejnym zadaniem, nad którym pracują autorzy niniejszej pracy, jest sprawdzenie rozbieżności uzyskanych wyników przy zastosowaniu numerycznej analizy konstrukcji. Wyniki tych prac będą przedmiotem kolejnych publikacji.

PIŚMIENNICTWO

- [1] PN-EN 1991-2:2007. Oddziaływanie na konstrukcje. Obciążenia ruchome mostów.
- [2] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie (Dz. U. z 2000r. Nr 63, poz. 735).
- [3] PN-S-10030:1985. Obiekty mostowe. Obciążenia.
- [4] Ciołek W., Kilka uwag o Eurokodach i stosowaniu norm wycofanych. Inżynier Budownictwa, lipiec/sierpień 2010, str. 21- 24.
- [5] Leonhardt F., Podstawy budowy mostów betonowych. WKŁ, Warszawa 1982.
- [6] Instrukcja wyodrębniania elementów drogi na drogowym obiekcie mostowym, GDDKiA, Warszawa, 2003.
- [7] Rymśza J.: Analiza nośności normowej drogowych obiektów mostowych, wyznaczonej według PN-85/S-10030 i PN-EN 1991-2. Materiały z XX Seminarium „Współczesne metody budowy, wzmacniania i przebudowy mostów”, Poznań - Rosnówek, 2010 r.

THE PROPOSAL OF ADJUSTMENT FACTORS α_{Qi}/α_{qi} ACCORDING TO EUROCODE 1991-2 FOR CERTAIN CLASS OF ROAD BRIDGES

Summary

Since 1 April 2010 so far used Polish Standards were withdrawn for the introduction of new European Standards, i.e. Eurocodes. In Poland the National Annex for PN-EN 1991-2, codifying traffic loads on bridges, is not released yet. This practically precludes the application of the entire Eurocode system for new bridges design. In the paper the attempt of Eurocode adjustment for commonly used Polish class of traffic loads has been made. It was done by calibration of the adjustment factors α_{Qi} oraz α_{qi} .

Wojciech SIEKIERSKI¹
Politechnika Poznańska

WSPÓLPRACA POMOSTU ZESPOLONEGO Z KRATOWYMI DŹWIGARAMI GŁÓWNYMI PRZESEŁ KOLEJOWYCH

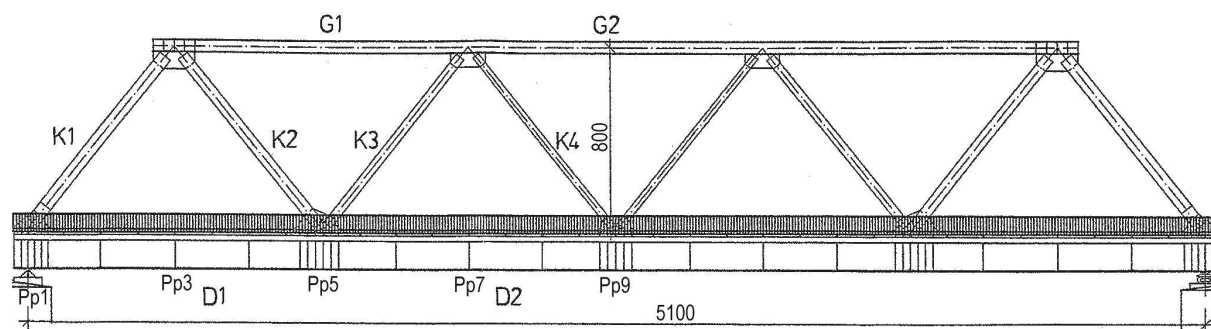
STRESZCZENIE

Scharakteryzowano konstrukcję pomostów zespolonych w mostach kolejowych, w kontekście współpracy pomostu z dźwigarami głównymi. Podano siły wewnętrzne generowane w efekcie takiej współpracy. Opisano podejście do analizy statycznej. Na przykładzie pomiarów pod próbnym obciążeniem pokazano konsekwencje współpracy pomostu z dźwigarami kratowymi w przenoszeniu obciążeń na podpory.

Słowa kluczowe: most kolejowy, dźwigar kratowy, pas sztywny, pomost zespolony, współpraca, próbne obciążenie

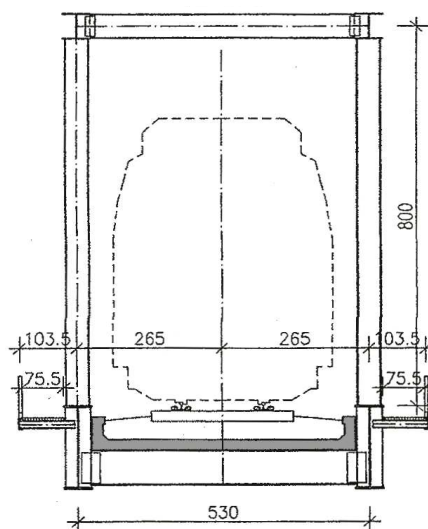
1. PRZEŚŁA KRATOWE Z POMOSTEM ZESPOLONYM

Współczesne kolejowe prześła kratowe mają pomost w formie koryta balastowego, który niesie nawierzchnię typu ciężkiego. W wielu przypadkach koryto balastowe wykonane jest z płyty żelbetowej zespolonej z poprzecznicami – „pomost zespolony”. Poprzecznice mocowane są, najczęściej, do dolnych pasów dźwigarów głównych, w ich węzłach („poprzecznice węzłowe”) i pomiędzy nimi („poprzecznice międzywęzłowe”). W takiej sytuacji obciążenia przekazywane z pomostu wywołują zginanie pasa dźwigara kratowego. Informacje o kolejowych prześłach kratowych z pasem sztywnym zebrano w [1]. Przykład takiego prześła pokazano na rys.1 i rys.2.



Rys.1. Widok kolejowego prześła kratowego z pasem sztywnym i pomostem zespolonym

¹ Wojciech.Siekierski@put.poznan.pl



Rys.2. Przekrój poprzeczny kolejowego przęsła kratowego z rys.1



Rys.3. Przykład połączenia pasa dolnego dźwigara kratowego, poprzecznic i stężenia wiatrowego (widok przed wykonaniem płyty); widoczne opórki z kątowników; blacha węzłowa wiatrownic usztywnia połączenia poprzecznic z pasem dźwigara kratowego w płaszczyźnie poziomej

W opisanych ustrojach połączenie poprzecznic z pasami sztywnymi jest miejscem wrażliwym, o czym świadczą zaobserwowane pęknięcia środników poprzecznic w sąsiedztwie ich styku z półką górną [2]. W celu ograniczenia niekorzystnych efektów obciążeń termicznych, wprowadza się poprzeczne dylatacje płyty pomostu na długości przęsła. Rozstawy tych dylatacji mieszczą się w zakresie 20÷35 m. W przypadku przęseł o rozpiętości większej od 50 m, koryto balastowe może składać się z dwóch lub trzech sekcji, wzdłuż przęsła.

Mimo poprzecznych dylatacji i zespolenia płyty pomostu teoretycznie tylko w kierunku poprzecznic, jest ona włączana do współpracy z dźwigarami głównymi w przenoszeniu obciążeń. Potwierdzają to wyniki analizy numerycznej przęseł kolejowych z pomostem zespolonym pod próbnym obciążeniem [3]. Współpraca pomostu i dźwigarów głównych wpływa na sztywność przęsła i rozkład sił wewnętrznych w elementach konstrukcji.

W pracy przedstawiono uwarunkowania konstrukcyjne i konsekwencje współpracy pomostu zespolonego z kratowymi dźwigarami głównymi, na przykładzie współczesnego przęsła kolejowego.

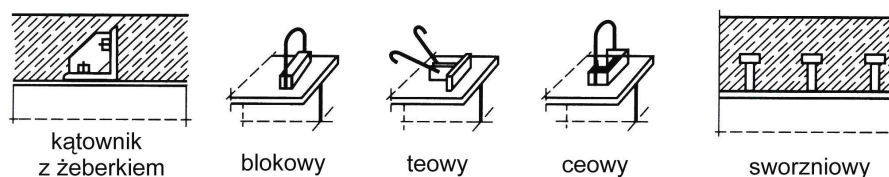
2. KONSTRUKCYJNE UWARUNKOWANIA WSPÓŁPRACY POMOSTU ZESPOLONEGO Z DŹWIGARAMI GŁÓWNYMI

Warunkiem żeby pomost współpracował z dźwigarami głównymi jest ich współodkształcalność. W przypadku pomostu w formie żelbetowego koryta balastowego, zespolonego z poprzecznicami, decyduje o niej sposób połączenia poprzecznic z pasami dźwigarów kratowych (połączenia elementów stalowych) oraz połączenia płyty z poprzecznicami (system zespolenia stal-beton).

W przypadku dwuteowych dźwigarów głównych, ich połączenie z poprzecznicami realizowane jest najczęściej za pośrednictwem żeber usztywniających środek dźwigara. W przypadku dźwigarów kratownicowych, mogą to być żeberka usztywniające środek pasa sąsiadującego z pomostem, który to pas często ma przekrój dwuteowy. Stosowane jest połączenie za pomocą pary blach pionowych po obu stronach środka poprzecznicy i żeberka (rys.3 i rys.4). Pasy belki poprzecznej pozostają swobodne. W bezpośrednim sąsiedztwie połączenia znajduje się krawędź płyty pomostu (rys.4).



Rys.4. Połączenie poprzecznic zespolonej z żeberkiem przy środku pasa dolnego dźwigara kratowego (linią zaznaczono lokalizację styku belki poprzecznej i żeberka przy środku pasa dolnego kraty); widoczna krawędź płyty pomostu

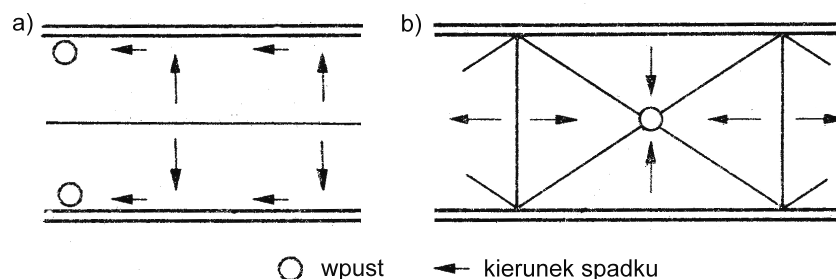


Rys.5. Rodzaje łączników spotykane w mostach zespolonych [4]

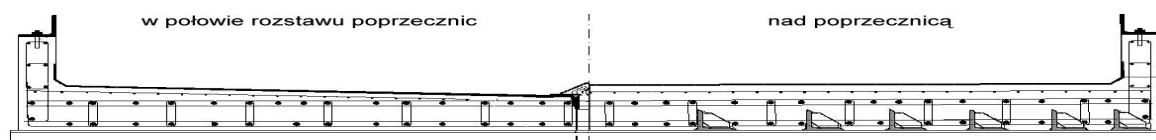
W węźle, w którym poprzecznicę łączy się z pasem dźwigara kratowego, w płaszczyźnie poziomej, w połowie wysokości środka poprzecznicy, często umieszcza się w blachę węzłową stężeń wiatrowych (rys.3). Wymiar tej blachy, w kierunku poprzecznicy, równy jest, najczęściej, szerokości blach pionowych w połączeniu poprzecznicy z pasem dźwigara kratowego (rys.3).

W zespolonych pomostach mostów kolejowych, połączenie poprzecznicy z płytą żelbetową wykonuje się zwykle za pomocą łączników blokowych i trzpieniowych (sworzniowych), których schematy pokazano na rys.5.

Ze względu na spadki poprzeczne, płyty dolne koryt balastowych mostów kolejowych zespolone z poprzecznicami, mają zmienną grubość. Na rys.6a pokazano w planie system odwodnienia w formie daszku – grubość płyty zmienia się w przekroju poprzecznym. W przypadku odwodnienia płyty dolnej z podziałem na sekcje, pokazanym w planie na rys.6b, grubość płyty zmienia się w przekroju poprzecznym i podłużnym. W tym przypadku, często, granice sekcji usytuowane są nad poprzecznicami – grubość płyty nad poprzecznicami jest niezmienna i największa (rys.7).



Rys.6. Systemy odwodnienia płyty dolnej koryta balastowego w mostach kolejowych (opis w tekście)



Rys.7. Przekrój poprzeczny żelbetowego koryta balastowego, zespolonego ze stalowymi belkami poprzecznymi (widoczne łączniki i zbrojenie płyty)

3. WYBRANE ZAGADNIENIA ANALIZY POMOSTU ZESPOLONEGO

Współpraca pomostu zespolonego z dźwigarami głównymi wywołuje dodatkowe siły wewnętrzne, przenoszone przez poszczególne elementy pomostu (poprzecznice i płytę pomostu) oraz ich połączenia ze sobą i dźwigarami głównymi. Są to:

- moment zginający w poprzecznicach, w płaszczyźnie poziomej, ze skręcaniem – środek ciężkości połączenia poprzecznic z dźwigarem przypada zazwyczaj w poziomie środka ciężkości belki stalowej, a przekazywanie oddziaływań na płytę – w poziomie jej górnej półki.
- siły rozwarstwiające w płaszczyźnie zespolenia poprzecznicy z płytą pomostu, skierowane wzdłuż przęsła,
- rozciąganie (ściskanie) płyty pomostu w przęsle z jazdą dołem (górną), przenoszone z dźwigarów głównych za pośrednictwem poprzecznicy.

Wielkość tych sił zależy od odległości pomostu od teoretycznej osi obojętnej przy zginaniu przęsła, co związane jest z wysokością dźwigarów głównych, oraz od podatności połączeń pomostu z dźwigarami i połączeń między elementami pomostu.

Poprzecznice pomostu zespolonego są belkami o skokowo zmiennej sztywności – zespolenie jest obecne niemal na całej ich długości, ale oddziaływania między poprzecznicą, a dźwigarem przekazywane są wyłącznie za pośrednictwem jej części stalowej. Ma to znaczenie w sytuacji rozważania współpracy pomostu z dźwigarami. Poprzecznicę zespoloną jest belką o bardzo dużej sztywności na zginanie w płaszczyźnie poziomej, znacznie większej od odpowiedniej sztywności belki stalowej. Redukcja sztywności krótkiego, przywężłowego odcinka poprzecznic wraz z podatnością połączenia poprzecznic z dźwigarem głównym na obrót w płaszczyźnie poziomej, decydują o stopniu współpracy pomostu z dźwigarami. Im większa sztywność (mniejsza podatność) połączenia, tym intensywniejsze jest włączanie się

pomostu do współpracy z dźwigarami głównymi, a w przypadku dźwigarów kratowych – z ich pasami usytuowanymi przy pomoście.

Zginaniu poprzecznic w płaszczyźnie poziomej, spowodowanemu współpracą z dźwigarami głównymi, towarzyszy zginanie w płaszczyźnie pionowej pod lokalnym obciążeniem pomostu.

Współpraca pomostu z dźwigarami kratowymi wywołuje siły rozwarstwiające w styku poprzecznic z płytą pomostową, w kierunku prostopadłym do poprzecznic. Wielkość tych sił można określić analizując zmianę sił podłużnych, występujących w płycie pomostu, po obu stronach każdej z poprzecznic.

W przypadku łączników sworzniowych, ich rozstaw w rzędzie, to jest rozstaw w kierunku działania siły rozwarstwiającej wywołanej współpracą z dźwigarami głównymi, jest zwykle mniejszy od minimum wymaganego do bezpiecznego przenoszenia wzajemnych oddziaływań belki i płyty. Stąd, o nośności zespolenia w formie sworzni, w kierunku prostopadłym do poprzecznic, będzie decydował jeden (skrajny) trzpień w rzędzie.

Nośność łączników masywnych zależy od pola powierzchni docisku, przez które przekazywane jest wzajemne oddziaływanie belki i płyty. W przypadku zespolenia w kierunku prostopadłym do belki, będzie to powierzchnia boczna łącznika (np. łącznika blokowego, teowego, ceowego) lub powierzchnia żeberka usztywniającego (np. wzmocnione żeberkiem łączniki z kątowników). Ze względu na zmiany grubości płyty pomostu, spowodowane ukształtowaniem spadków, każdemu z łączników blokowych wzdłuż poprzecznic może odpowiadać inne pole powierzchni rozdziału.

Siłom rozwarstwiającym wywołanym współpracą z dźwigarami towarzyszą, prostopadłe do nich, siły rozwarstwiające od zginania poprzecznic pod lokalnym obciążeniem pomostu.

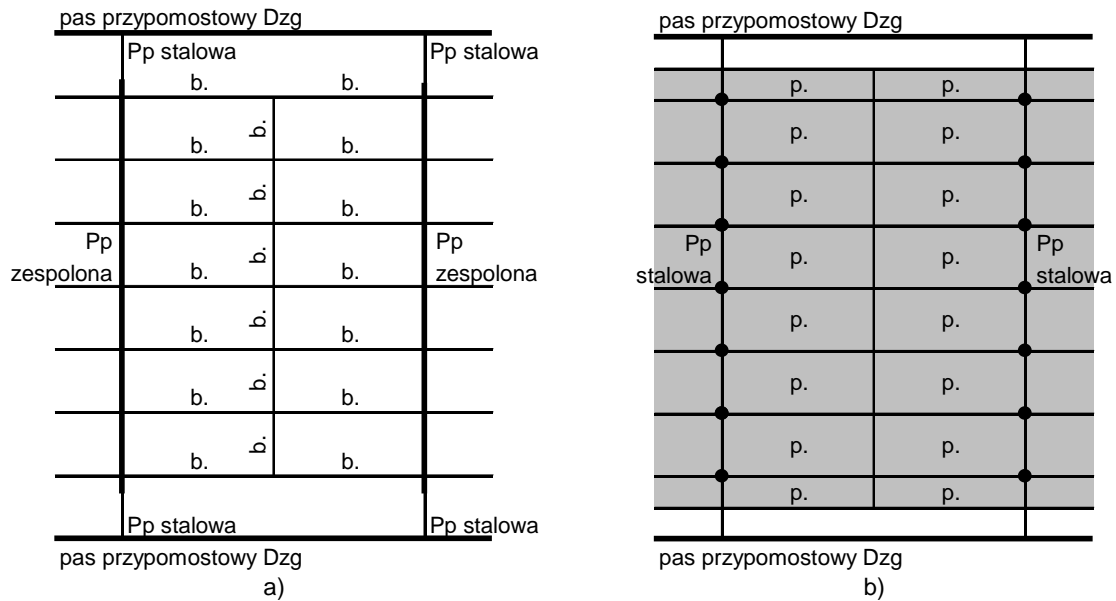
Współpraca pomostu z dźwigarami kratowymi, w przypadku jazdy dołem, powoduje rozciąganie płyty pomostu. Towarzyszy mu zginanie płyty pod lokalnym obciążeniem pomostu. Płyta pomostu jest, w tym przypadku, rozciągana mimośrodowo. Poprzecznie do osi przęsła w sąsiedztwie poprzecznic, płyta jest ściskana w związku ze zginaniem belki zespolonej. W efekcie daje to dwukierunkowy stan naprężenia w betonie.

Analiza sił wewnętrznych w elementach pomostu, pochodzących od jego współpracy z dźwigarami głównymi, wymaga, zwykle, utworzenia modelu obliczeniowego całego przęsła. Należy uwzględnić rzeczywisty schemat statyczny poszczególnych elementów pomostu, w tym:

- sposób połączenia poprzecznic z dźwigarami głównymi,
- sposób połączenia żelbetowej płyty pomostu z poprzecznicami.

Założenie o współpracy płyty z dźwigarami głównymi realizowane jest w modelu obliczeniowym przez nieprzesuwne połączenie elementów modelujących płytę pomostu z elementami modelującymi poprzecznicę, w kierunku wzdłuż przęsła. Model płyty można utworzyć z elementów prętowych (ruszt płaski) lub powierzchniowych. Wobec faktu, że współpraca z dźwigarami głównymi wywołuje tarczowe stany pracy w płycie, korzystniejszym wyborem są elementy powłokowe. Lepiej, w porównaniu z modelem płyty w formie rusztu prętowego, odzwierciedlają one rzeczywistą sztywność pomostu w jego płaszczyźnie.

Schemat modelu pomostu utworzony z elementów prętowych pokazano na rys.8a, natomiast schemat modelu pomostu utworzony z elementów prętowych i powłokowych pokazano na rys.8b (płyta pomostu modelowana elementami („b.”) lub powłokowymi („p.”), „•” – węzeł wspólny dla elementów belkowych modelujących poprzecznicę i powłokowych modelujących płytę pomostu).



Rys.8. Plan modelu pomostu zespolonego (fragment modelu przęsła): a) belkowy, b) belkowo-powłokowy (opis w tekście)

W modelu należy uwzględnić zróżnicowanie poziomów położenia osi obojętnych (płaszczyzn środkowych) elementów pomostu i dźwigarów głównych (lub ich pasów usytuowanych w sąsiedztwie pomostu).

Miarodajne siły do wymiarowania poprzecznic, łączników i płyty pomostu są sumą efektów bezpośredniego obciążenia pomostu i jego współpracy z dźwigarami głównymi. W zakresie sprężystej pracy ustroju można korzystać z zasady superpozycji.

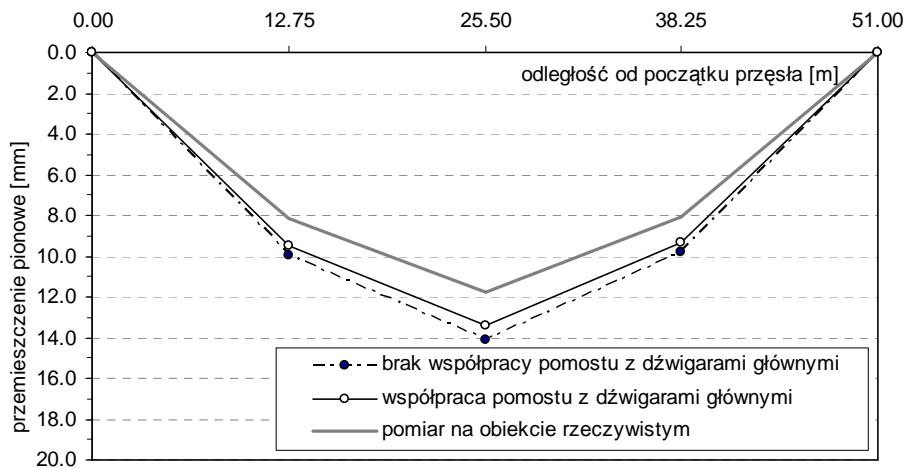
4. KONSEKWENCJE WSPÓŁPRACY POMOSTU ZESPOLONEGO Z KRATOWYMI DŹWIGARAMI GŁÓWNYMI

Korzystne konsekwencje współpracy zespolonego pomostu z dźwigarami głównymi zilustrowano na przykładzie pomiarów wykonanych pod próbnym obciążeniem przęsła pokazanego na rys.1 i rys.2, z płytą pomostu wg rys.7.

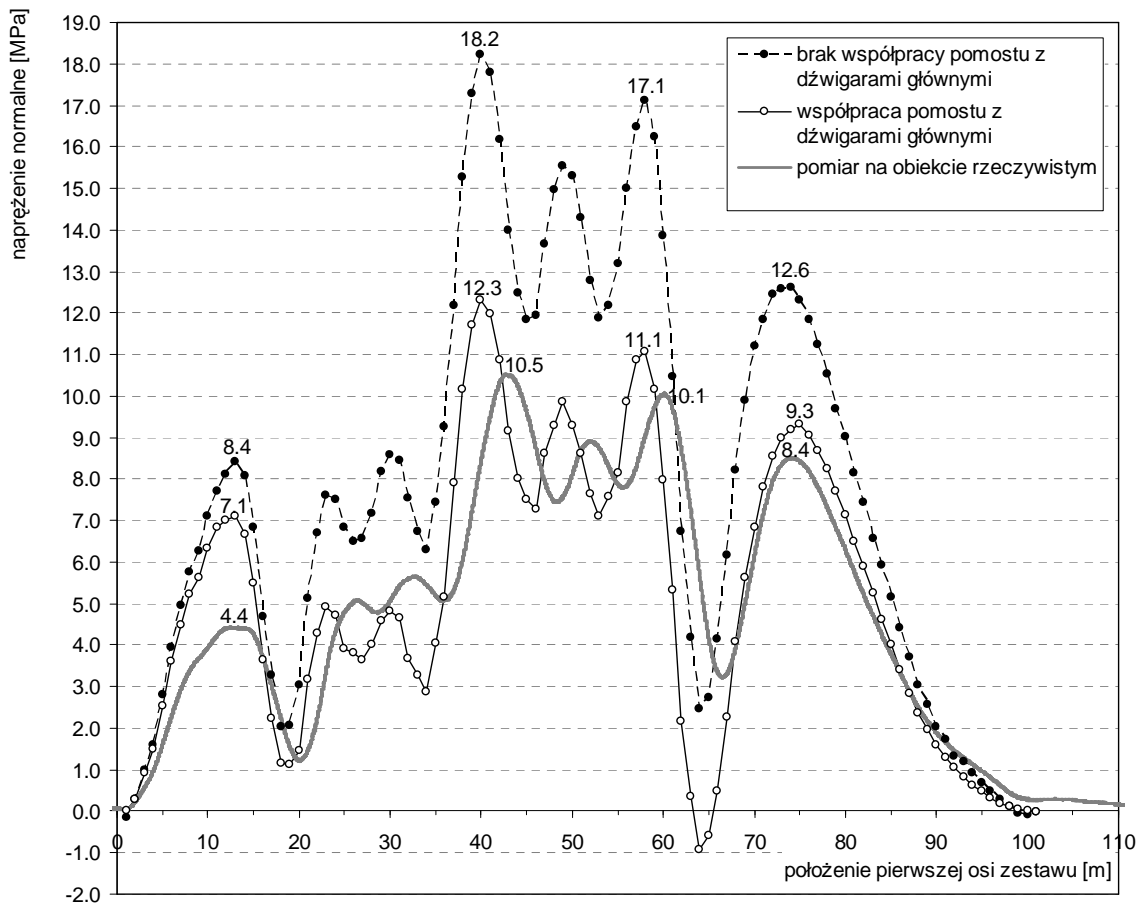
Przęsło analizowano metodą elementów skończonych za pomocą modelu prętowego oraz prętowo-powłokowego. W modelu utworzonym wyłącznie z elementów prętowych przyjęto brak współpracy pomostu z dźwigarami głównymi (ślizgowe oparcie elementów prętowych modelujących płytę na elementach modelujących poprzecznicę). Model utworzony z elementów powłokowych w obrębie płyty pomostu i prętowych w pozostałej części przęsła, uwzględniał nieprzesuwne połączenie płyty i poprzecznic wzdłuż przęsła.

Na podstawie analizy numerycznej i wyników pomiarów można uznać, że współpraca pomostu z dźwigarami głównymi ujawnia się jako:

- zwiększenie sztywności przęsła na zginanie,
- redukcja sił podłużnych w pasach kratownic, usytuowanych w sąsiedztwie pomostu.



Rys.9. Linie ugięcia przęsła na podstawie obliczonych i pomierzonych przemieszczeń węzłów pasów dolnych dźwigarów kratowych



Rys.10. Przebiegi zmian naprężeń normalnych w półce górnej pasa dolnego dźwigara kratowego, na podstawie obliczonych naprężeń i pomierzonych odkształceń

W analizowanym przypadku, nośność płyty pomostu oszacowano jako wystarczającą do przeniesienia sił z uwzględnieniem jej współpracy z dźwigarami kratowymi.

Na rys.9 pokazano linie ugięcia dźwigarów głównych (rys.1), pomierzone oraz obliczone z pominięciem i uwzględnieniem współpracy pomostu. Obciążeniem jest zestaw lokomotyw ET22+ET22+SM42, wywołujący maksymalny moment zginający w środku rozpiętości przęsła. Uwzględnienie współpracy pomostu z dźwigarami głównymi

spowodowało poprawę oszacowania sztywności przęsła przy zginaniu – błąd oszacowania przemieszczenia w połowie rozpiętości dźwigara został zredukowany z 20% do 14%

Na rys.10 przedstawiono zmianę naprężeń normalnych w górnej półce pasa sztywnego o przekroju dwuteowym, w przęśle pokazanym na rys.1, w polu D2, w odległości 3,5 m od węzła D1/D2, podczas przejazdu zestawu lokomotyw ET22+ET22+SM42, z prędkością 5 km/h (obciążenie quasi-statyczne). Opisano wartości wybranych rzędnych ekstremalnych. Uwzględnienie współpracy pomostu z dźwigarami głównym poprawiło oszacowanie naprężeń w ich pasach sąsiadujących z pomostem – błąd oszacowania ekstremalnego naprężenia normalnego w przekroju pomiarowym został zredukowany z 73% do 17%.

Przyjęcie założenia o współpracy pomostu zespolonego z dźwigarami głównym, na etapie projektowania, może spowodować zwiększenie gabarytów płyty pomostu, łączników, poprzecznic i ich połączeń z dźwigarami głównymi. Natomiast, nieplanowana i nieuwzględniona w procesie projektowania, współpraca pomostu z dźwigarami głównymi może spowodować ograniczenie trwałości i przydatności użytkowej przęsła.

PIŚMIENNICTWO

- [1] Siekierski W.: Kolejowe przęsła kratownicowe z pasem sztywnym, Inżynieria i Budownictwo, 2/2010, 97-99
- [2] Alkhafaji T., Sobala D., Zobel H.: Naturalne oddziaływania termiczne w zespolonym moście kratowym, konferencja „Mosty zespolone”, Kraków, 7-9.05.1998
- [3] Apanas L., Karlikowski J., Siekierski W.: Przydatność prętowych modeli obliczeniowych do oceny kolejowych przęseł kratownicowych z pasem sztywnym, monografia: „Problemy naukowo-badawcze budownictwa”, ed. Z. Rusin, Wyd. Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce, 2009, s.509-516
- [4] Karlikowski J., Madaj A., Wołowicki W.: Mostowe konstrukcje zespolone stalowo-betonowe, WKŁ, 2007

COMBINED ACTION OF COMPOSITE DECK AND TRUSS GIRDERS OF RAILWAY BRIDGE SPANS

Summary

Composite deck structure of railway bridge span is described in view of its interaction with bridge main girders. Internal forces generated by such cooperation are characterized. The approach to static analysis based on beam-and-shell element modeling is described. Consequences of combined action of composite deck and truss girders of railway bridge span are shown on the basis of test loading results.

Janusz SZELKA¹

Zbigniew KAMYK²

¹) Wyższa Szkoła Oficerska Wojsk Lądowych, Wrocław

²) Wojskowy Instytut Techniki Inżynieryjnej we Wrocławiu

POKONYWANIE PRZESZKÓD WODNYCH ZA POMOCĄ WOJSKOWEGO SPRZĘTU MOSTOWEGO

STRESZCZENIE

Dla przemieszczających się wojsk niezmiernie ważne jest szybkie pokonywanie przeszkód wodnych, które może zapewnić właściwy sprzęt przeprawowo-mostowy, znajdujący się na ich wyposażeniu. W artykule zaprezentowano koncepcje przekraczania przeszkód terenowych oraz najnowszy sprzęt mostowy będący na wyposażeniu państw NATO, który w wielu przypadkach musi być przystosowany do budowy mostów objazdowych w ramach rozbudowy krajowej sieci dróg.

Słowa kluczowe: przeszkoda wodna; sprzęt przeprawowo-mostowy; mosty towarzyszące, mosty pływające, mosty składane; pokonywanie przeszkód terenowych

1. WPROWADZENIE

Zapewnienie wojskom możliwości manewru w dowolnym czasie i w każdych warunkach sprowadza się do pokonywania rzek, kanałów i rowów za pomocą odpowiedniego wyposażenia mostowego. Dlatego też w artykule przedstawiono trzy rodzaje sprzętu przeprawowo-mostowego wykorzystywanego do budowy mostów towarzyszących, pływających i składanych za pomocą których można sprostać tym wymaganiom.

2. WYMAGANIA STAWIANE WSPÓŁCZESNYM MOSTOM WOJSKOWYM

Poszukiwanie sposobów na ciągle zwiększanie ruchliwości to odwieczny problem wszystkich armii świata podczas planowania natychmiastowych interwencji na obszarach objętych kryzysem. Umożliwienie wykonania sprawnego manewru, w dowolnym czasie i w każdych warunkach, sprowadza się do stworzenia wojskom i pojazdom warunków do: pokonywania rzek, kanałów i rowów za pomocą odpowiedniego wyposażenia mostowego. Podstawowym wyzwaniem, wynikającym z nowych koncepcji prowadzenia operacji wojskowych, stojącym przed wojskami inżynieryjnymi, jest zapewnienie pełnego wsparcia

¹ jszelka@wso.wroc.pl

² kamyk@witi.wroc.pl

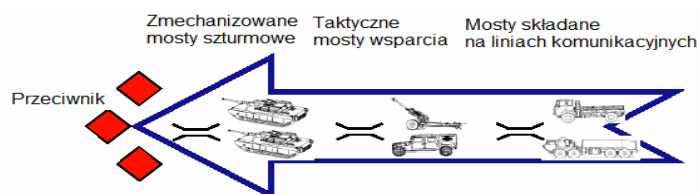
inżynierskiego swobody przemieszczania podczas działań, stąd widoczne są zmiany w podejściu do projektowania i budowy nowych mostów, zwłaszcza dla celów cywilnych.

Najnowsze wymagania operacyjne przewidują znacznie większą rolę dla „lekkich” sił ekspedycyjnych, które będą wymagały mostów o klasie nośności MLC 30 (obciążenie gaśnicowe – 300 kN). Równocześnie mosty, tak jak i środki sił głównych, muszą nadawać się do transportu drogą powietrzną, ze względu na masę i gabaryty. Ocenia się ponadto, że siły szybkiego reagowania będą działały przede wszystkim na obszarach zurbanizowanych o w miarę dobrej infrastrukturze, rzadziej będą to działania typowo taktyczne, związane z pokonywaniem przeszkód terenowych. Wynikają stąd preferencje dla pojazdów kołowych, jako podwozi bazowych dla mostów. Pojazdy te spełniają jednocześnie rolę układaczy mostów.

Systemy mostowe różnią się w zależności od przeznaczenia. Zdaniem wojskowych specjalistów większości państw, do pokonywania przeszkód wodnych niezbędne jest posiadanie trzech podstawowych grup sprzętu mostowego:

- mosty zmechanizowane – szturmowe na podwoziach gaśnicowych (Assault Bridges);
- taktyczne mosty wsparcia – towarzyszące na podwoziach kołowych (Support Bridges);
- mosty na liniach komunikacyjnych - składane (Line of Communication Bridges).

Podział mostów i zakres ich stosowania według poglądów USA przedstawiono na rys. 1 i w tab. 1. W podziale tym mosty pontonowe mogą mieć zastosowanie we wszystkich sytuacjach.



Rys. 1. Rodzaje mostów w różnych fazach operacji według poglądów USA [1]

Mosty zmechanizowane, używane przez nacierające wojska, są zwykle montowane na podwoziach czołgowych, natomiast mosty wsparcia, jako nienarażone na bezpośredni ogień przeciwnika, na kołowych. Mosty wsparcia często wykorzystują konstrukcję przęsła mostu zmechanizowanego lub jego rozwinięcie konstrukcyjne na podwoziu kołowym. Tworzą tym samym system w postaci jednego przęsła i dwóch układaczy, to znaczy w zależności od potrzeb, przęsło może być układane za pomocą pojazdu gaśnicowego bądź kołowego.

Tablica 1. Wymagania i zakres stosowania mostów wojskowych wg poglądów USA [1]

Wyszczególnienie	Typ mostu		
	Szturmowy- <i>assault</i>	Wsparcia- <i>support</i>	Składany - <i>LOC</i>
Przeznaczenie mostu	Utrzymanie mobilności taktycznej	Ustanowienie mobilności operacyjnej	Utrzymanie tras zaopatrzenia
Czas ustawiania	minuty	minuty ÷ godziny	godziny ÷ dni
Czas użytkowania	tymczasowy (godziny÷dni)	tymczasowy (dni÷tygodnie)	półstały
Potencjalny kontakt z przeciwnikiem (bez lotnictwa)	prawdopodobny	możliwy	niemożliwy
Typ oddziaływania przeciwnika	ogień bezpośredni i pośredni	ogień pośredni	nieprawdopodobny
Przykład mostu: - z NATO, - polskiego.	- Wolverine - PMCz 90	- GSB - MS-20 (Daglezja S)	- Mabey Universal - DMS 65

Zgodnie z polską Normą Obronną (NO) 54-A200 [2] mosty wojskowe dzieli się na:

- mosty zmechanizowane (towarzyszące) – na podwoziach gąsienicowych i kołowych;
- mosty pływające;
- mosty składane;
- mosty prowizoryczne;
- mosty kombinowane.

W podziale tym i na podstawie definicji mostu składanego³, można stwierdzić, że brak jest konstrukcji spełniającej rolę mostu wsparcia. Definicja mostu składanego i stawiane w normie obronnej [3] wymagania, co do montażu mostu za pomocą układacza z wykorzystaniem belki montażowej, wskazują na pomieszenie funkcji mostu wsparcia i mostu składanego.

W dalszej części opracowania rozpatrywane będą tylko pierwsze trzy rodzaje mostów natomiast mosty prowizoryczne i kombinowane, w zależności od potrzeb, mogą być budowane także z konstrukcji składanych.

3. SPRZĘT PRZEPRAWOWO-MOSTOWY NATO I MOŻLIWOŚCI JEGO UŻYCIA

Zdaniem specjalistów NATO do pokonywania przeszkód wodnych niezbędne są trzy typy podstawowych środków przeprowo-mostowych:

1. zmechanizowane mosty towarzyszące (ZMT)⁴;
2. promy i mosty pływające (budowane z samobieżnych amfibii i parków pontonowych);
3. mosty składane.

Wymaga się, aby nośność tych konstrukcji zapewniała przeniesienie obciążeń klasy MLC 70 – Military Load Class (obciążenie gąsienicowe – 700 kN) i MLC 100 (obciążenie kołowe ciągnikiem z czołgiem na przyczepie – 1000 kN).

3.1 Zmechanizowane mosty towarzyszące

W grupie zmechanizowanych mostów towarzyszących można wyróżnić mosty na podwoziu czołgów bojowych (AVLB, HAB., BIBER, AMX-30, MBS) i na podwoziu kołowym (LAB, LEGUAN 42, TMM-6, DoFB, DSB). Pierwsze z nich służą do przeprawy czołgów przez wąskie przeszkody w rejonie działań bojowych, drugie przewidziano do przeprowadzenia oddziałów i pododdziałów II rzutu. Za pomocą tych mostów można zapewnić:

- pokonywanie wąskich przeszkód naturalnych i sztucznych (wąwozy, jary, kanały, rzeki, rurociągi);
- przejezdność po terenie o zmniejszonej nośności gruntu (torfowiska, podmokłe doliny, tereny zalewowe);
- doraźną odbudowę dróg, mostów i urządzeń hydrotechnicznych, zniszczonych w wyniku klęsk żywiołowych (powódź) lub innych sytuacji kryzysowych (terroryzm).

Rozwój ZMT charakteryzuje się zmianami urządzeń do ich rozkładania, przy jednoczesnym doskonaleniu konstrukcji przęseł, poprzez stosowanie coraz nowszych technologii materiałowych mających wpływ na zwiększenie rozpiętości przęsła oraz dopasowaniem ich konstrukcji do układacza (czołgowego – most szturmowy lub kołowego – most

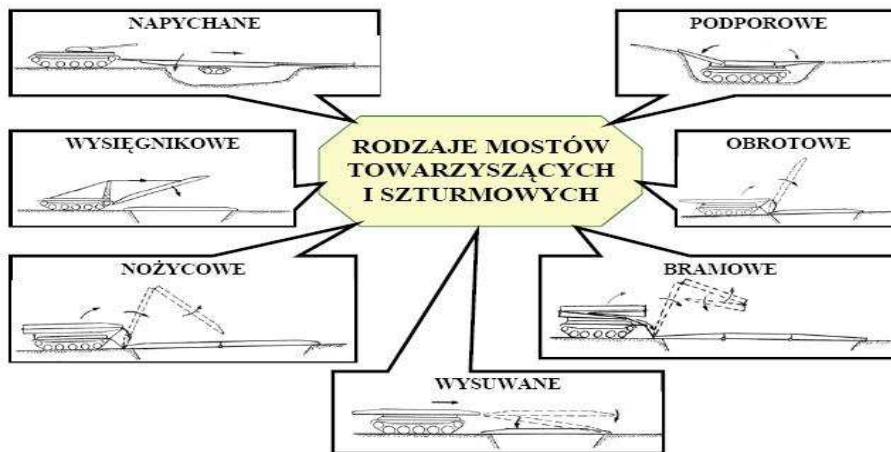
³ Most składany - most przystosowany do wielokrotnego, szybkiego montażu i demontażu, którego przęsła i podpory składają się z niewielkiej liczby grup powtarzalnych elementów, umożliwiających montowanie przęseł oraz podpór o określonych kształtach, wymiarach i nośności [2].

⁴ ZMT to konstrukcje holowane, przewożone lub montowane na podwoziach samochodowych, czołgowych lub specjalnych zazwyczaj jednoprzęsłowe o różnych rozpiętościach przęsła (od kilkunastu do ponad 40 m), służące do pokonywania wąskich przeszkód terenowych

towarzyszący). Na rys. 2. zestawiono dotychczas stosowane rodzaje tych mostów w zależności od systemu układania przęsła.

Pierwsze cztery systemy układania tych mostów obecnie są rzadko stosowane ze względu na kłopoty związane:

1. z holowaniem przęsła (napychane);
2. z koniecznością umieszczenia pojazdu bazowego w pokonywanej przeszkodzie (podporowe);
3. z maskowaniem przęsła podczas jego montażu i demontażu (wysięgnikowe i obrotowe).



Rys. 2. Systemy układania przęsła ZMT [4]

Najczęściej stosuje się dwie metody układania mostów towarzyszących, nożycową i wysuwaną, których schemat ideowy przedstawiono na rys. 3.



Rys. 3. Najczęściej stosowane metody układania mostów towarzyszących [5]

Jak widać na rysunku, obydwa typy mostów są samobieżne, a pojazd bazowy jest jednocześnie układaczem.

Mosty nożycowe, o długości od 20 do 30m mogą posiadać:

- przęsła pojedyncze – polskie BLG i najnowszy most samochodowy (MS-20) w fazie prototypu, czeski MT-55, francuski AMX-30 i amerykański AVL B;
- przęsła podwójnie łamane (bramowe) – amerykańskie: HAB i LAB;
- przęsła z integralną podporą - rosyjski TMM-6.

Mosty wysuwane (22 ÷ 46 m) – niemiecki Biber, Leguan 42, MBS i DoFB oraz angielski system mostowy BR-90.

Aktualnie najbardziej rozpowszechnione są mosty wysuwane, które mają wiele zalet, szczególnie w warunkach kryzysowych. Są to:

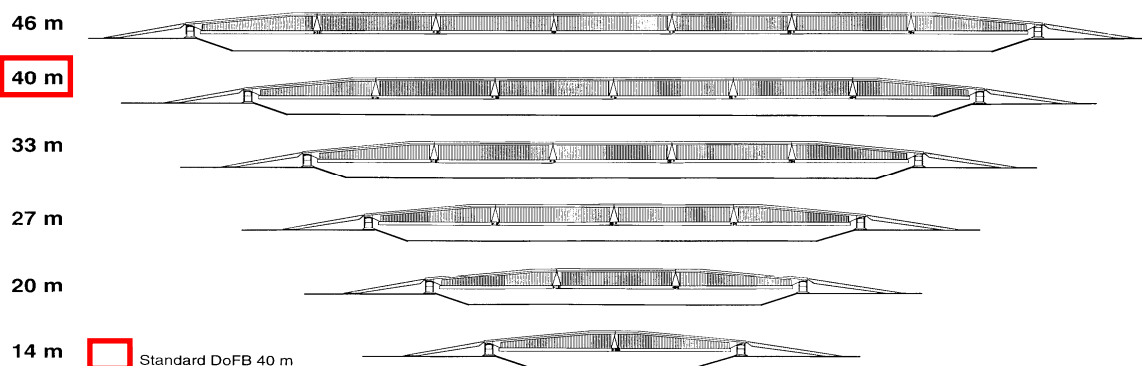
- lepsze (w stosunku do pozostałych) maskowanie przeprawy mostowej;
- dobra obserwacja brzegów przeszkody przez operatorów;
- duża stateczność boczna układacza podczas wysuwania przęsła na przeszkodę.

Powszechnie stosowany sposób budowy tego typu mostów to montowanie konstrukcji przęsłowej na brzegu wyjściowym i stopniowe jej wysuwanie na przeszkodę terenową. Najnowszym przedstawicielem tej grupy sprzętu na podwoziu gąsienicowym jest Modułowy System Mostowy (MBS – Modular Bridge System). MBS to nowa generacja zmechanizowanych mostów modułowych, (o długości ok. 10 m – rys. 4) z rodziny mostów Leguan produkowanych w Niemczech przez oddział mostowy, Military Mobile Bridges (MMB), firmy Krauss-Maffei Wegmann (KMW). Ta grupa sprzętu mostowego spełnia wymagania taktyczne i operacyjne formacji pancernych w zakresie ich szybkiego przemieszczania się na polu walki.



Rys. 4. Modułowy System Mostowy (MBS) – widok i możliwe rozpiętości przęseł [6]

Do odbudowy mostów stałych w warunkach kryzysowych może być z powodzeniem wykorzystany jeden z najnowszych mostów wysuwanych na podwoziu kołowym DoFB (*Dornier Foldable Bridge*). Przęsło mostu o długości podstawowej 40 m może być ustawione w osi zniszczonego (uszkodzonego) mostu stałego, lub w nowej osi jako most objazdowy. Na rys. 5 przedstawiono możliwe rozpiętości przęseł z jednego kompletu DoFB. W położeniu transportowym dźwigary mostu składają się tworząc prostopadłościan o wymiarach (2,75 × 1,0 × 7,0) m.



Rys. 5. Skala rozpiętości przęseł z jednego kompletu mostu DoFB [7]3.2. Samobieżne i przewoźne parki pontonowe

Pływający sprzęt przeprawowo-mostowy, dzięki swoim zaletom konstrukcyjno-eksploatacyjnym, może być wykorzystywany do budowy przepraw (promowych, mostowych) w warunkach kryzysowych, po zniszczeniu mostów stałych.

Do zalet tego sprzętu zaliczyć należy:

- szybkość przejścia z jazdy po lądzie do pływania po wodzie;
- możliwość szybkiego przemieszczania się i ustawienia mostu w innym miejscu, bądź przejścia na przeprawę promową;
- zwrotność na wodzie;
- niewielka wymagana głębokość wody (ok. 80 ÷ 130 cm).

Najnowszy samobieżny park mostowo - promowy (rys. 6), składający się z amfibii *M3*, umożliwia szybkie pokonywanie wąskich i średnich (do 150 m) przeszkód wodnych.

Z 8 amfibii *M3* (zamiast 12 pojazdów *M2*), 24 żołnierzy w ciągu 20 minut może zbudować most pływający o długości 100 m i szerokości użytkowej pomostu 4,76 m, wytrzymujący obciążenie *MLC 70*. Pojedynczy pojazd parku *M3*, kadłub i wysuwane płytki są wykonane z lekkiego stopu aluminium.



Rys. 6. Samobieżny park mostowo-promowy M3 [8]: a) amfibia M3 w położeniu transportowym; b) odcinek mostu z M3 i rampami wjazdowymi; c) przeprawa po moście z M3 pod obciążenie MLC70

Przewoźne parki pontonowe zapełniają lukę, jaka powstaje między mostami towarzyszącymi a typowymi mostami składanymi (drogowe mosty składane *DMS-65*, nowe konstrukcje typu *Bailey'a*), używanymi dotychczas do odbudowy tymczasowej mostów stałych. Główne zalety tychże parków to: możliwość montażu promów i mostów pontonowych o większej długości (z jednego kompletu własnego *PP- 64* można zbudować - 186 m mostu, a z amerykańskiego *Ribbon Bridge* - 216 m), w stosunkowo krótkim czasie ok. 30 - 40 minut przez obsługę pojazdów ok. 30 - 40 żołnierzy.

Szczególnością zaletą najnowszego niemieckiego mostu pontonowego *FSB 2* (w wersji dla USA zwanego *IRB – Improved Ribbon Bridge*) jest możliwość pokonywania wysokich brzegów – 2,2 m nad poziomem wody, dzięki sterowanym hydraulicznie rampom brzegowym. Jest łatwy do manewrowania na wodzie i w czasie wodowania. Rozkładanie mostu następuje automatycznie podczas wodowania. Do budowy mostu o długości 100 m

potrzeba 60 min, szerokość użytkowa jezdni wynosi 4,1 m, a chodników ($2 \times 2,22$ m). Most ma przepustowość 200 pojazdów MLC 70 na godzinę.

3.2 Mosty składane

Cechą charakterystyczną mostów składanych jest łatwość i szybkość budowy w różnych układach konstrukcyjnych. Dostosowane są one do obowiązujących obciążeń normatywnych, przyjętych w gospodarce narodowej, przez co nie wymagają dodatkowego wzmocnienia jako mosty tymczasowe. Zmiana rozpiętości przęseł wykonywanych z tych konstrukcji nie następuje z trudnością i jest zależna od długości modułu, który wynosi zazwyczaj ok. 3 m (*DMS - 65, Bailey*). Stosunkowo niewielkie wymiary elementów i ich masa pozwalają na dogodny transport jak też montaż, przy użyciu lekkiego sprzętu i urządzeń pomocniczych. Sprawdzone niejednokrotnie w budownictwie cywilnym walory składanych konstrukcji mostowych były zasadniczą przesłanką do wykorzystania ich przy odbudowie zniszczonych mostów w warunkach kryzysowych - po powodzi 1997 roku w Kotlinie Kłodzkiej oraz po zniszczeniach wojennych w byłej Jugosławii [9] (rys. 7).



Rys. 7. Odbudowa mostu w starej osi na rzece Savie w miejscowości Brcko [9]

Analizując rozwiązania techniczne odbudowy tymczasowej w starej osi (rys. 7), można zauważyć, że konstrukcję mostów składanych można dopasować do konkretnego mostu stałego. W tym wypadku konstrukcja mostu składanego *Bailey*:

- ułożona jest z lewej strony na stalowym moście kratowym zamkniętym od góry, z prawej zaś na moście żelbetowym otwartym;
- posadowiona jest także na częściowo zniszczonej podporze;
- zmontowana jest w różnym układzie konstrukcyjnym z lewej strony w układzie 2/2 (dwuściennym dwupiętrowym), a z prawej tylko w układzie 2/1 (dwuściennym jednopiętrowym);
- pozwala na dostosowanie ramp wjazdowej i zjazdowej, do niwelety drogi lub jezdni mostu stałego.

Najnowsze konstrukcje mostu składanego *Bailey*'a przeznaczone do celów wojskowych i użyteczności publicznej znane są pod dwiema nazwami: *Acrow* i *Mabey*, w których zastosowano stale spawalne o wysokiej wytrzymałości, które podwyższają ich nośność o ponad 60% w stosunku do *Bailey*'a standardowego.

Udoskonalone wersje tych mostów mają możliwość kształtowania jezdni dla ruchu jedno i dwukierunkowego (*Acrow*), a także trzypasmowego (*Mabey*). Szerokości jezdni mostu *Mabey Universal* wynoszą: jednokierunkowego 4,2 m, dwukierunkowego 7,85 m lub 8,8 m (z poboczem), a trzypasmowego 10,5 m. Mosty te mogą występować jako mosty stałe i tymczasowe, a maksymalna długość mostu jednoprzęsłowego, pod obciążeniem klasy A, może wynosić 54 m.

4. PODSUMOWANIE

Sprzęt przeprawowo-mostowy, poza typowo militarnym zastosowaniem, może być wykorzystywany w czasie pokoju w sytuacjach kryzysowych (awarie i katastrofy konstrukcji mostowych) lub innych stanach wyższej konieczności (remonty i przebudowa mostów). Rozwój mostów wojskowych ukierunkowany jest głównie na wprowadzenie zmian konstrukcyjnych i technologicznych zapewniających wzrost nośności, długości oraz szerokości użytkowej. Ograniczenia gabarytowe i masowe wymuszają konieczność stosowania nowoczesnych, bardziej wytrzymałych i lekkich materiałów – przy jednoczesnym wymogu: uproszczenia konstrukcji, łatwości użytkowania, obsługi i napraw. W USA prowadzone są prace badawcze nad zastosowaniem materiałów kompozytowych do budowy mostu zmechanizowanego (Composite Army Bridge - CAB). Dominuje tendencja użycia wielofunkcyjnych pojazdów do budowy mostów szturmowych, przystosowanych jednocześnie do przewożenia i układania przęsła na przeszkodzie terenowej. W pontonowych konstrukcjach mostowych dąży się do stosowania samobieżnych członów mostowych (promów). Nowoczesne mosty składane charakteryzują się prostą konstrukcją oraz łatwymi sposobami ich układania na przeszkodzie.

PIŚMIENNICTWO

- [1] Field Manual 3-90.12/MCWP 3-17.1, Combined Arms Gap-Crossing Operations, Dept. of the Army, Washington DC, 1 July 2008.
- [2] Norma Obronna NO-54-A200, 1998. Mosty wojskowe, Klasyfikacja i terminologia
- [3] Norma Obronna NO-54-A203, 2007. Mosty składane. Wymagania ogólne.
- [4] Kuczmarski F., Zelkowski J., Gontarczyk M.: Współczesne mosty towarzyszące i szturmowe. Wymagania i rozwiązania. V Międzynarodowa Konferencja Uzbrojeniowa, Waplewo 2004, s. 553-562.
- [5] Szelka J., Kamyk Z.: Racjonalizacja procesów technologiczno-organizacyjnych przy budowie przepraw mostowych, Etap 2. Współczesne konstrukcje mostowe w aspekcie mobilności wojsk. Sprawozdanie z pracy naukowo-badawczej, WSOWL, Wrocław 2008.
- [6] <http://www.army-guide.com/eng/product488.html>.
- [7] http://www.gdels.com/laad/m3_gallery.asp?n=1.
- [8] Eurobridge, Mobile Bricken GmbH, D-88039 Fridrichshafen, Germany. Materiały poglądowe DoFB.
- [9] Szelka J., Kamyk Z.: Odbudowa mostów po zniszczeniach wojennych w byłej Jugosławii przez wojska ONZ, X Seminarium „Współczesne metody wzmacniania i przebudowy mostów”, Poznań – Kiekrz, 6-7.06.2000, s. 269-277.

CROSSING WATER OBSTACLES USING MILITARY BRIDGING EQUIPMENT

Summary

Quick water obstacle crossing is critical for the mobility of the armed forces. This can be facilitated by the use of proper bridging equipment which is a vital element of their capabilities. The paper presents an idea of crossing the existing natural features and state-of-the-art bridging equipment in service with the NATO countries. It is this bridging equipment which in many cases has to be adjusted in such a way that it can be used to construct by-pass bridges as an element of national roadway development project.

INŻYNIERIA PRZEDSIĘWZIĘĆ BUDOWLANYCH

Marcin KANONICZAK¹
Politechnika Poznańska

KONTROLA WYTRZYMAŁOŚCI BETONOWYCH NAWIERZCHNI AUTOSTRADOWYCH Z ZASTOSOWANIEM WYKRESÓW WZOROWANYCH NA KARTACH KONTROLNYCH SHEWHARTA

STRESZCZENIE

Omówiono ideę stosowania oraz rodzaje kart kontrolnych przydatnych w produkcji mieszanki betonowej dla dróg i autostrad. Przedstawiono przykłady normowego szacowania wytrzymałości oraz wykorzystania kart kontrolnych przy betonowaniu obiektów liniowych.

Słowa kluczowe: karty kontrolne shewharta, produkcja mieszanki betonowej dla dróg i autostrad, kontrola wytrzymałości betonu, betonowanie obiektów liniowych

1. RODZAJE KART KONTROLNYCH PRZYDATNYCH W PRODUKCJI MIESZANKI BETONOWEJ

Kontrola produkcji mieszanki betonowej polega na ciągłym monitorowaniu zmian wybranych statystyk (np. wartości średniej, odchylenia standardowego, rozstępu). Statystyki opisują wartości wytrzymałości betonu na ściskanie, otrzymane przez zbadanie próbek betonu po 28 dniach dojrzewania. W zależności od rodzaju obserwowanej zmiennej przy liczbowej ocenie właściwości, stosuje się różne typy kart kontrolnych, opracowanych przez Shewharta [1]: karty kontrolne wartości średniej (\bar{X}), służące do obserwacji średnich wartości wytrzymałości betonu na ściskanie; karty kontrolne odchylenia standardowego (s), służące do obserwacji wartości odchyżeń standardowych poszczególnych podzbiorów; karty kontrolne rozstępu (R), służące z kolei do obserwacji wartości rozstępów poszczególnych podzbiorów. Przy kontroli produkcji mieszanki betonowej danymi niezbędnymi do wykonania kart kontrolnych są wyniki badań wytrzymałości betonu na ściskanie. Wyniki te uzyskuje się przez ściskanie próbek betonu: walcowych o średnicy 15 cm i wysokości 30 cm ($f_{ck, cyl}$) lub sześciennych o boku 15 cm ($f_{ck, cube}$) [2], pobieranych zgodnie z normą [3]. Procesem stochastycznym jest obserwowany ciąg zmiennych losowych X_k (gdzie: $k = 1, 2, \dots$), których rozkłady prawdopodobieństwa są zależne od wartości k , czyli numeru przedziału próbkowania $\tau_{p,1}, \dots, \tau_{p,k}, \dots$. Jeżeli nazwiemy przez Θ obserwowany parametr kolejnych zmiennych losowych X_k , to parametrem obserwowanego procesu $\{X_k\}$ będzie funkcja

¹ marcin.kanoniczak@put.poznan.pl

$\Theta(k)$: $\Theta_1 = \Theta(X_1)$, $\Theta_2 = \Theta(X_2)$, ..., $\Theta_k = \Theta(X_k)$. Proces uważa się za uregulowany w przedziale próbkowania $\tau_{p,k}$, gdy $\Theta_k \in \Theta_0$, gdzie: Θ_k jest to wartość parametru Θ w przedziale $\tau_{p,k}$, Θ_0 oznacza zbiór dopuszczalnych wartości parametru Θ . Natomiast, jeżeli $\Theta_k \notin \Theta_0$, proces uznaje się za nieuregulowany [5].

Obserwując przebieg wartości zmiennych naniesionych na karcie kontrolnej, można stwierdzić czy dany proces jest stabilny, czy też wymaga regulacji. W pozycji [4], [6] określono warunki kwalifikujące proces jako stabilny lub niestabilny.

2. PODSTAWOWE ZALEŻNOŚCI WYKORZYSTYWANE PRZY TWORZENIU KART KONTROLNYCH SHEWHARTA

Wykonano karty kontrolne wartości średniej oraz odchylenia standardowego dla założonych klas wytrzymałości: C25/30, C30/37 oraz C35/45. Karty wartości średniej (\bar{X}) zostały utworzone z wartości średnich z 15 podzbiorów zawierających po sześć wyników wytrzymałości. Karty odchylenia standardowego (s) zostały utworzone z wartości odchyleń standardowych tych podzbiorów. Obliczeń niezbędnych parametrów dokonano na podstawie wzorów:

- wariancja:
$$\sigma^2 = \frac{1}{n-1} \sum n_i (\bar{x}_i - \bar{x})^2 \text{ [MPa]} \quad (1)$$

gdzie: n – suma liczebności wszystkich klas, n_i – liczebność i – tej klasy obliczona w przedziale: $(x_{i1}; x_{i6}]$, \bar{x}_i – średnia wartość wytrzymałości na ściskanie i – tej klasy, \bar{x} – średnia arytmetyczna szeregu rozdzielczego

- odchylenie standardowe:
$$\sigma = \sqrt{\sigma^2} \text{ [MPa]} \quad (2)$$

- dolna linia tolerancji:

Założono, wartość dolnej linii tolerancji równą wartości wytrzymałości charakterystycznej betonu na ściskanie, czyli:
$$DLT = f_{ck, cube} \text{ [MPa]} \quad (3)$$

Norma [2] podaje, że wytrzymałość charakterystyczna betonu, jest to wartość wytrzymałości, poniżej której może znaleźć się 5% populacji wszystkich wyników badań betonu. Jest to więc kwantyl rozkładu rzędu 0,05 dla jednostronnego przedziału tolerancji. Przy wyznaczaniu granic tolerancji – górnej oraz dolnej założono dwustronny symetryczny przedział tolerancji: kwantyl rozkładu jest obustronnie równy i wynosi 0,025.

- linia centralna:
$$x_{\text{sr}} = DLT + u_{\alpha/2} \sigma \text{ [MPa]} \quad (4)$$

gdzie: $u_{\alpha/2}$ – współczynnik równy 1,96 (dla poziomu istotności $\alpha = 0,05$)

- górna linia tolerancji:
$$GLT = x_{\text{sr}} + u_{\alpha/2} \sigma \text{ [MPa]} \quad (5)$$

Przy obliczaniu linii kontrolnych także założono wartość współczynnika obliczeniowego na poziomie 1,96.

- dolna linia kontrolna dla średniej z wyników badań:
$$DLK = x_{\text{sr}} - u_{\alpha/2} \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \text{ [MPa]} \quad (6)$$

- górna linia kontrolna dla średniej z wyników badań: $GLK = x_{\bar{s}r} + u_{\alpha/2} \frac{\sigma}{\sqrt{n}}$ [MPa] (7)

- podział obszaru między linią centralną, a liniami kontrolnymi na trzy równe strefy:

$$\text{szerokość strefy} = (GLK - x_{\bar{s}r}) / 3 \text{ [MPa]} \quad (8)$$

Na wykres karty kontrolnej \bar{X} naniesiono linię centralną ($x_{\bar{s}r}$), linie kontrolne – górną (GLK) i dolną (DLK) oraz linie tolerancji – górną (GLT) oraz dolną (DLT), a także zaznaczono 15 punktów. Każdy punkt odpowiada wartości średniej z podzbioru składającego się z sześciu wartości wyników badań wytrzymałości betonu na ściskanie.

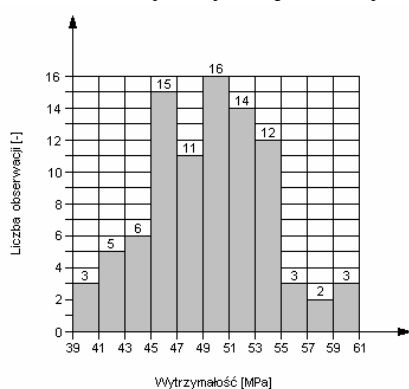
Na wykresie karty kontrolnej s zaznaczono 15 punktów. Każdy punkt odpowiada wartości odchylenia standardowego z danego podzbioru, składającego się z sześciu wartości wyników badań wytrzymałości betonu na ściskanie.

Wyniki obliczeń linii centralnej, linii kontrolnych oraz tolerancji, a także obliczenia stref kontrolnych dla poszczególnych klas betonu zestawiono w tabelicy 1.

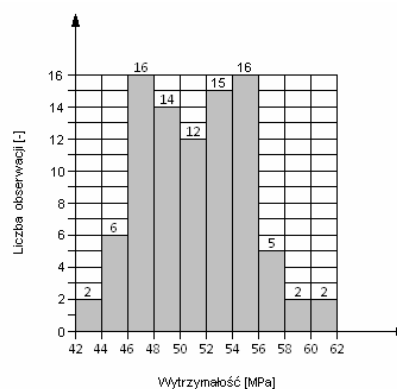
Tablica 1. Wyniki obliczeń linii centralnej, linii kontrolnych, linii tolerancji oraz stref kontrolnych dla poszczególnych klas betonu

Parametry		Klasa betonu			
		C 25/30	C 30/37	C 30/37	C 35/45
		MPa			
Wariancja	σ^2	21,11	16,60	21,11	11,43
Odchylenie standardowe	σ	4,59	4,07	4,59	3,38
Dolna linia tolerancji	DLT	30,00	37,00	37,00	45,00
Linia centralna	$x_{\bar{s}r}$	39,00	44,98	46,00	51,62
Górna linia tolerancji	GLT	48,00	52,96	55,00	58,24
Dolna linia kontrolna	DLK	35,33	41,72	42,33	48,92
Górna linia kontrolna	GLK	42,67	48,24	49,67	54,32
Podział obszaru między linią centralną, a liniami kontrolnymi na trzy równe strefy	A, B, C	1,223	1,087	1,223	0,900

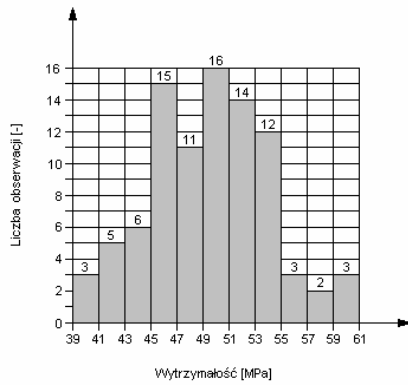
Na rys. 1 pokazano histogramy liczebności dla poszczególnych klas betonu, informujące jedynie o stochastycznym ujęciu wytrzymałości betonu na ściskanie, bez zależności czasowej.



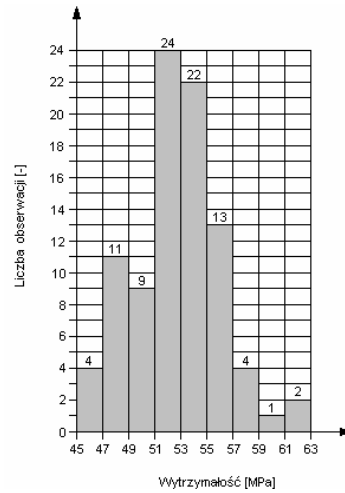
Histogram liczebności dla betonu klasy C25/30



Histogram liczebności dla betonu klasy C30/37



Histogram liczebności dla betonu klasy C30/37



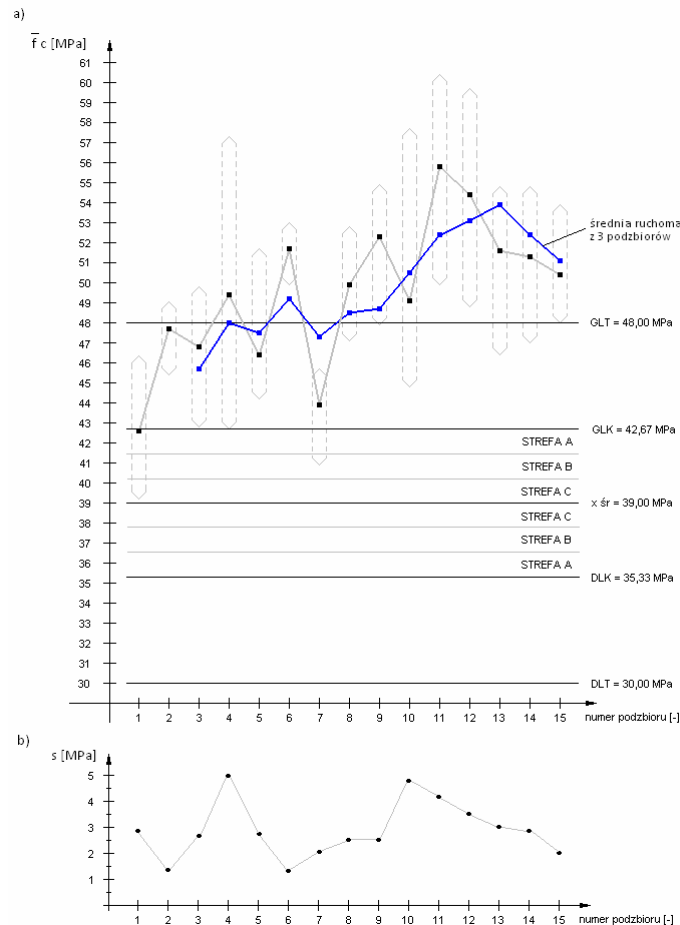
Histogram liczebności dla betonu klasy C35/45

Rys. 1. Histogramy liczebności dla poszczególnych klas betonu

3. PRZYKŁADY KART KONTROLNYCH DLA ANALIZOWANYCH KLAS BETONU

3.1 Karty kontrolne dla betonu klasy C25/30

Na rys. 2. przedstawiono karty kontrolne: a) wartości średniej, b) odchylenia standardowego



Rys. 2. Karty kontrolne dla betonu klasy C 25/30: a) wartości średniej - \bar{f}_c , b) odchylenia standardowego – s

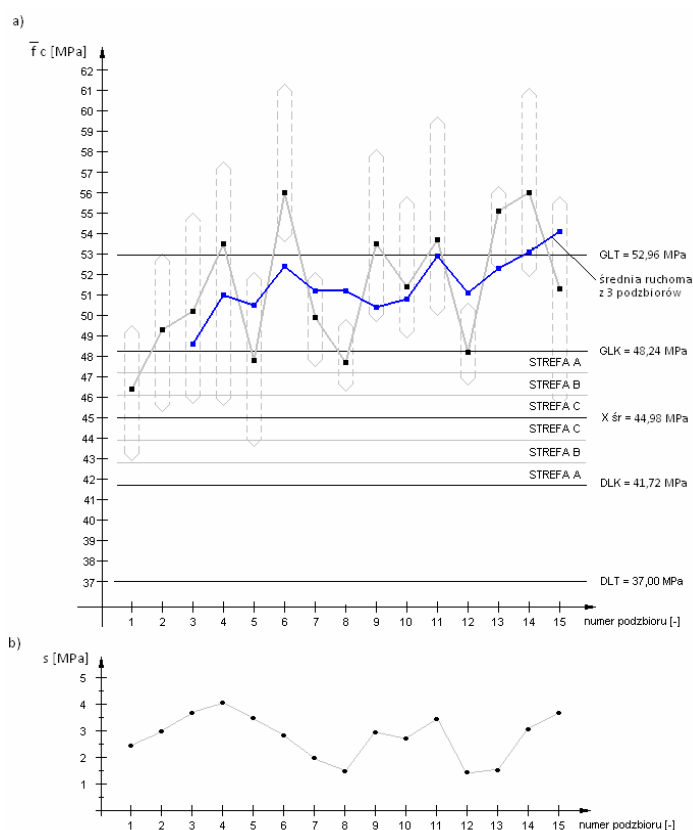
Analizując ułożenie punktów na wykresie \bar{X} , należy zauważyć, że 10 punktów leży powyżej górnej linii tolerancji (66,7%). Aż 14 punktów leży powyżej górnej linii kontrolnej (93,3%).

Z powyższych obserwacji wynika, że proces jest niestabilny. Kształt linii na wykresie jest charakterystyczny dla przebiegu kierunkowego wartości zmiennych (linie trendu). Według [4] może to wynikać min. z powodu zużycia sprzętu, braku odpowiedniego utrzymania sprzętu, szczególnie łopat betoniarki, przez wpływ temperatury (efekt sezonowości), z powodu zatrudnienia nowego personelu lub jego zmęczenia.

Analizując wykres karty kontrolnej s należy zauważyć, że wartości odchyłeń standardowych zaznaczonych punktów zawierają się w przedziale od 1,30 do 5,00 MPa. Przebieg wartości zmiennych s wykazuje dużą niestabilność.

3.2 Karty kontrolne dla betonu klasy C30/37

Na rys. 3. przedstawiono karty kontrolne: a) wartości średniej, b) odchylenia standardowego s.



Rys. 3. Karty kontrolne dla betonu klasy C 30/37: a) wartości średniej - \bar{X} , b) odchylenia standardowego - s

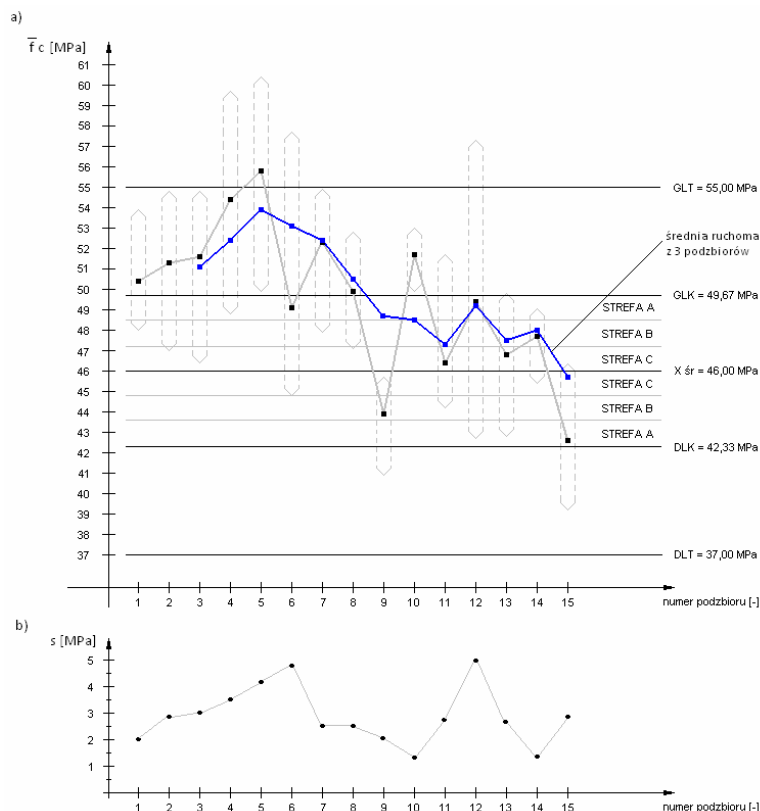
Analizując ułożenie punktów na wykresie \bar{X} , należy zauważyć, że 6 punktów leży powyżej górnej linii tolerancji (40,0%). Aż 11 punktów leży powyżej górnej linii kontrolnej (73,3%).

Z powyższych obserwacji wynika, że proces jest niestabilny. Kształt linii na wykresie wykazuje dużą zmienność położenia punktów. Według [4] istnieje kilka przyczyn takiego stanu rzeczy, min. niedostateczne mieszanie mieszanki betonowej, różnorodność mieszanych materiałów, nieregularne zachowanie automatycznych kontroli.

Analizując wykres karty kontrolnej s należy zauważyć, że wartości odchyłeń standardowych zaznaczonych punktów zawierają się w przedziale od 1,40 do 4,10 MPa. Przebieg wartości zmiennych s wykazuje dużą niestabilność.

3.3 Karty kontrolne dla betonu klasy C30/37

Na rys. 4. przedstawiono karty kontrolne: a) wartości średniej, b) odchylenia standardowego s.



Rys. 4. Karty kontrolne dla betonu klasy C 30/37: a) wartości średniej - , b) odchylenia standardowego s

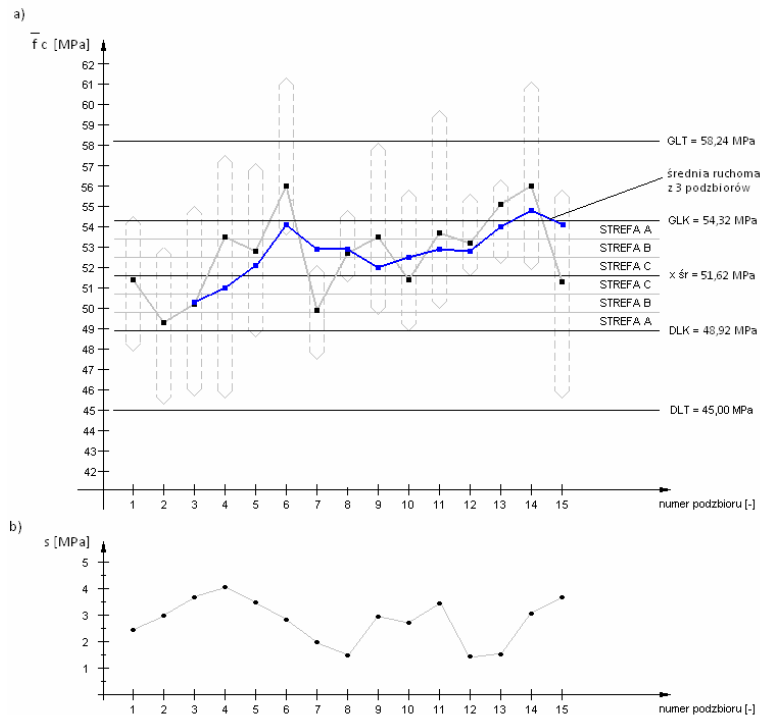
Analizując ułożenie punktów na wykresie \bar{X} , należy zauważyć, że tylko 1 punkt leży powyżej górnej linii tolerancji (6,7%). 8 punktów leży powyżej górnej linii kontrolnej (53,3%). W granicach górnej i dolnej linii kontrolnej znajduje się 7 punktów (46,7%). Poniżej dolnej linii kontrolnej nie znajduje się żaden punkt.

Z powyższych obserwacji wynika, że proces jest niestabilny. Kształt linii na wykresie jest charakterystyczny dla przebiegu kierunkowego wartości zmiennych (linie trendu). Według [4] może to wynikać min. z powodu zużycia sprzętu, braku odpowiedniego utrzymania sprzętu, szczególnie łopat betoniarki, przez wpływ temperatury (efekt sezonowości), z powodu zatrudnienia nowego personelu lub jego zmęczenia.


Analizując wykres karty kontrolnej s należy zauważyć, że wartości odchyłeń standardowych zaznaczonych punktów zawierają się w przedziale od 1,30 do 5,00 MPa. Przebieg wartości zmiennych s wykazuje dużą niestabilność.

3.4 Karty kontrolne dla betonu klasy C35/45

Na rys. 5. przedstawiono karty kontrolne: a) wartości średniej, b) odchylenia standardowego s.



Rys. 5. Karty kontrolne dla betonu klasy C 35/45: a) wartości średniej - , b) odchylenia standardowego - s

Analizując ułożenie punktów na wykresie , należy zauważyć, że 3 z 15 punktów znajduje się powyżej górnej linii kontrolnej (20,0%). Między górną, a dolną linią kontrolną leży pozostałe 12 punktów (80%).

Z powyższych obserwacji wynika, że proces jest niestabilny. Kształt linii na wykresie wykazuje dużą zmienność położenia punktów. Według [4] istnieje kilka przyczyn takiego stanu rzeczy, min. niedostateczne mieszanie mieszanki betonowej, różnorodność mieszanych materiałów, nieregularne zachowanie automatycznych kontroli.

Analizując wykres karty kontrolnej s należy zauważyć, że wartości odchyłeń standardowych zaznaczonych punktów zawierają się w przedziale od 1,40 do 4,10 MPa. Przebieg wartości zmiennej s wykazuje dużą niestabilność.

4. PODSUMOWANIE

Tradycyjna kontrola produkcji mieszanki betonowej oparta na wytycznych normowych, sprowadza się do wyznaczania parametrów wytrzymałościowych betonu – wartości średnich wytrzymałości oraz odchylenia standardowego z próby statystycznej, zawierającej wyniki wytrzymałości zbadanych próbek betonu. Ilość próbek, a co za tym idzie - ilość wyników, jest zwykle ograniczona i odnosi się do ustalonej normowo objętości wytworzonej mieszanki betonowej. Nie występuje tutaj przyporządkowanie pojedynczych wyników wytrzymałości do czasu produkcji, brakuje konkretnej daty zbadania próbek po 28 dniu dojrzewania, tworzących dany podzbiór. Wyznaczenie histogramów liczebności pozwala jedynie na statystyczną ocenę analizowanej próby. Karty kontrolne natomiast opierają się na stochastycznej ocenie zmienności wytrzymałości, czyli na powiązaniu wyników z czasem.

Wykres wartości średnich wytrzymałości betonu na karcie kontrolnej jest bardziej czytelny niż wykres z naniesionymi pojedynczymi wynikami wytrzymałości. Łatwiej więc kontrolować punkty z wartości średnich. Jednakże pojedynczy wynik, znacznie odbiegający od pozostałych w danym podzbiórze (bardzo niska lub bardzo wysoka wytrzymałość betonu), nie będzie widoczny. Dojdzie do pominięcia faktu wystąpienia nieprawidłowości, ponieważ

na wykresie \bar{X} , wartość punktu obrazującego średnią z tego podzbioru może być zbliżona do wartości punktów od pozostałych podzbiorów. Dlatego oprócz kart kontrolnych wartości średniej powinno się stosować równoległe karty kontrole odchylenia standardowego. Na karcie s znaczny skok wytrzymałości pojedynczego wyniku w podzbiorze automatycznie objawi się wysoką wartością punktu na wykresie, co będzie stanowiło jasny sygnał o wystąpieniu nieprawidłowości, a jednocześnie sygnał do podjęcia działań wyjaśniających przyczyny ich powstania.

Karty kontrolne umożliwiają obserwację występującego często zjawiska zawyżania wytrzymałości. Zjawisko to związane jest z obawami producentów o nieprzekroczenie założonych granic wytrzymałości najniekorzystniejszego wyniku zbadanych próbek betonu. Metoda kart kontrolnych sprawdza się przy robotach liniowych w budownictwie drogowym. Na przykład podzielone na określonych wymiarów pola betonowanej drogi można później skutecznie skontrolować pod względem wymaganej wytrzymałości. W założeniu próbki betonu pobrane z każdego pola będą stanowiły jeden podzbiór na karcie kontrolnej.

Karty kontrolne są praktycznym narzędziem kontroli procesu produkcji, umożliwiającym nadzór nad stabilnością procesu wytwarzania mieszanki betonowej. Celem ich stosowania w produkcji betonu jest poprawa parametrów wytrzymałościowych mieszanki, uzyskanie stabilnej produkcji spełniającej założone wymagania. Wiąże się to z koniecznością badania wytrzymałości na ściskanie próbek betonu po 28 dniach dojrzewania, pobieranych z określoną częstotliwością. Uzyskane wyniki, nanoszone systematycznie na kartę w kolejności chronologicznej, umożliwiają obserwację parametrów produkcji oraz kontrolę poprawności samych wyników. Poprzez analizę kształtu wykresu można wykryć nieprawidłowości w przebiegu procesu, dotrzeć do przyczyn ich powstawania, a następnie dokonać regulacji procesu. Niedoskonałością kart kontrolnych jest jednak wykrywanie niepożądanych zmian wytrzymałości betonu z opóźnieniem. Powoduje to z kolei opóźnienie podjęcia działań regulacyjnych.

PIŚMIENNICTWO

- [1] PN-ISO 8258:1996 Karty kontrolne Shewharta.
- [2] PN-EN 206-1:2003 Beton. Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
- [3] PN-EN 12350-1:2001 Badania mieszanki betonowej. Część 1: Pobieranie próbek.
- [4] Gebler S. H. Interpretation of Quality- Control Charts for Concrete Production. *ACI Materials Journal*, 4/1990.
- [5] Iwasiewicz A.: Statystyczna kontrola jakości w toku produkcji. Systemy i procedury. PWN, Warszawa 1985.
- [6] Jasiczak J. Kryteria kontroli stabilizacji wytrzymałości betonu na ściskanie określone metodami probabilistycznymi. WPP, Poznań 1992.

THE STRENGTH CONTROL OF THE CONCRETE HIGHWAY SURFACE BY USING SHEWHART'S CONTROL CHARTS

Summary

The idea of the application of control charts useful in the production of concrete for roads and highways was discussed. The types of control charts were identified. Examples of strength standard valuation and the use of control charts during concreting linear objects were presented.

Tadeusz KASPROWICZ¹
Wojskowa Akademia Techniczna

ANALIZA RYZYKA PRZEDSIĘWZIĘĆ BUDOWLANYCH

STRESZCZENIE

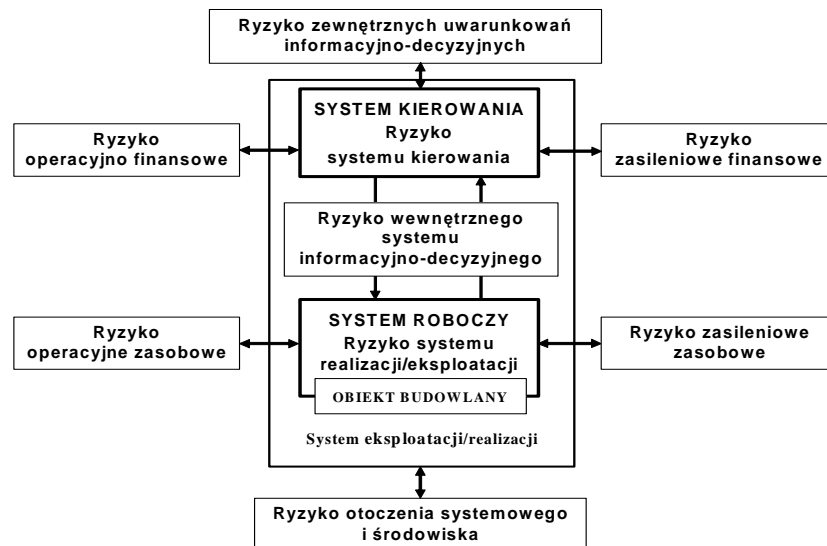
Analiza ryzyka prowadzona jest dla całego cyklu realizacji przedsięwzięcia budowlanego. Ocenia się efektywność ekonomiczną oraz ryzyko czasu i kosztów realizacji przedsięwzięcia. Miarą ryzyka czasu i kosztów jest prawdopodobieństwo przekroczenia określonych limitów czasu i kosztów, gdy przedsięwzięcie budowlane realizowane będzie zgodnie z opracowanym kosztorysem i wyznaczonym harmonogramem. Wyniki obliczeń przedstawia się na wykresach kontyngencji czasu i kontyngencji kosztów przedsięwzięcia.

Słowa kluczowe: przedsięwzięcie budowlane, efektywność, kontyngencja czasu i kosztów

1. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA RYZYKA

Przedsięwzięcie budowlane [1] to przygotowanie i realizacja robót budowlanych. Przedsięwzięcie budowlane rozpoczyna się od analizy potrzeb zamawiającego i użytkowników obiektu, a kończy rozliczeniem i zakończeniem wszystkich prac, przekazaniem obiektu do eksploatacji i rozwiązaniem struktur organizacyjnych związanych z realizacją przedsięwzięcia [1]. Po odbiorze i zakończeniu robót obiekt budowlany jest eksploatowany (użytkowany i utrzymywany) w celu zaspokojenia potrzeb zamawiającego i użytkowników [1]. W konkretnej sytuacji decyzyjnej wymagania i ograniczenia przygotowania i realizacji przedsięwzięcia budowlanego, czyli uwarunkowania realizacyjne, zależą od rodzaju obiektu, w tym od rozwiązań konstrukcyjnych, oraz technologii i organizacji systemu realizacji przedsięwzięcia, jego otoczenia systemowego i środowiska przyrodniczego (klimat, warunki gruntowo-wodne itp.). Wymagania i ograniczenia eksploatacji obiektu budowlanego, czyli uwarunkowania eksploatacyjne, zależą od konstrukcji obiektu oraz od technologii i organizacji systemu eksploatacji, jego otoczenia systemowego i środowiska przyrodniczego. Uwarunkowania realizacyjne i eksploatacyjne mogą mieć charakter losowy. Losowe oddziaływania w całym cyklu przygotowania i realizacji przedsięwzięcia budowlanego [1] generują ryzyko realizacyjne, czyli zagrożenie spełnienia przyjętych miarodajnych wymagań i ograniczeń realizacyjnych. Losowe oddziaływania w całym cyklu życia obiektu budowlanego [1] generują ryzyko eksploatacyjne, czyli zagrożenia spełnienia miarodajnych wymagań i ograniczeń eksploatacyjnych. Źródła i rodzaje ryzyka związane z procesem i systemem realizacji przedsięwzięcia budowlanego oraz procesem i systemem eksploatacji obiektu budowlanego przedstawiono rys. 1.

¹ tkasprowicz@wat.edu.pl

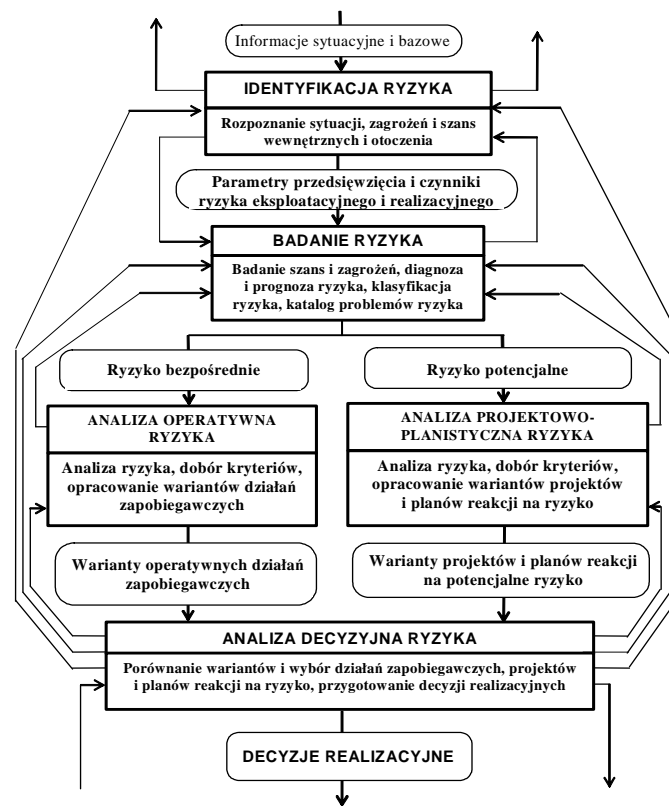


Rys. 1. Ryzyko przedsięwzięć budowlanych

2. IDENTYFIKACJA UWARUNKOWAŃ RYZYKA

2.1 Ogólne zasady identyfikacji ryzyka przedsięwzięć budowlanych

Identyfikacja ryzyka przedsięwzięć budowlanych powinna stanowić istotną część ogólnych analiz związanych z przygotowaniem i realizacją przedsięwzięcia budowlanego [1]. Jest to wieloetapowy proces iteracyjny (rys. 2).



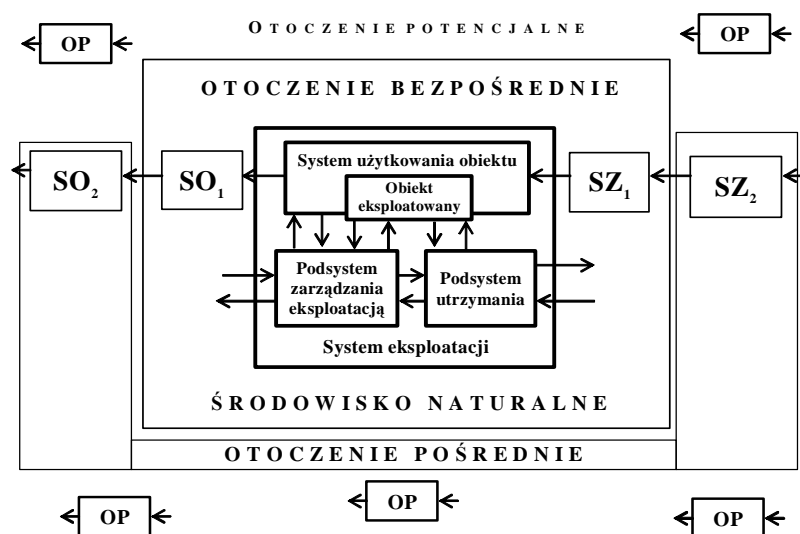
Rys. 2. Proces analizy ryzyka przedsięwzięć budowlanych

W procesie tym ryzyko realizacyjne analizowane jest w odniesieniu do cyklu realizacji przedsięwzięcia budowlanego, a ryzyko eksploatacyjne w odniesieniu do cyklu eksploatacji

obiektu budowlanego [1]. W procesie identyfikacji i analizy ryzyka przedsięwzięć budowlanych mogą być wykorzystane metody analizy efektywności ekonomicznej inwestycji rzeczowych [2, 3] ale niezbędne są także metody specjalizowane [4, 5, 6].

2.2 Identyfikacja ryzyka eksploatacyjnego

Ryzyko eksploatacyjne ma bardzo istotny wpływ na decyzje dotyczące realizacji przedsięwzięcia. Powinno być identyfikowane i analizowane w ramach studium techniczno-ekonomiczno-środowiskowego i precyzowane w ramach analizy i opracowania koncepcji projektowej lub programu funkcjonalno-użytkowego oraz projektu budowlanego [1]. Uwarunkowania ryzyka eksploatacyjnego zależą od rodzaju i funkcji obiektu oraz organizacji systemu eksploatacji, otoczenia systemowego i środowiska przyrodniczego (rys. 3).

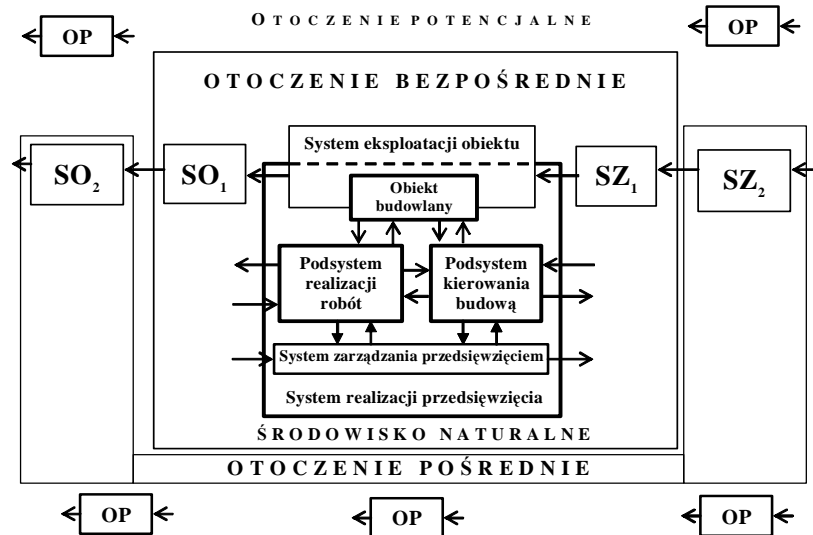


Rys. 3. Uwarunkowania ryzyka eksploatacyjnego: SZ – systemy zasilania, SO – systemy operacyjne

Identyfikacja ryzyka eksploatacyjnego jest ściśle związana identyfikacją kosztów i korzyści eksploatacji obiektu budowlanego oraz wartością stopy dyskontowej w całym prognozowanym okresie eksploatacji. Koszty i korzyści eksploatacji obiektów budowlanych produkcyjnych i obiektów nieprodukcyjnych (autostrady płatne, hotele itp.), dla których efekty eksploatacji mogą być bezpośrednio wyrażone wartościowo, są stosunkowo łatwe do określenia [2, 3]. Problemem jest horyzont i wiarygodność wyznaczenia poszczególnych wartości oraz sposób uwzględnienia ryzyka w stopie dyskontowej. Korzyści i koszty eksploatacji obiektów nieprodukcyjnych, których efekty eksploatacji nie dają się wprost wyrazić wartościowo (drogi, drogowe obiektu inżynierskie itp.) wymagają analizy społeczno-gospodarczej eksploatacji obiektów zbudowanych w ramach przedsięwzięcia. Chodzi o określenie korzyści i kosztów, które są uzyskiwane w systemie społeczno-gospodarczym jako wynik eksploatacji takich obiektów nieprodukcyjnych. Analiza sieci dróg zwykle prowadzona jest dla dwóch wariantów. Wariant pierwszy to sytuacja istniejąca (bezinwestycyjna). Wariant drugi to sytuacja prognozowana (inwestycyjna) po zbudowaniu określonych obiektów [4]. Dla obu wariantów określana jest praca przewozowa sieci i szacowane są koszty eksploatacji. Obliczane są koszty utrzymania – zarządzania, napraw, konserwacji, zapewnienia przejezdności itp., oraz koszty użytkowania, w tym koszty użytkowania pojazdów, koszty czasu użytkowników, koszty wypadków i koszty emisji toksycznych składników spalin. Korzyści eksploatacji obliczane są jako różnica kosztów utrzymania i użytkowania wariantu bezinwestycyjnego oraz koszty przygotowania i realizacji oraz utrzymania i użytkowania wariantu inwestycyjnego.

2.3 Identyfikacja ryzyka realizacyjnego

Ryzyko realizacyjne powinno być identyfikowane i analizowane w ramach studium techniczno-ekonomiczno-środowiskowego i precyzowane w ramach opracowania koncepcji projektowej lub programu funkcjonalno-użytkowego oraz projektu budowlanego [1]. Uwarunkowania ryzyka eksploatacyjnego zależą od rodzaju i konstrukcji obiektu, organizacji systemu realizacji przedsięwzięcia, jego otoczenia systemowego i środowiska przyrodniczego (rys. 4).



Rys. 4. Uwarunkowania ryzyka realizacyjnego: SZ – systemy zasilania, SO – systemy operacyjne

W fazie studium techniczno-ekonomiczno-środowiskowego ryzyko realizacji może być identyfikowane zgodnie z ogólnymi zasadami analizy ryzyka budowlanych inwestycji rzeczowych [2, 3, 4]. W fazie opracowania koncepcji projektowej lub programu funkcjonalno-użytkowego analizowane są koszty realizacji całego przedsięwzięcia, w tym koszty zarządzania, koszty opracowania koncepcji lub planu funkcjonalno-użytkowego, koszty opracowania projektu i koszty robót na placu budowy. Uszczegółowienie tych analiz może być dokonane w fazie projektu budowlanego. Koszty szacowane w poszczególnych fazach są pewną prognozą o określonej dokładności [5]. Dlatego obarczone są ryzykiem przekroczenia. Również czas realizacji przedsięwzięcia, jako pewna prognoza realizacji w czasie (harmonogram), obarczony jest ryzykiem przekroczenia. Uwarunkowania ryzyka czasu i kosztów realizacji przedsięwzięcia mogą być opisane za pomocą stochastycznego modelu sieciowego, którego strukturę, parametry czasowe i kosztowe określa się analogicznie jak w metodzie PERT [6].

3. OCENA RYZYKA PRZEDSIĘWZIĘĆ BUDOWLANYCH

3.1 Ocena ryzyka w fazie studium techniczno-ekonomiczno-środowiskowego

Biorąc pod uwagę sposób analizy ryzyka w procesie decyzyjnym, można wyróżnić metody bezpośrednie i pośrednie oceny ryzyka przedsięwzięć budowlanych jako inwestycji budowlanych [2, 3]. W metodach bezpośrednich ryzyko uwzględnia się bezpośrednio w kryterium decyzyjnym, zgodnie z którym określa się opłacalność inwestycji. Do tego celu najczęściej wykorzystuje się metodę NPV, która jest powszechnie uznawana za teoretycznie najbardziej poprawną metodę bezwzględnej oceny efektywności ekonomicznej [2, 3].

Wśród metod bezpośrednich podstawowymi metodami są metoda granicznego okresu zwrotu

i metoda stopy zdyskontowanej z ryzykiem. W metodach pośrednich uwzględnia się dodatkowe informacje o poziomie ryzyka, które opisują warunki wystąpienia ryzyka, w tym możliwość jego zmniejszenia lub zwiększenia. Znaną metodą pośrednią jest metoda analizy wrażliwości.

Metoda granicznego okresu zwrotu uwzględnia ryzyko poprzez porównanie sumy zdyskontowanych przepływów dodatnich netto (+NCF_t) i sumy zdyskontowanych przepływów ujemnych netto (-NCF_t) w arbitralnie ustalonym granicznym okresie zwrotu (n_{gr}), którego długość jest mniejsza od okresu życia inwestycji (n). Wartość NPV_{gr} dla przepływów pieniężnych netto NCF_t generowanych przez inwestycję w okresie [0, n_{gr}] można oszacować za pomocą następujących formuł [2, 3]:

$$NPV_{gr} = \sum_{t=0}^{n_{gr}} \frac{NCF_t}{(1+k_{RF})^t} \text{ lub } NPV_{gr} = \sum_{t=0}^{n_{gr}} \frac{NCF_t}{(1+k_{WACC})^t} \quad (1)$$

gdzie:

k_{RF} – stopa dyskontowa oparta na rentowności inwestycji wolnej od ryzyka,

k_{WACC} – stopa dyskontowa oparta na historycznym poziomie średniego ważonego kosztu kapitału (czyli kapitału firmy, nie zaś analizowanej inwestycji).

Warunki opłacalności inwestycji określa wyliczona zgodnie z formułą (1) wartość NPV_{gr} dla przepływów pieniężnych netto w granicznym okresie zwrotu n_{gr}:

1. jeśli NPV_{gr} > 0 to inwestycja jest opłacalna, co oznacza, że może być realizowana,
2. jeśli NPV_{gr} = 0 to inwestycja jest neutralna, co oznacza, że może być realizowana,
3. jeśli NPV_{gr} < 0 to inwestycja jest nieopłacalna, co oznacza, że nie powinna być realizowana.

Metoda stopy zdyskontowanej z ryzykiem pozwala ocenić opłacalność inwestycji w zależności od wielkości ryzyka i stosunku inwestora do ryzyka. Ryzyko inwestycji szacuje się poprzez wprowadzenie w formule NPV stopy dyskontowej k_{RADR}, w której uwzględnia się premię za ryzyko. Im wyższe ryzyko, tym większa niechęć inwestora do realizacji inwestycji. Wyższe ryzyko może on zaakceptować jeśli uzyska wyższą stopę zwrotu. Wartość NPV_{RADR} z uwzględnieniem premii za ryzyko można obliczyć za pomocą formuły [2, 3]:

$$NPV_{RADR} = \sum_{t=0}^n \frac{NCF_t}{(1+k_{RADR})^t} \quad (2)$$

gdzie:

k_{RADR} = k_{RF} + r lub k_{RADR} = k_{WACC} + r

k_{RADR} – stopa dyskontowa uwzględniająca premię za ryzyko,

k_{RF} – stopa dyskontowa oparta na rentowności inwestycji wolnej od ryzyka,

r – procentowo wyrażona premia za ryzyko,

k_{WACC} – stopa dyskontowa oparta na historycznym poziomie średniego ważonego kosztu kapitału (czyli firmy, nie zaś analizowanej inwestycji).

Wartość NPV_{RADR} dla przepływów pieniężnych netto w okresie [0, n] z uwzględnieniem premii za ryzyko wyliczona zgodnie z formułą (2) określa warunki opłacalności inwestycji:

1. jeśli NPV_{RADR} > 0 to inwestycja jest opłacalna, co oznacza, że może być realizowana,
2. jeśli NPV_{RADR} = 0 to inwestycja jest neutralna, co oznacza, że może być realizowana,

3. jeśli $NPV_{RADR} < 0$ to inwestycja jest nieopłacalna, co oznacza, że nie powinna być realizowana.

Metoda analizy wrażliwości polega na badaniu wpływu potencjalnych wahań zmiennych inwestycji na poziom jej opłacalności. W analizie wrażliwości najczęściej wykorzystuje się metodę NPV. Jednak w tym przypadku w formule szacowania wartości NPV nie uwzględnia się premii za ryzyko inwestycji. Analiza wrażliwości polega na uzasadnionej zmianie wartości niezależnych zmiennych objaśniających formuły NPV i obliczaniu jej wartości dla nowych wartości tych zmiennych. Zmiana niezależnych zmiennych objaśniających o $x\%$ powoduje zmianę poziomu opłacalności inwestycji. W ten sposób można badać o ile zmieni się poziom opłacalności inwestycji, gdy wartość konkretnej niezależnej zmiennej objaśniającej zmieni się o $x\%$, najczęściej 1% lub 5%. Do oceny wrażliwości inwestycji stosuje się współczynnik wrażliwości w [2, 3]:

$$w = \frac{\frac{NPV_i - NPV_b}{NPV_b}}{\frac{Z_i - Z_b}{Z_b}} \quad (3)$$

gdzie: w – współczynnik wrażliwości NPV na jednoprocetową zmianę wartości zmiennej objaśniającej Z ,

Z_i – i -ta wartość zmiennej objaśniającej (np. $Z_i = 1,01 Z_b$ lub $Z_i = 0,99 Z_b$),

NPV_i – wartość NPV przy i -tej wartości zmiennej Z_i ,

Z_b – wartość bazowa zmiennej Z ,

NPV_b – wartość NPV dla zmiennej Z_b .

Obliczona wartość współczynnika w pozwala oszacować wpływ danej zmiennej objaśniającej na kształtowanie się opłacalności inwestycji. I tak [2, 3]:

1. jeśli w jest bardzo duże, analizowana zmienna objaśniająca ma duży wpływ na wartość NPV,
2. jeśli $w = 0$, analizowana zmienna objaśniająca nie wpływa na wartość NPV.

3.2 Ocena ryzyka w fazie koncepcji projektowej

W fazie opracowania koncepcji lub programu funkcjonalno-użytkowego analiza ryzyka dotyczy procesu przygotowania i realizacji przedsięwzięcia. Chodzi tu o określenie zagrożenia przekroczenia kosztów i czasu realizacji przedsięwzięcia. Identyfikowany powinien być cykl realizacji przedsięwzięcia [1] oraz parametry i charakterystyki kosztów i czasu poszczególnych operacji. Cykl ten można opisać i analizować za pomocą modelu sieciowego $S^T = \langle G, B, T, K \rangle$. Graf G opisuje realizowane operacje cyklu przedsięwzięcia budowlanego i ich współzależność. Funkcja B opisana na zbiorze wierzchołków grafu określa kolejne stany realizacji przedsięwzięcia. Funkcja T opisana na zbiorze łuków grafu określa oczekiwane czasy realizacji operacji. Funkcja K opisana na zbiorze łuków grafu określa oczekiwane koszty realizacji operacji. Wartości oczekiwane funkcji T i K dla każdej operacji mogą być obliczone analogicznie jak w metodzie PERT na podstawie oszacowanych wartości optymistycznych, najbardziej prawdopodobnych i pesymistycznych. Wartości te stanowią również podstawę analizy probabilistycznej sieci i wyznaczenia prawdopodobieństwo przekroczenia określonych limitów kosztów i czasu realizacji przedsięwzięcia, które przyjmuje się jako miarę ryzyka czasu i ryzyka kosztów przedsięwzięcia [6]. Ryzyko przekroczenia czasu i kosztów przedsięwzięcia dla różnych

wartości dyrektywnych, definiowane tu jako kontyngencja czasu i kontyngencja kosztów robót, można przedstawić na wykresach podobnie jak to przedstawiono poniżej na rys. 4 i rys. 5 dla ryzyka robót budowlanych [6].

3.3 Ocena ryzyka robót budowlanych w fazie projektu budowlanego

W fazie opracowania projektu budowlanego analiza ryzyka dotyczy przygotowania i realizacji robót budowlanych na placu budowy. Rozważane jest ryzyko przekroczenia różnych kosztów dyrektywnych, gdy dane roboty realizowane są przez określony zbiór zasobów realizacyjnych. W proponowanej koncepcji, na podstawie analizy projektu budowlanego, zgodnie z aktualnie obowiązującymi zasadami, opracowywany jest przedmiar robót i kosztorys inwestorski. Natomiast na podstawie analizy uwarunkowań realizacyjnych określone są oddziaływania losowe oraz ich wpływ na przebieg i wyniki robót budowlanych. Po analizie technologii robót budowlanych opracowany i analizowany jest model sieciowy

robót $S^T = \langle G, B, L \rangle$ i model zasobów dyspozycyjnych $\mathcal{E} = \{ \langle H^S, T, K \rangle, S^T \}$ [7].

W modelach tych graf G i funkcja B opisują przedmiarowane roboty budowlane i stan obiektu po wykonaniu określonych robót. Funkcja L opisana na zbiorze łuków grafu określa oczekiwaną liczbę jednostek przedmiarowanych robót. Wartość ta obliczana jest na podstawie wartości oszacowanych optymistycznych, najbardziej prawdopodobnych i pesymistycznych. Zbiór brygad roboczych H^S może realizować roboty budowlane S^T w oczekiwanym czasie T ponosząc oczekiwane koszty K . Oczekiwany czas i oczekiwane koszty robót wyznacza się po analizie wartości optymistycznych, najbardziej prawdopodobnych i pesymistycznych. Dla modelu S^T oraz wartości T i K za pomocą dowolnego pakietu programowego można wyznaczyć kosztorys i harmonogram robót $H = \langle G, B, T, K \rangle$. Ponadto, analiza sieci opisanej przez funkcje T i K pozwala analizować ryzyko czasu i kosztów realizacji robót budowlanych. Prawdopodobieństwo, że planowany czas $E[T^S]$ i planowane koszty $E[K^S]$ robót S^T przekroczą dowolne dyrektywne wartości czasu t^d i kosztów k^d można wyznaczyć za pomocą zależności:

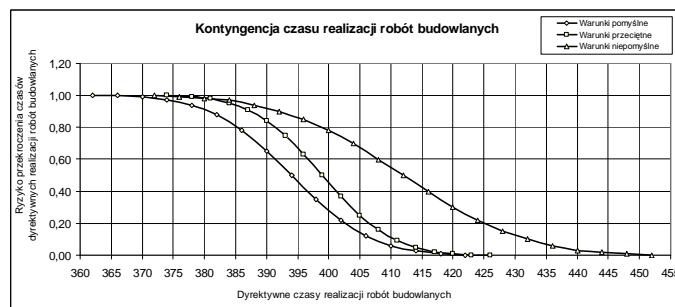
$$P[E[T^S] \geq t^d] = 1 - P[E[T^S] \leq t^d] \approx 1 - \Phi \left[\frac{t^d - E[T^S(E)]}{\sqrt{D^2[T^S(E)]}} \right] \quad (4),$$

$$P[E[K^S] \geq k^d] = 1 - P[E[K^S] \leq k^d] \approx 1 - \Phi \left[\frac{k^d - E[K^S(E)]}{\sqrt{D^2[K^S(E)]}} \right] \quad (5).$$

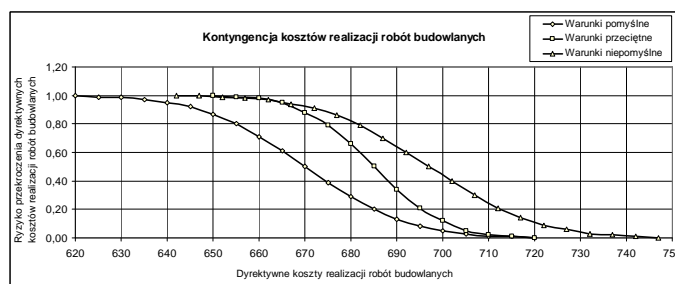
Obliczenia wartości $P[E[T^S] \geq t^d]$ i $P[E[K^S] \geq k^d]$ dla różnych wartości t^d i k^d pozwalają opracować wykres kontyngencji czasu i kosztów robót budowlanych (rys. 5, rys. 6).

4. PODSUMOWANIE

Analiza ryzyka przedsięwzięcia budowlanego zgodnie z prezentowaną koncepcją jest prosta i łatwa do określenia. Może być prowadzona za pomocą danych, które wykorzystywane są w planowaniu przedsięwzięć budowlanych. Metoda pozwala ilościowo ocenić ryzyko czasu i kosztów robót. Oczywiście realizacja przedsięwzięcia zależy od obliczonej wartości prawdopodobieństwa przekroczenia i skłonności lub awersji zamawiającego do ryzyka.



Rys. 5. Wykres kontyngencji czasu robót budowlanych - przykład



Rys. 6. Wykres kontyngencji kosztów robót budowlanych - przykład

PIŚMIENNICTWO

- [1] Kasprowicz T.: Proces analizy koncepcyjnej, projektowania, organizacji i realizacji przedsięwzięć budowlanych. Czasopismo Techniczne, nr 1-B/2010, Zeszyt 2.
- [2] Kurek W.: Metody oceny rzeczowych przedsięwzięć inwestycyjnych. Wydawnictwo Uniwersytetu Rzeszowskiego. Rzeszów, 2006.
- [3] Rogowski W.: Rachunek efektywności inwestycji. Oficyna Wolters Kluwer Business. Kraków 2008.
- [4] Infrastruktura drogowa – niebieska księga. Jaspers – Joint Assistance to Support Projects in European Regions. Warszawa, 2008.
- [5] Kasprowicz T.: Inżynieria przedsięwzięć budowlanych. ITE w Radomiu, Warszawa 2002.
- [6] Kasprowicz T.: Kontyngencja przedsięwzięć budowlanych. Biuletyn WAT, Vol. LIII, Nr 8, 2004 (str. 91 – 108, tabl. 1 – 5, rys. 1- 4).

CONSTRUCTION PROJECTS RISK ANALYSIS

Summary

Risk analysis is conducted for the whole life cycle of construction projects. The method allows for calculation the economic effectiveness as well as the risk of time overrun and the risk of cost overdraft of the projects execution. In order to evaluate the risk of time overrun and the risk of cost overdraft of the projects execution, the probability that the duration and the cost of the project execution will exceed specified limits is calculated. As the results of the analysis charts of time contingency and cost contingency of projects are plotted.

Risk analysis is conducted for the whole life cycle of construction projects. The method allows for calculation the economic effectiveness as well as the risk of time overrun and the risk of cost overdraft of the projects execution. In order to evaluate the risk of time overrun and the risk of cost overdraft of the projects execution, the probability that the duration and the cost of the project execution will exceed specified limits is calculated. As the results of the analysis charts of time contingency and cost contingency of projects are plotted.

Adam KRISTOWSKI¹
Łukasz MAJKOWSKI²
Politechnika Gdańska, PERI Polska Sp. Z o.o. Oddział Gdańsk

ORGANIZACJA BADAŃ POLIGONOWYCH BUDOWY WYBRANYCH SYSTEMÓW DESKOWAŃ

STRESZCZENIE

W artykule przedstawiono propozycję prowadzenia badań poligonowych dotyczących technologii i organizacji robót montażowych deskowań inwentaryzowanych (często nazywanych systemowymi). Autorzy swoje spostrzeżenia dotyczące organizacji badań opierają na praktycznym doświadczeniu, które zdobywają organizując i uczestnicząc w badaniach poligonowych budowy wybranych systemów deskowań. Wyniki badań posłużą do opracowania katalogów nakładów rzeczowych w ujęciu deterministycznym i niedeterministycznym wraz z autorskim oprogramowaniem implementacji prowadzonych badań.

Słowa kluczowe: budownictwo, technologia, organizacja, badania

1. WSTĘP

Poprzez deskowania inwentaryzowane rozumie się deskowania systemowe dostępne także na polskim rynku budowlanym. W artykule autorzy przedstawiają deskowania PERI, ze względu na to, że te systemy zostały przez nich poddane badaniom. Praktyka wykorzystania deskowań inwentaryzowanych, ugruntowała pozytywną opinię o ich wykorzystaniu, jako urządzeń formujących żelbetowe konstrukcje monolityczne. Ze względu na znaczny koszt jednostkowy stosowania przez wykonawców własnych lub wypożyczonych deskowań zachodzi potrzeba dokładnego oszacowania nakładów robocizny, transportu, montażu, demontażu i czyszczenia elementów deskowań inwentaryzowanych. W obecnym czasie rachunek ekonomiczny odgrywa coraz większą rolę w działalności przedsiębiorstw budowlanych. Każdy z wykonawców robót budowlanych jest zmuszony sam kalkulować własne nakłady robocizny montażu deskowań, ponieważ płaci głównie za ich wynajem. Kosztem zastosowania deskowań jest nie tylko koszt wynajęcia, ale także koszt transportu, montażu, demontażu, czyszczenia i ponownego transportu do składnicy. Chcąc wyjść naprzeciw zapotrzebowaniu uzyskania pełnej informacji wykonawców robót budowlanych dotyczącej wszystkich kosztów zastosowania deskowań, nawet tych niezależnych od

¹ e-mail: kristowski@pg.gda.pl

² e-mail: lukasz.majkowski@peri.pl

dostawców, podjęto próbę zbadania wymienionych procesów łącznie z nowoczesnym oprogramowaniem programów użytkowych będących wynikiem pracy autorów w sposób deterministyczny (tradycyjny) i niedeterministyczny. Prowadzone badania dotyczą technologii i organizacji budowy konstrukcji monolitycznych z wykorzystaniem deskowań systemowych i zostały ukierunkowane na weryfikację istniejących rozwiązań i poszukiwanie nowych, pozwalających „planować w sposób bezpieczny” szczególnie pod względem finansowym. Umożliwiają w znaczeniu poznawczym na doskonalenie opracowanej przez jednego z autorów metody planowania technologii i organizacji montażu elementów konstrukcyjnych w układzie deterministycznym i niedeterministycznym [6,7,8]. W aspekcie użytkowym prowadzą do licznych usprawnień praktycznych. Osiągnięto to poprzez połączenie wyników prowadzonych badań (rys. 1) z codzienną praktyką inżynierską autorów. Źródłem rzeczywistych i wiarygodnych informacji o przebiegu procesów transportowych, montażowych i pielęgnacyjnych deskowań są badania poligonowe prowadzone w skali naturalnej [3,5]. Istotą badań w skali naturalnej jest przygotowanie katalogów nakładów rzeczowych dla deskowań PERI, zarówno w układzie deterministycznym i niedeterministycznym. Istotne znaczenie mają także wnioski oparte na obserwacji i rejestracji sytuacji faktycznych, odnoszące się do stosowanych sposobów i metod prowadzenia robót budowlanych z wykorzystaniem deskowań systemowych. Stanowi to obiektywną informację i podstawę do analizy tych stanów pod względem jakościowym. Pozwala także użytecznie łączyć wiedzę i doświadczenie badającego oraz wykonawców, aby zestawić pozytywy i negatywy charakteryzujące badany przedmiot i jego składniki. W konsekwencji zamierza się doprowadzić do usprawnienia projektowania i wykonawstwa technologii i organizacji budowy konstrukcji monolitycznych z zastosowaniem deskowań systemowych. Jak pokazują dotychczasowe ustalenia, efekty wprowadzania usprawnień wynikających z wniosków badawczych wymagają na ogół niewielkich nakładów przy wymiernych korzyściach finansowych nie tylko dla dostawcy na plac budowy deskowań, ale przede wszystkim dla wykonawców robót monolitycznych.

Umiejętne korzystanie z wyników badań w postaci rzetelnie opracowanych katalogów nakładów rzeczowych powinno umożliwić planowania technologii i organizacji budowy obiektów przy użyciu deskowań inwentaryzowanych, szczególnie jeżeli chodzi o opracowanie kosztorysów i harmonogramów robót budowlanych. Planowanie budowy realizowanej w zmiennych i często ekstremalnych warunkach, jakie występują przy budowie konstrukcji monolitycznych, musi także uwzględniać ryzyko wynikające np. z niedotrzymania czasu realizacji budowy obiektu. To między innymi wymusza potrzebę opracowania nakładów rzeczowych także w układzie niedeterministycznym, co można zrealizować najlepiej poprzez badania poligonowe w skali naturalnej.

2. PRZEDMIOT, CEL I ZAKRES BADAŃ DOTYCZĄCYCH OPRACOWANIA KATALOGÓW NAKŁADÓW RZECZOWYCH W UKŁADZIE NIEDETERMINISTYCZNYM

Poniżej przedstawiono przykładowy formularz używany podczas badań nakładu czasu montażu wybranej konstrukcji deskowań PERI (p 2.1.). Przedmiotem badań poligonowych jest w głównej mierze technologia budowy deskowań, schemat i jakość organizacji pracy zastosowany przez wykonawcę, warunki atmosferyczne występujące podczas montażu i demontażu konstrukcji. Podporządkowane jest to pomiarom rzeczywistego czasu pracy, i wielkości nakładów niezbędnych na wykonanie konkretnej konstrukcji deskowania. Po zebraniu odpowiedniej ilości pomiarów następuje obróbka statystyczna ich wyników, niezbędna do opracowania katalogów w układzie deterministycznym i niedeterministycznym zgodnie z algorytmem podanym na rys. 2. Algorytm ten opracowano wykorzystując

własności Centralnego Twierdzenia Granicznego [2], tzn., że „przy bardzo ogólnych założeniach, w miarę jak liczba zmiennych losowych będących składnikami sumy staje się wielka, rozkład sumy tych zmiennych przybliża się do rozkładu normalnego”. Stwierdzenie to jest prawdziwe, jeżeli żadna ze zmiennych nie dominuje nad pozostałymi, a zmienne są niezależne (w tym konkretnym przypadku niezależne od siebie). Pozwala to obliczyć całkowity czas montażu deskowań wykorzystując czynności składowe wg zależności:

$$X^c = \sum_{j=1}^J X_j \quad (1)$$

gdzie: X^c – całkowity czas montażu,
 X_j – j -ta zmienna losowa czasu trwania czynności montażowej $j = 1, 2, \dots, J$.

2.1 Formularz używany podczas badań czasu montażu wybranego systemu deskowań

Tablica 1. Element żelbetowy – ściana żelbetowa (system PERI TRIO fot.1 i 2)

Kolejny pomiar czasu [x_i]	x_1 [min]	x_2 [min]	x_3 [min]	x_4 [min]	x_5 [min]	x_6 [min]	x_7 [min]	x_8 [min]
Czynność								
Ustawienie, rektyfikacja								
Rozdeskowanie								
Pow. zadeskowania [m ²]								
Wysokość deskowania								
Pomosty rob. (T lub N)								
Stan składowania								
Element								
Czynniki wpływające na pomiar:								
Atmosferyczne								
Temperatura:								
Opady:								
Siła wiatru:								
Nasłonecznienie:								
Pora roku (W,L,J,Z)								
Inne								
Przyg. wykonawcy								
Dźwig (T lub N)								
Inne zakłócenia								

- 1) Ustawienie, rektyfikacja – ustawić w pionie płytę deskowania, przypiąć głowicę zastrzału i przypiąć zastrzał z rozporą, dostawić kolejne płyty przypinając je zamkami (ew. ryglami), przypiąć kolejne zastrzały z rozporami, zamontować pomosty robocze. Po wykonaniu zbrojenia ściany dostawić płyty zamykające deskowanie, spiąć całe deskowanie ściągamami z nakrętkami, rektyfikacja. W razie wątpliwości postępować zgodnie z DTR (Dokumentacja Techniczno Ruchowa).
- 2) Rozdeskowanie – odkręcić nakrętki i wyjąć ściągi, przypiąć hak transportowy, odbić zamki i odsłonić od betonu płytę deskowania (lub segment). Deskowanie wyczyścić z pozostałości betonu, dokonać przeglądu powierzchni, zabezpieczyć płynem antyadhezyjnym oraz przemieścić w kolejne miejsce eksploatacji lub przygotować do zwrotu zgodnie z wytycznymi PERI. W razie wątpliwości postępować zgodnie z DTR.
- 3) Stan składowania:
 - a) 1 - W paletach – bezpośrednio po dostawie,
 - b) 2 – Spięty w całość – gotowy do kolejnego ustawienia.
- 4) Element (stosowane symbole zgodne z DTR):
 - a) 1 – ściana prosta, długość odcinka prostego min. 20mb,
 - b) 2 – ściana prosta, na odcinku prostym min. 10mb odchodzi kolejna ściana,

- c) 3 – ściana małej klatki schodowej lub szybu windowego,
 - d) 4 – ściana łukowa, deskowanie „po cięciwie”,
 - e) 5 – ściana ustawiana i rektyfikowana na pomostach roboczych (FB, KG, CB lub SKS),
 - f) 6 – deskowanie jednostronne, ustawiane przy pomocy kozłów SB,
 - g) 7 – deskowanie przyczółków mostowych,
 - h) 8 – deskowanie fundamentów,
 - i) 9 – deskowanie innych elementów nietypowych, (jakich?..).
- 5) Temperatura:
- a) 1 – temperatura poniżej -10°C
 - b) 2 – temperatura -10°C do 0°C
 - c) 3 – temperatura 0°C do 15°C
 - d) 3 – temperatura 15°C do 30°C
 - e) 4 – temperatura powyżej 30°C .
- 6) Opady:
- a) 1 – bez opadów,
 - b) 2 – kropli, mżawka, mgła,
 - c) 3 – deszcz, bez ograniczenia widoczności,
 - d) 4 – ulewa, ewentualna burza,
 - e) 5 – śnieg, bez ograniczenia widoczności,
 - f) 6 – śnieżycyca, ograniczona widoczność.
- 7) Siła wiatru:
- a) 1 – bez wiatru,
 - b) 2 – lekki wiatr, ledwo odczuwalny,
 - c) 3 – silniejszy wiatr, możliwa praca żurawia.
- 8) Nasłonecznienie:
- a) 1 – słońce całkowicie za chmurami,
 - b) 2 – słońce przebija się zza chmur,
 - c) 3 – bezchmurne niebo.
- 9) Przygotowanie wykonawcy (podać skład ilościowy osób zatrudnionych):
- a) 1 – wykonawca montuje system pierwszy raz, nigdy nie słyszał o systemie,
 - b) 2 – montował w przeszłości 2-3 razy,
 - c) 3 – doświadczony, doskonale zna system.



Fot.1 Deskowanie ramowe TRIO
z pomostami tradycyjnymi [4]



Fot. 2 Deskowanie ramowe TRIO
z pomostami systemowymi [4]

10) Inne zakłócenia:

- a) 1
- b) 2
- c) 3

Dodatkowo do formularza dołączony jest katalog systemowy Peri, Dokumentacja Techniczno-Ruchowa.

2.2 Zasadnicze cele badań:

- a) opracowanie bazy danych nakładów czasu pracy deterministycznych i niedeterministycznych w zależności od występujących i zdefiniowanych warunków zewnętrznych,
- b) opracowanie „vademecum” dotyczącego planowania realizacji budowy z wykorzystaniem deskowań systemowych w zmiennych warunkach realizacji budowy,
- c) weryfikacja na drodze doświadczalnej metod projektowania technologiczno – organizacyjnego zastosowania wybranych systemów deskowań,
- d) opracowanie reguł heurystycznych wpływu warunków zewnętrznych na wartość czasu pracy brygad roboczych podczas prac ciesielskich.

3. WYBRANE ASPEKTY ORGANIZACJI BADAŃ

Jakość metod stosowanych w procesie podejmowania decyzji budowy obiektu budowlanego jest rezultatem umiejętności poszukiwania optymalnych rozwiązań technologiczno – organizacyjnych [1,5].

Koniecznym staje się podczas badań zebranie odpowiedzi na pytania:

- w jaki sposób dokonano wyboru rozwiązań konstrukcyjnych, technologicznych i organizacyjnych przyjętych przez projektanta i wykonawcę?
- jak przebiegały w czasie poszczególne działania, operacje i czynności?
- jak wykorzystywany jest czas roboczy i czym spowodowane są straty i przestoje?
- jakie nakłady poniósł realizator i jakie osiągnął efekty w poszczególnych procesach budowy?

Przygotowanie badań poligonowych, ich programowanie nie może się obyć bez prawidłowej diagnozy, czyli rozpoznania stanu rzeczy i tendencji rozwojowych na podstawie występujących objawów i znajomości ogólnych prawidłowości. Zawsze jednak w badaniach poligonowych należy pamiętać o następujących ograniczeniach [3]:

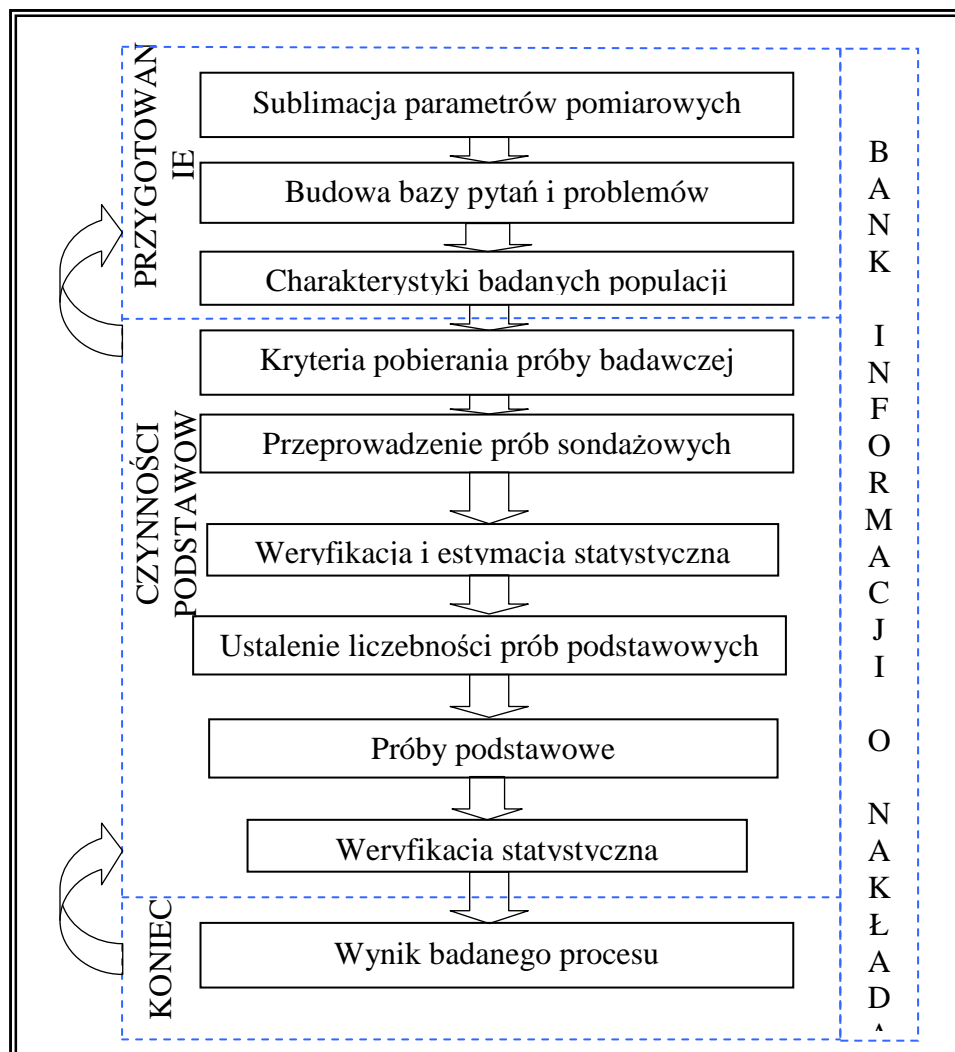
- jak badać by nie zakłócać realizowanych procesów budowlano – montażowych,
- jak badać by nie popełniać błędów,
- jak odróżniać tło badań i eliminować zmiany,
- jak gromadzić zasoby informacji,
- jak weryfikować wyniki badań.

4. OCZEKIWANE EFEKTY PROWADZONYCH BADAŃ

Ze względu na losowy charakter czasu procesów budowlanych, działania produkcyjne w budownictwie w większości sytuacji powinny być planowane w sposób niedeterministyczny, tzn. że nie ma współzależności zjawisk i nie ma jednoznacznie wyznaczonych warunków w jakich występują. Można je zapisać nie w postaci sztywnej, ale np. w postaci przedziału rozwiązań wynikających z charakteru zjawisk losowych. Założenie o determinizmie jest możliwe, gdy zjawiska losowe można wyeliminować lub w istotny sposób ograniczyć ich negatywny wpływ na przebieg i ogólną efektywność procesu budowy. Sposób eliminacji zjawisk towarzyszących procesowi budowy zależy między innymi od otoczenia w jakich występują, oraz charakterystyki wykonawcy [5,6]. Ważną rolę odgrywają metody stosowane w procesie projektowania, które warunkują elastyczność, niezawodność, realność i wrażliwość na zakłócenia, poprzez opracowanie i wybór technologii i organizacji procesów budowlanych. Ogólnie można stwierdzić, że niedeterministyczny charakter czasu

budowy obiektów budowlanych zależy przede wszystkim od: wielkości i rodzaju robót budowlanych, warunków zewnętrznych i wewnętrznych związanych z jego realizacją oraz metod projektowania stosowanych w budownictwie.

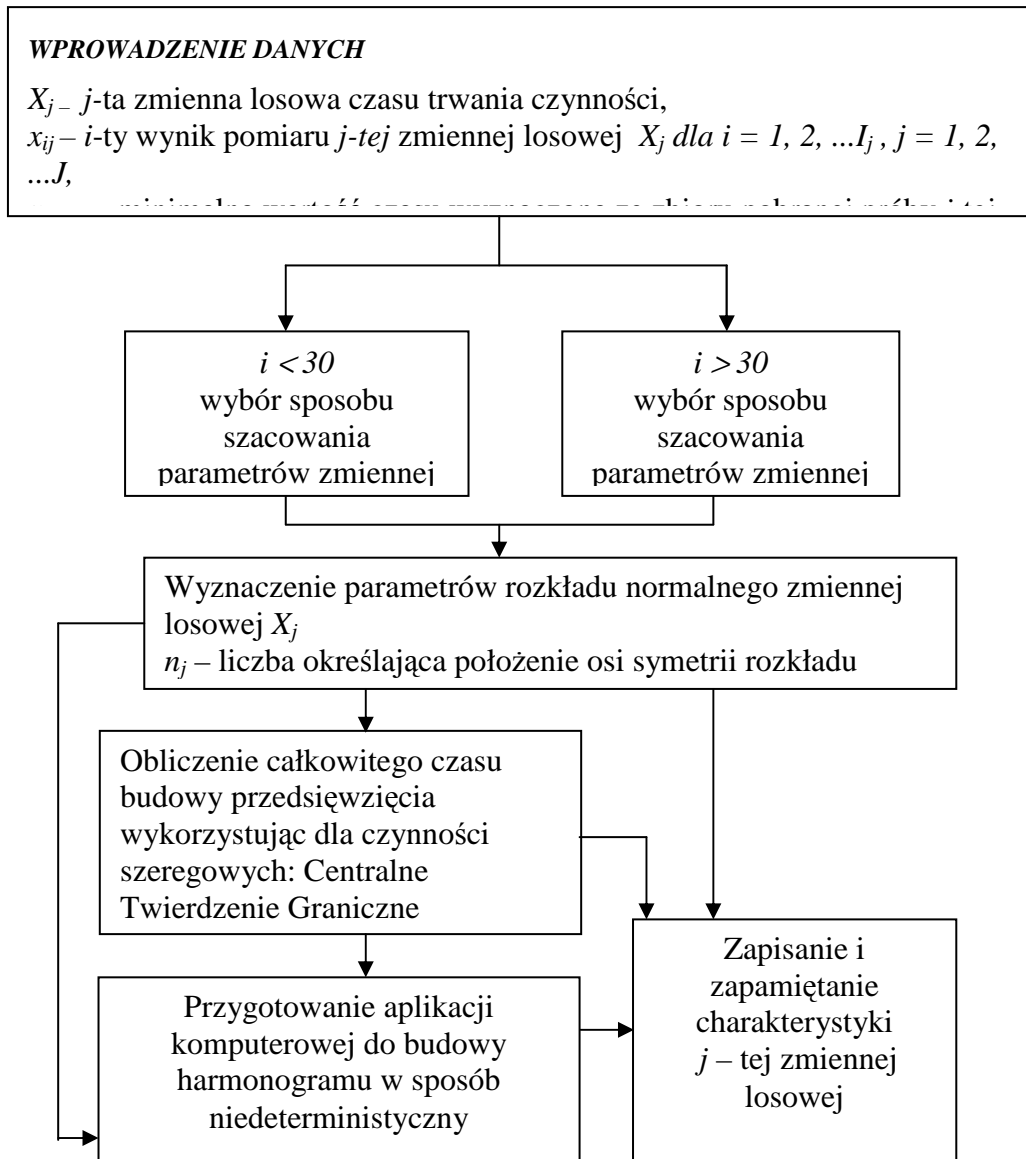
Jakość planowania odnosząca się do rozwiązań deterministycznych zależy od wielu czynników, których przeważnie w harmonogramie nie uwzględnia się. Są to - rodzaj i ilość dyspozycyjnych zasobów, kwalifikacje ludzi i ich dyscyplina zawodowa, sprawność i niezawodność dostępnych narzędzi i maszyn, wpływ otoczenia prowadzonych robót budowlanych, warunki atmosferyczne i losowość zdarzeń samych w sobie. Wpływ oddziaływania czynników losowych na przebieg robót budowlanych powinien być uwzględniany już na etapie projektowania przebiegu budowy [2]. Pomijanie tego wpływu powoduje znaczną wrażliwość harmonogramów budowlanych na ich częstą dezaktualizację.



Rys. 1 Diagram statystycznej analizy wyników badań w celu budowy katalogów nakładów rzeczowych w układzie niedeterministycznym

W przypadku przedsięwzięć prostych w realizacji i planowaniu, harmonogram opracowuje się na podstawie prostych obliczeń, przy wykorzystaniu odpowiednich norm, z podaną wielkością nakładów. Istnieje obecnie stosunkowo dużo komputerowych systemów wspomagających harmonogramowanie (Planista, MS Project, Power Project, Primavera, Pertmaster, Predict). Systemy te usprawniają proces organizacji robót, jednak opracowane na ich podstawie harmonogramy bez wariantowanej, co do pewności bazy nakładów rzeczowych, podają wyniki końcowe dalekie od zadowalających. Dlatego sądzi się, że

niezbędnym jest rozpoczęcie prac badawczych i wdrożeniowych nad opracowaniem strategii planowania, uwzględniającej losowy charakter czasu wykonywania procesów budowlanych.



Rys. 2 Schemat algorytmu budowy harmonogramu z deterministycznym układem planowania czasu budowy

Uważa się, że harmonogram w układzie niedeterministycznym budowany na podstawie algorytmu zgodnie z rys. 2 (gdzie nakłady podawane będą np. w formie przedziałów z wyróżnioną wartością oczekiwaną) pozwoli zminimalizować błędy planowania odnoszące się do czasu zakończenia robót. Pozwoli na podanie wyników końcowych ze znanym prawdopodobieństwem, co ma ogromne znaczenie np. przy realizacji procesów budowlanych tworzących tzw. ścieżkę krytyczną, bądź zdeterminowanych czasem wykonania. Powinien być narzędziem minimalizacji kosztów i eliminacji błędów.

5. WNIOSKI

Przeprowadzone dotychczas badania poligonowe nad technologią i organizacją zastosowania deskowań inwentaryzowanych, upoważniają autorów do sformułowania następujących stwierdzeń i wniosków:

- projektowanie, planowanie i przebieg procesów budowlanych wymaga stałego doskonalenia. Na podstawie wyników badań należy tworzyć koncepcję sprawnego funkcjonowania tych procesów, także w oparciu o techniki komputerowe,
- współczesne rozumienie problematyki sprawnego funkcjonowania w budownictwie wymaga poniesienia nakładów na ciągły proces badań w tym kierunku, co powinno się przełożyć na osiągnięcie dobrego wyniku finansowego dostawcy deskowań i wykonawcy robót budowlanych,
- obecnie podczas projektowania rzadko uwzględnia się zakłócenia losowe występujące podczas realizacji procesów budowlanych. Przekłada się to w wielu przypadkach na występowanie niepowodzeń realizacyjnych wykonawcy a pośrednio i inwestora. Wyniki badań powinny zmienić istniejący stan rzeczy, co do jakości oczekiwanych wyników końcowych,
- wykrywanie, umiejscowienie i sprecyzowanie nadmiernych uciążliwości i zakłóceń w technologii i organizacji w trakcie budowy pozwala weryfikować istniejące rozwiązania oraz wdrażać nowe racjonalne metody i techniki budowy w oparciu o szeroko rozumiane metody optymalizacyjne.

PIŚMIENNICTWO

- [1] Praca zbiorowa pod redakcją H. Bałucha „Budownictwo komunikacyjne”, WAT, 2001, (str.335-341).
- [2] Jaworski K.M.: „Metodologia projektowania realizacji budowy”, PWN 2009, (str.262–342).
- [3] Jarzyna J.R., Jakubowski G. Kristowski A. „Wybrane aspekty badań poligonowych budowy mostów tymczasowych”, XI Międzynarodowa Konferencja Naukowo – Techniczna Inżynierii Wojskowej, Warszawa-Rynia, listopad 2000, (tom 1, str. 133-145).
- [4] www.peri.pl.pl
- [5] Kowalczyk Z., Zabielski J.: Kosztorysowanie i normowanie w budownictwie, WSiP 2005, (str. 15-54).
- [6] Kristowski A., „Bezpieczeństwo planowania budowy z uwzględnieniem ryzyka, niepewności i zakłóceń”, Przegląd Budowlany Nr 4, kwiecień 2005.
- [7] Kristowski A., A concept of an application to plan the time lines of building selected bridge structures, Computer systems aided science and engineering work in transport, mechanics and electrical engineering, Technical University of Radom Faculty of Transport, Radom, 2008, (str. 329-335).
- [8] Kristowski A. Koncepcja algorytmu generowania zakłóceń w procesie planowania budowy, Logistyka nr 6/2009.

ORGANIZATION OF RESEARCH SOME FORMWORK SYSTEMS

Summary

The article presents a proposal of conducting field research related to technology and organization of inventoried formwork assembly works (often called ‘system’). The authors have based their observations on their practical experience which they gained by organizing and participating in field research of some formwork systems. The research results will be used to create unit pricing catalogues in a deterministic and non-deterministic way including the authors’ software implementation of the conducted research.

Janusz KULEJEWSKI¹
Nabi IBADOV²
Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Lądowej

METODA OCENY DOTRZYMANIA TERMINU REALIZACJI BUDOWY W WARUNKACH NIEPRECYZYJNEGO FORMUŁOWANIA DANYCH PLANISTYCZNYCH

STRESZCZENIE

W referacie przyjęto założenie, że nieprecyzyjnie określone czasy wykonania robót i ograniczenie czasu na realizację budowy są modelowane przez liczby rozmyte. Przedstawiono metodę oceny dotrzymania nieprecyzyjnie określonego ograniczenia czasu z wykorzystaniem miary probabilistycznej i koncepcji α -przekrojów liczby rozmytej. Praktyczne zastosowanie przedstawionej metody zilustrowano na przykładzie liczbowym.

Słowa kluczowe: czas realizacji budowy, nieprecyzyjność danych, prawdopodobieństwo

1. WSTĘP

Warunki realizacji przedsięwzięć budowlanych są niepowtarzalne. Dlatego, dane do sporządzenia harmonogramu budowy charakteryzują się różnym poziomem niepewności ustaleń o źródłach i intensywności oddziaływania różnorodnych czynników, wpływających na czasy wykonania robót. Współcześnie, można wyróżnić dwa kierunki rozwoju metod sporządzania harmonogramu budowy o niepewnych warunkach realizacji. Pierwszy kierunek obejmuje metody stochastyczne. W metodach tych przyjmuje się założenie, że planista zna czasy wykonania danej roboty budowlanej dla optymistycznego, pesymistycznego i najbardziej prawdopodobnego scenariusza wystąpienia określonych czynników. Na tej podstawie, wyznacza się rozkład prawdopodobieństwa zmiennej losowej czasu wykonania roboty. Drugi kierunek obejmuje metody sporządzania harmonogramu z wykorzystaniem teorii zbiorów rozmytych. W metodach tych uwzględnia się, że doświadczony planista często jest w stanie przewidzieć przybliżony scenariusz wystąpienia określonych czynników oraz ich przybliżone skutki. W tym przypadku, czas wykonania danej roboty nie jest zmienną losową, lecz wielkością określoną nieprecyzyjnie (na przykład: „od siedmiu do dziewięciu dni”). Z kolei, ograniczenie czasu na realizację budowy jest formułowane w umowie przez wskazanie pożądanego czasu tdp (ang.: „due-to time”) oraz czasu tndp, którego przekroczenie skutkuje odstąpieniem zamawiającego od umowy (ang.: „deadline”). Wynika stąd rozkład

¹ j.kulejewski@il.pw.edu.pl

² n.ibadov@il.pw.edu.pl

preferowanych przez zamawiającego wartości czasu wykonania robót. Nieprecyzyjnie ustalone dane planistyczne można oczywiście uśrednić. Oznacza to jednak świadomą rezygnację z części informacji, które mogą mieć duże znaczenie przy podejmowaniu decyzji, [1]. Alternatywą jest wykorzystanie teorii zbiorów rozmytych do modelowania nieprecyzyjnie ustalonych danych do sporządzenia harmonogramu, [2], [3]. Na podstawie teorii zbiorów rozmytych, opracowano również metodę oceny ryzyka harmonogramu z wykorzystaniem stopnia konieczności i stopnia możliwości dotrzymania rozmytego ograniczenia czasu realizacji przedsięwzięcia, [4], [5], [6]. Wynik takiej oceny jest jednak uzależniony od optymizmu lub pesymizmu osoby sporządzającej harmonogram. W niniejszym referacie, do neutralizacji oceny poziomu dotrzymania rozmytego ograniczenia czasu przeznaczonego na realizację budowy wykorzystano miarę probabilistyczną, w powiązaniu z koncepcją α -przekrojów liczby rozmytej. Przedstawiono również przykład liczbowy, wykazujący zgodność uzyskanych wyników oceny z wynikami oceny dokonywanej z wykorzystaniem symulacji.

2. WYBRANE ELEMENTY TEORII ZBIORÓW ROZMYTYCH

Obszarem rozważań w teorii zbiorów rozmytych jest pewna niepusta przestrzeń \mathbf{X} , będąca zbiorem nierozmytym. Wyodrębniony w tej przestrzeni zbiór A jest rozmyty wtedy, gdy poszczególne elementy $x \in \mathbf{X}$ należą do tego zbioru z odpowiednim stopniem przynależności μ , [7]. Liczbą rozmytą jest normalny i wypukły zbiór rozmyty $A \subseteq \mathbf{R}$, którego funkcja przynależności $\mu_A(x)$ jest przedziałami ciągła, [8]. Dla modelowania nieprecyzyjności często wykorzystuje się trapezowe liczby rozmyte w postaci $A = (a_1, a_2, a_3, a_4)$, gdzie $0 \leq a_i \leq a_{i+1}$, $i = 1, 2, 3$. Sumę trapezowych liczb rozmytych i maksimum trapezowych liczb rozmytych ustala się następująco [9]:

$$A \oplus B = (a_1 + b_1, \dots, a_4 + b_4) \quad (1)$$

$$\max\{A, B\} = (\max\{a_1, b_1\}, \dots, \max\{a_4, b_4\}) \quad (2)$$

Z kolei, α -przekrojem zbioru rozmytego $A \subseteq \mathbf{X}$ nazywa się następujący zbiór nierozmyty A^α , [8]:

$$A^\alpha = \{x \in \mathbf{X} : \mu_A(x) \geq \alpha\}, \quad \forall_{\alpha \in [0,1]} \quad (3)$$

Każdy zbiór nierozmyty A^α można przedstawić w postaci liczby przedziałowej $[a_L^\alpha, a_U^\alpha]$, gdzie:

$$a_L^\alpha = \inf_{x \in \mathbf{R}}(A^\alpha), \quad a_U^\alpha = \sup_{x \in \mathbf{R}}(A^\alpha) \quad (4)$$

Do porównania trapezowych liczb rozmytych A i B można wykorzystać pojęcie stopnia możliwości oraz stopnia konieczności zaistnienia określonej relacji pomiędzy nieznaną jeszcze realizacją liczby A i nieznaną jeszcze realizacją liczby B , [1]. Niech $A^\alpha = [a_L^\alpha, a_U^\alpha]$, $B^\alpha = [b_L^\alpha, b_U^\alpha]$ będą α -przekrojami liczb rozmytych A i B , $\alpha \in [0, 1]$. Stopień możliwości $\Pi(A \geq B)$, że realizacja liczby rozmytej A okaże się nie mniejsza od realizacji liczby rozmytej B , wyznacza się następująco, [1]:

$$\Pi(A \geq B) = \varepsilon \Leftrightarrow \varepsilon = \sup\{\alpha : a_U^\alpha \geq b_L^\alpha, \alpha \in [0, 1]\}. \quad (5)$$

Natomiast, stopień możliwości $\Pi(A \leq B)$, że realizacja liczby rozmytej A okaże się nie większa od realizacji liczby rozmytej B , wyznacza się przez odwrócenie zależności (5):

$A \leq_\varepsilon B \Leftrightarrow B \geq_\varepsilon A$. Stopień konieczności $N(A \leq B)$ oznacza w tym przypadku stopień **niemożliwości**, że realizacja liczby rozmytej A będzie **większa** od realizacji liczby rozmytej B . Zależność pomiędzy stopniem konieczności i stopniem możliwości jest następująca:

$$N(A \leq B) = 1 - \Pi(A \geq B) \quad (6)$$

Stopień konieczności oraz stopień możliwości interpretuje się odpowiednio jako pesymistyczną i optymistyczną ocenę możliwości zajścia relacji $A \leq B$, [10]. W przypadku, kiedy podjęcie decyzji wymaga porównania trapezowych liczb rozmytych A i B , można ocenić stopień zdominowania liczby rozmytej A przez liczbę rozmytą B :

$$\text{Deg}(A \prec B) = w_1 \Pi(A \leq B) + w_2 N(A \leq B), \quad w_1, w_2 \in [0, 1], \quad w_1 + w_2 = 1, \quad (7)$$

gdzie w_1 i w_2 są wagami, odzwierciedlającymi znaczenie nadawane przez planistę ocenie optymistycznej i ocenie pesymistycznej zajścia relacji $A \leq B$.

3. WYZNACZANIE ROZMYTYCH TERMINÓW WYKONANIA ROBÓT

Założmy, że budowę odwzorowuje sieć zależności z jedną czynnością początkową $j = 1$, oznaczającą rozpoczęcie budowy i z jedną czynnością końcową $j = J$, oznaczającą zakończenie budowy. Pomiędzy czynnościami zachodzą relacje typu *zakończenie – rozpoczęcie*. Czas wykonania każdej czynności przedstawia rozmyta liczba trapezowa $T_j = (t_{j,1}, t_{j,2}, t_{j,3}, t_{j,4})$. Ten zapis oznacza: „od $t_{j,2}$ do $t_{j,3}$, ale nie dłużej od $t_{j,4}$ i nie krócej od $t_{j,1}$ ”. Podobnie, rozkład preferowanych przez zamawiającego wartości czasu, który wykonawca może przeznaczyć na wykonanie robót, przedstawia rozmyta liczba trapezowa $T_D = (t_{dp}, t_{dp}, t_{dp}, t_{dnp})$. Rozmyty termin ES_j najwcześniejszego rozpoczynania i rozmyty termin EF_j najwcześniejszego zakończenia j -tej czynności można wyznaczyć na podstawie zależności analogicznych do wykorzystywanych w metodzie CPM, [2], [3]:

$$ES_j = \max_{i \in \{\text{Prec}(j)\}} \{ES_i \oplus T_i\}; EF_j = ES_j \oplus T_j; j = 1, \dots, J, \quad (8)$$

gdzie $\{\text{Prec}(j)\}$ jest zbiorem poprzedników czynności j . Operacje dodawania liczb rozmytych i ustalania maksimum trapezowych liczb rozmytych przeprowadza się zgodnie z zależnościami (1) i (2). Rozmyty czas realizacji budowy, liczony od dnia rozpoczęcia robót, wynosi:

$$T = EF_J. \quad (9)$$

4. OCENA DOTRZYMANIA NIEPRECYZYJNIE OKREŚLONEGO OGRANICZENIA CZASU PRZEZNACZONEGO NA WYKONANIE ROBÓT

Wykorzystując teorię zbiorów rozmytych i zależność (7), można ocenić stopień spełnienia nieprecyzyjnie określonych preferencji zamawiającego, dotyczących ograniczenia czasu przeznaczanego na wykonanie robót:

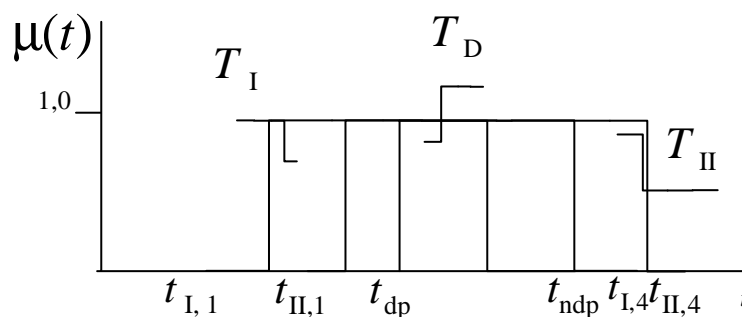
$$\text{Deg}(T \prec T_D) = \beta \Pi(T \leq T_D) + (1 - \beta) N(T \leq T_D), \quad \beta \in [0, 1], \quad (11)$$

gdzie $\text{Deg}(T \prec T_D)$ jest stopniem zdominowania liczby rozmytej T przez liczbę rozmytą T_D , a β jest współczynnikiem, charakteryzującym poziom optymisty planisty.

Podobnie, można ocenić stopień ryzyka harmonogramu rozmytego, [4], [5], [6]:

$$\text{SR} = \beta \Pi(T > T_D) + (1 - \beta) N(T > T_D). \quad (12)$$

Na rys. 1 przedstawiono przykładowe relacje pomiędzy dwoma wariantami rozmytego harmonogramu budowy, a ograniczeniem czasu przeznaczonym na wykonanie robót zgodnie z preferencjami zamawiającego. W przedstawionym przypadku, $\Pi(T_I \leq T_D) = 1$, $\Pi(T_{II} \leq T_D) = 1$ oraz $N(T_I \leq T_D) = 0$, $N(T_{II} \leq T_D) = 0$. Zatem, $\text{Deg}(T_I \leq T_D) = \beta$ i $\text{Deg}(T_{II} \leq T_D) = \beta$, co utrudnia wskazanie wariantu harmonogramu zapewniającego wyższy stopień zgodności z preferencjami zamawiającego.



Rys. 1. Przykładowe relacje pomiędzy dwoma wariantami rozmytego harmonogramu budowy, a preferowanym przez zamawiającego czasem wykonania robót

Powyższą niedogodność można wyeliminować, wyznaczając prawdopodobieństwo $P(T \leq T_D)$ z wykorzystaniem koncepcji α -przekrojów rozmytych liczb trapezowych T i T_D . Rozpatrywane zagadnienie można przedstawić następująco:

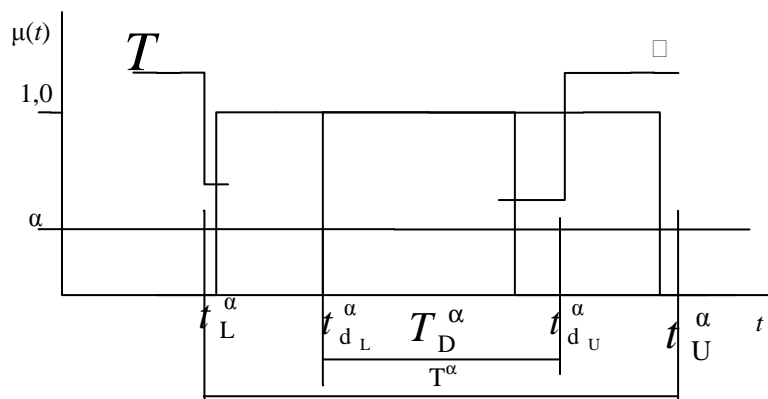
- dane są dwie rozmyte liczby trapezowe: liczba T , przedstawiająca rozkład możliwych wartości czasu wykonania robót w ocenie wykonawcy oraz liczba T_D , modelująca rozkład preferowanych przez zamawiającego wartości czasu wykonania robót,
- należy wyznaczyć prawdopodobieństwo $P(T \leq T_D)$, że nieznaną jeszcze realizacją liczby T nie będzie większa od dowolnej realizacji liczby T_D .

Istotą przedstawionej niżej metody wyznaczenia prawdopodobieństwa $P(T \leq T_D)$, jest wykorzystanie koncepcji α -przekrojów liczb rozmytych T i T_D do wyznaczenia liczb przedziałowych T^α i T_D^α . Porównując wyznaczone liczby przedziałowe, wyznacza się prawdopodobieństwo $P(T^\alpha > T_D^\alpha)$. Agregując prawdopodobieństwa $P(T^\alpha > T_D^\alpha)$ wyznaczone dla skończonej ilości α -przekrojów liczb T i T_D , wyznacza się prawdopodobieństwo $P(T > T_D)$. Prawdopodobieństwo, że czas budowy nie będzie dłuższy od czasu preferowanego przez zamawiającego, wynosi:

$$P(T \leq T_D) = 1 - P(T > T_D). \quad (13)$$

Przykład utworzenia przedziałów T^α i T_D^α dla pewnego α -przekroju liczb T i T_D przedstawiono na rys.2. Wybierając liczbę rzeczywistą t z przedziału T^α i liczbę rzeczywistą t_d z przedziału T_D^α , otrzyma się parę liczb rzeczywistych (t, t_d) . Z rys.2 wynika, że liczba rzeczywista t może przyjąć wartość z jednego z podprzedziałów $T_{(1)}^\alpha = [t_L^\alpha, t_{d_L}^\alpha]$, $T_{(2)}^\alpha = [t_{d_L}^\alpha, t_{d_U}^\alpha]$ lub $T_{(3)}^\alpha = [t_{d_U}^\alpha, t_U^\alpha]$. Natomiast, liczba rzeczywista t_d zawsze przyjmie wartość z przedziału $[t_{d_L}^\alpha, t_{d_U}^\alpha]$. W rezultacie, może wystąpić jedno ze zdarzeń Z_q takich, że $Z_q = (t \in T_{(q)}^\alpha, t_d \in T_D^\alpha)$, $q = 1, 2, 3$. Zdarzenia $t \in T_{(q)}^\alpha$ oraz $t_d \in T_D^\alpha$ są niezależne, ponieważ:

$$P(Z_q) = P(t \in T_{(q)}^\alpha)P(t_d \in T_D^\alpha). \quad (14)$$



Rys. 2. Przykład utworzenia przedziałów T^α i T_D^α

Prawdopodobieństwo $P(t_d \in T_D^\alpha) = 1$. Natomiast, prawdopodobieństwo $P(t \in T_{(q)}^\alpha)$ można wyznaczyć geometrycznie, porównując długości podprzedziałów $T_{(q)}^\alpha$ i przedziału T^α . Na tej podstawie otrzymuje się:

$$P(Z_1) = \frac{t_{d_L}^\alpha - t_L^\alpha}{t_U^\alpha - t_L^\alpha}; P(Z_2) = \frac{t_{d_U}^\alpha - t_{d_L}^\alpha}{t_U^\alpha - t_L^\alpha}; P(Z_3) = \frac{t_{d_U}^\alpha - t_{d_U}^\alpha}{t_U^\alpha - t_L^\alpha}; \quad (15)$$

Prawdopodobieństwo, że liczba rzeczywista t wybrana z przedziału $[t_L^\alpha, t_U^\alpha]$, okaże się większa od liczby rzeczywistej t_d wybranej z przedziału $[t_{d_L}^\alpha, t_{d_U}^\alpha]$, jest prawdopodobieństwem warunkowym $P(T^\alpha > T_D^\alpha | Z_q)$. Zdarzenie Z_2 polega na wybraniu liczby rzeczywistej t i liczby rzeczywistej t_d z tego samego podprzedziału $T_{(2)}^\alpha = [t_{d_L}^\alpha, t_{d_U}^\alpha]$. Można zatem przyjąć, że prawdopodobieństwo, iż w przypadku zajścia zdarzenia Z_2 , wybrana liczba rzeczywista t okaże się większa od wybranej liczby rzeczywistej t_d , wynosi $P(T^\alpha > T_D^\alpha | Z_2) = 0,5$. W przypadku zajścia zdarzenia Z_1 , liczba rzeczywista t będzie zawsze mniejsza od liczby rzeczywistej t_d . Zatem, $P(T^\alpha > T_D^\alpha | Z_1) = 0$. Natomiast, w przypadku zajścia zdarzenia Z_3 , liczba rzeczywista t będzie zawsze większa od liczby rzeczywistej t_d .

Zatem, $P(T^\alpha > T_D^\alpha | Z_3) = 1$.

Całkowite prawdopodobieństwo, że w przypadku przedstawionym na rys.2, liczba rzeczywista t wybrana z przedziału T^α okaże się większa od liczby rzeczywistej t_d wybranej z przedziału T_D^α , wynosi:

$$P(T^\alpha > T_D^\alpha) = \sum_q P(Z_q) P(T^\alpha > T_D^\alpha | Z_q) = 0,5 \frac{t_{d_U}^\alpha - t_{d_L}^\alpha}{t_U^\alpha - t_L^\alpha} + \frac{t_U^\alpha - t_{d_U}^\alpha}{t_U^\alpha - t_L^\alpha}. \quad (16)$$

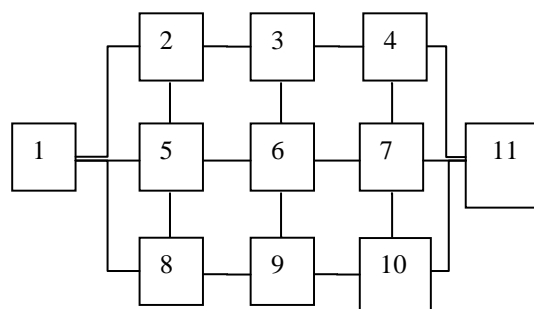
Podobnie można wyznaczyć prawdopodobieństwo $P(T^\alpha > T_D^\alpha)$ dla innych przypadków, niż przedstawiony na rys. 2. Agregując prawdopodobieństwo $P(T^\alpha > T_D^\alpha)$, wyznaczone dla skończonej liczby wprowadzonych α -przekrojów liczb T i T_D , otrzymuje się:

$$P(T > T_D) = \frac{\sum_i \alpha_i P(T^{\alpha_i} > T_D^{\alpha_i})}{\sum_i \alpha_i} \quad (17)$$

gdzie symbol i jest indeksem kolejnego poziomu α -przekroju.

5. PRZYKŁAD LICZBOWY

Przedmiotem przedsięwzięcia budowlanego jest wykonanie robót wykończeniowych w 9-ciu budynkach mieszkalnych. Model sieciowy budowy przedstawia rys. 3. Rozmyte czasy wykonania (w dniach roboczych) i wyznaczone najwcześniejsze terminy realizacji robót podano w tab. 1. Czas realizacji budowy, którego przekroczenie skutkuje płaceniem przez wykonawcę kar umownych na rzecz zamawiającego, wynosi 50 dni roboczych od dnia rozpoczęcia robót. Jeżeli czas realizacji budowy przekroczy 60 dni roboczych od dnia rozpoczęcia budowy, zamawiający odstąpi od umowy z winy wykonawcy. Tak określone ograniczenie czasu realizacji budowy modeluje liczba rozmyta $T_D = (50, 50, 50, 60)$. Dla wyznaczenia prawdopodobieństwa $P(T \leq T_D)$, wyznaczamy α -przekroje liczb T i T_D na poziomach od $\alpha = 0.1$ do $\alpha = 1.0$, ze stopniowaniem na przykład co 0,1. Dla poszczególnych α -przekrojów, wyznaczamy prawdopodobieństwo $P(T^{\alpha_i} > T_D^{\alpha_i})$ z wykorzystaniem zależności (16). Uzyskane wyniki agregujemy zgodnie z zależnością (17). Prawdopodobieństwo dotrzymania rozmytego ograniczenia czasu przeznaczonego na realizację budowy wyznaczamy na podstawie zależności (13). W przedstawionym przykładzie, $P(T \leq T_D) = 0,28$.



Rys. 3. Przykładowy model sieciowy budowy

Tablica 1. Dane do przykładowego modelu sieciowego budowy

Czynność	Rozmyty czas wykonania	Rozmyty termin najwcześniejszego	
		rozpoczęcia	zakończenia
1	(0, 0, 0, 0)	(0, 0, 0, 0)	(0, 0, 0, 0)
2	(6, 7, 8, 9)	(0, 0, 0, 0)	(6, 7, 8, 9)
3	(9, 10, 11, 12)	(6, 7, 8, 9)	(15, 17, 19, 21)
4	(8, 10, 11, 13)	(15, 17, 19, 21)	(23, 27, 30, 34)
5	(13, 14, 15, 16)	(6, 7, 8, 9)	(19, 21, 23, 25)
6	(9, 10, 12, 13)	(19, 21, 23, 25)	(28, 31, 35, 38)
7	(7, 8, 9, 10)	(28, 31, 35, 38)	(35, 39, 44, 48)
8	(9, 10, 12, 13)	(19, 21, 23, 25)	(28, 31, 35, 38)
9	(9, 10, 11, 12)	(28, 31, 35, 38)	(37, 41, 46, 50)
10	(8, 9, 10, 11)	(37, 41, 46, 50)	(45, 50, 56, 61)
11	(0, 0, 0, 0)	(45, 50, 56, 61)	(45, 50, 56, 61)

Poprawność uzyskanego wyniku można sprawdzić symulacyjnie. W tym celu, generujemy losowo α -przekroje liczb rozmytych, modelujących czasy T_j wykonania poszczególnych czynności. Dla każdego wygenerowanego α -przekroju, wyznaczamy granicę dolną t_{jL}^α i granicę górną t_{jU}^α przedziału T_j^α . Następnie, generujemy losowo wartość współczynnika β , charakteryzującego stosunek planisty do ryzyka i wyznaczamy czas wykonania każdej czynności w danej symulacji:

$$t_j = \beta t_{jL}^\alpha + (1 - \beta) t_{jU}^\alpha. \quad (18)$$

Na podstawie zależności (8) i (9), wyznaczamy najwcześniejsze terminy realizacji czynności oraz najwcześniejszy termin zakończenia budowy w danej symulacji. Przy założeniu, że budowa rozpoczyna się w dniu zerowym, najwcześniejszy termin zakończenia budowy dla danej symulacji odpowiada czasowi realizacji budowy w tej symulacji. W podobny sposób, wyznaczamy wartość ograniczenia czasu realizacji budowy w danej symulacji. Po przeprowadzeniu założonej liczby symulacji, ustalamy względną częstość przypadków, w których realizacja liczby rozmytej T nie była większa od realizacji liczby rozmytej T_D . Na tej podstawie, wyznaczamy prawdopodobieństwo $P(T \leq T_D)$. W przedstawionym przykładzie, prawdopodobieństwo $P(T \leq T_D)$ wyznaczone na podstawie 100000 symulacji, wynosi $P(T \leq T_D) = 0,30$.

6. PODSUMOWANIE

W niektórych przypadkach, wykorzystanie teorii zbiorów rozmytych do oceny poziomu dotrzymania nieprecyzyjnie określonego ograniczenia czasu przeznaczonego na realizację budowy może nie doprowadzić do wskazania wariantu harmonogramu, zapewniającego lepsze uwzględnienie preferencji zamawiającego. Jako narzędzie wspomagające podejmowanie decyzji w takich przypadkach, w referacie przedstawiono metodę oceny, łączącą elementy teorii zbiorów rozmytych i rachunku prawdopodobieństwa. Poprawność założeń przedstawionej metody wykazano z wykorzystaniem symulacji. Umożliwia to wykorzystanie przedstawionej metody oceny do formułowania zagadnień optymalizacji harmonogramu budowy w przypadku nieprecyzyjnego formułowania danych planistycznych.

PIŚMIENNICTWO

- [1] Kuchta D.: Mięka matematyka w zarządzaniu. Zastosowanie liczb przedziałowych i rozmytych w rachunkowości zarządczej. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2001.
- [2] Dubois D., Fargier H., Fortemps P.: Fuzzy scheduling: modeling flexible constraints vs. coping with incomplete knowledge. *European Journal of Operational Research*, 147, 2003, s. 231–252.
- [3] Lorterapong P., Moselhi O.: Project–network analysis using fuzzy sets theory. *Journal of Construction Engineering and Management*, ASCE, 122 (4), 1996, s. 308–318.
- [4] Wang J.: A fuzzy set approach to activity scheduling for product development. *Journal of the Operational Research Society*, 50, 1999, 1217–1228.
- [5] Wang J.: A fuzzy project scheduling approach to minimize schedule risk for product development. *Fuzzy Sets and Systems*, 127 (2002), 99–116.
- [6] Wang J.: A fuzzy robust scheduling approach for product development projects. *European Journal of Operational Research*, 152 (2004), 180–194.
- [7] Zadeh L.A.: Fuzzy sets as a basis for a theory of possibility. *Fuzzy Sets and Systems*, 1, 1978, s. 3–28.
- [8] Rutkowski L.: *Metody i techniki sztucznej inteligencji*. PWN, Warszawa 2006.
- [9] Dubois D., Prade H.: Operations on fuzzy numbers. *International Journal of Systems Science*, 9, 1978, s. 613–626.
- [10] Dubois D., Prade H.: When upper probabilities are possibility measures. *Fuzzy Sets and Systems*, 49 (1), 1992, s. 65–74.

THE METHOD FOR EVALUATION OF MEETING THE CONSTRUCTION TIME LIMIT UNDER THE IMPRECISE SCHEDULED DATA**Summary**

The paper deals with the issue of fuzzy modeling execution times of construction works and assessing compliance with the fuzzy constraint of a construction project makespan. The method of assessing the level of meeting the fuzzy time constraint using a probabilistic measure is presented. The numerical example shows that the results of assessing compliance with the fuzzy constraint of a construction project makespan, using the method presented, are consistent with the results of the assessment using simulation methods.

Roman MARCINKOWSKI¹
Anna KRAWCZYŃSKA²
Politechnika Warszawska, Płock

KONCEPCJA METODY ANALIZY EFEKTYWNOŚCI WYKORZYSTANIA DESKOWAŃ SYSTEMOWYCH W BUDOWIE OBIEKTU ŻELBETOWEGO

STRESZCZENIE

Problem wykorzystania deskowań w realizacji złożonych konstrukcji obiektów wznoszonych technologią monolitycznego budownictwa betonowego nie doczekał się satysfakcjonującej metody rozwiązania. W praktyce wykorzystuje się inwencję i pomysłowość wykonawców tych robót lub zespołów projektantów firm deskowaniowych. Zadanie ustalenia systemu organizacyjnego realizacji robót betonowych na obiekcie powinno być rozwiązywane wraz z analizą efektywności wykorzystania deskowań. Przedstawiony w pracy model sytuacji decyzyjnej i koncepcja jego rozwiązywania wychodzi naprzeciw tej potrzebie. Formalizacja metody i dedykowane algorytmy planowania umożliwiają przygotowanie aplikacji komputerowych wspomagających projektantów organizacji prac.

Słowa kluczowe: wykorzystanie deskowań, wykorzystanie szalunków, organizacja robót betonowych

1. WPROWADZENIE

Problem wyboru i efektywności wykorzystania na budowie konstrukcji pomocniczych, w tym deskowań systemowych był przedmiotem publikacji autorów w [1, 2]. Propozycje tam zawarte sprowadzały problem do ustalenia najbardziej preferowanego systemu konstrukcji pomocniczych do wykonania procesów budowlanych oraz oceny wykorzystania konstrukcji techniką harmonogramowania prac na ustalonych frontach (działkach) roboczych. Do wyboru systemu konstrukcji pomocniczych proponowano wykorzystanie metody Electre [3]. Dalsze studia nad tymi problemami, a szczególnie badania procesów pracy ujawniły trudności w praktycznej implementacji przedstawionej koncepcji oraz nowe problemy analityczne w sytuacji decyzyjnej. Przedstawiane zagadnienie dotyczy bowiem rozwiązania problemu decyzyjnego – efektywności wykorzystania deskowań systemowych na budowie. Chodzi o ustalenie organizacji robót betonowych na obiektach realizowanych w technologii monolitycznego budownictwa betonowego, optymalizującej efektywność wykorzystania

¹ marcinkowski@pw.plock.pl

² krawczynskaa@pw.plock.pl

deskowań systemowych. Proponowane w pracy [2] rozwiązania tego zagadnienia dotyczyły ustalonej struktury organizacyjnej frontów robót. W literaturze są też proponowane inne podejścia do problemu wyboru i efektywności wykorzystania deskowań systemowych. Na przykład w [4] Autor proponuje rozwiązywanie tego problemu na bazie analizy kosztów przy przyjęciu określonego systemu organizacyjnego robót (ustalony podział ogólnego frontu robót na działki i przyjęcie metody pracy równomiernej do wykonania procesów pracy).

Przyjęcie a priori systemu organizacyjnego robót ogranicza zbiór rozwiązań dopuszczalnych, nie dając pełnych możliwości poszukiwania rozwiązań optymalnych. W niniejszej pracy przyjęto zmienne fronty robót, ustalone techniką harmonogramowania przedsięwzięć typu „kompleks operacji” [5]. Rozwiązanie takiego problemu wymaga ponownej strukturalizacji procesu, budowy i zasobów – tu elementów deskowań systemowych.

W pracy przedstawiono istotne elementy modelu sytuacji decyzyjnej, wraz z uzasadnieniem ich wyróżnienia oraz zaproponowano metodę analizy problemu w celu poszukiwania rozwiązań optymalnych. Z uwagi na obszerny charakter zagadnienia przedstawiono jedynie koncepcję metody, wypracowaną w toku studiów nad problemami planowania organizacyjnego robót monolitycznego budownictwa betonowego.

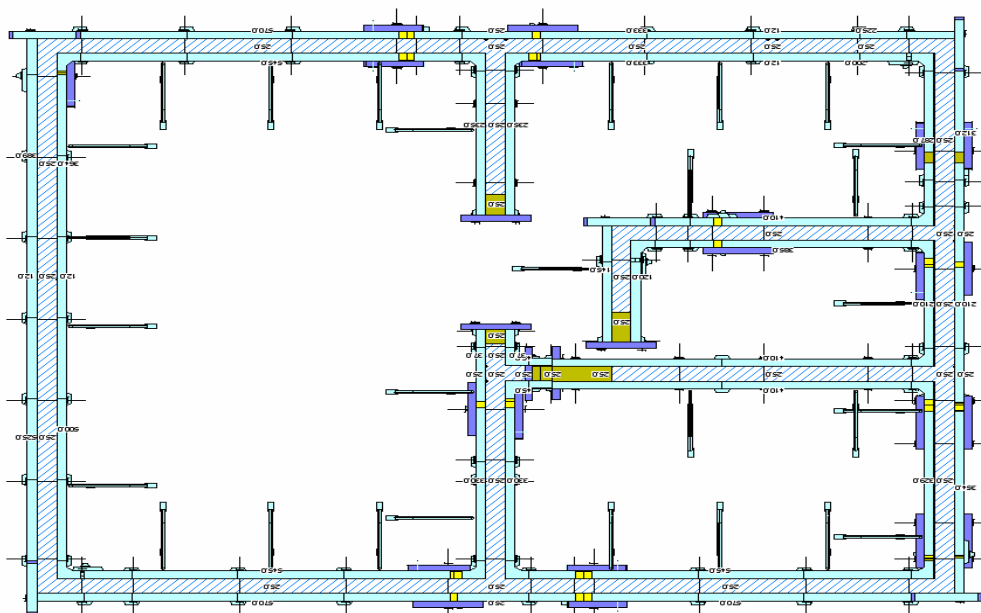
2. MODELOWANIE SYTUACJI DECYZYJNEJ

Analizę rozwiązań organizacyjnych w budownictwie rozpoczyna się od identyfikacji struktury rzeczowej – przedmiotu planowania. Jest nim tu projekt deskowań do wykonania monolitycznych konstrukcji betonowych w obiekcie. Przyjmijmy, że w obiekcie jest znany zbiór elementów konstrukcji: $E = \{e_1, e_2, \dots, e_i, \dots, e_I\}$, dla których są opracowane projekty deskowań, rusztowań i pomostów roboczych. Wykorzystane w tych projektach konstrukcje tymczasowe są charakteryzowane przez pryzmat ich elementów tworzących zbiór: $D = \{d_1, d_2, \dots, d_j, \dots, d_J\}$. Zbiór ten charakteryzuje system deskowań, który planuje się zastosować do wykonania konstrukcji monolitycznych obiektu.

W specyfikacjach projektowych (w projektach) ustalone są też liczby elementów deskowań, rusztowań i pomostów (zwanych dalej elementami konstrukcji deskowań) niezbędnych do wykonania wyróżnionych elementów konstrukcji obiektu. Przyjmijmy więc w modelu, że znane są podzbiory D^i elementów konstrukcji deskowań wykorzystywane do wykonania elementów konstrukcji obiektu, wraz z liczbą tych elementów określoną w wektorach: $\mathbf{L}^i = [l_1^i, l_2^i, \dots, l_q^i, \dots, l_{Q_i}^i]$ (dla $i = 1, 2, \dots, I$), gdzie Q_i jest licznością zbioru D^i .

Programy komputerowe do projektowania deskowań zwracają szczególną specyfikację elementów deskowań (por. rys.1, tab.1). Są w niej ujęte zasadnicze elementy konstrukcyjne, jak płyty, dźwigarki, podpory, pomosty; są też wyspecyfikowane różnego rodzaju łączniki, zaczepy, głowice, urządzenia pomocnicze, itp. Kalkulacje pracochłonności montażu i demontażu deskowań prowadzi się przez pryzmat elementów zasadniczych, dla których określa się nakłady pracy i koszty jednostkowe odniesione do właściwych jednostek obmiaru.

Przyjmijmy więc, że projektant organizacji robót określi, dla każdego elementu (wykonywanego w technologii monolitycznej) w obiekcie, zbiory elementów konstrukcji deskowań $D_i^z \subset D$, z obmiarem określonym w wektorach $\mathbf{S}^i = [s_1^i, s_2^i, \dots, s_k^i, \dots, s_{K_i}^i]$ (dla $i = 1, 2, \dots, I$). Zbiór zasadniczych (charakterystycznych) elementów konstrukcji deskowań powinien umożliwiać ocenę czasu pracy deskowań, zależnego od warunków dojrzewania betonu w deskowaniu i funkcji jaką spełnia element w konstrukcji deskowania. Przykłady takich danych przedstawiono w tabeli 1.



Rys. 1. Plan deszkowania ścian – przykład.

Tablica 1. Zestawienie elementów deszkowania – przykład.

Lp.	Nazwa elementu	Liczba elementów	Masa elementu [kg]	Masa łączna [kg]
1	Framax zamek wyrównujący	22	5,3	116,6
2	Framax wstawka drewniana 10x12 cm 2,70 m	21	15,5	325,5
3	Framax wstawka drewniana 2x12 cm 2,70 m	6	3,1	18,6
4	Framax wstawka drewniana 3x12 cm 2,70 m	2	4,7	9,4
5	Framax wstawka drewniana 5x12 cm 2,70 m	5	7,8	39
6	Framax Xlife narożnik wewnętrzny 2,70 m	15	97	1455
7	Framax zamek uniwersalny	31	5,2	161,2
8	Framax Xlife element ramowy 0,3x2,70 m	10	61,5	615
9	Framax Xlife element ramowy 0,45x2,70 m	4	77,7	310,8
10	Framax Xlife element ramowy 0,6x2,70 m	13	91,5	1189,5
11	Framax Xlife element ramowy 0,9x2,70 m	7	126,5	885,5
12	Framax Xlife element ramowy 1,35x2,70 m	44	210	9240
13	Framax Xlife element ramowy 2,4x2,70 m	10	370	3700
14	Framax zamek RU	163	3,3	537,9
15	Framax wyrównanie stalowe 5 cm 2,70 m	3	14	42
16	Framax kotwa czołowa	20	1,5	30
17	Framax łącznik uniwersalny 10-16 cm	20	0,6	12
18	Framax Xlife element uniwersalny 0,9x2,70 m	5	148	740
19	Framax szyna dociskowa 0,90 m	52	10,3	535,6
20	Framax zacisk ściągający	22	1,5	33
21	Wypora ukośna 340	28	30,2	845,6
	Liczba potrzebnych elementów	921	o masie	26135,82

Każdy wyróżniony rodzajowo element konstrukcji desekowań, odniesiony do rozpatrywanych elementów konstrukcji obiektu, niesie za sobą istotne charakterystyki dla projektowania i oceny rozwiązań organizacyjnych. Są nimi:

- jednostkowa (odniesiona do jednostki obmiaru) pracochłonność montażu i demontażu elementów konstrukcji desekowań:

$$\mathbf{R}^m = [r_1^m, r_2^m, \dots, r_j^m, \dots, r_J^m], \quad \mathbf{R}^d = [r_1^d, r_2^d, \dots, r_j^d, \dots, r_J^d];$$

- jednostkowy koszt dzierżawy elementów konstrukcji desekowań:

$$\mathbf{K} = [k_1, k_2, \dots, k_j, \dots, k_J] ;$$

- czas normatywnej pracy elementów konstrukcji deskowań w poszczególnych elementach konstrukcji obiektu:

$$\mathbf{N}^i = [n_1^i, n_2^i, \dots, n_k^i, \dots, n_{K_i}^i] \quad (\text{dla } i = 1, 2, \dots, I).$$

Tablica 2. Normy pracochłonności montażu i demontażu wybranych deskowań i normatywnego czasu ich pracy w wykonawstwie elementów konstrukcji. przykład

Rodzaj deskowanego o elementu	Rodzaj deskowania	Jednostkowy nakład pracy na montaż deskowania	Normatywny (minimalny) czas pracy deskowania	Jednostkowy nakład pracy na demontaż deskowania
Płyty, stropy	Lekkie aluminiowe, wznoszone ręcznie	0,20 h/ m ²	48-96 h – płyty; 14 dni – dźwigarki i podpory	0,10 h/ m ²
	Lekkie aluminiowe – okolice słupów, krawędzie stropu	0,67 h/ m ²	j.w.	0,33 h/ m ²
	Dźwigarkowe	0,33 h/ m ²	14 dni	0,17 h/ m ²
	Modularne stoły stropowe	0,10 h/ m ²	14 dni	0,05 h/ m ²
	Stoły stropowe	0,17 h/ m ²	14 dni	0,09 h/ m ²
Elementy liniowe (ściany, fundamenty)	Dźwigarkowe	0,30 h/ m ²	36 h	0,15 h/ m ²
	Dźwigarkowe z nadstawkami	0,37 h/ m ²	j. w.	0,18 h/ m ²
	Ramowe stalowe	0,28 h/ m ²	j. w.	0,14 h/ m ²
	Ramowe stalowe z nadstawkami	0,38 h/ m ²	j. w.	0,19 h/ m ²
	Ramowe stalowe do ścian wysokich	0,24 h/ m ²	j. w.	0,12 h/ m ²
	Ramowe stalowe nadstawkami	0,33 h/ m ²	j. w.	0,17 h/ m ²
	Łukowe	0,80 h/ m ²	j. w.	0,40 h/ m ²
	Łukowe bez ściągów	0,67 h/ m ²	j. w.	0,33 h/ m ²
Słupy kwadratowe i okrągłe	Do słupów o przekroju prostokątnym do 3,5 m wysokości	1,00 h/szt.	36 h	0,50 h/szt.
	Do słupów o przekroju prostokątnym od 3,5 do 5 m wysokości	1,17 h/szt.	48 h	0,58 h/szt.
	Do słupów o przekroju prostokątnym od 5 do 8 m wysokości	3,33 h/szt.	48 h	1,67 h/szt.
	Do słupów okrągłych do 3,5 m wysokości (np. SRS)	1,13 h/szt.	36 h	0,57 h/szt.
	Deskowanie kartonowe lub plastikowe do słupów okrągłych	0,27 h/m	36 h	0,13 h/m

Na podstawie tych danych można określić:

- pracochłonność i czas potrzebny na przygotowanie i montaż deskowań poszczególnych elementów konstrukcji obiektu:

$$p_i^m = \sum_{k=1}^{K_i} r_k^m \cdot s_k^i; \quad t_i^m = \frac{P_i^m}{z_i^m} \quad (i = 1, 2, \dots, I), \quad (1)$$

gdzie z_i^m – liczba robotników w brygadzie przygotowującej deskowania i -tego elementu konstrukcji;

- pracochłonność i czas demontażu deskowań z poszczególnych elementów konstrukcji obiektu:

$$p_i^d = \sum_{k=1}^{K_i} r_k^d \cdot s_k^i; \quad t_i^d = \frac{p_i^d}{z_i^d} \quad (i = 1, 2, \dots, I), \quad (2)$$

gdzie z_i^d – przewidywana liczba robotników w brygadzie demontującej deskowania i -tego elementu konstrukcji;

- normatywny koszt użycia elementów konstrukcji deskowań do wykonania poszczególnych elementów konstrukcji obiektu:

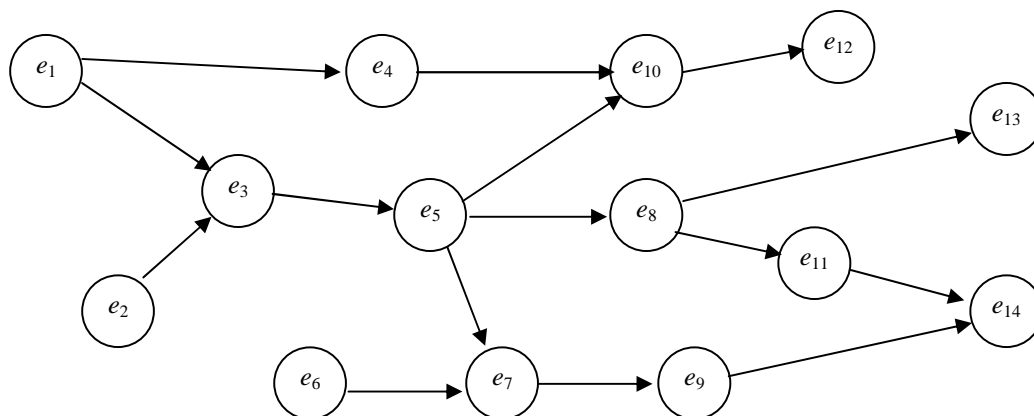
$$K_i^d = \sum_{k=1}^{K_i} \left\{ \left(\frac{r_k^m \cdot s_k^i}{z_i^m} + \frac{r_k^d \cdot s_k^i}{z_i^d} \right) \cdot (k_k + C^R) + n_k^i \cdot k_k \right\} \quad (i = 1, 2, \dots, I), \quad (3)$$

Charakterystyki określone wzorami (1), (2) i (3) mogą być kalkulowane automatycznie przez program komputerowy na podstawie danych projektowych, określanych przez podzbiory D^i , D^z , wektory: \mathbf{S}^i , \mathbf{R}^m , \mathbf{R}^d , \mathbf{K} oraz dane o czasie normatywnej pracy elementów konstrukcji deskowań w wykonaniu różnych elementów konstrukcyjnych obiektu. Czas ten zależy od rodzaju elementów betonowych, ich charakterystyki przestrzennej (np. rozpiętości) oraz od użytej mieszanki betonowej.

Istotą podejścia do problemu organizacji wykorzystania konstrukcji deskowań przy budowie obiektu jest ustalenie frontów robót i harmonogramu prac, w dążeniu do:

- zminimalizowania czasu wykonania konstrukcji monolitycznej obiektu betonowego,
- zminimalizowania kosztów użycia konstrukcji deskowań,
- osiągnięcia sprawności organizacyjnej montażu i demontażu konstrukcji pomocniczych (elementów konstrukcji deskowań).

Problem osadzony jest więc na technologii budowania obiektu i jako taki musi być odniesiony do możliwego następstwa wykonywania wyróżnionych w obiekcie elementów.



Rys.2. Przykład modelu sieciowego identyfikującego technologiczną kolejność wykonania elementów obiektu

Przyjmijmy więc, że planujący określi technologiczną kolejność wykonywania wyróżnionych elementów konstrukcyjnych budowanego obiektu grafem zorientowanym $G^t(I, U)$, w którym I – jest zbiorem wierzchołków reprezentujących elementy obiektu, a U – zbiorem relacji pomiędzy nimi, identyfikującymi poprzedniki i następniki w porządku realizacji elementów (przykład takiego grafu przedstawiono na rys.2). Model ten powinien być podstawą do symulowania programów robót betonowych z analizą potrzebnych deskowań, rusztowań i pomostów roboczych. Ustalony w każdej iteracji program robót powinien być charakteryzowany wartością funkcji celu, wyrażającą wyżej określone dążenia planisty.

Zminimalizowanie czasu wykonania konstrukcji monolitycznej obiektu betonowego jest, w sytuacji nieograniczonej dostępności środków produkcji (w tym deskowań), zadaniem trywialnym. Wystarczy bowiem ustalić harmonogram robót według modelu $G^t(I, U)$, przy możliwie najkrótszych cyklach realizacji procesów technologicznych, uzyskując najkrótszy możliwy cykl zrealizowania całości robót.

Zadanie się komplikuje w aspekcie kryterium kosztowego. Jak wykazano, jesteśmy w stanie obliczyć normatywne koszty użycia deskowań – według zal. (3) – do wykonania elementów konstrukcji obiektu. Poniesienie tych kosztów jest niezbędne, aby wykonać betonową konstrukcję obiektu. Jednak na budowę trzeba pozyskać (np. wydzierżawić) określoną liczbę deskowań na określony czas. Przyjmując, że planujący określi zapotrzebowanie elementów konstrukcji deskowań w skali czasu, problemem staje się dopasowanie potrzeb deskowań (wynikających z harmonogramu robót) do poziomu ich dostępności, wynikającej z ustalonego zapotrzebowania. Chcąc zapewnić efektywne wykorzystanie zapotrzebowanych deskowań będziemy dążyć do zminimalizowania kosztów „strat” z tytułu ich niepełnego (ponadnormatywnego) wykorzystania (istota i zasadność takiego kryterium wartościowania rozwiązań organizacyjnych przedstawiona została w [5]). Cel ten zapiszemy formułą:

$$\min K : \quad K = \sum_{t=1}^H \sum_{j=1}^J a_j(t) \cdot k_j - \sum_{i=1}^I K_i^d, \quad (4)$$

gdzie: $a_j(t)$ – dostępność j -tego elementu deskowania ($j \in D$) w czasie $t = 1, 2, \dots, H$

H – horyzont czasu planowania.

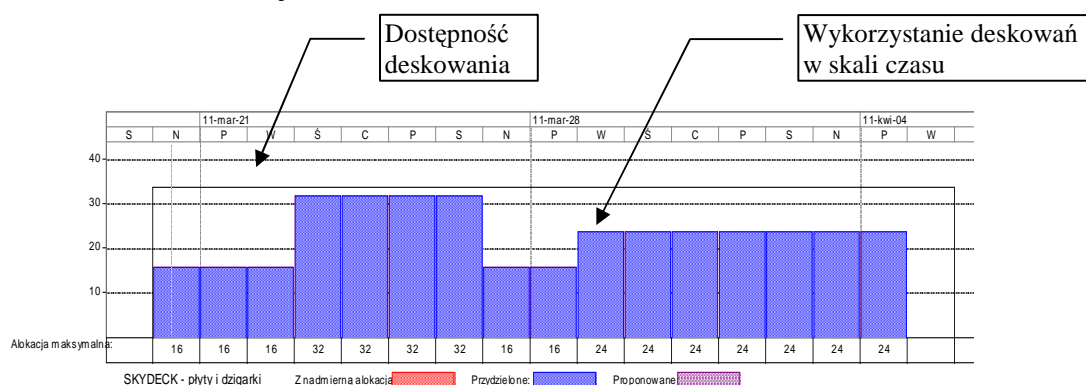
Zminimalizowanie czasu trwania robót jest w tej sytuacji zadaniem trudnym, ponieważ sprowadza się do rozwiązania problemu optymalizacji harmonogramu realizacji elementów konstrukcji obiektu przy ograniczonych zasobach – tu elementów konstrukcji deskowań.

3. KONCEPCJA ANALIZY DECYZYJNEJ

Przedstawiony problem, jak wszystkie problemy harmonogramowania procesów w planowaniu przedsięwzięć, nie może być rozwiązany w sposób ścisły, dając rozwiązanie optymalne. Zresztą nie chodzi tu o rozwiązanie optymalne problemu, ale o narzędzie wspomagające planistę w projektowaniu organizacji robót. Do rozwiązywania trudnych wielowariantowych zadań poleca się najczęściej symulację komputerową. Istotą analiz decyzyjnych, realizowanych symulacyjnie, jest generowanie rozwiązań dopuszczalnych i ocenianie ich przez pryzmat sformułowanych kryteriów. Tak też i będzie w naszym przypadku. Podstawą do ułożenia harmonogramu powinny być: model sieciowy technologicznej kolejności wykonania elementów konstrukcyjnych obiektu, oceny czasów trwania procesów technologicznych związanych z wykonaniem elementów konstrukcyjnych obiektu i potrzeb deskowań oraz ograniczenia dostępności wyróżnionych elementów konstrukcji deskowań. Symulacja planowanego przebiegu robót powinna być stymulowana zakładaną przez planującego dostępnością elementów deskowań (w kilku wariantach)

i zbiorem reguł szeregowania elementów konstrukcji obiektu w dostępie do ograniczonych zasobów – w naszym przypadku do elementów deskowań.

Algorytm służący temu celowi jest zasadniczo zgodny z opracowanym przez jednego z autorów algorytmem do harmonogramowania przedsięwzięć typu „kompleks operacji” [6, 7]. Zmienione są jedynie ograniczenia zasobowe – są one ustalane przez planującego w toku rozwiązywania zadania, oraz wartościowanie uzyskiwanych rozwiązań (poprzez kryterium czasu realizacji robót i kosztów „strat” z tytułu niepełnego wykorzystania dostępnych elementów konstrukcji deskowań).



Rys.3. Przykład wykresu dostępności i wykorzystania elementów deskowania w skali czasu

Analizę decyzyjną w celu poszukiwania rozwiązania organizacyjnego realizacji robót betonowych, z oceną efektywności wykorzystania deskowań systemowych, proponuje się prowadzić według następującego schematu:

- Wyróżnij elementy konstrukcji obiektu celem planowania robót betonowych.
- Dla wyróżnionych elementów konstrukcji ustal specyfikacje potrzebnych deskowań.
- Określ charakterystyczne elementy konstrukcji deskowań wraz z ich obmiarem w odniesieniu do wyróżnionych elementów konstrukcji obiektu.
- Wykorzystując normy pracochłonności montażu i demontażu elementów konstrukcji deskowań oraz czasy normatywnej ich pracy w wykonawstwie elementów obiektu, określ dla każdego wyróżnionego elementu konstrukcyjnego w obiekcie czasy następujących procesów:
 - formowania konstrukcji betonowej (jest to czas przygotowania deskowania, montażu zbrojenia i betonowania),
 - pracy deskowania właściwego,
 - pracy pomostów roboczych,
 - pracy układu podporowego (jeżeli występuje).
- Dla wyróżnionych procesów przypisz potrzeby elementów konstrukcji deskowań (rodzaje i ich liczby).
- Określ model sieciowy Gt identyfikujący technologiczną kolejność wykonywania elementów konstrukcyjnych obiektu.
- Ustal harmonogram realizacji robót betonowych przy nieograniczonej dostępności deskowań. Harmonogram ten identyfikuje najkrótszy możliwy czas realizacji robót betonowych na obiekcie.
- Dokonaj ograniczenia dostępności charakterystycznych elementów konstrukcji deskowań w skali czasu.
- Ustal harmonogram realizacji robót betonowych przy ograniczonej dostępności deskowań, wykorzystując funkcje algorytmu przedstawionego w [6 i 7] co do:
 - wyboru reguły szeregowania zadań w dostępie do ograniczonych zasobów, identyfikującej pilność realizacji zadań,

- uszeregowania zadań, polegających na wykonywaniu elementów konstrukcyjnych obiektu według pilności ich realizacji, z uwzględnieniem technologicznej kolejności określonej grafem Gt,
- harmonogramowania zadań (ustalania terminów realizacji).
- Określ, dla wyznaczonego harmonogramu, koszty „strat” z tytułu niepełnego wykorzystania dostępnych deskowań (według zal. (4)) i czas cyklu realizacji robót betonowych na obiekcie.
- Dokonaj optymalizacji cyklu realizacji przedsięwzięcia według algorytmu przedstawionego w [6].
- Zweryfikuj ograniczenia dostępności charakterystycznych elementów konstrukcji deskowań w skali czasu i powtarzaj działania określone w punktach 9, 10 i 11, aż do uzyskania akceptowanych charakterystyk czasu cyklu realizacji robót betonowych i kosztów „strat” z tytułu niepełnego wykorzystania dostępnych deskowań.

Przedstawioną procedurę można i trzeba wspomagać komputerowo, bowiem ustalanie harmonogramu z analizą dostępnych zasobów (tu deskowań) w skali czasu jest zadaniem bardzo złożonym.

Zakres problemu można ograniczyć poprzez scalenie elementów konstrukcyjnych obiektu w grupy, które powinny być wykonywane jednocześnie. Ograniczy to rozmiar zbioru E , który stanowi o ilości zadań harmonogramowanych.

PIŚMIENNICTWO

- [1] Marcinkowski R., Analiza decyzyjna wykorzystania tymczasowych konstrukcji składanych w budownictwie, Biuletyn WAT Vol. LIII, Nr 8, 2004.
- [2] Marcinkowski R. Krawczyńska A., Koncepcja optymalizacji wykorzystania deskowań w wykonawstwie monolitycznych konstrukcji betonowych, Problemy Naukowo-Badawcze Budownictwa t. III, Monografia KILiW PAN, Wydawnictwo Politechniki Białostockiej, Krynica 2007, str. 273-280.
- [3] Ignasiak E., Optymalizacja procesów inwestycyjnych, PWE, Warszawa 1994.
- [4] Orłowski Z., Podstawy technologii betonowego budownictwa monolitycznego, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 2010.
- [5] Kapliński O. (red.), Metody i modele badań w inżynierii przedsięwzięć budowlanych, Wydawnictwo Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Instytutu Podstawowych Problemów Techniki, Warszawa 2007.
- [6] Marcinkowski R., Harmonogramowanie zadań inżynieryjno-budowlanych według wybranych kryteriów decyzyjnych, Rozprawa doktorska, WAT, Warszawa 1990.
- [7] Marcinkowski R., Metody harmonogramowania przedsięwzięć inżynieryjno-budowlanych, WAT, Warszawa 1995.

ANALYSING EFFECTIVENESS OF FORMWORK UTILIZATION IN CONCRETE CONSTRUCTION PERFORMANCE – the concept method

Summary

The paper discusses building information modeling (BIM) with particular reference to 5D modeling. The paper aims to identify the benefits of BIM in the process of estimating costs. The article shows the problems associated with cost estimating in Poland, using currently applied computer programs that support cost estimating. The use of BIM in the process of cost estimating will allow more accurate and faster calculations, due to the complete object information stored in one place (a file) and automation takeoff and estimating process.

Edyta PLEBANKIEWICZ¹
Agnieszka LEŚNIAK²
Politechnika Krakowska

OCENA I WYBÓR WYKONAWCÓW ROBÓT BUDOWLANYCH PRZEZ INWESTORÓW PUBLICZNYCH

STRESZCZENIE

Zamawiający publiczni zobligowani są stosować przy ocenie i wyborze wykonawców zasady przewidziane polskim prawem. W celu poznania stosowanych w praktyce przez inwestorów publicznych metod pozyskiwania wykonawców, poddano analizie ogłoszenia o wynikach udzielonych zamówień na roboty budowlane, które ukazały się Biuletynach Zamówień Publicznych. Z przeprowadzonych analiz wynika, że coraz częściej wybieranymi trybami są przetarg nieograniczony, gdzie ocena kompetencji wykonawców jest mało precyzyjna oraz tryb niekonkurencyjny, jakim jest zamówienie z wolnej ręki. Zwiększa się udział przetargów, gdzie jedynym kryterium oceny jest cena. Rozwiązaniem istniejących tu problemów może być wprowadzenie jednej z form wstępnej selekcji wykonawców. W artykule krótko omówiono także systemy weryfikacji przedsiębiorców ubiegających się o zamówienia publiczne, stosowane w krajach unijnych.

Słowa kluczowe: inwestor publiczny, selekcja wykonawców, przetarg nieograniczony, certyfikacja

1. WPROWADZENIE

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.) [1]. Zgodnie z zasadami tej ustawy, zamówienie na roboty budowlane może być udzielone wyłącznie wykonawcom spełniającym określone warunki udziału w postępowaniu. Warunki te dotyczą przede wszystkim zdolności technicznej oraz sytuacji finansowej i ekonomicznej wykonawcy. Weryfikacja ich spełnienia jest dokonywana indywidualnie dla każdego postępowania o zamówienie publiczne. Katalog dokumentów podmiotowych i przedmiotowych, których zamawiający może żądać od wykonawców wymienia, wydane na podstawie art. 25 Pzp., rozporządzenie Prezesa Rady Ministrów z dnia 30 grudnia 2009 r., w sprawie rodzajów dokumentów, jakich może żądać zamawiający od wykonawcy oraz form, w jakich dokumenty te mogą być składane (Dz. U.

¹ eplebank@izwbit.pk.edu.pl

² alesniak@izwbit.pk.edu.pl

Nr 206, poz. 1817) [2]. Kompetencje wykonawców sprawdzane są więc na podstawie złożonych dokumentów w początkowym etapie procedury przetargowej bądź negocjacyjnej, z różnym stopniem szczegółowości, w zależności od wartości zamówienia i decyzji zamawiającego. Co więcej, w ostatnich latach można zaobserwować ewolucję systemu zamówień publicznych zmierzającą do dopuszczania sytuacji, w których zdolności produkcyjne wykonawcy będą mogły być substytuowane analogicznymi zdolnościami osób trzecich, na przykład podwykonawców. W takiej sytuacji badanie pojedynczych wykonawców zostaje zastąpione – traktowanym równoprawnie – badaniem „wiązek” podmiotów wykonawczych.

Oferty wykonawców, którzy pomyślnie przeszli weryfikację, oceniane są na podstawie określonych przez zamawiających kryteriów. Wyjątkiem jest tutaj tryb zamówienia z wolnej ręki, gdzie nie ma wyboru ofert. Zamawiający negocjuje warunki zamówienia z wybranym przez siebie wykonawcą, nie ma więc w takim postępowaniu kryteriów oceny ofert.

Celem artykułu jest analiza sposobów wyboru wykonawców, stosowanych przez inwestorów publicznych, a także wskazanie na możliwości lepszej oceny ich kompetencji.

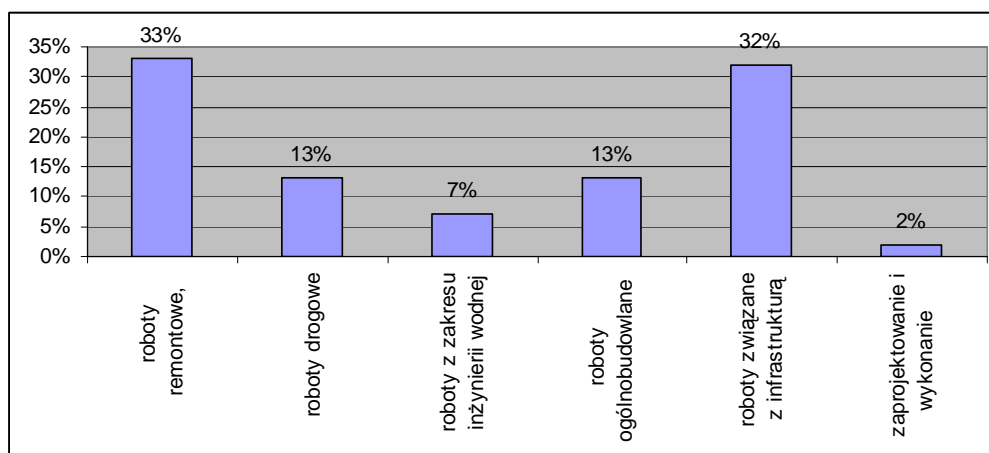
2. OCENA I WYBÓR WYKONAWCY – WYNIKI BADAŃ WŁASNYCH

W celu zbadania metod pozyskiwania wykonawców przez inwestorów publicznych, poddano analizie ogłoszenia o wynikach udzielonych zamówień na roboty budowlane, które ukazały się Biuletynach Zamówień Publicznych [3]. Zgodnie z ustawą Prawo zamówień publicznych, przez zamówienie na roboty budowlane rozumie się wykonanie albo zaprojektowanie i wykonanie robót budowlanych [1]. Do szczegółowych analiz wybrano ogłoszenia z grudnia 2010 roku. Zamawiającymi były jednostki sektora publicznego sklasyfikowane według ustawy Prawo zamówień publicznych jako inwestor publiczny i mające swoje siedziby na terenie miasta Krakowa.

W badanym okresie ukazały się 93 ogłoszenia. Średnia wartość udzielonych zamówień wyniosła 584 551,70 zł. Wartość minimalna zamówienia to 4 000 zł. Maksymalna wartość zamówienia to 17 100 000 zł, gdzie zamawiającym była Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad Oddział w Krakowie a zamówienie dotyczyło zaprojektowania i wykonania robót budowlanych polegających na zabezpieczeniu skarp w ciągu drogi krajowej nr 75 w miejscowościach Czchów oraz Będzieszyna.

Spośród liczby 93 zamówień w siedmiu korzystano z funduszy unijnych.

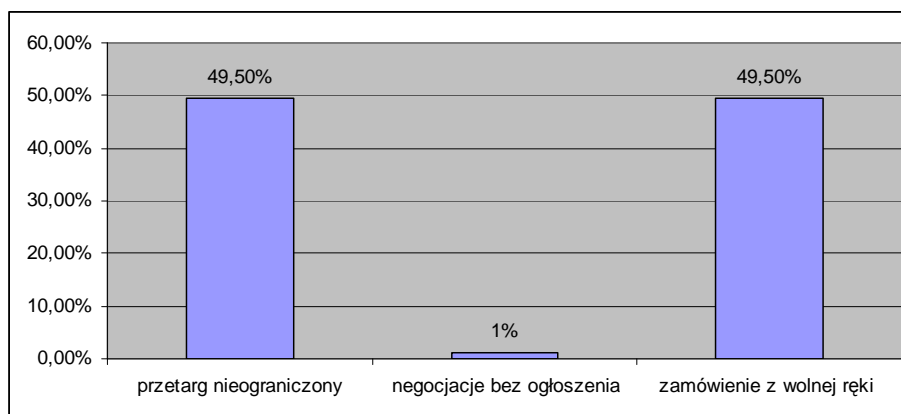
Strukturę analizowanych zamówień na roboty budowlane prezentuje rysunek 1.



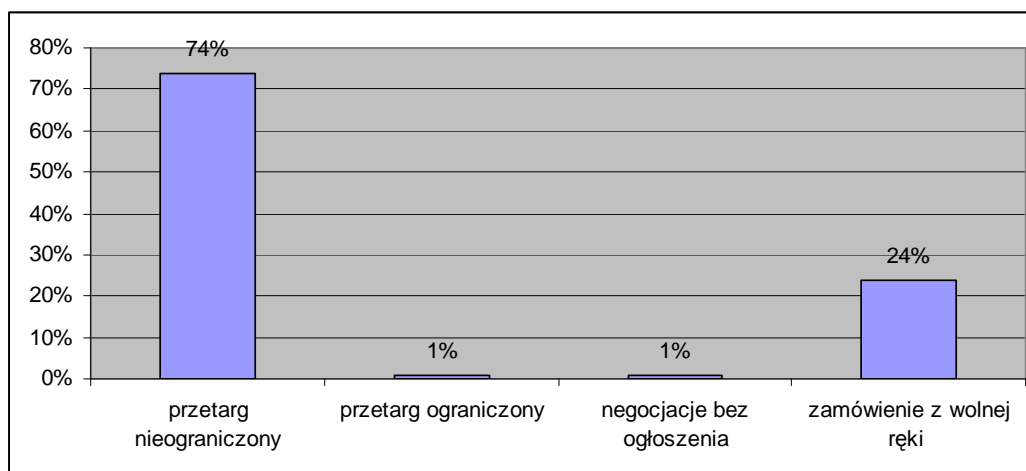
Rys. 1. Struktura zamówień na roboty budowlane

Z rysunku 1 wynika, że największy udział w analizowanych zamówieniach miały roboty remontowe (33%) oraz związane z infrastrukturą (33%). W dalszej kolejności były to roboty drogowe (13%) i roboty ogólnobudowlane (13%). Pozostałe to: roboty z zakresu inżynierii wodnej (7%) oraz zamówienia dotyczące zaprojektowania i wykonania (2%).

Tryby udzielania zamówień na roboty budowlane przedstawiono na rysunku 2 i 3. Rysunek 2 prezentuje tryby udzielania zamówień zastosowane przez zamawiających na podstawie ogłoszeń o udzieleniu zamówienia, które ukazały się w grudniu 2010 roku. Rysunek 3 obejmuje cały rok 2010.



Rys. 2. Tryby udzielania zamówień na roboty budowlane – grudzień 2010 r.



Rys. 3. Tryby udzielania zamówień na roboty budowlane – 2010 r.

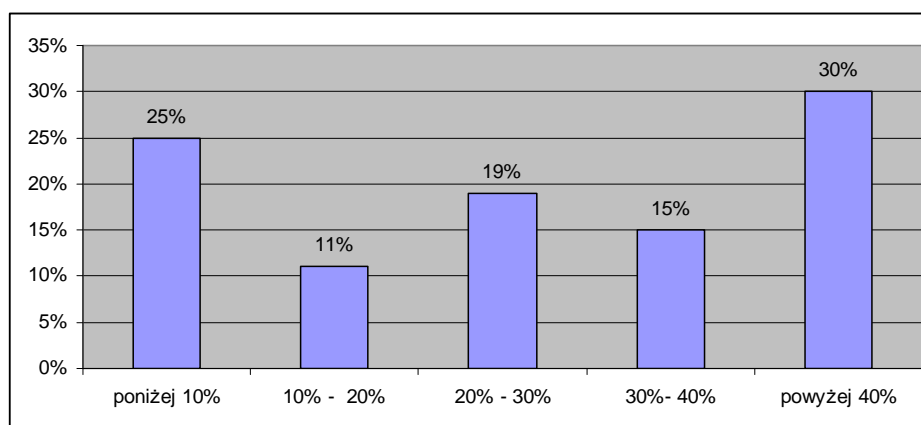
Po analizie ogłoszeń, które ukazały się w grudniu 2010 roku, zastanawiający wydawał się fakt, iż niemal połowa zamówień została udzielona w trybie zamówienia z wolnej ręki. Przeanalizowano więc także ogłoszenia w całym roku 2010. W tym okresie udział trybu zamówienia z wolnej ręki okazał się mniejszy (24%), ale nadal wysoki (rys. 3). W porównaniu do analogicznych badań przeprowadzonych w 2006 roku [4] nastąpiło znaczne zwiększenie udziału tego trybu – w 2006 roku było to zaledwie 1,5%. Wyniki przedstawiane w Sprawozdaniach Urzędu Zamówień Publicznych [5] potwierdzają tę tendencję. W 2009 roku tryb zamówienia z wolnej ręki zastosowano w 26% zamówień a w roku 2008 w 22%. Zamówienie z wolnej ręki jest stosowane przede wszystkim w zamówieniach dodatkowych. Biorąc jednak pod uwagę, iż nie jest to tryb konkurencyjny, niepokojący wydaje się fakt zwiększającego się jego udziału w zamówieniach publicznych.

Udział innych trybów jest znikomy. W grudniu 2010 jedynie raz zastosowano negocjacje bez ogłoszenia.

Do dalszych analiz wzięto pod uwagę jedynie zamówienia, w których zastosowano przetarg nieograniczony i negocjacje bez ogłoszenia. Jest to 47 postępowań.

W postępowaniu składano średnio 5 ofert. Minimalna ilość złożonych ofert wynosiła 1 a maksymalna 14. W porównaniu do analogicznych badań przeprowadzonych w 2006 roku, można zauważyć zwiększanie się konkurencyjności - w 2006 roku składano średnio 3 oferty. Dane publikowane w Sprawozdaniach potwierdzają tę tendencję - w roku 2009 w postępowaniach na roboty budowlane wpłynęły średnio 4 oferty a w roku 2008 – 3.

Różnica pomiędzy najniższą a najwyższą ceną oferty jedynie w 25% postępowań nie przekraczała 10%. W 30% analizowanych postępowań różnica ta wynosiła ponad 40%, co świadczy o dużym zróżnicowaniu cenowym składanych ofert. Dla porównania w analogicznych badaniach przeprowadzonych w 2006 roku [4] jedynie w 5% postępowań różnica pomiędzy najniższą a najwyższą ceną oferty wynosiła powyżej 40%. Szczegółowo różnice w zależności od ilości postępowań przedstawia rysunek 4.



Rys. 4. Różnica pomiędzy najniższą a najwyższą ceną oferty

We wszystkich ogłoszeniach zamawiający podawali spis wymaganych dokumentów żądanych na potwierdzenie, że wykonawcy posiadają uprawnienia do wykonywania działalności lub czynności obejmujących swoim zakresem realizację przedmiotu zamówienia, posiadają niezbędną wiedzę i doświadczenie oraz potencjał techniczny, dysponują osobami zdolnymi do wykonania zamówienia, a także znajdują się w sytuacji ekonomicznej i finansowej zapewniającej wykonanie zamówienia. Brak któregoś z wymaganych dokumentów, skutkowało wykluczeniem wykonawcy. W wielu przypadkach jednak zamawiający ograniczyli się do minimum wymagań, czego odzwierciedleniem były zapisy treści: „Zamawiający nie precyzuje w tym zakresie szczególnych wymagań” czy „Zamawiający nie precyzuje w tym zakresie żadnych wymagań, których spełnianie Wykonawca zobowiązany jest wykazać w sposób szczególny”.

Przy wyborze najkorzystniejszej oferty najczęściej stosowano jedno kryterium - kryterium najniższej ceny. Zastosowano go w 94% postępowań. W analogicznych badaniach przeprowadzonych w 2006 roku było to 84,5%. Dane ze Sprawozdań Urzędu Zamówień Publicznych potwierdzają tendencję do coraz częstszego stosowania ceny jako jedynego kryterium. We wszystkich zamówieniach na roboty budowlane w 2009 roku było to 94% postępowań.

Jedynym dodatkowym kryterium, jakie stosowali zamawiający w analizowanych postępowaniach, był proponowany okres gwarancji (3 postępowania). Jednak w tych

przypadkach waga tego kryterium była niewielka bo zaledwie 5%. Spowodowało to, że mimo dodatkowego kryterium, wybrana została oferta z najniższą ceną.

3. PROCEDURY SELEKCJI WYKONAWCÓW STOSOWANE W KRAJACH UNIJNYCH

Art. 52 Dyrektywy 2004/18/WE Parlamentu Europejskiego i Rady z dnia 31 marca 2004 roku w sprawie koordynacji procedur udzielania zamówień publicznych na roboty budowlane, dostawy i usługi [6], stanowi, że Państwa Członkowskie mogą wprowadzić urzędowe wykazy zatwierdzonych wykonawców, albo ich certyfikację przez publiczne lub prywatne instytucje certyfikacyjne. W wielu krajach unijnych, korzystając z tego zapisu, prowadzone są oficjalne wykazy lub systemy rejestracji. Celem rejestracji (która może być postrzegana jako sformalizowany system wstępnej kwalifikacji) jest wskazanie z wyprzedzeniem tych wykonawców, którzy są zdolni do realizacji niektórych rodzajów zamówień. Informacje wymagane od wykonawców weryfikuje się na etapie rejestracji, a następnie okresowo sprawdza i aktualizuje. Kiedy ma zostać udzielone konkretne zamówienie, nie ma potrzeby ponownego sprawdzania kompetencji wykonawcy, z wyjątkiem sytuacji, gdy konieczne jest upewnienie się, że informacje są nadal aktualne. Nie ma więc potrzeby każdorazowo dostarczania wszystkich dokumentów na potwierdzenie kompetencji wykonawcy, jak ma to miejsce w polskich uwarunkowaniach prawnych a ocena wykonawcy jest dużo dokładniejsza.

Wiktorowska [7] wymienia trzy modele występujących w praktyce w państwach Unii Europejskiej systemów weryfikacji przedsiębiorców ubiegających się o zamówienia publiczne. Są to system licencji, system certyfikacji oraz system informacji o wykonawcach.

W systemie licencji tylko wykonawcy zakwalifikowani na listę urzędową mogą ubiegać się o udzielenie zamówienia publicznego. Kwalifikacji na listę dokonuje właściwy organ państwowy, względnie podmiot pozostający pod wpływem państwa. Licencji udziela się, kiedy wszystkie wymagane kryteria oceny spełnienia warunków udziału w postępowaniu zostaną spełnione. Systemy takie funkcjonują np. w Belgii, Hiszpanii, Włoszech, Portugalii.

Systemy certyfikacji opierają się na sprawdzeniu, czy przedsiębiorca spełnia standardowe minimalne warunki kwalifikacji. Jeśli wykonawca spełnia minimalne warunki, zostaje mu przyznany na określony czas „znak jakości”, bądź certyfikat. Certyfikacja może być prowadzona zarówno przez państwowe jak i specjalnie do tego wyznaczone prywatne instytucje. Systemy takie funkcjonują m. in. we Francji, Wielkiej Brytanii, na Słowacji, w Niemczech.

Ostatnim z modeli weryfikacji kompetencji oferentów jest system informacji o wykonawcach. Systemy informacji o wykonawcach nie definiują standardowych minimalnych warunków udziału w postępowaniu, tylko zbierają od wykonawców dokumenty potwierdzające spełnienie tych warunków, dokonują badania dokumentów pod względem kompletności, aktualności i częściowo wiarygodności, a następnie przechowują je w formie elektronicznej. Tak pozyskana baza dokumentów jest udostępniana w trybie on-line. Tego typu dane są gromadzone np. w Austrii, Wielkiej Brytanii [7].

W niektórych krajach istnieją systemy mieszane łączące w sobie cechy różnych opisanych wcześniej systemów.

Dowodem na to, iż do właściwej oceny kompetencji wykonawców kraje unijne przywiązują dużą wagę, jest ukazanie się w 2002 roku dokumentu opracowanego wspólnie przez Komitet Techniczny TC 330 Europejskiego Komitetu Normalizacyjnego (CEN) i Komitet Techniczny TC 218 Europejskiego Komitetu Normalizacji Elektrotechnicznej (CENELEC) „Kwalifikacja przedsiębiorstw budowlanych” [8]. Dokument ten reguluje zagadnienia związane z wymogami stawianymi organom kwalifikacyjnym, procedurą

ubiegania się o kwalifikację i jej przebiegiem, kryteriami kwalifikacyjnymi, zasadami kwalifikowania przedsiębiorstw budowlanych.

4. MOŻLIWOŚCI ZMIAN W PROCEDURACH OCENY I WYBORU WYKONAWCY

Potrzebę opracowania i wprowadzenia systemu certyfikacji dostrzegano w Polsce jeszcze przed jej wejściem do Unii Europejskiej. Jak już wówczas zauważano, mimo, że certyfikowanie jest dobrowolne, polskie firmy, nie posiadające tego typu dokumentów, mogą mieć trudności w poruszaniu się po rynku europejskim. Jedną z prób wprowadzenia certyfikacji polskich wykonawców podjęła w 1993 roku Wielkopolska Izba Budownictwa [9, 10]. Rozpoczęła ona tworzenie systemu stwierdzającego wiarygodność techniczną, organizacyjną i ekonomiczną oferentów dostaw, robót i usług w budownictwie. Proponowane procedury stanowiły kompromis między unormowaniami europejskimi a specyfiką uwarunkowań polskich. 1 stycznia 1996 r. WIB uruchomiła system certyfikacji kwalifikacji zawodowych. Równocześnie WIB wystąpiła z propozycją uruchomienia procedury legislacyjnej, mającej na celu wprowadzanie do obowiązującej wówczas ustawy o zamówieniach publicznych zapisów, które ułatwiłyby certyfikowanym firmom uzyskiwanie zamówień. Niestety proponowane zmiany nie znalazły się w Prawie zamówień publicznych.

Propozycje dotyczące zmian w obowiązujących przepisach prawnych pojawiały się także w późniejszym okresie. W trakcie rozpatrywania przez sejm rządowego projektu ustawy o zmianie ustawy – Prawo zamówień publicznych, w 2007 roku Krajowa Izba Gospodarcza przedstawiła propozycję certyfikacji przedsiębiorców ubiegających się o zamówienie publiczne [7]. Zaproponowane rozwiązanie, opierało się na wydawaniu certyfikatów przez instytucje certyfikujące działające w oparciu o szeroko stosowane w Polsce i Unii Europejskiej procedury jakości według europejskich norm serii ISO. Rolę organu rejestrującego w systemie certyfikacji miał pełnić Prezes Urzędu Zamówień Publicznych, który po zasięgnięciu opinii Rady Zamówień Publicznych miał opracować wymagania co do zakresu przeprowadzania przez jednostkę certyfikującą badania spełniania przez wykonawcę warunków udziału w postępowaniu o udzielenie zamówienia oraz minimalne warunki techniczne i kadrowe, jakie powinna spełniać jednostka ubiegająca się o wpis na listę jednostek certyfikujących. Akredytacji jednostek certyfikujących miało dokonywać Polskie Centrum Akredytacji (PCA). Program Certyfikacji miał uwzględniać m. in. przepisy Dyrektywy Rady 2004/18, ustawy z dnia 29 stycznia 2004 r. Prawo zamówień publicznych oraz rozporządzenia Prezesa Rady Ministrów z dnia 19 maja 2006 r. w sprawie rodzajów dokumentów, jakich może żądać zamawiający od wykonawcy oraz form, w jakich te dokumenty mogą być składane. Program Certyfikacji miał być podstawą wydawania certyfikatów przez wszystkie jednostki certyfikujące zarejestrowane w systemie certyfikacji prowadzonym przez Prezesa UZP.

Zaproponowane rozwiązanie, tak jak i inne wcześniej zgłaszane propozycje dotyczące certyfikacji, nie znalazło się w nowelizacji Prawa zamówień publicznych.

W lutym 2011 roku branżowe organizacje budowlane w wystąpieniu do Prezesa Urzędu Zamówień Publicznych zadeklarowały gotowość uczestnictwa w pracach nad zmianami w Prawie zamówień publicznych. Wskazały między innymi na potrzebę wprowadzenia obowiązku stosowania pozacenowych kryteriów wyboru oferty w postępowaniach o udzielenie zamówień publicznych. W wystąpieniu zawarto konstatację, że stosowanie

wyłącznie kryterium ceny, prowadzi do niepożądanych zjawisk. Powoduje to, że m. in. zdarza się, że do przetargów przystępują nieuczciwe firmy, nieposiadające kompetentnej kadry inżyniersko-technicznej, własnego wykonawstwa, sprzętu ani odpowiedniego doświadczenia. Firmy te często posługują się dokumentami, których wiarygodność jest dyskusyjna.

W przypadku braku rozwiązań legislacyjnych, zdaniem m. in. Wiktorowskiej [7], warto wypracować procedurę dobrowolnej certyfikacji firm budowlanych. Bardzo pomocne byłoby utworzenie platformy internetowej, gdzie byłaby zamieszczana lista certyfikowanych wykonawców, wraz z niezbędnymi informacjami związanymi z tą certyfikacją. Miejsce na takiej liście stanowiłoby dla wykonawcy reklamę przedsiębiorstwa, a także podniosłoby zaufanie inwestorów. W przypadku zamówień o wartościach nie przekraczających tzw. progów unijnych, gdzie żądanie od wykonawców dokumentów potwierdzających spełnianie przez nich warunków udziału w postępowaniu, nie jest obowiązkowe, zamawiający mogliby w wielu przypadkach z niego zrezygnować.

5. PODSUMOWANIE

Polskie prawo obowiązujące zamawiających publicznych nie przewiduje żadnych metod wstępnej selekcji czy certyfikacji wykonawców robót budowlanych. Ocena kompetencji wykonawców jest sprawdzana we wstępnym etapie procedury przetargowej bądź negocjacyjnej. Najczęściej stosowanym trybem jest przetarg nieograniczony, gdzie ta ocena jest dość pobieżna. Niepokojący także wydaje się fakt coraz częstszego wykorzystywania trybu zamówienia z wolnej ręki, gdzie nie występuje ani ocena wykonawców, ani ocena ofert. Z przeprowadzonych badań wynika także, że zwiększa się udział postępowań, w których jedynym kryterium oceny jest cena. W analizowanych postępowaniach stosowano tylko jedno dodatkowe kryterium – była to gwarancja pojawiająca się w zaledwie 6% postępowań z wagą jedynie 5%. Jak często się zauważa istniejąca sytuacja może prowadzić do wyboru niekompetentnych wykonawców i późniejszych problemów z właściwym zakończeniem realizacji przedsięwzięcia.

Rozwiązaniem byłoby wprowadzenie urzędowego wykazu wykonawców, bądź jednej z form certyfikacji wykonawców. Taką możliwość przewidują Dyrektywy unijne i wiele krajów już z niej korzysta. Zastosowanie jednej z tych możliwości zwiększa zarówno szansę na wybór kompetentnego wykonawcy jak i ułatwia samą procedurę przetargową zmniejszając ilość dokumentów, które musi dostarczyć wykonawca, a które mogą być zastąpione np. jednym certyfikatem.

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] Rozporządzenie Prezesa Rady Ministrów z dnia 30 grudnia 2009 r., w sprawie rodzajów dokumentów, jakich może żądać zamawiający od wykonawcy oraz form, w jakich dokumenty te mogą być składane (Dz. U. Nr 206, poz. 1817).
- [3] Biuletyny Zamówień Publicznych, 2010 r.
- [4] Leśniak A., Plebankiewicz E.: Sposoby pozyskiwania wykonawców robót budowlanych przez inwestorów publicznych. Zeszyty naukowe Politechniki Gdańskiej Budownictwo Lądowe nr 61, Gdańsk 2007, s. 31-37.
- [5] Sprawozdanie Urzędu Zamówień Publicznych za 2009 r.

- [6] Dyrektywa 2004/18/WE Parlamentu Europejskiego i Rady, z dnia 31 marca 2004 r. W sprawie koordynacji procedur udzielania zamówień publicznych na roboty budowlane, dostawy i usługi.
- [7] Wiktorowska E.: Modele kwalifikacji wykonawców ubiegających się o zamówienie publiczne. *Buduj z głową* 3, 2007.
- [8] Qualification of construction enterprises, Komitet Techniczny TC 330 Europejskiego Komitetu Normalizacyjnego (CEN) i Komitet Techniczny TC 218 Europejskiego Komitetu Normalizacji Elektrotechnicznej (CENELEC), 2002.
- [9] Meszek W.: Standardy europejskie w kwalifikacji przedsiębiorstw budowlanych (1). *Forum Budowlane*, 11, 1999, s. 31-33.
- [10] Meszek W.: Standardy europejskie w kwalifikacji przedsiębiorstw budowlanych (2). *Forum Budowlane*, 11, 1999, s. 32-34.

EVALUATION AND CHOOSING OF CONSTRUCTION CONTRACTORS BY PUBLIC OWNERS

Summary

Public owners are obliged to choose a construction contractor in accordance with the Polish law. To learn about the methods of contractor selection used by public owners, the notices of the results of the contracts awarded for works that have appeared in Public Procurement Bulletins were analyzed. For a detailed analysis notices of tender from December 2010 have been selected. Polish Public Procurement Law provides no prequalification of contractors. The procedure used most frequently is open tendering where the assessment is quite cursorily done. The research also indicates an increasing proportion of procedures in which the only criterion is the price. The solution would be to introduce the official records or some form of certification of contractors.

Elżbieta RADZISZEWSKA-ZIELINA¹
Politechnika Krakowska

PORÓWNANIE PROCEDURY ZAMÓWIEŃ PUBLICZNYCH W BUDOWNICTWIE W POLSCE I NA SŁOWACJI

STRESZCZENIE

Celem przeprowadzonych analiz było porównanie procedury zamówień publicznych w budownictwie w Polsce i na Słowacji oraz wykazanie różnic, zarówno w obowiązujących przepisach prawnych w obu krajach, jak i różnic występujących w praktyce realizacji zamówień publicznych. W artykule skupiono się na dwóch podstawowych trybach: przetargu nieograniczonym oraz ograniczonym. Zastosowane metody badawcze to analiza przepisów prawnych i dokumentacji przetargowych w obu krajach oraz wywiady z ekspertami, w tym zarówno naukowcami specjalizującymi się w problematyce zamówień publicznych jak i praktykami zajmującymi się w swojej pracy zawodowej problematyką przetargową – zamawiającymi publicznymi (przedstawicielami gmin) oraz oferentami (przedstawicielami przedsiębiorstw budowlanych) w Polsce i na Słowacji. Procedura zamówień publicznych w budownictwie w obu krajach jest podobna, największe różnice występują co do obowiązujących terminów, konieczności wpłaty i wysokości wadium (na Słowacji w żadnym przypadku nie ma takiego obowiązku) oraz ilości, w praktyce zamówień publicznych, kryteriów wyboru oferty najkorzystniejszej (zgodnie z opiniami specjalistów na Słowacji częściej niż w Polsce ma miejsce ocena oferty ze względu na kilka kryteriów, nie tylko najniższej ceny).

Słowa kluczowe: prawo zamówień publicznych, procedura przetargowa, oferta przetargowa, usługa budowlana

1. WPROWADZENIE

Analiza sytuacji polskich przedsiębiorstw budowlanych w aspekcie zamówień publicznych na roboty budowlane była przedstawiona przez autorkę w artykule [1]. Celem niniejszego artykułu jest prezentacja wstępnych wyników badań realizowanych w ramach projektu „Współczesne tendencje rozwoju metod organizacji i zarządzania w inżynierii przedsięwzięć budowlanych” (SK-PI-0033-09/8028/2010 „*Modern tendencies in the development of organization and management methods in construction project engineering*”) przyjętego do realizacji na lata 2010-2011 na podstawie konkursu MNiSW dotyczącego współpracy zagranicznej dwustronnej Polska-Słowacja.

Ciągłe zmiany w przepisach dotyczących zamówień publicznych w budownictwie zarówno w Polsce jak i na Słowacji wynikają z faktu, że dąży się do ich ujednocnienia

¹ eradzisz@izwbit.pk.edu.pl

w krajach Unii Europejskiej. Czy na dzień dzisiejszy są one identyczne czy występują pewne różnice i jakie? Celem przeprowadzonych badań było porównanie procedury zamówień publicznych i wykazanie ewentualnych różnic zarówno w obowiązujących przepisach prawnych w obu krajach jak i różnic występujących w praktyce realizacji zamówień publicznych, w tym związanych z przygotowaniem oferty przetargowej. Skupiono się na dwóch podstawowych trybach: przetargu nieograniczonym oraz ograniczonym. Zastosowane metody badawcze to analiza przepisów prawnych i dokumentacji przetargowych w obu krajach oraz wywiady z ekspertami, w tym zarówno naukowcami specjalizującymi się w problematyce zamówień publicznych w budownictwie jak i praktykami zajmującymi się w swojej pracy zawodowej problematyką przetargową - zamawiającymi publicznymi (przedstawicielami gmin) oraz oferentami (przedstawicielami przedsiębiorstw budowlanych) w Polsce i na Słowacji.

2. PORÓWNANIE TRYBÓW ZAMÓWIEŃ PUBLICZNYCH

2.1 Rodzaje trybów

Zamówienia publiczne w Polsce reguluje Prawo Zamówień Publicznych [2] natomiast na Słowacji Zákon o verejnom obstarávaní [3] wraz z późniejszymi zmianami w obu ustawach. W polskich przepisach wyróżniono następujące tryby udzielania zamówień: przetarg nieograniczony, przetarg ograniczony, negocjacje z ogłoszeniem, negocjacje bez ogłoszenia, dialog konkurencyjny, zamówienie z wolnej ręki, zapytanie o cenę, licytacja elektroniczna. W słowackich przepisach wyróżniono następujące tryby zamówień publicznych (metody verejného obstarávania): przetarg nieograniczony (verejná súťaž), przetarg ograniczony (užšia súťaž), negocjacje z ogłoszeniem (rokovacie konanie so zverejnením), negocjacje bez ogłoszenia (rokovacie konanie bez zverejnenia), dialog konkurencyjny (súťažný dialóg), licytacja elektroniczna (elektronická aukcia). Wprawdzie w słowackim prawie dotyczącym zamówień publicznych ilość wszystkich wskazanych trybów jest mniejsza, jednak ilość trybów stosowanych w budownictwie jest podobna. W dalszej części artykułu autorka skupi się na pokazaniu różnic, w procedurze dwóch podstawowych trybów zamówień publicznych w budownictwie, w obu krajach.

2.2 Przetarg nieograniczony

W kolejnych rozdziałach polskiego Prawa Zamówień Publicznych często jest odwołanie do art.11 ust. 8, które mówi, że Prezes Rady Ministrów określi, w drodze rozporządzenia, kwoty wartości zamówień oraz konkursów, od których jest uzależniony obowiązek przekazywania ogłoszeń Urzędowi Oficjalnych Publikacji Wspólnot Europejskich mając na względzie przepisy prawa Unii Europejskiej. Obowiązujące obecnie rozporządzenie z dnia 23 grudnia 2009 roku [4] określa wspomnianą kwotę dla robót budowlanych w wysokości 4 845 000 euro natomiast w słowackich przepisach nie ma w tej kwestii osobnego rozporządzenia, kwota podana jest bezpośrednio w Zákonie o verejnom obstarávaní i wynosi dla robót budowlanych 5 923 000 euro. Zgodnie z poprzednim polskim rozporządzeniem z 19 grudnia 2007 roku wcześniej w Polsce obowiązywała dla robót budowlanych kwota 5 150 000 euro. Można wywnioskować, że przepisy słowackie nie zmieniają się w tym względzie tak elastycznie jak polskie. Definicja przetargu nieograniczonego i jego procedura w obu krajach jest podobna. Przetarg nieograniczony to tryb udzielania zamówienia, w którym w odpowiedzi na publiczne ogłoszenie o zamówieniu oferty mogą składać wszyscy zainteresowani wykonawcy. Procedura przetargowa to zbiór reguł, znanych przynajmniej uczestnikom postępowania, pozwalających na udzielenie zamówienia i zawarcie umowy o roboty budowlane.

Tablica 1. Charakterystyka przetargu nieograniczonego na roboty budowlane w Polsce i na Słowacji

PRZETARG NIEOGRANICZONY				
Kwoty	Do kwot mniejszych niż określone w przepisach		Od kwot równych lub większych niż określone w przepisach	
	polskich	słowackich	polskich	słowackich
Sposób publikacji ogłoszenia o zamówieniu	Na stronach portalu internetowego UZP (Urząd Zamówień Publicznych) – publikacja w BZP (Biuletyn Zamówień Publicznych) [5] Ponadto na własnej stronie internetowej, w siedzibie w miejscu publicznie dostępnym, w dzienniku lub czasopiśmie o zasięgu ogólnopolskim	Na stronach portalu internetowego ÚVO (Úrad pre verejné obstarávanie) – publikacja w VVO (Vestník verejného obstarávania) [6] Ponadto na własnej stronie internetowej, w siedzibie w miejscu publicznie dostępnym, w dzienniku lub czasopiśmie o zasięgu ogólnokrajowym	Przekazanie ogłoszenia UOPWE (Urząd Oficjalnych Publikacji Wspólnot Europejskich) – publikacja w DU UE (Dziennik Urzędowy Unii Europejskiej) Ponadto na własnej stronie internetowej, w siedzibie w miejscu publicznie dostępnym, w dzienniku lub czasopiśmie o zasięgu ogólnopolskim	Przekazanie ogłoszenia do urzędu (Úrad pre vydávanie úradných publikácií Európskych spoločností) – publikacja w Ú. v. EÚ (Úradný vestník Európskej únie) Ponadto na własnej stronie internetowej, w siedzibie w miejscu publicznie dostępnym, w dzienniku lub czasopiśmie o zasięgu ogólnokrajowym
Specyfikacja istotnych warunków zamówienia	Dokument SIWZ opracowuje zamawiający	Dokument Súťažné podmienky (warunki przetargu) opracowuje zamawiający	Dokument SIWZ opracowuje zamawiający	Dokument Súťažné podmienky (warunki przetargu) opracowuje zamawiający
Sposób udostępnienia specyfikacji istotnych warunków zamówienia	<ul style="list-style-type: none"> • Obligatoryjnie na stronie internetowej (od dnia publikacji o zamówieniu w BZP do upływu terminu składania ofert) • Na wniosek wykonawcy pisemnie do 5 dni 	<ul style="list-style-type: none"> • Obligatoryjnie na stronie internetowej. • Na wniosek wykonawcy pisemnie do 6 dni 	<ul style="list-style-type: none"> • Obligatoryjnie na stronie internetowej (od dnia publikacji o zamówieniu w DU UE do upływu terminu składania ofert) • Na wniosek wykonawcy pisemnie do 5 dni 	<ul style="list-style-type: none"> • Obligatoryjnie na stronie internetowej. • Na wniosek wykonawcy pisemnie do 6 dni
Termin składania ofert	<ul style="list-style-type: none"> • Nie może być krótszy niż 14 dni 	Nie może być krótszy niż 52 dni (tradycyjną drogą), 45 dni (drogą elektroniczną). Nie może być krótszy niż 36 dni, 22 dni (drogą elektroniczną) - jeżeli zamawiający opublikował wstępne ogłoszenie informacyjne od 12 miesięcy do 52 dni przed wysłaniem ogłoszenia	Nie może być krótszy niż 47 dni (tradycyjną drogą), 40 dni (drogą elektroniczną). Nie może być krótszy niż 29 dni, 22 dni (drogą elektroniczną) - jeżeli zamawiający opublikował wstępne ogłoszenie informacyjne od 12 miesięcy do 52 dni przed wysłaniem ogłoszenia	Nie może być krótszy niż 52 dni (tradycyjną drogą), 45 dni (drogą elektroniczną). Nie może być krótszy niż 36 dni, 22 dni (drogą elektroniczną) - jeżeli zamawiający opublikował wstępne ogłoszenie informacyjne od 12 miesięcy do 52 dni przed wysłaniem ogłoszenia
Wadium/zabezpeka	Zamawiający może żądać	Zamawiający może żądać	Zamawiający żąda	Zamawiający może żądać
Najmniejsza liczba wykonawców	1 oferta nieodrzucona	1 oferta nieodrzucona	1 oferta nieodrzucona	1 oferta nieodrzucona

Procedura przetargu nieograniczonego w budownictwie jest następująca:

- ogłoszenie przetargu przez zamawiającego,
- powiadomienie znanych sobie wykonawców (jest to nowy przepis wprowadzony niedawno w polskim PZP natomiast w prawie słowackim takiego zapisu nie ma)

- wyrażenie przez wykonawców zainteresowania i pozyskanie przez nich dokumentacji przetargowej potrzebnej do przygotowania ofert,
- przygotowanie ofert przetargowych,
- składanie ofert wraz z wniesieniem wadium (o ile jest wymagane),
- publiczne otwarcie ofert wraz z podaniem podstawowych informacji o ofercie i oferentach,
- sprawdzenie przez zamawiającego ważności ofert,
- dokonanie oceny ważnych ofert,
- wybór przez zamawiającego najkorzystniejszej oferty lub unieważnienie postępowania (powiadomienie o decyzji wszystkich oferentów),
- wniesienie przez wybranego oferenta zabezpieczenia należytego wykonania umowy,
- podpisanie umowy (po okresie czasu przewidzianego na ewentualne odwołania).

Na podstawie tabeli 1 można stwierdzić, że największe różnice w Polsce i na Słowacji w postępowaniu przetargowym na roboty budowlane, w przypadku przetargu nieograniczonego, występują w zakresie obowiązujących terminów oraz konieczności wniesienia wadium.

2.3 Przetarg ograniczony

Definicja przetargu ograniczonego i jego procedura w obu krajach są podobne. Przetarg ograniczony to tryb udzielania zamówienia, w którym w odpowiedzi na publiczne ogłoszenie o zamówieniu, wykonawcy składają wnioski o dopuszczenie do udziału w przetargu, a oferty mogą składać wykonawcy zaproszeni do składania ofert.

Procedura przetargu ograniczonego jest następująca:

- ogłoszenie zamiaru zorganizowania przetargu wraz z opisem przedmiotu zamówienia (publiczne ogłoszenie o zamówieniu),
- zgłoszenie zainteresowania przez potencjalnych wykonawców (złożenie wniosku o dopuszczenie do udziału w przetargu i oświadczenie o spełnieniu warunków udziału w postępowaniu),
- weryfikacja wniosków,
- możliwość prezentacji firm ubiegających się o włączenie na listę oferentów,
- sporządzenie przez zamawiającego listy zapraszanych do przetargu firm,
- zaproszenie firm do składania ofert,
- przygotowanie ofert przetargowych,
- składanie ofert wraz z wniesieniem wadium (o ile jest wymagane),
- publiczne otwarcie ofert wraz z podaniem podstawowych informacji o ofercie i oferentach,
- sprawdzenie przez zamawiającego ważności ofert,
- dokonanie oceny ważnych ofert,
- wybór przez zamawiającego najkorzystniejszej oferty lub unieważnienie postępowania (powiadomienie o decyzji wszystkich oferentów),
- wniesienie przez wybranego oferenta zabezpieczenia należytego wykonania umowy,
- podpisanie umowy (po okresie czasu przewidzianego na ewentualne odwołania).

Na podstawie tabeli 2 można stwierdzić, że największe różnice w Polsce i na Słowacji w postępowaniu przetargowym na roboty budowlane, w przypadku przetargu ograniczonego występują w obowiązujących terminach (różnice te są jednak mniejsze niż w przypadku przetargu nieograniczonego) oraz konieczności wniesienia wadium.

Tablica 2. Charakterystyka przetargu ograniczonego na roboty budowlane w Polsce i na Słowacji

PRZETARG OGRANICZONY				
Kwoty	Do kwot mniejszych niż określone w przepisach		Od kwot równych lub większych niż określone w przepisach	
	polskich	słowackich	polskich	słowackich
Sposób publikacji ogłoszenia o zamówieniu	Jak w przetargu nieograniczonym	Jak w przetargu nieograniczonym	Jak w przetargu nieograniczonym	Jak w przetargu nieograniczonym
Termin składania wniosków o dopuszczenie do udziału w postępowaniu	<ul style="list-style-type: none"> Nie może być krótszy niż 7 dni od dnia zamieszczenia ogłoszenia w BZP 	30 (drogą elektroniczną), 37 (inną) a w przypadku pilnej potrzeby - 10 dni (drogą elektroniczną) lub 15 dni (inną)	30 (drogą elektroniczną), 37 (inną) a w przypadku pilnej potrzeby - 10 dni (drogą elektroniczną) lub 15 dni (inną) od dnia przekazania ogłoszenia UOPWE	30 (drogą elektroniczną), 37 (inną) a w przypadku pilnej potrzeby - 10 dni (drogą elektroniczną) lub 15 dni (inną)
SIWZ/ Służne podmienny	Przekazywana wraz z zaproszeniem do składania ofert	Przekazywane wraz z zaproszeniem do składania ofert	Przekazywana wraz z zaproszeniem do składania ofert	Przekazywane wraz z zaproszeniem do składania ofert
Termin składania ofert	<ul style="list-style-type: none"> 14 dni od dnia przekazania zaproszenia do składania ofert 	Nie krótszy niż 40 dni, jeśli pilna potrzeba - 10 dni od dnia przekazania zaproszenia do składania ofert, Nie może być krótszy niż 36 dni, 22 dni (drogą elektroniczną) - jeżeli zamawiający opublikował pierwsze ogłoszenie informacyjne od 12 miesięcy do 52 dni przed wysłaniem drugiego ogłoszenia	Nie krótszy niż 40 dni, jeśli pilna potrzeba - 10 dni od dnia przekazania zaproszenia do składania ofert, Nie może być krótszy niż 22 dni - jeżeli zamawiający opublikował wstępne ogłoszenie informacyjne od 12 miesięcy do 52 dni przed wysłaniem ogłoszenia	Nie krótszy niż 40 dni, jeśli pilna potrzeba - 10 dni od dnia przekazania zaproszenia do składania ofert, Nie może być krótszy niż 36 dni, 22 dni (drogą elektroniczną) - jeżeli zamawiający opublikował pierwsze ogłoszenie informacyjne od 12 miesięcy do 52 dni przed wysłaniem drugiego ogłoszenia
Wadium/zabezpeka	Zamawiający może żądać	Zamawiający może żądać	Zamawiający żąda	Zamawiający może żądać
Najmniejsza liczba wykonawców	Wskazana w ogłoszeniu, preferowana: 5 – 20 Jeżeli liczba zainteresowanych wykonawców jest większa niż wskazana w ogłoszeniu – zamawiający zaprasza wykonawców, którzy otrzymali najwyższe oceny spełnienia warunków. Jeżeli mniejsza niż wskazana w ogłoszeniu – zamawiający zaprasza wszystkich, którzy spełniają te warunki			

2.4 Dokumentacja i przebieg przetargu

Dokumentacja przetargowa (przetarg nieograniczony i ograniczony) w przypadku robót budowlanych w obu krajach jest podobna. Składa się na nią specyfikacja istotnych warunków zamówienia, a w ramach tego dokumentu:

- dokumentacja projektowa,
- przedmiar robót (ilość robót do wykonania obliczona na podstawie dokumentacji projektowej),
- wzór umowy o roboty budowlane,
- wzory wymaganych oświadczeń (np. o dysponowaniu odpowiednimi pracownikami, wymaganym sprzętem).

Treść ogłoszenia o przetargu i specyfikacji istotnych warunków zamówienia jest w obu krajach podobna (Tab. 3).

Tablica 3. Zawartość ogłoszenia o przetargu i specyfikacji istotnych warunków zamówienia

Treść ogłoszenia o przetargu powinna być następująca	Specyfikacja istotnych warunków zamówienia zawiera co najmniej
8.1 nazwa i siedziba zamawiającego, 9.1 przedmiot (rodzaj i ilość robót), 10.1 miejsce i termin wykonania zamówienia, 11.1 rodzaj przetargu, 12.1 termin i miejsce organizacji przetargu, 13.1 miejsce i termin zapoznania się z dokumentacją, 14.1 miejsce i termin składania ofert, 15.1 wadium, 16.1 kryteria oceny ofert i ich wagi.	<ul style="list-style-type: none"> • nazwę i adres zamawiającego, • tryb udzielania zamówienia, • opis przedmiotu zamówienia, • termin wykonania zamówienia, • opis warunków udziału w postępowaniu i sposobu ich oceny, • wykaz niezbędnych oświadczeń i dokumentów, • informacja o sposobie porozumiewania się stron, • wymagania dotyczące wadium, • termin związania ofertą, • opis sposobu przygotowania ofert, • miejsce oraz termin składania i otwarcia ofert, • opis sposobu obliczenia ceny, • opis kryteriów wyboru oferty, • informacja o formalnościach po wyborze oferty, • wymagania dotyczące zabezpieczenia należytego wykonania umowy, • postanowienia wprowadzone do treści umowy lub wzór umowy, • pouczenie o środkach ochrony prawnej.

Zamawiający określa kwotę wadium/ zabezpeka w wysokości nie większej niż 3 % wartości zamówienia w Polsce i 5% wartości zamówienia na Słowacji. Ponadto w prawie słowackim podano, że zabezpeka nie może być wyższa niż 10 000 000 Sk (przepis z 2005 roku, niezmienną walutą). Wadium może być wnoszone np. w jednej lub kilku następujących formach: pieniądzu, poręczeniach bankowych, poręczeniach udzielanych przez podmioty, gwarancjach bankowych, gwarancjach ubezpieczeniowych. Wadium wnosi się przed upływem terminu składania ofert. Zwrot wadium przysługuje wszystkim wykonawcom, po wyborze oferty najkorzystniejszej lub unieważnieniu postępowania, natomiast zwycięzcy po podpisaniu przez niego umowy na warunkach które zawarł w ofercie.

Publiczne otwarcie ofert (otworenie ponúk) przebiega w obu krajach w podobny sposób:

- informacja zamawiającego jaką kwotę przeznaczył na wykonanie zamówienia,
- podanie podstawowych informacji o ofercie i oferentach (nazwy i adresy oferentów,
- oferta np. cena, termin wykonania zamówienia itd.),
- informacje organizacyjne.

Sprawdzenie ofert to sprawdzenie ważności ofert poprzez sprawdzenie kompletności wymaganych dokumentów, sprawdzenie pod względem rachunkowym, zgodności ze specyfikacją i przepisami prawa. Wybór oferty najkorzystniejszej (najwyhłodniejszej ponuky) to wybór oferty, która przedstawia najkorzystniejszy bilans ceny i innych kryteriów, np. terminu wykonania (miesiące), okresu gwarancji (lata, dla budynków na Słowacji podane jest bezpośrednio w ustawie minimum 3 lata), warunków płatności (np. termin odroczenia płatności faktur), odnoszących się do przedmiotu zamówienia, albo oferty, która przedstawia najniższą cenę (jeżeli cena była jedynym kryterium).

Formuła zamiany ocen cząstkowych oferty na jedną ocenę końcową jest następująca (opracowanie własne):

$$O_x = \sum_{i=1}^n P_{xi} \quad (1)$$

- w przypadku gdy najkorzystniejsza jest najmniejsza wartość podana w ofertach, P_{xi} wyznacza się ze wzoru:

$$P_{xi} = \frac{K_{naj}^{min}}{K_{xi}} \cdot w_i \quad (2a)$$

- w przypadku gdy najkorzystniejsza jest największa wartość podana w ofertach, P_{xi} wyznacza się ze wzoru:

$$P_{xi} = \frac{K_{xi}}{K_{naj}^{max}} \cdot w_i \quad (2b)$$

gdzie:

O_x – całkowita ocena przyznana ofercie x ,

P_{xi} – ocena cząstkowa przyznana ofercie x według kryterium i , $i=1, \dots, n$, gdzie n – ilość kryteriów oceny ofert,

K_{naj}^{min} – najkorzystniejsza wartość podana w ofertach spośród wszystkich ofert według danego kryterium, w przypadku gdy najkorzystniejsza jest najmniejsza wartość, np. cena ofertowa brutto najniższa wśród cen zawartych we wszystkich ofertach, najkrótszy termin realizacji zamówienia,

K_{naj}^{max} – najkorzystniejsza wartość podana w ofertach spośród wszystkich ofert według danego kryterium, w przypadku gdy najkorzystniejsza jest największa wartość, np. najdłuższy okres gwarancji,

K_{xi} – wartość podana w ofercie x wg danego kryterium i , np. cena ofertowa brutto zawarta w ofercie x , proponowany termin wykonania zamówienia podany w ofercie x , okres gwarancji podany w ofercie x ,

w_i – waga kryterium i , przy czym 1 % = 1 pkt.

Ilość punktów, jaką uzyska dana oferta jest wyliczana zarówno w Polsce jak i na Słowacji najczęściej według wzorów: (1),(2a),(2b). Za najkorzystniejszą zostaje uznana oferta, niepodlegająca odrzuceniu, która uzyska największą ilość punktów.

W przypadku przetargów na roboty budowlane na Słowacji, częściej niż w Polsce ocena ofert jest wielokryterialna, przy czym waga ceny stanowi zazwyczaj 80-90%. W polskich przetargach na roboty budowlane najczęściej jedynym kryterium jest najniższa cena. Przetarg jako forma konkursu, ze względu na porównywalność ofert i konkurowanie w warunkach rynkowych jest formą korzystną dla zamawiającego, chociaż ma też pewne wady. Specjaliści w obu krajach stwierdzają, że podstawowe problemy z właściwym stosowaniem prawa zamówień publicznych wynikają z postawy niektórych zamawiających, którzy ustalają warunki zamówienia w sposób preferencyjny dla niektórych przedsiębiorstw. Ciągłe zmiany w przepisach, szczególnie co do obowiązujących w Polsce terminów powodują, że niektóre przetargi są unieważniane ze względu na stosowanie nieaktualnych już paragrafów. Wynika to z zaniedbania i nieśledzenia aktualnych zmian przez zamawiających. Z kolei najczęściej popełniane błędy przez oferentów wynikają z niedokładnego zapoznania się ze specyfikacją i przygotowania niekompletnych dokumentów, błędy wynikają również z pośpiechu i przygotowywania oferty w ostatniej chwili co skutkuje np. błędami rachunkowymi.

3. WNIOSKI

Zrealizowanym przez autorkę celem badawczym było porównanie procedury zamówień publicznych w budownictwie w dwóch krajach w Polsce i na Słowacji i wykazanie różnic, zarówno w obowiązujących przepisach prawnych, jak i różnic występujących w praktyce realizacji zamówień publicznych na roboty budowlane. W artykule skupiono się na dwóch podstawowych trybach: przetargu nieograniczonym oraz ograniczonym.

Na podstawie przeprowadzonych badań można podać następujące wnioski końcowe:

1. W słowackim prawie dotyczącym zamówień publicznych ilość wskazanych trybów jest mniejsza, natomiast ilość trybów stosowanych w budownictwie jest podobna.
2. Przepisy słowackie dotyczące kwoty wartości zamówień od których jest uzależniony obowiązek przekazywania ogłoszeń Urzędowi Oficjalnych Publikacji Wspólnot Europejskich mając na względzie przepisy prawa Unii Europejskiej nie zmieniają się tak szybko i elastycznie jak polskie w tym względzie.
3. Procedura zamówień publicznych w budownictwie w obu krajach jest generalnie podobna, największe różnice występują w obowiązujących terminach oraz konieczności wniesienia i wysokości wadium.
4. W praktyce przetargów na usługi budowlane w Polsce częściej niż na Słowacji jedynym kryterium wyboru oferty najkorzystniejszej jest najniższa cena.

Podsumowując, procedura zamówień publicznych w budownictwie w obu krajach jest generalnie podobna, największe różnice występują co do obowiązujących terminów, konieczności wniesienia i wysokości wadium (na Słowacji nie ma takiego obowiązku) oraz w praktyce przetargów - ilości kryteriów wyboru oferty najkorzystniejszej (na Słowacji częściej niż w Polsce ma miejsce ocena oferty ze względu na kilka kryteriów, nie tylko najniższej ceny).

PIŚMIENNICTWO

- [1] Radziszewska-Zielina E.: Analiza sytuacji firm budowlanych w aspekcie zamówień publicznych na roboty budowlane, Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej, nr 61/2007, 39-44
- [2] Ustawa z dnia 29 stycznia 2004 r. Prawo zamówień publicznych, tekst ujednolicony po zmianach (Dz. U. z 2007 r. Nr 223, poz. 1655)
- [3] Zákon 25 zo 14. decembra 2005 o verejnom obstarávaní a o zmene a doplnení niektorých zákonov (zbiierka zákonov č. 25/2006, čiastka 14)
- [4] Rozporządzenie Prezesa Rady ministrów z dnia 23 grudnia 2009 r. w sprawie kwot wartości zamówień oraz konkursów, od których jest uzależniony obowiązek przekazywania ogłoszeń Urzędowi Oficjalnych Publikacji Wspólnot Europejskich (Dz. U. z 2009r. Nr 224, poz. 1795)
- [5] www.uzp.gov.pl – Urząd Zamówień Publicznych
- [6] www.uvo.gov.sk – Úrad pre verejné obstarávanie

COMPARISON OF THE PUBLIC PROCUREMENT PROCEDURE IN THE CONSTRUCTION INDUSTRY IN POLAND AND IN SLOVAKIA

Summary

The purpose of the article is to present provisional results of the research conducted within the scope of the project SK-PI-0033-09/8028/2010 „Modern tendencies in the development of organization and management methods in construction project engineering” related to international cooperation between Poland and Slovakia.

The public procurement procedure in construction is similar in both countries. The most significant differences can be found in the deadlines, payment and amount of the bid bond, (there is no such requirement in Slovakia). Another difference is the number of selection criteria of the most profitable bid (in Slovakia the bid is more often evaluated by several criteria, not only that of the lowest price; although the price is usually the most important).

The public procurement procedure in construction is similar in both countries. The most significant differences can be found in the deadlines, payment and amount of the bid bond, (there is no such requirement in Slovakia). Another difference is the number of selection criteria of the most profitable bid (in Slovakia the bid is more often evaluated by several criteria, not only that of the lowest price; although the price is usually the most important).

Janusz SZELKA¹
Zbigniew WRONA²

HYBRYDOWE SYSTEMY ANALITYCZNO – DECYZYJNE JAKO NOWE NARZĘDZIE INFORMATYCZNEGO WSPOMAGANIA DZIAŁAŃ INŻYNIERYJNYCH

STRESZCZENIE

Złożoność, wieloetapowość oraz niejednorodność przedsięwzięć inżynierskich wiąże się z trudnościami w doborze narzędzi informatycznych, umożliwiających ich racjonalne wspomaganie. Brak zgodności informacyjnej i funkcjonalnej poszczególnych aplikacji, wykorzystywanych do wspomagania kolejnych etapów złożonego przedsięwzięcia sprawia, że spójna realizacja takiego procesu jest albo znacznie utrudniona albo wręcz niemożliwa. Istotną zatem wydaje się próba dokonania oceny możliwości wykorzystania do tego celu zintegrowanych aplikacji o charakterze hybrydowym. Wykorzystywane są one z powodzeniem do wspomagania złożonych, niejednorodnych przedsięwzięć o charakterze biznesowym, a ich specyfika i znaczny zakres potencjalnych zastosowań umożliwia ich wykorzystanie również w zakresie problemów inżynierskich, oferując przy tym spójność informacyjną i funkcjonalną całego przedsięwzięcia.

Słowa kluczowe: wspomaganie przedsięwzięć inżynierskich, systemy baz danych, systemy wspomaganie decyzji, systemy hybrydowe, systemy Business Intelligence

1. WPROWADZENIE

Przedsięwzięcia inżynierskie na każdym etapie ich realizacji (projektowanie, organizowanie budowy, monitorowanie czy predykcja stanu technicznego) można zaliczyć do zadań o dużej złożoności. Istotną wydaje się przy tym ich niejednorodność, zarówno w zakresie poziomu ustrukturyzowania, losowości zjawisk (stanów), jak też poziomu dostępności i jakości informacji, wykorzystywanych w procesach analityczno-decyzyjnych. Złożoność tych przedsięwzięć najczęściej oznacza również ich wieloetapowość, przy czym poszczególne etapy składowe mogą także mieć charakter hybrydowy.

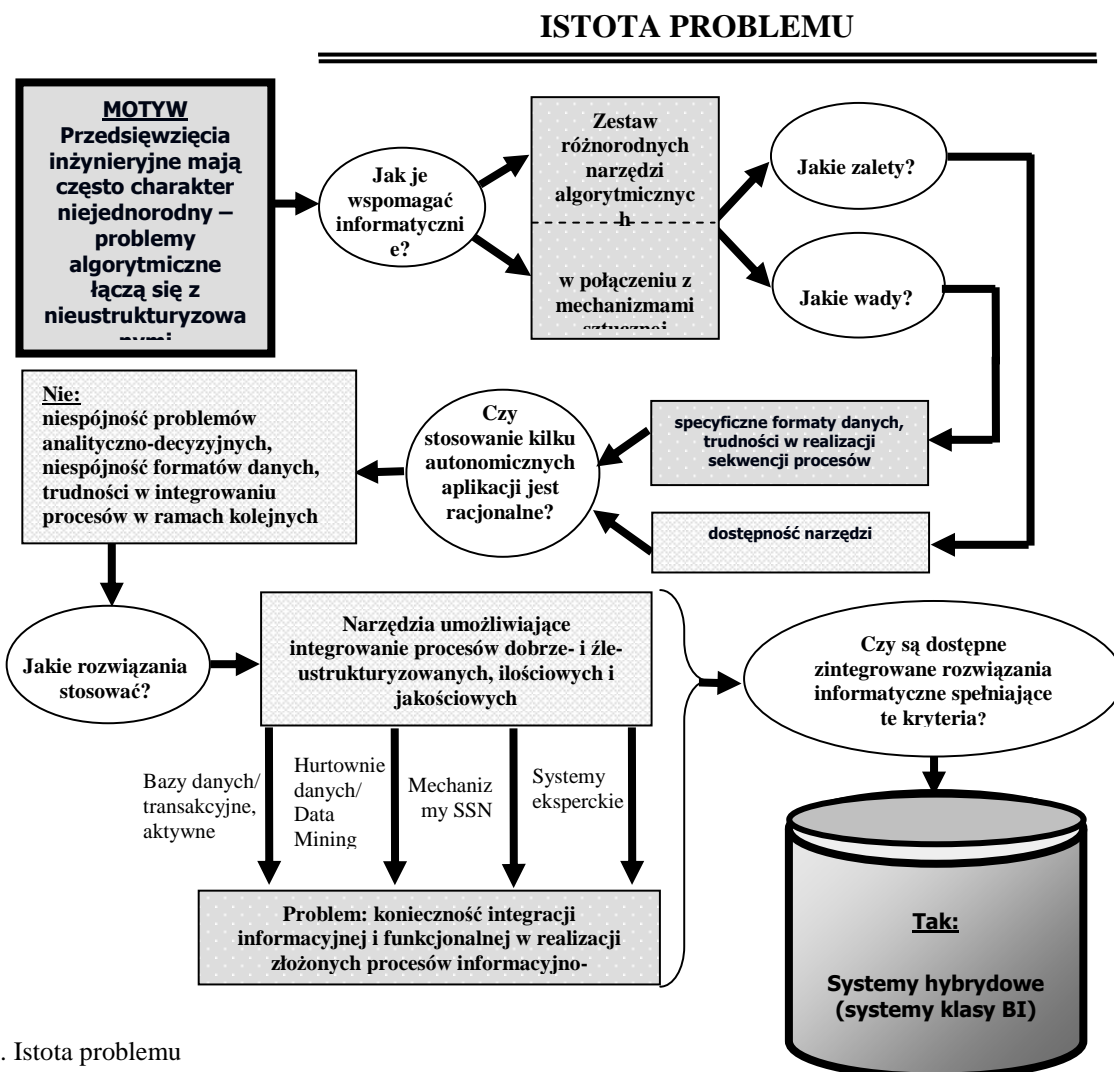
Istota przedsięwzięć inżynierskich znajduje swoje odzwierciedlenie w specyfice narzędzi informatycznych, wspomagających ich realizację. Ze względu na niejednorodność problemów składowych trudno jest często dobrać metody i narzędzia informatyki, umożliwiające osiągnięcie zadowalającego poziomu tego wspomaganie. Pojawiająca się wówczas konieczność stosowania kilku różnorodnych aplikacji informatycznych, w konsekwencji często oznacza ograniczenie się

¹ dr hab. inż., prof. WSOWL. i UZ, Wyższa Szkoła Oficerska Wojsk Lądowych we Wrocławiu

² dr inż., Wyższa Szkoła Zarządzania „Edukacja” we Wrocławiu

do wspomagania tylko wybranych etapów całego przedsięwzięcia, co może w istotny sposób wpłynąć na jakość (skuteczność) efektu końcowego.

Należy zauważyć, że z wyjątkiem systemów wspomagania projektowania, trudno jest wskazać kategorie systemów informatycznych, wspomagających kompleksowo niejednorodne, złożone przedsięwzięcia inżynierskie o charakterze informacyjno-decyzyjnym. Nie oznacza to jednak, że takie rozwiązania nie są w ogóle dostępne. Naturalnym (ze względu na charakter wspomaganých działań) obszarem poszukiwań tego typu narzędzi wydaje się kategoria systemów o charakterze hybrydowym, oferujących możliwości integracji zarówno danych, jak i różnorodnych procesów. Rozwiązania takie są z powodzeniem wykorzystywane i konsekwentnie rozwijane w obszarze niejednorodnych analiz i decyzji „biznesowych”, co skłania do oceny możliwości ich zastosowania do wspomagania przedsięwzięć inżynierskich oraz ograniczeń w tym zakresie. Istotę rozpatrywanego problemu przedstawiono na rys. 1.



Rys. 1. Istota problemu

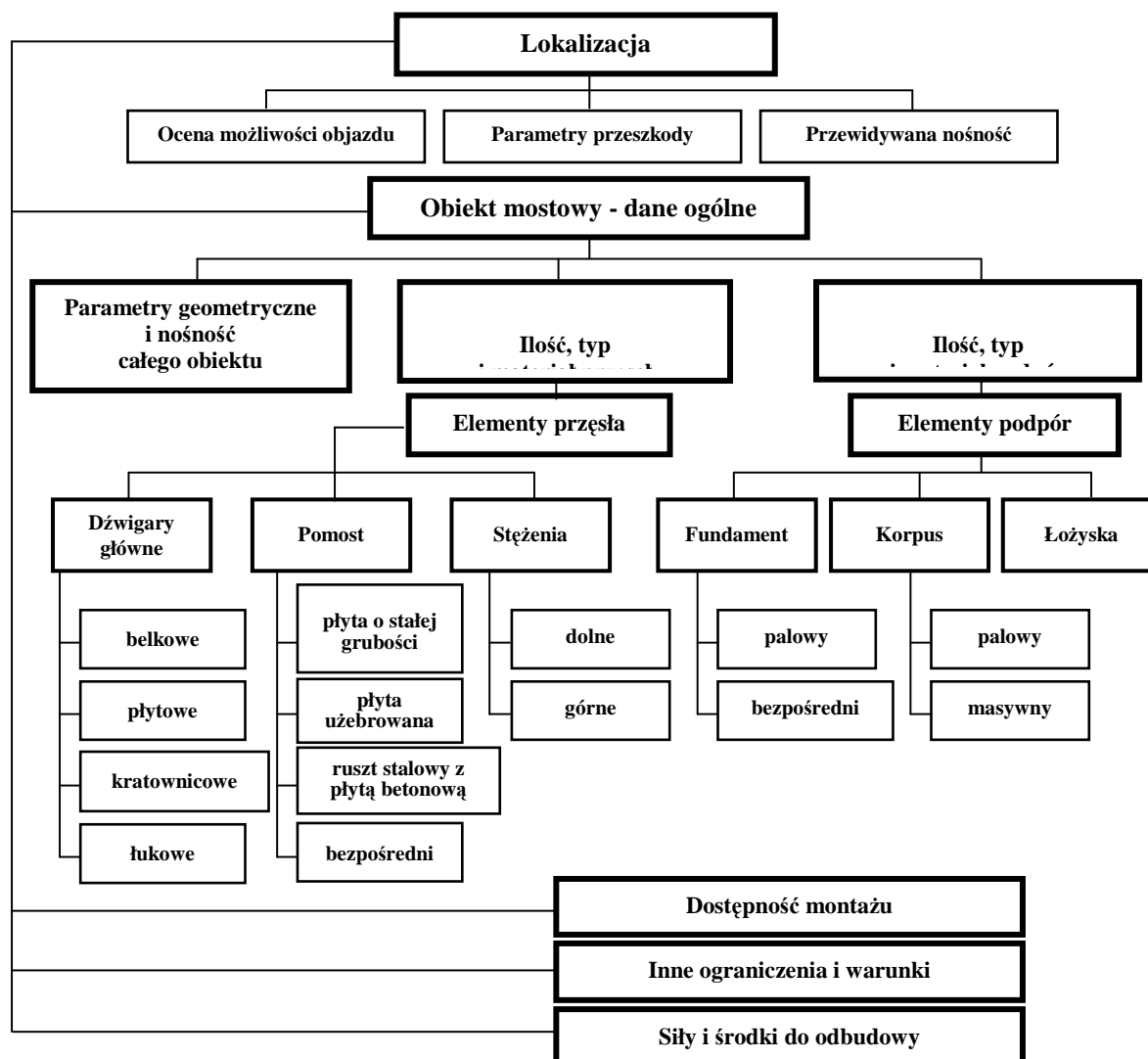
2. HYBRYDOWOŚĆ PROBLEMÓW W PRZEDSIĘWZIĘCIACH INŻYNIERYJNYCH

Różnorodność kategorii problemów inżynierskich nie wynika wyłącznie z różnorodności obszarów przedsięwzięć: analiza, projektowanie, organizacja, realizacja czy kontrolowanie. Jest zdeterminowana przede wszystkim znaczną rozpiętością uwarunkowań w zakresie dostępności

i kompletności danych, losowości zjawisk czy wreszcie poziomu ustrukturyzowania problemu. W ramach jednego, złożonego przedsięwzięcia inżynierskiego (np. doboru konstrukcji przęsłowej mostu tymczasowego) inżynier-decydent będzie zmuszony do rozwiązywania zarówno problemów o dobrze rozpoznanej strukturze, jak i słabo ustrukturyzowanych a przy tym, w kolejnych etapach tego przedsięwzięcia może mieć do czynienia z różnym poziomem kompletności, pewności oraz terminowości dostępnych informacji. Różne będą w związku z tym jego możliwości w zakresie przekształcania docierających do niego danych w informację a w konsekwencji - w wiedzę rozumianą, jako ogół wiarygodnych informacji wraz z umiejętnością ich wykorzystania.

Rozwiązanie sytuacji problemowej dla przedsięwzięć inżynierskich powstaje jako wynik analizy różnych czynników, takich jak np.: potrzeby w zakresie użytkowania obiektu, zasoby materiałów lokalnych czy wielkość potencjałów różnych kategorii (ludzkich, sprzętowych), możliwych do użycia przy budowie/odbudowie obiektu. Uwzględnić należy nie tylko wpływ każdego z czynników na obszar rozwiązań dopuszczalnych, ale także wzajemne powiązania między poszczególnymi czynnikami.

Przykładowo, poszukując racjonalnych rozwiązań w przypadku projektowania mostu tymczasowego w sytuacji kryzysowej (np. popowodziowej), można posługiwać się typologią tych mostów oraz rozwiązaniami konstrukcyjnymi i technologiczno-organizacyjnymi (rys. 2).



Rys. 2. Złożoność problemu inżynierskiego

Jako stałą możemy przyjąć tylko wymaganą nośność mostu, natomiast zmienne w czasie będą parametry przeszkody wodnej, a tym samym różne możliwości objazdu. Z kolei, wraz ze zmianą tychże parametrów będą się zmieniać: liczba i rodzaj podpór oraz liczba i rozpiętość przęseł mostu. Podobna sytuacja będzie związana z dostępnością placu montażowego (przy wykorzystywaniu konstrukcji składanych), co z kolei ma wpływ na organizację montażu konstrukcji przęsłowej oraz podpór mostu. Wymagać to będzie także doboru specjalnego sprzętu do budowy (np. na podwoziu gąsienicowym) ze względu na trudności związane z dojazdem do miejsca wykonywania prac mostowych. Każdy z tych czynników ma wpływ na przyjęcie właściwego (najlepiej racjonalnego) układu konstrukcyjnego obiektu oraz jego technologii i organizacji budowy, czyli zgodnie z zasadą teorii systemów „wszystko zależy od wszystkiego”.

3. WYKORZYSTANIE AUTONOMICZNYCH NARZĘDZI INFORMATYCZNYCH DO WSPOMAGANIA PRZEDSIĘWZIĘĆ INŻYNIERYJNYCH

Problematyka doboru narzędzi informatycznych odpowiednich do kategorii problemu inżynierskiego należy do zagadnień często poruszanych w literaturze przedmiotu [1]. Znaczna różnorodność kategorii problemów wymusza stosowanie do ich wspomagania zróżnicowanych technologii informatycznych.

Do najczęściej wykorzystywanych w przedsięwzięciach inżynierskich należą aplikacje algorytmiczne, umożliwiające wspomaganie problemów obliczeniowych, ewidencyjnych oraz analityczno-decyzyjnych, pod warunkiem, że struktura problemu jest dobrze rozpoznana. Na uwagę zasługują w tym przypadku zwłaszcza technologie baz danych, których zakres zastosowań (uwzględniając ich różne odmiany) jest w obszarze przedsięwzięć inżynierskich naprawdę znaczący. Poczynając od wspomagania problemów o charakterze ewidencyjnym (katalogi rozwiązań konstrukcyjnych, katalogi sprzętu inżynierskiego, itp.), poprzez wspomaganie działań analitycznych, realizowane przy użyciu wielowymiarowych baz danych (złożone analizy parametrów montażu obiektów mostowych przy uwzględnianiu różnych kryteriów), a skończywszy na wyspecjalizowanych technologiach baz danych.

Za szczególnie istotne rozwiązanie w zakresie technologii baz danych w kontekście hybrydowości problemów inżynierskich należy uznać mechanizmy hurtowni danych oraz tzw. aktywnych baz danych [2].

Struktury baz danych są z powodzeniem wykorzystywane również w systemach informatycznych, wspomagających decyzje o charakterze optymalizacyjnym lub symulacyjnym w obszarze działań inżynierskich. Systemy tego typu, określane mianem DSS (ang. *Decision Support Systems*) charakteryzują się możliwościami integrowania różnorodnych struktur danych (operacyjnych lub analitycznych) z modelami prognostycznymi, optymalizacyjnymi czy symulacyjnymi, wykorzystywanymi w procesach decyzyjnych.

Rola opisanych wyżej technologii informatycznych ogranicza się jednak do wspomaganie sytuacji problemowych o dobrze rozpoznanej strukturze. Z kolei problemy słabo ustrukturyzowane mogą być wspomagane przez różne narzędzia z zakresu sztucznej inteligencji, w praktyce inżynierskiej reprezentowane przez systemy eksperckie (SE) oraz systemy sztucznych sieci neuronowych (SSN).

Systemy eksperckie można wykorzystać do wspomaganie przedsięwzięć inżynierskich np. w zakresie doboru konstrukcji i organizacji budowy podpór, doboru konstrukcji przęsłowej czy klasyfikacji obiektu mostowego na podstawie jego stanu. Systemy te jednak nie są zdolne do wypracowywania konkluzji w przypadkach, w których zapisana w systemie wiedza jest niekompletna [3].

Do wspomaganie problemów, dla których nie określono rozwiązań w bazie wiedzy, właściwym narzędziem okazują się systemy sztucznych sieci neuronowych.

W obszarze przedsięwzięć inżynierskich wykorzystuje się je m.in. do diagnozowania stanu obiektu (np. mostu), klasyfikacji obiektów, czy prognozowania stanu obiektu.

Możliwości wykorzystania opisanych wyżej technologii mogą jednak zostać znacząco ograniczone w przypadku konieczności wspomagania problemów złożonych, wieloetapowych, a przy tym niejednorodnych.

Rozpatrując np. problem konieczności oceny stanu mostu po powodzi i podjęcia dalszych działań w celu przywrócenia komunikacji przez przeszkodę wodną, można wydzielić w nim kilka etapów, które zestawiono w tab. 1.

Tablica 1. Przykład wieloetapowego przedsięwzięcia inżynierskiego

Nr etapu	Działanie	Dane wejściowe etapu	Rezultat etapu
1	Ocena stanu obiektu inżynierskiego	wymagania dotyczące obiektu	ocena stanu: dobry, częściowo uszkodzony, całkowicie zniszczony
2	Dobór wariantu odbudowy (dla obiektu częściowo uszkodzonego)	m.in. ocena stanu	wybór wariantu racjonalnego
3	Organizacja budowy (min. wyznaczenie harmonogramu czynności)	(dla harmonogramu) – m.in. nazwy czynności, czasy trwania	model przebiegu działań ujętych w planie
4	Monitorowanie stanu obiektu	parametry obiektu po odbudowie	bieżący stan obiektu
5	Prognozowanie stanu obiektu w wybranym momencie (przedziale) czasu	m.in. bieżący stan obiektu	przewidywany stan obiektu

Informatycznego wspomagania tak określonego problemu można dokonać wykorzystując kilka autonomicznych aplikacji informatycznych.

Dla przykładu, zadania etapu I można zrealizować, wykorzystując sztuczną sieć neuronową (np. *Neuronix*). Przedsięwzięcia etapu II można wspomagać przy użyciu dedykowanego systemu eksperckiego lub systemu szkieletowego (np. *PC Shell*) z dołączoną dziedzinową bazą wiedzy z zakresu doboru wariantów odbudowy mostów. Rozwiązaniem alternatywnym może być wykorzystanie systemu aktywnych baz danych. Wspomaganie etapu III można realizować, wykorzystując algorytmiczną aplikację (np. *Harmonogram*), a monitorowanie stanu obiektu (zadanie z zakresu klasyfikacji), podobnie jak zadanie etapu V, powierzyć systemowi SSN. Prognozowanie można także zrealizować przy użyciu systemu prognostycznego, korzystającego z mechanizmu SSN (np. *Predyktor*).

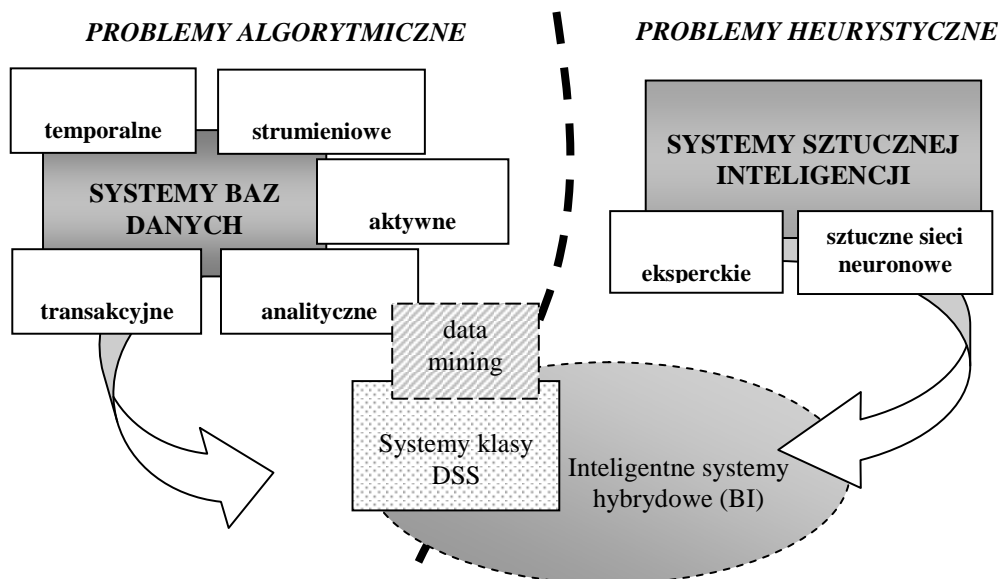
Istotnym problemem, który pojawia się przy takim podejściu jest konieczność zachowania ciągłości łańcucha informacyjnego. Oznacza to, że wynikowy produkt informacyjny etapu poprzedniego reprezentuje jednocześnie dane wymagane do zainicjowania etapu następnego. Ze względu na zróżnicowany charakter narzędzi informatycznych, używanych do wspomagania poszczególnych etapów, postaci informacji wynikowych są również zróżnicowane, co oznacza, że mogą nie być (i jest to często obserwowana prawidłowość) akceptowane przez pozostałe aplikacje. Nie do pominięcia jest przy tym problem nie tylko konieczności dysponowania wieloma złożonymi technicznie narzędziami, ale także umiejętności ich użytkowania.

4. MOŻLIWOŚCI WYKORZYSTANIA SYSTEMÓW HYBRYDOWYCH DO WSPOMAGANIA PRZEDSIĘWZIĘĆ INŻYNIERYJNYCH

Idea wykorzystania różnorodnych narzędzi informatycznych do wspomagania złożonych przedsięwzięć inżynierskich, nawet uwzględniając dużą dostępność tych narzędzi, wydaje się być obciążona wieloma niedogodnościami i zazwyczaj nie można takiego rozwiązania uznać za racjonalne. Podstawowym problemem jest brak zgodności w zakresie struktur lub (oraz)

formatów danych wejściowych – i związany z tym brak (lub znaczne ograniczenie) możliwości wymiany danych pomiędzy poszczególnymi aplikacjami.

Narzędziami informatycznymi, które można zaproponować w powyższej sytuacji są systemy zintegrowane, określane mianem hybrydowych (rys. 3).



Rys. 3. Istota integracji narzędzi informatycznych wspomagających przedsięwzięcia inżynierskie

Integracja narzędzi informatycznych, dokonywana zarówno w kontekście informacyjnym, jak i funkcjonalnym może być realizowana w różnym zakresie i dotyczyć różnych technologii [4]. W najprostszymi przypadkach można mówić wyłącznie o integracji narzędzi algorytmicznych, obejmującej różne kategorie baz danych (transakcyjne, analityczne, aktywne). Jednakże już wówczas uzyskuje się pożądany efekt, polegający na spójności struktur i formatów danych oraz integralności funkcjonalnej [5]. Podobną prawidłowość można wskazać dla problemów o źle rozpoznanej strukturze. Tworzenie zintegrowanych aplikacji obejmujących współdziałanie SE oraz SSN jest w stanie zapewnić ciągłość wspomaganie złożonego, źle ustrukturyzowanego problemu, w którym zadania składowe (w zależności od rodzaju problemu) dzielone są pomiędzy odpowiednie moduły [6]. Przykładowo:

- System ekspercki może pobierać dane wypracowane przez sieć neuronową i dokonywać ich rozszerzonej interpretacji (w oparciu o wiedzę ekspertów).
- System ekspercki może być używany do uczenia sieci neuronowej, poprzez przygotowywanie danych uczących dla SSN.
- Sieć neuronowa może wstępnie przetwarzać dane wejściowe dla systemu eksperckiego (np. dane z aparatury pomiarowej w systemie monitorowania obiektu mostowego) na postać bardziej dogodną do dalszego przetwarzania.

Za najkorzystniejszy wariant organizacji systemów zintegrowanych i jednocześnie najtrudniejszy w realizacji należy uznać systemy hybrydowe, umożliwiające integrowanie problemów algorytmicznych z zadaniami o charakterze heurystycznym.

Niezwykle istotną cechą takich systemów jest możliwość definiowania przez użytkownika (inżyniera-decydenta) sekwencji przedsięwzięć do realizacji, które określa się mianem scenariuszy działań. Wszystkie niezbędne do rozwiązania problemu źródła danych (w postaci fragmentów arkuszy kalkulacyjnych czy baz danych) gromadzone są w tzw. banku danych systemu. Do banku tego trafiają również efekty realizacji konkretnej fazy scenariusza (np. przy użyciu systemu eksperckiego). Rezultat taki podobnie, jak pozostałe informacje znajdujące się w banku danych może być wykorzystany, jako źródło danych kolejnego etapu zdefiniowanego w scenariuszu. Jako przykład tego typu systemu można wskazać aplikację *HybRex*, akceptującą

dane źródłowe nie tylko w postaci struktur tablicowych (np. *MS Excel*) czy relacyjnych (np. *MS Access*), ale także dziedzinowe bazy wiedzy (zbiory reguł decyzyjnych).

Wykorzystanie hybrydowego systemu analityczno-decyzyjnego wydaje się być racjonalną alternatywą dla autonomicznych narzędzi informatycznych, np. w odniesieniu do przykładu wieloetapowego, niejednorodnego przedsięwzięcia inżynierskiego, zaprezentowanego w tab. 1. Dla tego przypadku efekty zastosowania np. systemu HybRex można zestawić następująco:

Do banku scenariuszy systemu wprowadzany jest scenariusz określający sekwencję wykorzystania dostępnych metod:

- ❶ – SSN (ocena stanu obiektu inżynierskiego). Rezultat, w postaci oceny jakościowej (dobry, częściowo uszkodzony, itp.), wprowadzany jest do banku danych.
- ❷ – SE (dobór wariantu odbudowy dla obiektu częściowo uszkodzonego). Pobiera z banku danych rezultat poprzedniego etapu i na bazie wiedzy eksperckiej dokonuje wyboru racjonalnego wariantu odbudowy. Do banku danych trafia sugerowany wariant odbudowy.
- ❸ – Moduł optymalizacyjny (organizacja budowy, a w tym wyznaczenie harmonogramu czynności). W banku metod definiowana jest metoda harmonogramowania, wykorzystująca pobrane z banku danych informacje o wariacie odbudowy (rezultat etapu poprzedniego).
- ❹ – SSN (monitorowanie stanu obiektu). Jako źródło danych wykorzystuje wprowadzane okresowo do banku danych bieżące parametry obiektu (po odbudowie). W rezultacie działania SE, w oparciu o rozpoznawanie wzorców, do banku danych wprowadzane są cyklicznie wyniki klasyfikowania stanu obiektu.
- ❺ – Algorytmiczny moduł prognostyczny lub SSN (prognozowanie stanu obiektu w wybranym momencie lub przedziale czasu). W zależności od poziomu kompletności danych z etapu ❹, znajdujących się w banku danych wykorzystany moduł prognozowania algorytmicznego (dla danych kompletnych, w postaci numerycznej) lub SSN (gdy dane niekompletne lub w postaci jakościowej). W efekcie, do banku danych wprowadzany jest przewidywany stan obiektu.

Wykazując zasadność wykorzystania systemów hybrydowych w procesach wspomaganie przedsięwzięć inżynierskich, warto odwołać się do rozwiązań informatycznych, funkcjonujących w tym zakresie w innych obszarach szeroko rozumianego zarządzania. Problem niejednorodności złożonych problemów analityczno-decyzyjnych jest na tyle powszechny zwłaszcza w przedsięwzięciach „biznesowych”, że wymusił opracowanie nowych, tzw. inteligentnych systemów hybrydowych do ich wspomaganie. Do rozwiązań takich należą aplikacje klasy Business Intelligence (BI), integrujące w swoich strukturach różnorodne narzędzia, zarówno o charakterze algorytmicznym, jak i heurystycznym. Przykładem tego typu systemu może być *Aitech DSS*, określane mianem inteligentnego systemu wspomaganie decyzji (ang. *Intelligent DSS*). Oprócz możliwości realizacji różnorodnych analiz (w tym analiz porównawczych oraz wielowymiarowych), oferuje zaawansowane opcje prognozowania (w tym realizowanego w oparciu o struktury sieci neuronowej). Wypracowane w wyniku analiz czy prognoz dane (zarówno ilościowe, jak i jakościowe) mogą być uzupełnione ich interpretacją, dokonywaną przez system ekspercki w postaci słownych komentarzy, popartych obszernymi wyjaśnieniami (generowanymi na podstawie zawartości bazy wiedzy).

5. PODSUMOWANIE

Najczęściej wybieranym wariantem informatycznego wspomaganie złożonych przedsięwzięć inżynierskich jest wykorzystanie autonomicznych aplikacji dla każdej z kategorii złożonego przedsięwzięcia. Skuteczność takiego rozwiązania jest zazwyczaj ograniczona, co wynika z braku możliwości zagwarantowania ciągłości wieloetapowego procesu informacyjno-decyzyjnego. Racjonalnym rozwiązaniem wydaje się wykorzystanie w takich sytuacjach zintegrowanych systemów informatycznych, projektowanych z myślą o wspomaganie

niejednorodnych, złożonych problemów informacyjno-decyzyjnych. Systemy takie, określane mianem hybrydowych, charakteryzują się zarówno możliwością wspomagania przedsięwzięć o charakterze algorytmicznym (informacyjnych, analitycznych oraz optymalizacyjnych), jak również możliwością wykorzystania w złożonym procesie decyzyjnym mechanizmów sztucznej inteligencji, a w szczególności wnioskowania eksperckiego oraz sztucznych sieci neuronowych. Zaawansowane mechanizmy zapewnienia spójności danych w ramach poszczególnych etapów przedsięwzięcia oraz integralności procesów są uzupełniane możliwością definiowania złożonych scenariuszy działań. Inteligentne systemy hybrydowe, dostępne na rynku, są konstrukcjami projektowanymi głównie z myślą o zastosowaniach biznesowych, co znajduje odzwierciedlenie np. w predefiniowanych modelach analiz ekonomicznych. Otwartość i elastyczność systemów zapytań, uniwersalność mechanizmów prognozowania oraz symulacji, a także szkieletowe konstrukcje mechanizmów wnioskowania eksperckiego, czynią jednak z tych systemów narzędzia o znacznym zakresie potencjalnych zastosowań. Dostosowanie ich do wymagań przedsięwzięć inżynierskich sprowadza się głównie do zapewnienia odpowiedniej organizacji zasobów informacyjnych (w tym, wiedzy dziedzinowej), zdefiniowania charakteru analiz (zastąpienia „zapytań biznesowych”, zapytaniami o charakterze konstrukcyjno-organizacyjnym) oraz określenia, specyficznych dla problemów inżynierskich, scenariuszy wieloetapowych działań.

PIŚMIENNICTWO

- [1] Szelka J., Wrona Z., Racjonalizacja przedsięwzięć inżynierskich z wykorzystaniem technologii informatycznych. Pięćdziesiąta Piąta Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB „Krynica 2009”.
- [2] Szelka J., Wrona Z., Wykorzystanie systemów aktywnych baz danych do wspomagania przedsięwzięć inżynierskich. Pięćdziesiąta Szósta Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB „Krynica 2010”.
- [3] Kwiatkowska A., Systemy wspomagania decyzji, PWN, Warszawa 2007.
- [4] Januszewski A., Funkcjonalność informatycznych systemów zarządzania. Tom 1 i 2, PWN, Warszawa 2008.
- [5] Beynon-Davies P., Systemy baz danych. WN-T, Warszawa, 2004.
- [6] Inteligentne systemy wspomagania decyzji, red. Sroka H., Wolny W., Wydaw. Akademii Ekonomicznej w Katowicach, Katowice 2009.

ANALYTICAL AND DECISION-MAKING HYBRID SYSTEMS AS NEW IT SUPPORT TOOL FOR ENGINEERING PROJECTS

Summary

Engineering tasks, such as the ones presented in the article related to civil engineering, examined in the informational and decision-making context, are frequently complex, multi-stage and heterogeneous in nature. This leads to difficulties when selecting IT tools that enable their support. No informational or functional conformity of particular applications used to support the subsequent stages of a complex task makes the coherent realization of such a process considerably harder or even impossible. Support of numerous homogenous engineering tasks is provided with the use of technologies that have been adopted from other management areas, mainly dedicated to business operations. This is what one should also do with complex and heterogeneous engineering problems. It seems rational that integrated applications that allow one to solve both algorithmic problems and heuristic ones should be employed. Integrated hybrid systems ensure continuity of support for complex, multi-stage engineering problems, at the same time offering informational and functional coherence of the whole task.

Krzysztof ZIMA¹
Politechnika Krakowska

MODELOWANIE INFORMACJI O BUDYNKU W PROCESIE SZACOWANIA KOSZTÓW

STRESZCZENIE

W artykule poruszono temat modelowania informacji o budynku (BIM) ze szczególnym uwzględnieniem modelowania 5D. Celem artykułu jest wskazanie korzyści wynikających z zastosowania BIM w procesie szacowania kosztów. W artykule zostały pokazane problemy związane z szacowaniem kosztów w Polsce przy wykorzystaniu obecnie stosowanych programów komputerowych wspomagających proces kosztorysowania. Zastosowanie modelowania informacji o budynku w procesie kosztorysowania pozwoli na dokładniejsze i szybsze kalkulacje kosztów, ze względu na pełną informację o obiekcie zgromadzoną w jednym miejscu (pliku) oraz automatyzację procesów przedmiarowania i szacowania kosztów.

Słowa kluczowe: BIM, modelowanie informacji o budynku, szacowanie kosztów, modelowanie 5D

1. WPROWADZENIE

Modelowanie Informacji o Budynku (BIM – Building Information Modeling), zostało wymyślone na początku 2002 r. przez analityka Jerryego Laiserina do opisanie wirtualnego obrazu obiektu budowlanego i zarządzania obiektem. Co prawda sama idea nie jest nowa jednak Laiserin miał duży udział w jej popularyzacji. Nie ulega jednak wątpliwości, że artykuł Laiserina wyznacza punkt, w którym termin BIM wszedł do powszechnego użycia [1]. Building Information Model jest cyfrową reprezentacją fizycznego obrazu obiektu budowlanego wraz z określeniem jego funkcjonalności i technologii wykonania. Model ten służy jako wspólne źródło wiedzy o budynku, zawiera więc informacje na temat obiektu, tworząc solidną podstawę do podejmowania decyzji podczas jego cyklu życia, od stworzenia koncepcji, aż do końca swojego cyklu życia (zgodnie z definicją National Institutes of Standards and Technology). Ta definicja odnosi się zarówno do modelu budynku opisanego przez: elementy, czy też bloki elementów, jak również do szeregu informacji przypisanych do tych elementów.

Charles Eastman w [2] definiuje BIM jako cyfrową reprezentację procesu budowlanego ułatwiającą wymianę informacji i współdziałanie przy użyciu formatu cyfrowego. Koncepcja Modelowania Informacji o Budynku jest więc budową wirtualnego budynku przed budową

¹ kzima@izwbit.pk.edu.pl

fizyczną, w celu rozwiązania problemów, które mogą wystąpić w trakcie realizacji oraz symulowania i analizowania potencjalnych skutków podjętych działań. Centrum modelowania informacji o budynku jest autorytatywnym modelem informacji o budynku [3].

Krótki przegląd technologii cyfrowych wspomagających planowanie i zarządzanie budową został zaprezentowany poniżej [4]:

- **Modelowanie 2D** - analogiczne do ręcznego rysowania projektu budynku, pozwalające na wykonanie projektów budowlanych z wykorzystaniem cyfrowych technik za pomocą geometrycznych elementów (linie, punkty, krzywe, itp.). Ma na celu zapisanie obrazu 3D stworzonego w głowie projektanta w dwóch wymiarach 2D.
- **Modelowanie 3D** - modelowanie opiera się na tej samej cyfrowej technologii co 2D, jednak umożliwia projektantowi przedstawienie koncepcji obiektu w trzecim wymiarze 3D.
- **Modelowanie 3.5D** - można wyróżnić fazę przejściową między technologią BIM i modelowaniem 2D i 3D. Nie jest to jeszcze BIM, ale obraz obiektu staje się bardziej atrakcyjny poprzez wprowadzenie wizualizacji 3D (ruch ze względu na wirtualne drzewa, wiatr, zmiany pór dnia, wirtualny spacer po obiekcie). Czasami model 3.5D zawiera już pewną ilość informacji o obiekcie.
- **Modelowanie 4D** – tzw. 4D-Building Information Model z czasem. Wirtualny model budynku z planami budowy i zdolnością do kontroli postępu robót w czasie wraz z wizualizacją powstającego wirtualnie budynku w wybranym czasie.
- **Modelowanie 5D** – Wizualizacja projektu w 3D łącznie z szeregiem dodatkowych informacji na temat modelu takich jak: opisy produktów, robót, kalkulacje kosztów i inne informacje wspomagające zarządzanie procesem budowy.

Autor artykułu zamierza skupić się na możliwościach jakie może zapewnić modelowanie 5D.

2. KORZYŚCI STOSOWANIA BIM.

Rosnące wymagania dotyczące terminów budowy, jakości robót budowlanych i kosztów inwestycji, wraz z rosnącą konkurencją na rynku powodują wzrost wymagań dla projektantów i wykonawców. Oprogramowanie 5D BIM pozwala inwestorom, architektom oraz wykonawcom budowlanym na bardziej efektywną pracę. Bazy danych zawierające informacje o kosztach, harmonogramach prac, ryzyku, informacje zawarte w specyfikacjach technicznych oraz oczywiście projekt budowlany i wykonawczy, pozwalają na lepszą jakość pracy.

Tablica 1. Informacje potrzebne w trakcie cyklu życia obiektu (źródło: opracowanie własne na podstawie [4]).

Harmonogramy	Oszacowania kosztowe
Raporty dzienne, tygodniowe, miesięczne	Zestawienia materiałów
Informacje producentów materiałów	Instrukcje montażu
Zdjęcia	Faktury
Wytyczne dotyczące jakości robót	Naprawy, remonty, kontrole obowiązkowe i nieobowiązkowe budynku
Certyfikaty, atesty	Informacje dotyczące sprzętu i wyposażenia
Inspekcje okresowe	Gwarancje
Opis prac towarzyszących i tymczasowych wraz ze sposobem ich rozliczenia	Specyfikacje techniczne

Jednak większość artykułów dotyczących BIM skupia się na geometrii budynku. BIM to jednak głównie warstwy 4D i 5D, które są odpowiedzialne za przechowywanie informacji, a nie tylko integracja projektów budowlanych, czy wykonawczych w jednym pliku.

Większość informacji potrzebnych inwestorom, wykonawcom budowlanym, kierownikom projektów i zarządom nieruchomości nie zależy bezpośrednio od geometrii budynku. Ważne informacje określające wymagania inwestora znajdują się np. w specyfikacjach technicznych. W innych dokumentach nie ma szczegółowych informacji na temat wymaganej jakości robót, tolerancji wymiarowych, sprzętu budowlanego itp. Jako przykład może służyć opis jakości robót budowlanych – wymagania inwestora dotyczące jakości wznoszonej ściany to np. maksymalne odchylenie od pionu ściany na wysokości kondygnacji. W zależności od wymagań inwestora określone maksymalne dopuszczalne odchylenie $+ / -0,5$ cm na wysokości ściany powoduje wyższą wymaganą jakość prac, niż odchylenie $+ / -1,0$ cm. Informacje takie nie są, oczywiście dostępne w klasycznym widoku 2D i 3D projektu budowlanego, czy wykonawczego. Krótki wykaz informacji, które są obecnie wyszczególniane w różnych dokumentach zostały zamieszczone w tabeli (tab. 1).

Podsumowując, można stwierdzić, że korzystając z modelu BIM można zebrać szereg szczegółowych informacji o budynku, w tym:

- dodatkowe informacje o każdym elemencie obiektu budowlanego (oprócz rysunku w 3D, także opisy elementów),
- informacje o robotach tymczasowych i towarzyszących (np. deskowania, rusztowania i inne tymczasowe elementy związane z procesem budowy),
- analizy danych, w zależności od potrzeb projektu (maksymalne dopuszczalne obciążenie, wymagania dotyczące ogrzewania lub chłodzenia, oświetlenia, itp.),
- oszacowania ryzyka,
- przedmiar robót,
- wstępne i szczegółowe szacunki kosztów (w zależności od stopnia zaawansowania projektu),
- harmonogramy prac budowlanych.

Ponadto, poprzez przygotowanie i aktualizowanie wszystkich dokumentów w formie elektronicznej (tzw. aktywny dokument), użytkownik oprogramowania BIM może zaoszczędzić czas:

- tworzenia edytowalnych szablonów, raportów w tym wszystkich wymaganych informacji w danym etapie planowania i realizacji inwestycji,
- aktualizacji dokumentów w celu odzwierciedlenia bieżącego stanu projektu (opóźnień, problemów, wymagań, itp.),
- poprzez skrócenie czasu aktualizacji raportów.

BIM może być używany do reprezentowania całego cyklu życia budynku, w tym procesu planowania, przygotowania i realizacji inwestycji i utrzymania budynku.

3. AKTUALNE PROBLEMY SZACOWANIA KOSZTÓW INWESTYCJI W POLSCE.

Informacje potrzebne w procesie szacowania kosztów inwestycji budowlanej występują obecnie w różnych formatach zapisu w zależności od używanego oprogramowania, a często także decyzji osoby udostępniającej dokumentację. I tak począwszy od dokumentacji projektowej w skład której wchodzi projekt budowlany i projekt wykonawczy (zapisywane np. w formacie DWG, DXB, DXF lub PDF) przez przedmiar robót (np. format ZPR, XLS, CSV lub PDF), a kończąc na właściwej kalkulacji. Wstępne oszacowania oraz kosztorysy wykonywane są w różnym oprogramowaniu w formatach właściwych dla danego oprogramowania (np. ATH, KOB, RDS, SCO, ZUZ, XML itp.).

Problemem, który często dotyczył pracy kosztorysanta był jeszcze całkiem niedawno brak możliwości cyfrowego przedmiarowania robót budowlanych oraz konieczność przepisywania przedmiaru robót w zamówieniach publicznych z dokumentu tekstowego do

programu kosztorysowego. Wszelchobecny w ostatnich latach format PDF spowodował brak możliwości wykorzystania zawartych w dokumencie w formie cyfrowej informacji. Prace firm zajmujących się oprogramowaniem dla celów budownictwa doprowadziły do stworzenia specjalnego oprogramowania zajmującego się konwersją plików z formatu PDF do innych.

Możliwa jest m.in. konwersja przedmiaru zapisanego w pliku PDF (co jest powszechne w zamówieniach publicznych) do formatu będącego standardem kosztorysów budowlanych XML lub pliku w formacie Excela (rys. 1), powodując brak konieczności przepisywania przedmiaru do programu kosztorysowego, a zatem skracając w sposób istotny czas pracy kosztorysanta.

1 Przedmiar w pliku PDF

2 Przedmiar robót – konwersja do programu kosztorysowego

3 Przedmiar robót – w programie Zuzia 10 po konwersji

4 Podczytanie nakładów z katalogów normatywnych

Szablony wyboru układu przedmiaru

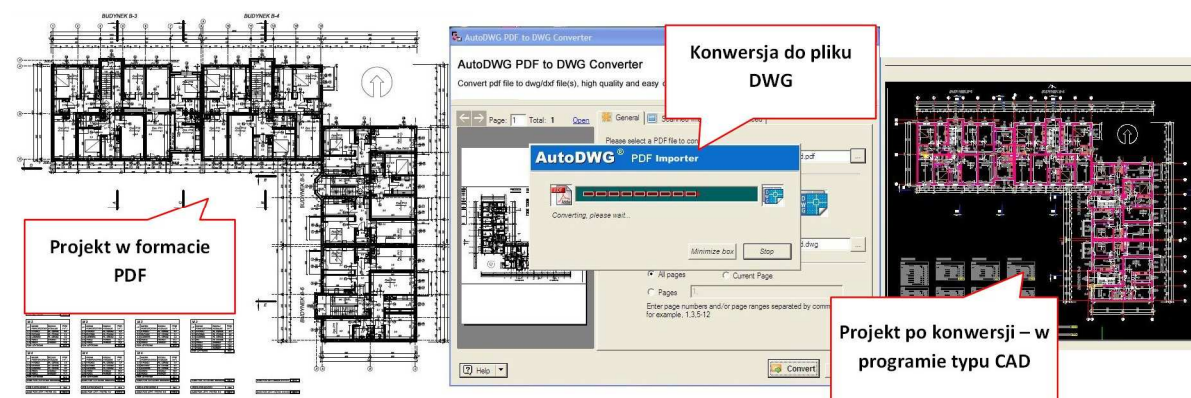
Podczytane nakłady z katalogów normatywnych

Rys. 1. Przykład konwersji plików PDF do programu kosztorysowego Zuzia 10 z wykorzystaniem programu PDF Kosztorys (źródło: opracowanie własne)

Przykładem może być także próba wykorzystania możliwości cyfrowego przedmiarowania w programach MatriCad lub CAD Rysunek, co może uniemożliwić dokumentacja projektowa w formacie PDF. Istnieją dzisiaj programy, które konwertują rysunki zapisane w formacie PDF na np. DWG tracąc często jednak możliwość usuwania zbędnych informacji zapisanych w innych warstwach. Przykład takiej konwersji dającej możliwość konwersji projektów udostępnianych przez projektantów w formacie PDF na pliki odczytywane w programach CAD umożliwiające cyfrowe przedmiarowanie pokazano na (rys. 2). Plik wynikowy będzie jedną warstwą utrudniając proces przedmiarowania. Jednak i tak zysk czasu przy przedmiarowaniu cyfrowym, a przedmiarowaniu ręcznym będzie duży (ok. 20-40% zaoszczędzonego czasu) w zależności od skomplikowania projektu).

Wykonywanie kalkulacji cenowych wymaga również korzystania z podstaw rzeczowych (baz normatywnych) i finansowych (publikacji cenowych). Bazy normatywne mogą być exportowane i importowane do programów kosztorysowych, chociaż spora ich

część znajduje się w wersjach podstawowych programów (do ok. 70-80% katalogów obecnych na rynku). Eksport i import katalogów występuje w formacie np. KTU. Bazy cenowe muszą być zakupione i importowane z płyt CD lub internetowych baz cenowych typu e-bistyp, czy intercenbud. Format baz cenowych to np. MCN, CSV.



Rys. 2. Przykład konwersji plików PDF \square DWG z wykorzystaniem programu AutoDWG PDF to DWG v. 3.1 (źródło: opracowanie własne)

Stosowanie jednak różnych formatów zapisu i konieczności konwersji formatów plików, znacznie komplikuje proces szacowania kosztów przez wydłużenie czasu pracy i koszty związane z koniecznością posiadania tak różnorodnego oprogramowania komputerowego.

4. SZACOWANIE KOSZTÓW INWESTYCJI Z WYKORZYSTANIEM BIM.

Cyfrowy model opracowany w technologii 5D można wykorzystać do podejmowania decyzji projektowych, opracowania spójnej i kompletnej dokumentacji budowy i późniejszej analizy zebranych danych w celu oszacowania kosztów inwestycji oraz oceny jej rentowności, a ostatecznie zarządzania wybudowanym obiektem. Łącząc wszystkie informacje w jednym modelu (jedna wspólna baza danych) można znacznie zwiększyć dokładność opracowań kosztowych, a przede wszystkim, zmniejszyć liczbę błędów powstających w procesie tworzenia dokumentacji projektowej. Informacje zebrane w jednym miejscu, w postaci danych cyfrowych wykorzystujących możliwości parametrycznego modelowania dają znaczną przewagę nad tradycyjnymi metodami projektowania i przygotowania inwestycji budowlanej.

Wykorzystanie technologii 5D pozwala również na projektowanie przyjazne dla środowiska, ponieważ umożliwia zbieranie danych na temat charakterystyki budynku i zastosowanych technologii i materiałów na bieżąco w chwili projektowania obiektu budowlanego.

BIM daje możliwość zapewnienia koordynacji, aktualizacji i dostępu do danych w zintegrowanym środowisku cyfrowym. Zebranie informacji w jednym miejscu ułatwia wykrywanie i usuwanie problemów w projekcie, przy jednoczesnym zmniejszeniu częstotliwości ich występowania, dzięki temu, że dokumentacja techniczna jest spójna i aktualna. Stosowanie idei BIM zapewnia przyspieszenie procesu szacowania kosztów. Celem BIM jest przechowywanie informacji w jednym pliku zapewniającym jej spójność oraz dostępność. Obliczenia wstępnych kosztów mogą następować już w trakcie prowadzenia przez architekta prac projektowych. Wiąże się to jednak z wykorzystaniem bibliotek elementów budowlanych i w zasadzie projektowaniem 3D. Przykład wykorzystania danych odczytanych z programów typu CAD wraz z wyceną danego elementu pokazano na rysunku (rys 3).

Przykładowo z projektu wykonanego w 3D w formacie DWG po zapisaniu do formatu IFC można przenieść odpowiednio wyliczone wartości dotyczące przedmiaru robót do odpowiedniego narzędzia zajmującego się kalkulacją kosztów (rys 4).

Oprogramowanie przeznaczone do szacowania kosztów oparte na bazie danych zawierającej kompletne i spójne informacje dotyczące projektowanego budynku może przedstawiać różne analizy kosztowe. Analizy ilościowe wymagają pomiaru ilości w projektowanym modelu (np. ilości robót), często łącząc te dane z innymi informacjami można je przedstawić w arkuszu kalkulacyjnym lub bazie danych [7]. Przykładowo można przedstawić następujące dane z zakresu analiz kosztowych:

- Przedmiar robót. Z modelu można automatycznie odczytać dane dotyczące zakresu robót, ilości prac do wykonania, a także ilości potrzebnych materiałów. Wymaga to oczywiście pełnego modelu danych (projektu na określonym stopniu szczegółowości) i informacji na temat poszczególnych składników modelu.
- Oszacowania kosztowe o różnym stopniu szczegółowości w zależności od etapu projektowania. Wynikowe oszacowanie jest połączeniem wyliczeń automatycznych dotyczących ilości robót z danymi dotyczącymi kosztów z bazy danych.
- Cash flow, jako połączenie wykonanych oszacowań kosztów z harmonogramem prac budowlanych.
- Analizy dotyczące cyklu życia obiektu wznoszonego. Przykładowo analiza łącząca dane dotyczące modelu obiektu projektowanego z informacjami dotyczącymi zużycia energii, oszacowaniami kosztowymi będąca prognozą kosztów utrzymania obiektu.

Wg autorów w [5] taki system wspomagający, zawierający przygotowanie rysunków, szacowanie kosztów, tworzenie harmonogramów i analizy wielu alternatywnych wersji projektowych może zaoszczędzić aż do 40% czasu potrzebnego na wykonanie projektu i kalkulacji ekonomiczno-technologicznych.

5. WNIOSKI

Pojawienie się możliwości modelowania informacji o budynku (BIM) za pomocą oprogramowania komputerowego pozwala inwestorom, architektom oraz wykonawcom budowlanym na bardziej efektywną pracę. Bazy danych zawierające informacje o kosztach, harmonogramy ogólne postępu robót budowlanych, analizy ryzyka, szczegółowe informacje na temat planowanej budowy (projekt budowlany, przepisy, specyfikacje techniczne), pozwalają na:

- wizualizację modelu obiektu w 3D i 3,5D (projektowanie i symulacje są łatwiejsze do zrozumienia w stosunku do projektów wykonanych w 2D na każdym etapie procesu budowlanego).
- ułatwienie procesu podejmowania decyzji poprzez zbieranie informacji w jednym miejscu oraz zapewnienie łatwego dostępu do informacji.
- lepszą kontrolę kosztów, od początku fazy projektowania.
- zapewnienie wysokiej jakości dokumentacji technicznej w wyniku dostępu do wszystkich danych (zapisanych w warstwie 5D).
- stosowanie elektronicznej dokumentacji (zdolność do tworzenia diagramów i raportów).
- łatwe przechowywanie pełnej informacji o budynku i jego utrzymanie.

W aspekcie kalkulacji kosztów stosowanie BIM usprawnia proces szacowania kosztów poprzez:

- automatyzację procesów uciążliwych i czasochłonnych tj. przedmiarowania robót budowlanych.
- zmniejszenie ilości błędów popełnianych w trakcie identyfikacji zakresu prac.
- zmniejszenie ilości błędów popełnianych w trakcie wyliczeń ilości robót budowlanych.

- automatyczne wprowadzanie zmian w przedmiarze robót i oszacowaniu kosztowym w przypadku zmian w projekcie.

Dodatkowo użytkownik oprogramowania wykorzystującego BIM może mieć na bieżąco dostęp do różnych analiz czasowo-kosztowych wspomagających proces podejmowania decyzji.

Podsumowując celem BIM jest wsparcie planowania, projektowania, realizacji budowy nowych obiektów. Oprogramowanie BIM jest dostosowane do ułatwienia tych procesów i każdy proces ma swoje własne predefiniowane struktury danych do przechowywania elementów, które tworzą model. Oprogramowanie BIM ma więc na celu umożliwienie wielu użytkownikom z różnorodnych dyscyplin do współdziałania. W celu poprawy komunikacji w ramach, użytkowania i wymiany informacji w procesie projektowania i realizacji inwestycji budowlanej z wykorzystaniem BIM opracowano standard wymiany danych, format znany jako Industry Foundation Classes (IFC) [8].

PIŚMIENNICTWO

- [1] Smith D. K. and Tardif M.: *Building Information Modeling: A Strategic Implementation Guide for Architects, Engineers, Constructors, and Real Estate Asset Managers*, John Wiley And Sons Ltd, Hoboken NJ, 2009.
- [2] Eastman C.: *Building Product Models: Computer Environments Supporting Design and Construction*, Boca Raton FL, CRC Press, 1999.
- [3] Smith D.: *An Introduction to Building Information Modeling (BIM)*, Journal of Building Information Modeling, Fall 2007, p. 12-14.
- [4] Juszczak M., Zima K.: *Building Information Modeling in construction process*, TECHSTA 2010 - Management and Technologies for Sustainable Development in Building Industry, 15-17.9.2010 Prague, Books of Abstract p. 60, proceedings on CD p. 241-246.
- [5] Popov V., Mikalauskas S., Migilinskas D., Vainiunas P., *Complex usage of 4D information modeling concept for building design, estimation, scheduling and determination of effective variant*, Technological and economic development of economy, 2006, vol. XII, No 2, p. 91-98.
- [6] Popovas, V., Ustinovichius, L., Mikalauskas S.: *Technique for computer aided evaluation of economic indicators of a construction project*, Selected papers of The 8th International Conference "Modern building materials, structures and techniques", Vilnius, Lithuania, May 19-21 S.(2004), p. 242-248.
- [7] Hardin B., *BIM and Construction Management – proven tools, methods, and workflows*, Wiley Publishing Inc., Indianapolis, 2009.
- [8] Przybyła J.: *The Next Frontier for BIM: Interoperability With GIS*, Journal of Building Information Modeling, National Institute of Building Sciences, Fall 2010.

BUILDING INFORMATION MODELING IN THE COST ESTIMATING PROCESS

Summary

The paper discusses building information modeling (BIM) with particular reference to 5D modeling. The paper aims to identify the benefits of BIM in the process of estimating costs. The article shows the problems associated with cost estimating in Poland, using currently applied computer programs that support cost estimating. The use of BIM in the process of cost estimating will allow more accurate and faster calculations, due to the complete object information stored in one place (a file) and automation takeoff and estimating process.

MATERIAŁY BUDOWLANE

Lucyna DOMAGAŁA¹
Politechnika Krakowska

WPŁYW RODZAJU KRUSZYWA GRUBEGO NA WŁAŚCIWOŚCI MECHANICZNE BETONÓW KONSTRUKCYJNYCH

STRESZCZENIE

W referacie przedstawiono zagadnienie wpływu kruszywa lekkiego i zwykłego na właściwości mechaniczne betonów konstrukcyjnych. Wyniki zrealizowanych badań wskazują, iż zastąpienie grubego kruszywa zwykłego popiołoporytem powoduje zmniejszenie zarówno gęstości betonu jak i jego modułu sprężystości o ok. 30 %. Redukcja pozostałych właściwości badanych betonów lekkich: wytrzymałości na ściskanie, zginanie, rozciąganie przy rozłupywaniu, w porównaniu do betonów zwykłych była mniejsza i w większym stopniu zależała od wytrzymałości zastosowanej matrycy cementowej oraz wieku badania. Betony z kruszywem popiołoporytowym, niezależnie od rodzaju zastosowanej matrycy i wieku, charakteryzowały się prostoliniową zależnością $\sigma - \epsilon$, co wynika z ich większej jednorodności strukturalnej w porównaniu do betonów zwykłych.

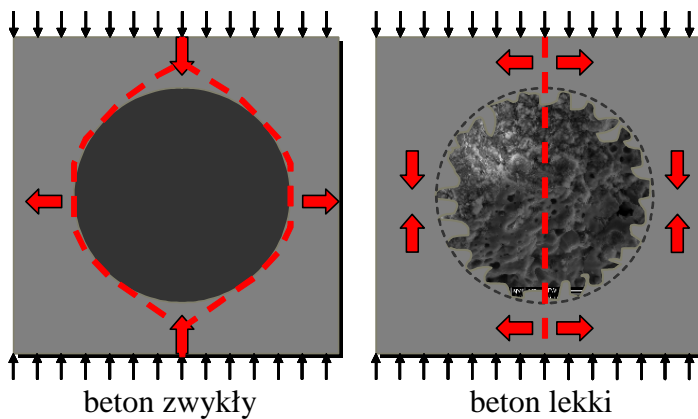
Słowa kluczowe: beton zwykły, beton lekki kruszywowy, wytrzymałość na ściskanie, wytrzymałość na zginanie, wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu, moduł sprężystości, zależność naprężenie - odkształcenie.

1. WPROWADZENIE

Ze względu na znaczący udział objętościowy kruszywa w betonie, jego rodzaj ma zasadniczy wpływ na właściwości mechaniczne kompozytu. Najistotniejszymi parametrami kruszywa, które determinują jego udział w kształtowaniu właściwości betonów konstrukcyjnych są: jego wytrzymałość i moduł sprężystości w odniesieniu do wytrzymałości i modułu sprężystości matrycy, tekstura, kształt oraz wielkość ziaren. Właściwości te wpływają bowiem na dystrybucję naprężeń w betonie poddanym obciążeniu. O ile kształt i wielkość ziaren kruszywa mają wpływ głównie na wartość naprężeń lokalnych, o tyle stosunek modułów sprężystości kruszywa i matrycy cementowej decyduje o ogólnym rozkładzie naprężeń [1].

Z uwagi na zasadnicze różnice właściwości kruszyw lekkich i zwykłych, mechanizmy kształtowania właściwości mechanicznych kompozytów z nich wykonanych również są odmienne. Kruszywa porowate stosowane do betonów konstrukcyjnych z reguły

¹ ldomagala@pk.edu.pl



Rys. 1. Model rozkładu naprężeń oraz sposobu zniszczenia betonu na kruszywie zwykłym oraz lekkim

charakteryzują się modułem sprężystości nie przekraczającym 20 GPa [2], co związane jest z ich znaczną porowatością (ok. 50 % - 70 %). Tymczasem moduł Younga kruszyw zwykłych jest kilkakrotnie wyższy i mieści się z reguły w zakresie od ok. 50 GPa do ponad 100 GPa. Wobec modułu sprężystości zaczynu cementowego, który wynosi od 12 GPa do 26 GPa [2], lekkie betony kruszywowe charakteryzują się zdecydowanie większą jednorodnością sztywności obu faz: wypełniacza i matrycy cementowej. Dodatkowo sztuczne kruszywa lekkie, stosowane do betonów konstrukcyjnych, często wykazują większą jednorodność kształtu i rozmiaru ziaren w porównaniu do kruszyw zwykłych. W rezultacie betony lekkie cechuje bardziej równomierny rozkład naprężeń bez tak znacznej, jak w przypadku betonów zwykłych, koncentracji naprężeń w strefie stykowej kruszywa i matrycy cementowej. Ze względu na zdecydowanie lepszą przyczepność matrycy cementowej do porowatego kruszywa, możliwość kontynuacji hydratacji dzięki wodzie zakumulowanej w kruszywie oraz możliwość wystąpienia reakcji pucolanowej pomiędzy kruszywem lekkim i zaczynem cementowym, strefa stykowa w betonach lekkich bynajmniej nie stanowi ich najsłabszego elementu wytrzymałościowego, jak ma to miejsce w betonach zwykłych. W efekcie betony te z reguły pracują w stanie niezarysowanym i dopiero przy ich wyteżeniu powyżej 85 % pojawiają się pierwsze rysy. W większości przypadków tych betonów zniszczenie powstaje w wyniku rozłupania ziaren kruszywa, a nie ich odspojenia od matrycy jak ma to często miejsce w betonach zwykłych (Fig.1).

Uzyskanie danego poziomu wytrzymałości na ściskanie betonów lekkich wymaga zastosowania większych ilości cementu, co wiąże się z koniecznością zrekompensowania niskiej wytrzymałości kruszywa większą wytrzymałością matrycy cementowej i/lub jej większą zawartością w jednostce objętości betonu. W przeciwieństwie bowiem do betonów zwykłych przy projektowaniu konstrukcyjnych betonów lekkich, nie obowiązuje zasada dążenia do maksymalnej zawartości wypełniacza w jednostce objętości betonu [3]. W efekcie zastosowania słabszego kruszywa porowatego i zwiększonej ilości matrycy cementowej, przy danej klasie wytrzymałości betony lekkie w porównaniu do betonów zwykłych charakteryzują się: niższą gęstością (o 25 do 35 %), ale i niższą wytrzymałością na rozciąganie przy rozłupywaniu (o 20 % do 40 %), zginanie (o 20 % – 55 %) i ścinanie (o 5 % – 25 %) oraz niższym modułem sprężystości (o 25 % do 50 %) [4,5,6,7]. Niższe wartości z podanych zakresów dotyczą betonów wyższych klas wytrzymałości.

Pomimo obniżonych właściwości mechanicznych w stosunku do betonów zwykłych, betony lekkie znajdują szerokie zastosowanie jako alternatywny materiał konstrukcyjny w budownictwie, dzięki któremu możliwa jest redukcja ciężaru własnego konstrukcji, zwiększenie obciążenia, zmniejszenie przekrojów i/lub zmniejszenie rozpiętości elementów konstrukcyjnych, zwiększenie trwałości, jak również obniżenie kosztów realizacji i eksploatacji obiektów. W wielu krajach (w szczególności w Stanach Zjednoczonych, Kanadzie, Australii, Japonii, Chinach, Wielkiej Brytanii, Norwegii, Danii, Niemczech) betony te w szczególności wykorzystuje się do wznoszenia i napraw takich konstrukcji jak: budynki wysokościowe, obiekty użyteczności publicznej i mosty [2,3,6,7]. Konstrukcyjne betony lekkie najczęściej wykonywane są na kruszywach o podwyższonych właściwościach

mechanicznych ze spiekanych glin lub łupków pęczniejących (np. Liapor, Leca, Haydite, Solite, Norlite) lub ze spiekanych popiołów lotnych (np. Lytag). Pomimo, iż obecnie Polska jest jedynym krajem europejskim, w którym produkuje się kruszywo na licencji Lytag (Pollytag), jego stopień wykorzystania w kraju do celów konstrukcyjnych jest stosunkowo nieznaczny w porównaniu z zagranicą. Główne przykłady zastosowań betonów konstrukcyjnych z kruszywem Pollytag w kraju to elementy mostów, takie jak kapy chodnikowe i płyty pomostu [9]. Chociaż krajowe popiołoporyty stwarzają możliwość kształtowania betonów klas wytrzymałości nawet do LC80/88, ze względu na dłuższą praktykę stosowania w dalszym ciągu znacznie częściej wykorzystuje się słabsze keramzyty, dające możliwość uzyskiwania betonów klas do LC30/33 [3,6].

2. OPIS PRZEPROWADZONYCH BADAŃ

Celem zrealizowanych badań było porównanie właściwości mechanicznych konstrukcyjnych betonów zwykłych i lekkich z kruszywem popiołoporytowym z uwzględnieniem ich rozwoju w czasie. W przeciwieństwie do większości publikacji, dotyczących porównań właściwości mechanicznych betonów lekkich i zwykłych, w niniejszym opracowaniu porównano betony nie tych samych klas wytrzymałości, a betony o identycznych składach objętościowych. Takie podejście daje obraz rzeczywistego wpływu rodzaju kruszywa grubego na kształtowanie właściwości mechanicznych kompozytu. Dodatkowym celem badań, oprócz porównania typowych właściwości mechanicznych, była ocena przebiegu zależności naprężenie-odkształcenie w próbie ściskania, dającej obraz pracy betonu w obciążanym elemencie konstrukcyjnym. W dostępnej literaturze brak takich wyników dla betonów z krajowym kruszywem popiołoporytowym.

Jako kruszywo grube zastosowano popiołoporyt Pollytag 4/8 mm oraz kruszywo zwykłe otoczkowe jednokrotnie przekruszone 4/16 mm. Kruszywo lekkie przed jego zastosowaniem było wstępnie nawilżane do poziomu jego nasiąkliwości po 30 minutach (ok. 17 %). Zabieg ten miał na celu ograniczenie absorpcji wody z mieszanki betonowej, co miało zapewnić stabilność urabialności mieszanki betonu lekkiego w czasie i porównywalne właściwości matrycy w obu betonach. Do wykonania obu typów betonu zastosowano dwie matryce cementowe, które stanowiła zaprawa na piasku naturalnym i cemencie CEM I 42,5 R o zróżnicowanym wskaźniku wodno-cementowym (0,55 i 0,37). Łącznie badania przeprowadzono na czterech seriach betonów, obejmujących dwie serie betonów lekkich, o istotnie zróżnicowanych gęstościach i wytrzymałościach, oraz dwie serie betonów zwykłych wykonanych na analogicznych zaprawach cementowych przy analogicznej ich zawartości. W tabelicy 1 przedstawiono składy i parametry wykonanych mieszanek betonów lekkich i zwykłych.

Tablica 1. Składy i parametry wykonanych betonów lekkich i zwykłych

Seria Betonu ⁽¹⁾	SKŁADNIKI, kg/m ³				PARAMETRY			
	Kruszywo (K) ⁽²⁾	Cement (C)	Woda (W)	Piasek (P)	W/C	P/C	k/m ⁽³⁾	
I	LB I	765	345	190	414	0,55	1,20	54/46
	B I	1438						
II	LB II	700	446	165	458	0,37	1,03	52/48
	B II	1373						

¹ LB – beton lekki, B – beton zwykły; ² kruszywo w stanie suchym; ³ proporcje objętościowe kruszywa grubego do zaprawy cementowej % / %.

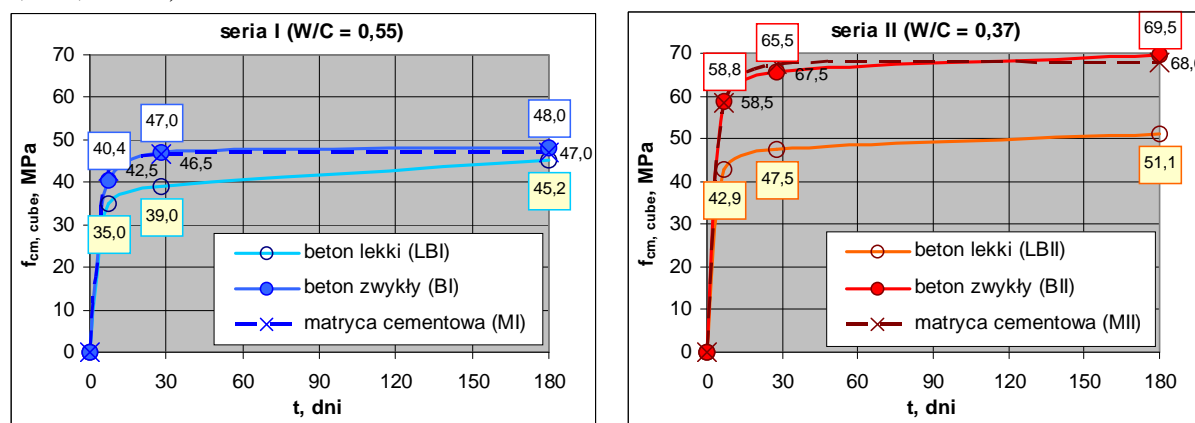
Betony poddano następującym badaniom: gęstości (wg PN-EN 12390-7), wytrzymałości na ściskanie (wg PN-EN 12390-3), wytrzymałości na zginanie przy obciążeniu centrycznym jednopunktowym (wg PN-EN 12390-5), wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu (wg PN-EN 12390-6), modułu sprężystości (wg procedury ITB 194) oraz zależności naprężenie-odkształceniu w próbie ściskania. Badanie wytrzymałości na zginanie realizowano na seriach liczących po 3 belki 100 x 100 x 500 mm, pozostałe badania obejmowały serie 5 próbek sześciennych 150 mm lub walcowych 150/300 mm.

3. ANALIZA WYNIKÓW BADAŃ WŁAŚCIWOŚCI MECHANICZNYCH

Zgodnie z przyjętymi założeniami, wykonane betony lekkie LBI oraz LBII charakteryzowały się istotnie zróżnicowanym poziomem gęstości. Po 28 dniach dojrzewania gęstości w stanie suchym wynosiły odpowiednio 1580 kg/m³ i 1710 kg/m³, co daje wartości niższe odpowiednio o 31 % i 27 % w porównaniu do betonów zwykłych wykonanych na kruszywie zwykłym o analogicznym składzie. Gęstość betonów zwykłych BI i BII wynosiła odpowiednio 2280 kg/m³ i 2330 kg/m³.

3.1 Wytrzymałość na ściskanie

Badania wytrzymałości na ściskanie na normowych próbkach sześciennych o boku 150 mm oraz próbkach walcowych 150/300 mm realizowano po 7, 28 oraz 180 dniach. Badane betony zwykłe, z uwagi na słabszą przyczepność kruszywa i zaprawy cementowej oraz większą koncentrację naprężeń w strefie stykowej, wynikającą z różnic modułów sprężystości obu faz, charakteryzowały się bardzo zbliżonym poziomem wytrzymałości do zaprawy cementowej, z której zostały wykonane. W przypadku betonów lekkich, ze względu na zastosowanie słabszego kruszywa, obserwuje się natomiast obniżenie ich wytrzymałości w odniesieniu do wytrzymałości zaprawy cementowej. Wytrzymałość badanych betonów lekkich w porównaniu do betonów zwykłych była niższa o 6 % do 27 %, zależnie od zastosowanej zaprawy jak i czasu dojrzewania (Fig. 2). Betony lekkie charakteryzowały się natomiast mniejszym rozrzutem wyników wytrzymałości na ściskanie ($\sigma_f = 1,1 \div 2,0$ MPa) w porównaniu do betonów zwykłych ($\sigma_f = 1,8 \div 3,7$ MPa), a nawet zapraw cementowych ($\sigma_f = 1,2 \div 2,9$ MPa).



Rys. 2. Rozwój średniej wytrzymałości na ściskanie, oznaczonej na normowych próbkach sześciennych z betonów lekkich, betonów zwykłych oraz zapraw cementowych, na których wykonano betony.

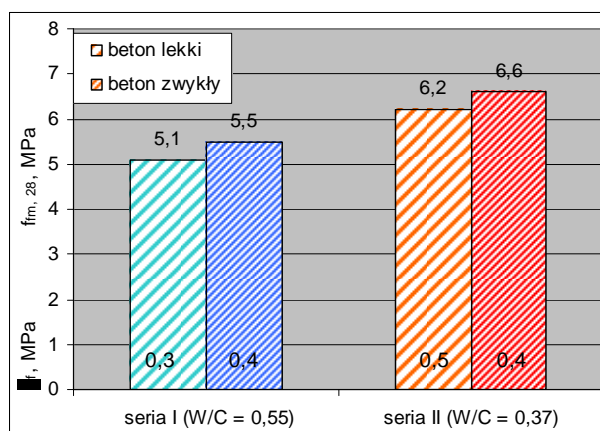
Betony lekkie serii I i II wykazywały istotnie mniejsze zróżnicowanie wytrzymałości w porównaniu do betonów na kruszywie zwykłym i odpowiednich zaprawach cementowych. W przypadku betonów lekkich zmiana matrycy z MI (W/C = 0,55) na MII (W/C = 0,37) przyniosła wzrost wytrzymałości betonu jedynie o 13 % - 23 % zależnie od wieku, podczas

gdy dla betonów zwykłych efekt ten zaowocował wzrostem aż o 39 % - 46 %. Mniej efektywny wzrost wytrzymałości betonów lekkich w wyniku podwyższenia wytrzymałości matrycy spowodowany jest ograniczającym wpływem kruszywa lekkiego, stanowiącego najsłabszy składnik wytrzymałościowy kompozytu.

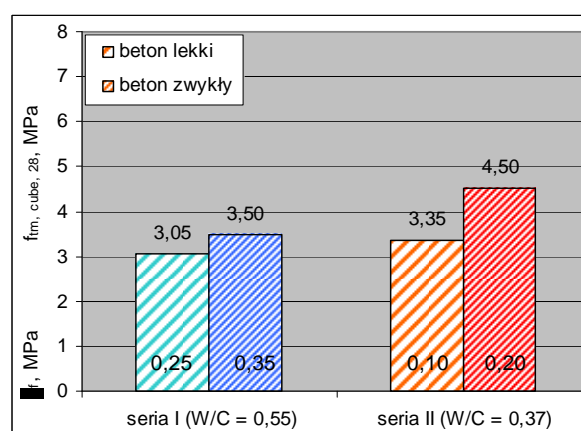
Dynamika przyrostu wytrzymałości betonów lekkich okazała się być większa w porównaniu z betonami zwykłymi. W szczególności widoczne jest to w przypadku betonu LBI, dla którego, z uwagi na niższą wytrzymałość matrycy, efekt ograniczający kruszywa jest wyraźnie mniej istotny. Przyrost wytrzymałości pomiędzy 28 i 180 dniem dla tego betonu wynosi aż 16 %, co jest wartością większą niż przewidywana przez wzór (3.2.) Eurokodu 2 (13 % dla CEM I 42,5R), nawet pomimo braku przechowywania próbek w warunkach normowych po 28 dniu dojrzewania. W rezultacie po 180 dniach beton lekki osiąga prawie wytrzymałość zaprawy, która jest jedynie nieznacznie niższa od wytrzymałości betonu zwykłego BI. Natomiast dla betonu zwykłego z tą samą zaprawą (BI) przyrost wytrzymałości jest praktycznie niezauważalny, co może wiązać się z niemożnością kontynuacji procesu hydratacji.

3.2 Wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu

Po 28 dniach dojrzewania betony lekkie charakteryzowały się wytrzymałością na rozciąganie przy zginaniu niższą jedynie o ok. 6 % od betonów zwykłych, co stanowiło różnicę zaledwie 0,4 MPa (Fig.3). Badania realizowane po upływie roku nie wykazały istotnych zmian wyników. Stosunek wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu do wytrzymałości na ściskanie zarówno w przypadku betonów lekkich jak i zwykłych wynosił ok. 12 %.



Rys. 3. Średnia wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu po 28 dniach dojrzewania betonu lekkiego i betonu zwykłego (f_{tm}). σ_f – odch. standardowe.



Rys. 4. Średnia wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu po 28 dniach dojrzewania betonu lekkiego i betonu zwykłego (f_{tm}). σ_f – odch. standardowe.

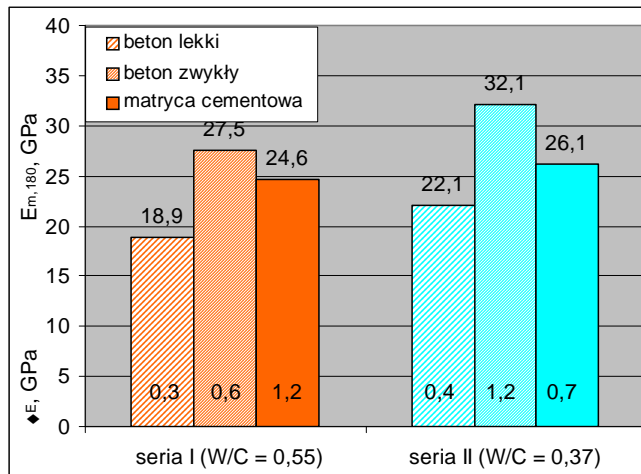
3.3 Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu

Wpływ kruszywa na wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu okazał się być istotniejszy niż w przypadku wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu. W porównaniu z betonami zwykłymi BI i BII, dla betonów lekkich LBI i LBII wytrzymałość ta po 28 dniach dojrzewania była niższa odpowiednio o 13 % i 26 % (Fig.4). Badania realizowane po upływie roku wykazały jedynie nieznaczny wzrost wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu.

Stosunek wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu do wytrzymałości na ściskanie zarówno w przypadku betonów lekkich jak i zwykłych wynosił ok. 7 %.

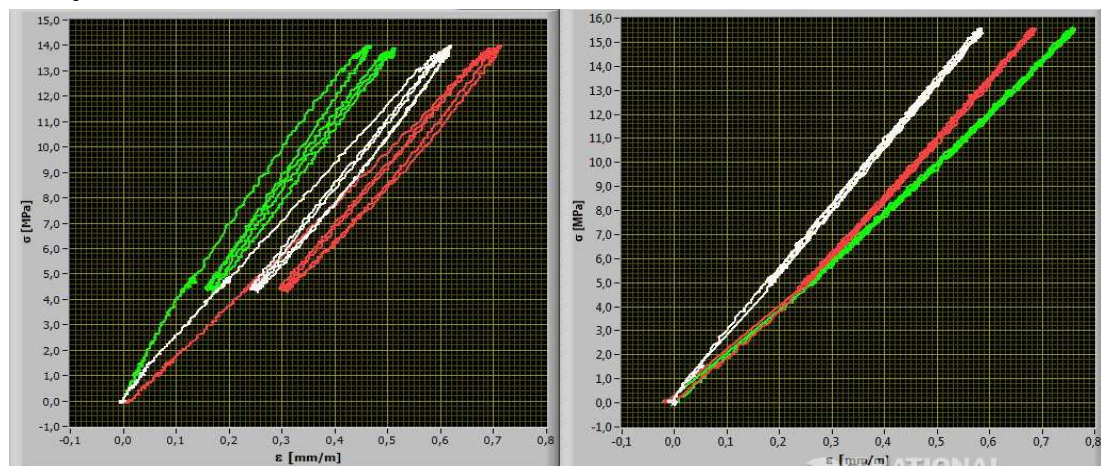
3.4 Moduł sprężystości

Badania modułu sprężystości przeprowadzono po 180 dniach. Do oznaczenia modułu sprężystości, jak również zależności $\sigma - \varepsilon$, zastosowano zestaw pomiarowy składający się z: trzech ekstensometrycznych czujników przemieszczeń, rozmieszczonych co 120° na pobocznicę próbek walcowych oraz czujnika siły, podłączonych do 4 - kanałowego układu pomiarowego.



Rys.5. Średni moduł sprężystości betonów lekkich, zwykłych oraz zapraw cementowych, na których wykonano betony (E_m). σ_E – odch. standardowe

klasyczne pętle histerezy, a stabilizacja odkształceń przy danym poziomie naprężeń była osiągnięta około piątego cyklu. Dla betonów lekkich obciążenie i odciążenie przebiegało po tej samej prostoliniowej ścieżce już od pierwszego lub drugiego cyklu, w którym osiągnięta była stabilizacja odkształceń.



Rys. 6. Obraz przebiegu zależności $\sigma - \varepsilon$ przy cyklicznym obciążaniu i odciążaniu podczas badania modułu sprężystości betonu zwykłego (z lewej) oraz lekkiego (z prawej), zarejestrowany z 3 czujników rozmieszczonych co 120° na pobocznicę próbki walcowej

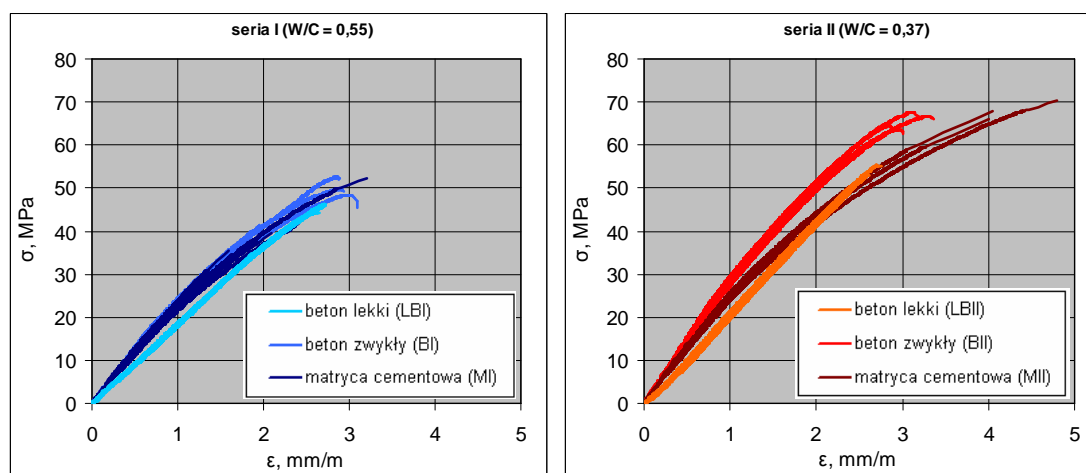
3.5 Zależność naprężenie-odkształcenie

Badania zależności naprężenie - odkształcenie w próbie ściskania przeprowadzono po 180 dniach dojrzewania betonów. Analiza zależności $\sigma - \varepsilon$ dla betonów lekkich wskazuje na jej prostoliniowy przebieg, który wynika z bardziej zbliżonych modułów sprężystości kruszywa lekkiego i matrycy cementowej oraz z bardzo dobrej przyczepności obu faz. Prostoliniowość zachowana jest do około 90 % wyłączenia. W przypadku zarówno betonów

Spośród wszystkich badanych parametrów mechanicznych to właśnie moduł sprężystości okazał się być najbardziej wrażliwy na wpływ rodzaju zastosowanego kruszywa. Wartości modułu Younga dla badanych betonów lekkich były niższe aż o ok. 30 % w odniesieniu do betonów zwykłych wykonanych na tych samych matrycach (Fig. 5).

Badanie modułu sprężystości dla betonów zwykłych i lekkich charakteryzuje się odmiennym przebiegiem (Fig.6). W przypadku betonów zwykłych kolejne cykle obciążenia i odciążenia tworzyły

zwykłych jak i zapraw cementowych zależność naprężenie – odkształcenie ma wyraźnie krzywoliniowy charakter, świadczący o koncentracji naprężeń występujących na styku kruszywa zarówno grubego jak i drobnego oraz zaczynu cementowego, powodującej wczesne zarysowanie tej strefy. Prostoliniowość utrzymana jest tu zaledwie do około 30 % wyteżenia. Na uwagę zasługuje również fakt, że w przypadku wszystkich badanych próbek betonów lekkich danej serii, bez względu na ich poziom wytrzymałości, uzyskano identyczną ścieżkę zależności $\sigma - \varepsilon$. Fakt ten potwierdza lepszą jednorodność badanych betonów lekkich, w porównaniu do betonów zwykłych czy nawet zapraw cementowych, w przypadku których przebieg zależności $\sigma - \varepsilon$ dla poszczególnych próbek serii wykazywał pewne różnice (Fig. 7).



Rys. 7. Zbiorcze wykresy zależności $\sigma - \varepsilon$ dla wszystkich badanych próbek betonów lekkich, betonów zwykłych i zastosowanych do ich wykonania zapraw cementowych

W przeciwieństwie do betonów zwykłych, badane betony lekkie jak również zaprawy nie wykazywały natomiast zdolności do przenoszenia dalszych naprężeń w stanie pokrytycznym, co wiąże się z większą kruchością obu materiałów. W rezultacie w obu przypadkach dochodziło do eksplozywnego zniszczenia próbek. Badania pilotażowe prowadzone po 28 dniach dojrzewania dla betonów zwykłych wskazywały na zdecydowanie większą zdolność do przenoszenia naprężeń po osiągnięciu ich wartości maksymalnej w porównaniu do wyników uzyskanych po 180 dniach. Manifestowało się to wyraźnie zaznaczoną opadającą częścią krzywej. Zwiększenie wytrzymałości matrycy z czasem w betonie zwykłym wpłynęło na wzrost kruchości kompozytu.

4. PODSUMOWANIE

Redukcja właściwości mechanicznych badanych betonów w wyniku zastąpienia kruszywa naturalnego popiołoporytem była mniejsza niż wynika z literatury tematycznej i założeń normowych, co zapewne wiąże się z bardzo dobrą przyczepnością zaczynu do kruszywa popiołoporytowego w badanych betonach lekkich oraz możliwością kontynuacji hydratacji, dzięki znacznej ilości wody zakumulowanej w porowatym kruszywie.

Spośród wszystkich analizowanych cech mechanicznych moduł sprężystości betonu okazał się być najbardziej wrażliwy na rodzaj zastosowanego kruszywa, wykazując dla betonów lekkich spadek wartości porównywalny z obniżeniem ich gęstości (o ok.30 %). Redukcja pozostałych parametrów mechanicznych badanych betonów lekkich była zależna w większym stopniu od poziomu wytrzymałości zastosowanej matrycy. Wiek betonu okazał się dodatkowym czynnikiem, który miał szczególnie istotne znaczenie przy ocenie wpływu rodzaju kruszywa na wytrzymałość na ściskanie. Różnice wytrzymałości obu typów betonu wykonanych na zaprawie cementowej o niższej wytrzymałości były mniejsze,

a w późniejszym okresie mało istotne. Należy oczekiwać, że betony z kruszywem ze spiekanych popiołów lotnych w porównaniu do betonów zwykłych tej samej klasy wytrzymałości wykażą jeszcze mniejsze zróżnicowanie właściwości mechanicznych.

Bez względu na rodzaj zastosowanej matrycy cementowej oraz wiek, badane betony lekkie w przeciwieństwie do betonów zwykłych czy nawet zapraw cementowych, wykazywały prostoliniową zależność naprężenie-odkształcenie w próbie ściskania. Taki kształt zależności potwierdza większą jednorodność strukturalną betonów lekkich z kruszywem popiołoporytowym. Fakt ten może mieć istotne znaczenie na podwyższonej trwałości betonów lekkich w porównaniu do betonów zwykłych. Uzyskane dla badanych betonów lekkich wykresy zależności σ - ε zasadniczo odbiegają od zakładanego przy projektowaniu kształtu parabolicznego, paraboliczno-prostokątnego czy bilinearnego. Zgodnie z Eurokodem 2, stwarzającym możliwość założenia innego kształtu zależności niż normowy, przy projektowaniu elementów konstrukcyjnych z betonu lekkiego z kruszywem pollytag można przyjąć wykres prostoliniowy.

Podsumowując, przy projektowaniu betonu, w szczególności o wytrzymałości do ok. 50 MPa, zastosowanie lekkiego kruszywa popiołoporytowego można rozważyć jako korzystną alternatywę do kruszyw zwykłych, zarówno ze względu na rozwiązania konstrukcyjne, aspekty ekonomiczne i trwałość wznoszonej konstrukcji.

PIŚMIENNICTWO

- Brandt A.: Cement-based composites, Routledge, London and New Your 2009.
- Chandra S.: Berntsson L.: Lightweight aggregate concrete. New York, 2003.
- Domagała L.: Problemy projektowania i wykonawstwa betonów lekkich z kruszyw spiekanych. Przegląd Budowlany 12/2005, s.22-29.
- ACI 213 R – 87 Guide for structural lightweight aggregate concrete. ACI, Farmington Hills, 1997.
- Zhanh M.: Gjorv O.: Mechanical properties of high-strength lightweight concrete. ACI Materials Journal, V. 88, No. 3, 1991, s. 240-247.
- Domagała L.: Właściwości betonów lekkich z kruszyw ze spiekanych popiołów lotnych. Inżynieria i Budownictwo, 12/2003, s. 703 – 705.
- Curcio F.: Galeota D., Gallo A.: High-performance lightweight concrete for the precast prestressed concrete industry. IV CANMET Int. Conf., Tokushima 1998, s. 389 – 406.
- Siwowski T.: Przykłady zastosowań betonów niekonwencjonalnych w polskim mostownictwie. Geoinżynieria: Drogi Mosty Tunele 04/2005, s.40-46.

THE INFLUENCE OF COARSE AGGREGATE TYPE ON MECHANICAL PROPERTIES OF STRUCTURAL CONCRETE

Summary

The problem of the influence of lightweight and normal-weight aggregate on modeling of structural concrete mechanical properties is presented. Research results reveal that replacement of normal-weight aggregate with sintered fly ash one causes a decrease in both density and modulus of elasticity by ca 30 %. The reduction of the other characteristics of the tested lightweight concrete, i.e. compressive strength, flexural strength, tensile splitting strength, in comparison with normal-weight concrete, was lower and to a larger extent dependent on the strength of the cement matrix used and on concrete age. Concretes with sintered fly ash aggregate, independently of the type of cement matrix and time of test, were characterized by linear relationship $\sigma - \varepsilon$, which resulted from their higher structural homogeneity in comparison with normal-weight concretes.

Izabela HAGER¹
Politechnika Krakowska

WYTRZYMAŁOŚĆ NA ŚCISKANIE I PRĘDKOŚĆ ROZCHODZENIA SIĘ FALI ULTRADŹWIĘKOWEJ W BETONACH ZWYKŁYCH I WYSOKOWARTOŚCIOWYCH PODDANYCH DZIAŁANIU WYSOKIEJ TEMPERATURY

STRESZCZENIE

Referat przedstawia wyniki badań wpływu wysokiej temperatury na zmiany wytrzymałości na ściskanie oraz prędkości fali ultradźwiękowej w betonach zwykłych i wysokowartościowych. W referacie przeanalizowano zależność wytrzymałości i prędkości fali ultradźwiękowej oraz zaproponowano zależność korelacyjną pozwalającą na określenie wytrzymałości uszkodzonego betonu na podstawie nieniszczących pomiarów ultradźwiękowych.

Słowa kluczowe: beton zwykły i wysokowartościowy, ocena uszkodzeń pożarowych, metody nieniszczące, prędkość fali ultradźwiękowej, wysoka temperatura

1. WPROWADZENIE

Każda konstrukcja betonowa uszkodzona działaniem ognia wymaga analizy jej stanu technicznego. Do oceny stanu betonu stosuje się metody nieniszczące, częściowo niszczące oraz niszczące. W większości przypadków zastosowanie tych metod ma na celu ocenę resztkowych wartości wytrzymałości, a więc stopnia degradacji materiału spowodowanego działaniem wysokiej temperatury. Ponadto, celem badań diagnostycznych jest określenie zasięgu zaistniałych uszkodzeń oraz miąższości warstwy uszkodzonej. Przeprowadzona ocena pozwala na podjęcie decyzji dotyczących rodzaju i zakresu działań naprawczych bądź wzmacniających lub likwidacji obiektu budowlanego.

Podczas pożaru wzrost działającej temperatury (do około 1000 - 1200°C) powoduje stopniowe uszkodzenie materiału. Ogrzewanie betonu powoduje zwiększanie się objętości ziaren kruszywa, jednocześnie wywołując skurcz zaczynu cementowego, który je otula. Przyczynami uszkodzeń betonu jest także postępująca dehydratacja zaczynu cementowego oraz zachodzące w nim przemiany chemiczne. Dehydratacja żelu CSH jest progresywna i trwa od początku jego wygrzewania. Ogrzanie zaczynu cementowego do temperatury 500-550°C powoduje gwałtowny spadek zawartości portlandytu. Działanie wysokiej temperatury powoduje również zmiany w kruszywach mineralnych stosowanych do betonu. Kruszywo

¹ ihager@pk.edu.pl

kwarcowe, w temperaturze 574°C ulega przemianom, której towarzyszy wzrost objętości natomiast ziarna kruszyw wapiennych w temperaturze około 700°C ulegają rozkładowi na CaO oraz CO₂. Opisane w sposób ogólny przemiany i reakcje chemiczne w zaczynie spowodowane działaniem temperatury wpływają znacząco na wytrzymałość materiału, w większości przypadków obniżając jej wartość.

Pomiar prędkości fali ultradźwiękowej w materiale uszkodzonym działaniem wysokiej temperatury jest jedną ze stosowanych metod pośredniej oceny jakości betonu. Pomiar ten jest niezwykle prosty, jednak w celu interpretacji uzyskanych wyników konieczne jest wykonanie wstępnych badań kalibracyjnych. Określenie wytrzymałości jedynie na podstawie pomiaru prędkości ultradźwiękowej nie może być uznane za wiarygodne bez ustalenia korelacji wyników pomiaru z badaniami niszczącymi prowadzonymi na materiale pobranym z konstrukcji. Sposób prowadzenia kalibracji opisują normy PN-EN 12504-4:2005 [1] oraz PN-EN 13791:2008 [2]. W oparciu o te normy przybliżone skalowanie oparte jest na krzywej bazowej o równaniu:

$$f_c = 62,5 V^2 - 497,5 V + 990 \quad (1)$$

Zależność ta jest przeznaczona do stosowania dla betonów, w których prędkość fali ultradźwiękowej zawarta jest w zakresie od 4,0 km/s do 4,8 km/s. Według raportu [3] metoda ultradźwiękowa może być stosowana z powodzeniem do badań porównawczych i jakościowych, do jakich należy niewątpliwie ocena uszkodzeń pożarowych, a nie ilościowych mających na celu określenie wytrzymałości. Bez wykonania działań kalibracyjnych jakość betonu może zostać jedynie oszacowana na podstawie wyniku pomiaru prędkości fali ultradźwiękowej według założeń zawartych w (Tab. 1). Badania prowadzone przez [5, 6, 7] wykazały skuteczność zastosowania metody ultradźwiękowej do oceny jednorodności ogrzanego betonu.

Tablica 1. Klasyfikacja jakości betonu o na podstawie prędkości fali ultradźwiękowej [4]

Prędkość fali ultradźwiękowej V [km/s]	Jakość betonu
> 4,5	bardzo dobra
3,5 - 4,5	dobra
3,0 - 3,5	wątpliwa
2,0 - 3,0	zła
< 2,0	bardzo zła

2. CEL I ZAKRES BADAŃ

Badania prowadzono na próbkach sześciennych o boku 0,15 m ogrzewanych do temperatury z zakresu 200 do 800°C. Badania ograniczono do 800°C gdyż jak pokazały badania wstępne temperatura 1000°C powoduje w badanych betonach uszkodzenia uniemożliwiające pomiar wytrzymałości na ściskanie.

Zrealizowane badania miały na celu określenie relacji istniejących między wynikami badań prowadzonych metodami nieniszczącymi, a zmianami wytrzymałości będącymi konsekwencją działania temperatury. Przedstawione w dalszym ciągu wyniki pozwoliły na wyznaczenie zależności korelacyjnych między resztkową wytrzymałością na ściskanie f_{cT} i prędkością fali ultradźwiękowej V_T .

2.1 Badane materiały

Badania dotyczyły betonu zwykłego (BZ) i wysokowartościowego (BWW). Do produkcji obu tych materiałów wykorzystano te same składniki, jednak w celu zróżnicowania

właściwości zastosowano zmiany ilościowe w składach mieszanek. Składy analizowanych betonów przedstawiono w (Tab.2).

Tablica 2. Składy zastosowanych betonów (beton zwykły: BZ, wysokowartościowy: BWW)

Beton	Jednostka	BZ	BWW
Składnik			
Cement CEM II/A - V 42,5 R	kg/m ³	322	478
Woda	dm ³ /m ³	193	129
Stosunek w/c	-	0,6	0,27
Kruszywo otoczkowe "Dwudniaki"			
- piasek 0 - 2 mm	kg/m ³	623	
- żwir 2 - 8 mm	kg/m ³	660	
- żwir 8 - 16 mm	kg/m ³	550	

2.2 Próbkki i sposób ich wygrzewania

Wszystkie badania prowadzono na betonowych kostkach sześciennych o boku 0,15 m. Wiek betonu w chwili rozpoczęcia badań wynosił około 120 dni. Próbkki poddawano działaniu temperatury w zakresie od 200 do 800°C. Wygrzewanie odbywało się w programowalnym piecu laboratoryjnym. Szybkość przyrostu temperatury wynosiła 0,5°C/min. Po osiągnięciu temperatury docelowej (T = 200, 400, 500, 600, 800°C), utrzymywano ją na stałym poziomie przez 5 godzin, w celu uzyskania równomiernego rozkładu temperatury w całej objętości próbki. Po ogrzaniu próbki studzono w piecu z nieregulowaną szybkością. Po wystudzeniu próbki, aż do momentu realizacji badań przechowywano przez 2 miesiące w warunkach laboratoryjnych (temperatura ≈ 18°C, wilgotność względna powietrza około 50%). Decyzja o realizacji pomiarów po pewnym czasie od wygrzania podyktowana została rzeczywistymi warunkami, w których diagnostyka stanu betonu jest realizowana najczęściej po pewnym czasie od wystąpienia pożaru [3].

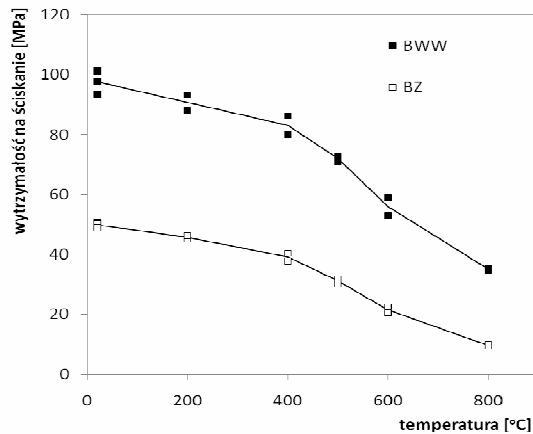
2.3 Przeprowadzone badania

Do pomiaru prędkości fali ultradźwiękowej stosowano defektoskop PUNDIT plus (54 kHz). Ponieważ powierzchnia wygrzanych próbek nie nosiła oznak wyraźnych zniszczeń do pomiarów stosowano głowice walcowe, które ustawiano na środku przeciwległych ścian próbek kostkowych. W celu uniknięcia nadmiernych strat energii na styku głowicy z powierzchnią betonu zastosowano środek sprzęgający. Liczebność próbek dla każdej z analizowanej temperatury (T = 200, 400, 500, 600 i 800°C) wynosiła 2 sztuki. Dla każdego betonu przebadano również trzy próbki niewygrzewane. Wytrzymałość na ściskanie próbek wygrzewanych do temperatury T oraz próbek niewygrzewanych prowadzono zgodnie z PN-EN 12390-3:2002 [8].

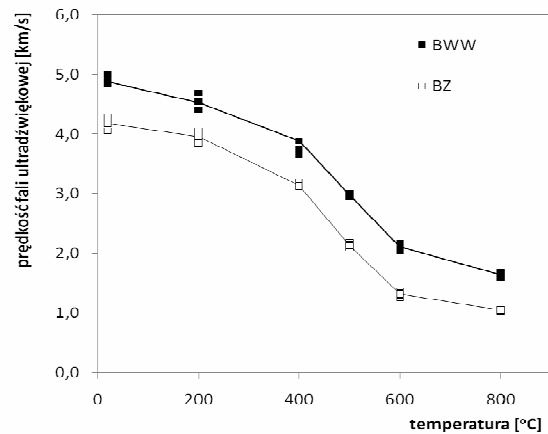
3. WYNIKI BADAŃ I ICH ANALIZA

Przebieg zmian wartości wytrzymałości na ściskanie analizowanych betonów w funkcji temperatury, określonych metodą niszczącą pokazano na (Rys.1). Wyniki pomiarów prędkości fali ultradźwiękowej ilustruje (Rys.2).

Wygrzewanie betonu, zarówno zwykłego jak i wysokowartościowego, powoduje stopniową redukcję wytrzymałość na ściskanie. Jest to głównie wynikiem postępującej dehydratacji żelu CSH, rozkładu portlandytu, oraz zniszczenia strefy stykowej zaczyn kruszywo na skutek przeciwstawnych odkształceń termicznych zaczynu i kruszywa.

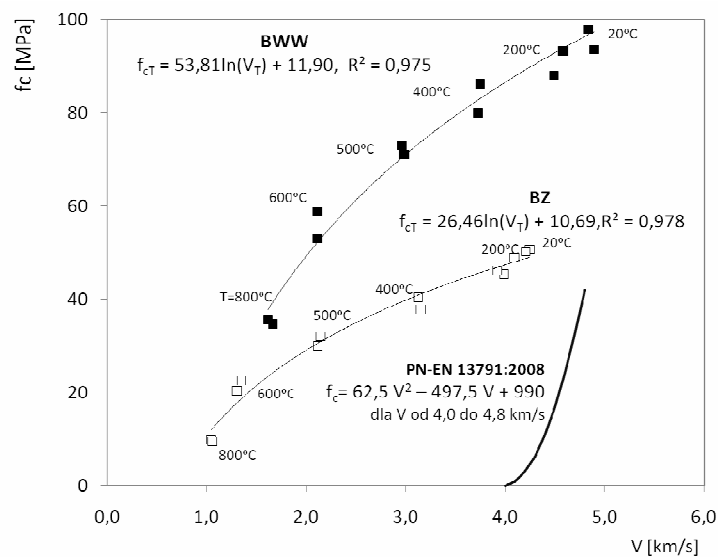


Rys. 1 Wpływ temperatury wygrzewania na resztkową wytrzymałość na ściskanie (BZ – beton zwykły, BWW- beton wysokowartościowy)



Rys. 2 Wpływ temperatury wygrzewania na prędkość fali ultradźwiękowej (BZ – beton zwykły, BWW- beton wysokowartościowy)

Wartości prędkości fali ultradźwiękowej w przypadku betonów niewygrzewanych wyniosły odpowiednio 4,18 km/s dla betonu zwykłego (BZ) i 4,87 km/s dla betonu wysokowartościowego. Podobnie jak w przypadku wytrzymałości, wygrzewanie spowodowało stopniową redukcję prędkości V_T . Prędkość fali ultradźwiękowej w betonach ogrzanych do 800°C wynosiły odpowiednio 1,05 km/s w przypadku BZ i 1,67 km/s w przypadku BWW. Profile zmian prędkości ultradźwięków są niemal identyczne w przypadku BZ i BWW (Rys. 2).



Rys. 3 Zależność resztkowej wytrzymałości badanych betonów (f_{cT}) od prędkości fali ultradźwiękowej (V_T). Na rysunku przedstawiono krzywą bazową wg [2]

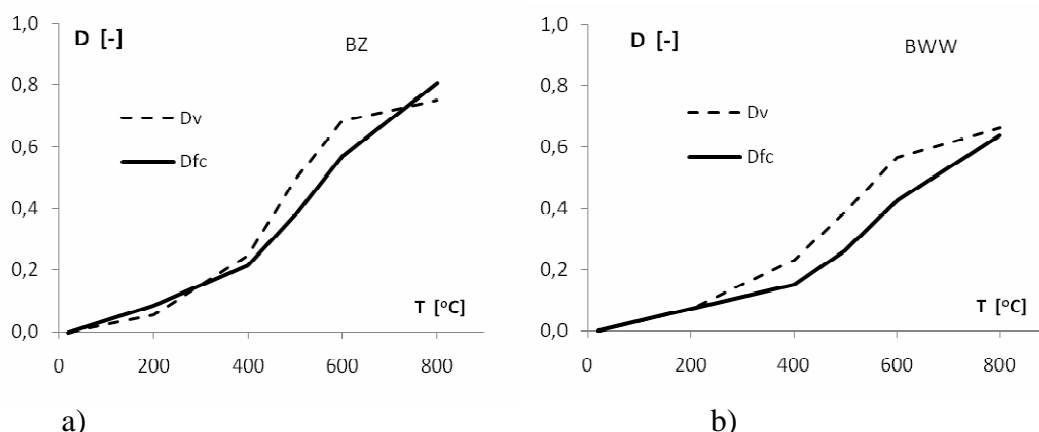
Zależność resztkowej wytrzymałości badanych betonów od prędkości fali ultradźwiękowej została przedstawiona na (Rys. 3). Analizując przebieg wykresu można zauważyć, że zakres stosowania krzywej bazowej opisanej w normie PN-EN 13791:2008 [2] nie odpowiada uzyskanym w badaniach wynikom dla betonów uszkodzonych działaniem temperatury. W przedziale od 4,0 - 4,8 km/s zawierają się jedynie wyniki dla betonów niewygrzewanych (BZ i BWW), oraz betonu wysokowartościowego wygrzanego do temperatury 200°C. Krzywa bazowa, zaproponowana przez normę stosowana może być jedynie dla betonów o bardzo wysokiej jakości. Według klasyfikacji przedstawionej w (Tab.

1) jakość wszystkich betonów wygrzanych powyżej temperatury 600°C oceniona metodą ultradźwiękową jest zła, lub bardzo zła. W przypadku betonu zwykłego (BZ), według zaproponowanych w [4] oznaczeń, nawet ogrzanie do temperatury 400°C prowadzi do zmiany jego jakości z dobrej na wątpliwą. Wyniki uzyskanych badań aproksymowano funkcjami logarytmicznymi. Na wykresie (Rys. 3) przedstawiono ustalone zależności korelacyjne wraz ze współczynnikami determinacji R^2 , charakteryzującymi stopień ich dopasowania do wyników. Na (Rys. 4) przedstawiono wskaźniki redukcji wytrzymałości na ściskanie (D_{fc}) i prędkości fali ultradźwiękowej (D_V) spowodowane działaniem temperatury, dla badanych betonów BZ i BWW. Wskaźniki te podają redukcję badanych właściwości betonów ogrzanych do temperatury T w porównaniu z wartościami charakteryzującymi materiał niewygrzewany:

$$D_{fc} = 1 - f_{cT}/f_{c20^{\circ}\text{C}} \quad (2)$$

$$D_V = 1 - V_T/V_{20^{\circ}\text{C}} \quad (3)$$

Z wykresów tych wynika, że metoda pomiaru prędkości fali ultradźwiękowej może stanowić efektywne narzędzie pozwalające na określenie uszkodzeń spowodowanych działaniem temperatury. Dla rozpatrywanego w badaniach zakresu temperatury wskaźnik uszkodzenia materiału w wyniku ogrzewania D_V określony metodą ultradźwiękową jest nieco wyższy niż rzeczywiste uszkodzenie określone metodą niszczącą (D_{fc}). Z inżynierskiego punktu widzenia zawyżone wartości D_V powodują, iż metoda ultradźwiękowa pozwala na bezpieczną ocenę resztkowej wytrzymałości betonu na ściskanie.



Rys. 4 Wskaźniki redukcji wytrzymałości na ściskanie (D_{fc}) i prędkości fali ultradźwiękowej (D_V) w funkcji temperatury, a) beton zwykły (BZ), b) beton wysokowartościowy (BWW)

4. WNIOSKI

Na podstawie przedstawionych badań i ich wyników sformułować można następujące wnioski:

- temperatura wygrzewania betonu ma wyraźny i jednoznaczny wpływ na wynik pomiaru prędkości rozchodzenia się w nim fali ultradźwiękowej oraz jego wytrzymałość na ściskanie dla badanego zakresu temperatury do 800°C;
- występuje wyraźne zróżnicowanie prędkości rozchodzenia się fali ultradźwiękowej w betonie zwykłym i wysokowartościowym. Przebieg zmian średniej wartości V_T w funkcji temperatury ma podobny charakter w przypadku obu betonów;
- zastosowanie krzywej bazowej, proponowanej przez normę PN-EN 12504-4:2005, do opisu zależności $f_{cT} = f(V_T)$ dla betonów ogrzewanych jest nie uzasadnione ze względu

na ograniczenie jej ważności do prędkości ultradźwięków od 4,0 – 4,8 km/s. W przypadku badanych betonów większość uzyskanych wyników pomiaru prędkości znalazła się poniżej wartości 4,0 km/s;

- według klasyfikacji przedstawionej w (tabl. 2) jakość wszystkich betonów wygrzanych powyżej temperatury 600°C oceniona metodą ultradźwiękową jest zła, lub bardzo zła;
- przedstawione porównanie wskaźników redukcji wytrzymałości na ściskanie (D_{fc}) i prędkości fali ultradźwiękowej (D_V) wykazało, iż pomiary ultradźwiękowe mogą stanowić efektywną metodę oceny jakości betonu poddanego działaniu wysokiej temperatury;
- zakres stosowania ustalonych zależności ograniczony jest jedynie do betonów wykonanych z udziałem stosowanego w badaniach kruszywa rzeczowego, istnieje potrzeba zrealizowania podobnych badań mających na celu określenie zależności $f_{cT} = f(V_T)$ dla betonów wykonanych z użyciem innych typów kruszyw.

Prezentowane badania przeprowadzono w ramach projektu badawczego N N506 045040 finansowanego przez MNiSzW.

PIŚMIENNICTWO

- PN-EN 12504-4:2005 Badania betonu w konstrukcjach. Część 4. Oznaczenie prędkości fali ultradźwiękowej
- PN-EN 13791:2008 Badania betonu w konstrukcjach. Część 1. Odwierty rdzeniowe, wycinanie, ocena i badanie wytrzymałości na ściskanie
- Fire design of concrete structures – structural behavior and assessment. State-of-art report prepared by Task Group 4.3, Fire design of concrete structures, FIB, July 2008, p. 209.
- Whitehurst, E.A., Evaluation of Concrete Properties from Sonic Tests, ACI Monograph No. 2, ACT, Detroit, MI (1966)
- Yang H., Lin Y., Hsiao C., Liu J.Y. Evaluating residual compressive strength of concrete at elevated temperatures using ultrasonic pulse velocity, Fire Safety Journal, Volume 44, Issue 1, January 2009, Pages 121-130
- Li M., Wu, Z., Hongatao K., Chunxiang Q. Factors influencing the propagation velocity of ultrasonic Waves In concrete expose to fire, CWB – 6/2010
- Assessment, Design and Repair of Fire-Damaged Concrete Structures, Technical Report No. 68, The Concrete Society, London, United Kingdom, 2008.
- PN-EN 12390-3:2002 Badania betonu. Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badania.

Compressive strength and ultrasonic pulse velocity in ordinary and high performance concretes subjected to high temperature

Summary

The paper presents the results of an investigation on the high temperature effect on the ordinary and high performance concretes both made from riverbed aggregates. The compressive strength and ultrasound pulse velocity tests were performed after heating to the temperature $T = 200, 400, 500, 600, 800^\circ\text{C}$. The correlation $f_{cT}=f(V_T)$ was proposed, allowing determination of the strength of the damaged concrete on the basis of non-destructive ultrasonic measurements.

Krzysztof KAMIŃSKI¹
Marek SWAT²
Politechnika Warszawska

WYTRZYMAŁOŚĆ BETONU W KONSTRUKCJI W ŚWIETLE AKTUALNYCH NORM I WERYFIKACJI BADAWCZEJ

1. STRESZCZENIE

Konstruktor projektujący elementy żelbetowe ma dziś do wyboru polską normę PN-B-03264:2002 z poprawką Ap1 z 2004 roku lub Eurokod PN-EN-1992-1-1:2008. Obydwa dokumenty wskazują normę PN-EN 206-1, jako dokument odniesienia dotyczący określenia klasy betonu. Dokładna analiza istoty normy PN-EN 206-1 wskazuje na fakt, że zawiera ona zalecenia, wytyczne i reguły dla producenta mieszanki betonowej.

Średnia wytrzymałość betonu na ściskanie, badana na próbkach „świadkach” zgodnie z PN-B/88-06250 i odwiertach rdzeniowych według PN-EN 13791, w przeprowadzonym eksperymencie była mniejsza od znormalizowanej wytrzymałości średniej betonu według PN-EN 206-1 odpowiednio o 11 % i 29 %. Wytrzymałość charakterystyczna betonu na ściskanie *in situ* była mniejsza od znormalizowanej wytrzymałości charakterystycznej betonu według PN-EN 206-1 nawet o 24%. Przyjmując, że wynik badania wytrzymałości betonu w konstrukcji na odwiertach rdzeniowych jest miarodajny dla betonu *in situ*, to oznacza, że w obliczeniach statycznych stosuje się zawyżoną o ponad 20 % wytrzymałość charakterystyczną betonu. Może to stwarzać zagrożenie bezpieczeństwa konstrukcji. Konsekwencje tego faktu, szczególnie w projektowaniu słupów żelbetowych, oznaczają w skrajnych wypadkach nośność mniejszą o ponad 20%.

Słowa kluczowe: wytrzymałość betonu, konstrukcje żelbetowe, projektowanie, bezpieczeństwo

2. WPROWADZENIE

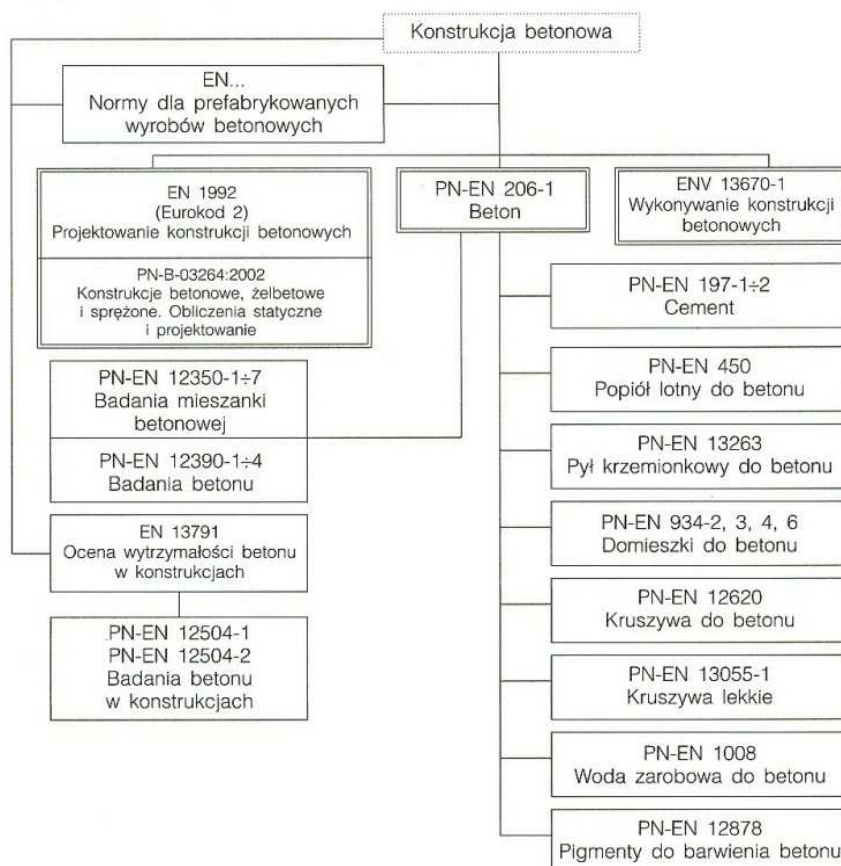
Do roku 2002, kiedy wprowadzono polską normę PN-EN 206-1[N6], kontrola jakości betonu wbudowanego w konstrukcję odbywała się na podstawie zaleceń normy PN-88/B-06250 Beton zwykły[N4]. Zgodnie zapisem normy [N6], norma [N4], jako sprzeczna została przez PKN wycofana z końcem 2003 roku. W dość powszechnym rozumieniu środowiska projektantów polska norma o statusie wycofanej, jest nieaktualna i nie powinna być stosowana, szczególnie w aspekcie oświadczenia, które składa projektant razem z dokumentacją przy pozwoleniu na budowę. Stwierdzenie o wykonaniu dokumentacji

¹ k57@wp.pl

² marek.swat@op.pl

zgodnie z „aktualnie obowiązującymi przepisami³” raczej wyklucza normę o statusie wycofanej.

Nowe światło w tej niezwykle ważnej, a niejasnej sprawie, rzuciła dyskusja środowiskowa związana ze statusem polskich norm konstrukcyjnych wycofanych po wprowadzeniu eurokodów w kwietniu 2010 roku. W rozporządzeniu Ministra Infrastruktury z 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (Dz. U. nr 75/02, poz. 690 z późn. zm.) zastosowano szereg powołań Polskich Norm, również w zakresie projektowania konstrukcji budynków. Powołane Polskie Normy, zarówno normy PN-B, jak i normy PN-EN 1990-1999 (Eurokody), zestawione są w załączniku nr 1. W załączniku tym, pod wykazem norm, podano dodatkowo informację następującej treści: *"Polskie Normy projektowania wprowadzające europejskie normy projektowania konstrukcji - Eurokody, zatwierdzone i opublikowane w języku polskim, mogą być stosowane do projektowania konstrukcji, jeżeli obejmują one wszystkie niezbędne aspekty związane z zaprojektowaniem tej konstrukcji (stanowią kompletny zestaw norm umożliwiający projektowanie). Projektowanie każdego rodzaju konstrukcji wymaga stosowania PN-EN 1990 i PN-EN 1991."* Rozporządzenie jest obowiązujące niezależnie od aktualnego statusu powołanych w nim Polskich Norm. Tak długo jak rozporządzenie nie zostanie zmienione w zakresie powołanych Polskich Norm, to zarówno normy aktualne (Eurokody), jak i wycofane (PN-B), mogą być - w zależności od decyzji projektanta - podstawą wykonania projektu budowlanego budynku.

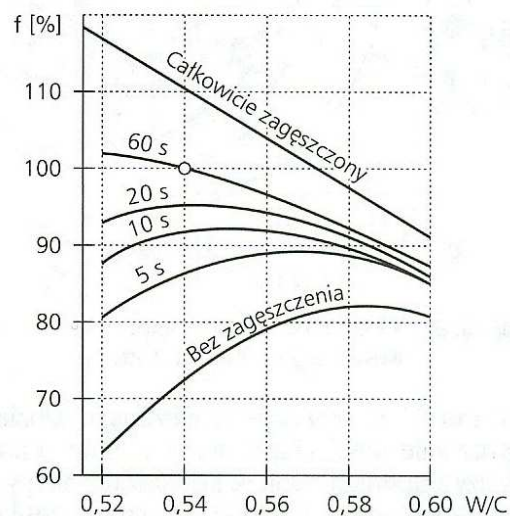


Rys. 1. Zależności między normą PN-EN 206-1 a normami dotyczącymi projektowania wykonywania konstrukcji z betonu

³ Za taki w dość powszechnym mniemaniu uważane są normy polskie wymienione w załączniku do Rozporządzenia Ministra Infrastruktury z 12 kwietnia 2002 roku (Dz. U. Nr 75, poz. 690)

Okazało się, że w interpretacji Ministerstwa Infrastruktury normy wycofane, mogą być stosowane w praktyce, czyli są aktualne. Konstruktor projektujący elementy żelbetowe ma dziś do wyboru polską normę PN-B-03264:2002 z poprawką Ap1 z 2004 roku lub Eurokod PN-EN-1992-1-1:2008. Obydwa dokumenty wskazują normę PN-EN 206-1, jako dokument odniesienia dotyczący określenia klasy betonu. Dokładna analiza istoty normy PN-EN 206-1 wskazuje na fakt, że zawiera ona zalecenia, wytyczne i reguły dla producenta mieszanki betonowej.

Na rysunku 1, zaczerpniętym ze wspomnianej normy, przedstawiono w sposób graficzny zależności między normą PN-EN 206-1, a normami dotyczącymi wykonywania i projektowania konstrukcji betonowych. Można domniemywać, że autorzy normy regulującej warunki produkcji betonu i normy dotyczącej projektowania konstrukcji betonowych zakładali, że mamy do czynienia z tym samym materiałem powstającym w zakładzie produkcji betonu i w konstrukcji. Takie założenie prawdopodobnie jest prawidłowe, jeśli przyjmie się jako obowiązujące założenia trzeciej podstawowej normy przedstawionej na rysunku 1, to jest prenormy europejskiej ENV 13670-1 dotyczącej wykonywania konstrukcji betonowych. Dokument ten nie zyskał jednak statusu normy krajowej. Jest więc dokumentem niższej rangi o charakterze informacyjnym. Prenorma zawiera ściśle zalecenia dotyczące między innymi sposobu układania, zagęszczania i pielęgnacji mieszanki betonowej na placu budowy, minimalny okres pielęgnacji mieszanki betonowej w zależności od temperatury powierzchni betonu i tempa przyrostu jego wytrzymałości.



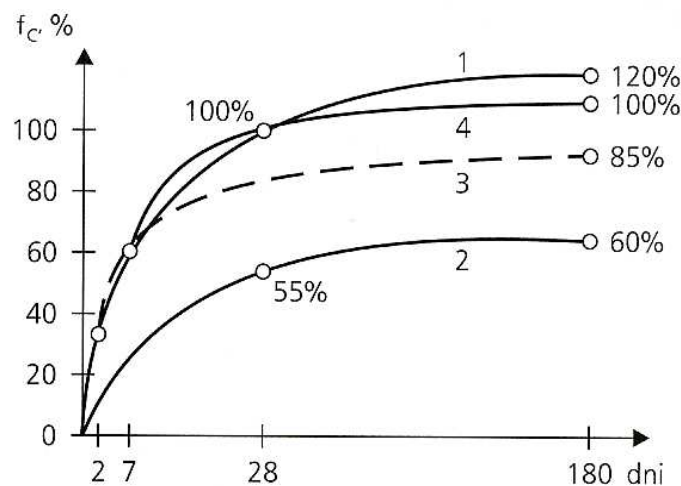
Rys.2. Związek między wytrzymałością na ściskanie betonu, stosunkiem w/c i sposobem zagęszczenia mieszanki betonowej według [2]

Technolodzy betonu doskonale wiedzą, że końcowa wytrzymałość betonu na ściskanie w około 50÷60 % zależy od składu mieszanki betonowej i w pozostałej części od czynników związanych z technologią robót betonowych i warunków cieplno-wilgotnościowych dojrzewania młodego betonu. A.M.Neville[1] stwierdził: „Oczywiście beton w konstrukcji może w rzeczywistości być gorszy, np. skutkiem niedostatecznego zagęszczenia, segregacji, czy złej pielęgnacji”. Przykładowy wpływ sposobu zagęszczania mieszanki betonowej i warunków pielęgnacji wodnej na wytrzymałość próbek betonowych przedstawiono na rysunkach 2 i 3. Według Petersons’a [3] stosunek wytrzymałości betonu *in situ*, badanej na odwiertach rdzeniowych, do znormalizowanej (potencjalnej) wytrzymałości betonu, badanej na walcach, jest zawsze poniżej jedności, a może wynosić nawet 0,7(!). Warto dodać, że

powyższe wnioski dotyczą betonu konstrukcyjnego poprawnie pielęgnowanego. W wypadku skrajnie nieprawidłowych warunków prowadzenia robót betonowych należy oczekiwać, że wytrzymałość betonu *in situ* będzie mniejsza od znormalizowanej wytrzymałości betonu [wg N6] nawet o 40÷50 %.

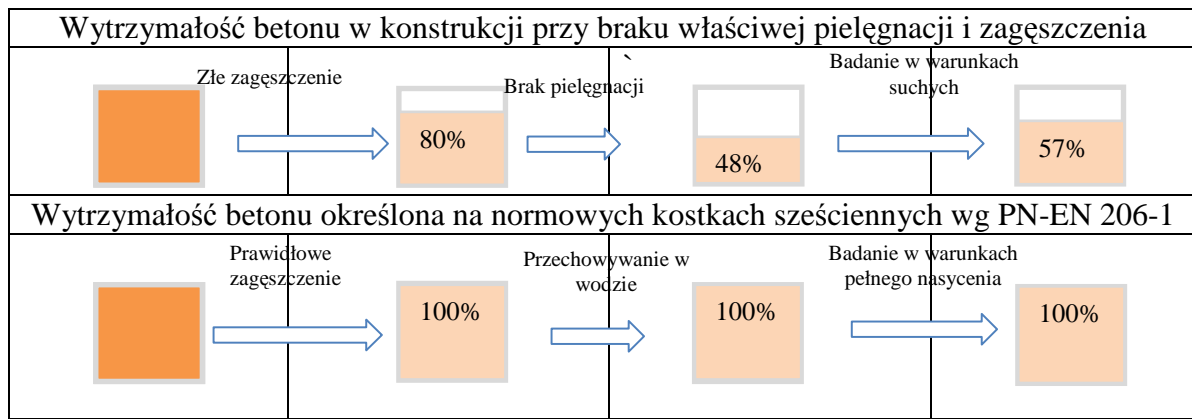
W sytuacji, którą mamy w chwili obecnej odbiorca mieszanki betonowej (najczęściej jest to wykonawca konstrukcji) nie jest zobligowany (jeśli nie odpowiedniego zapisu w projekcie) do takiego zagęszczenia i pielęgnowania mieszanki, aby jej cechy zbliżone były do właściwości uzyskiwanych na kostkach przechowywanych w wodzie w temperaturze około 20°C. Powstaje więc dość retoryczne pytanie, ale niezwykle istotne z punktu widzenia bezpieczeństwa konstrukcji: Czy beton uzyskany na kostkach kontrolnych pobranych i przechowywanych zgodnie z normą [N5] przez producenta, jest tym samym materiałem, co beton wbudowany w konstrukcję z tej samej mieszanki? Odpowiedź brzmi: w większości przypadków nie; 28-dniowa wytrzymałość betonu uzyskana na kostkach przechowywanych w wodzie o temperaturze 20°C jest z pewnością wyższa, niż uzyskana na kostkach niedostatecznie zawilgoczonej i pozbawionych pielęgnacji. Jeśli wytrzymałości betonu w wytwórni i w konstrukcji różnią się, to czy można założyć, jak to czyni projektant, że wytrzymałość charakterystyczna betonu w konstrukcji może być mierzona wg zasad określonych w normie PN-EN 206-1. Naszym zdaniem, jak autorów przytoczonych wcześniej opinii, odpowiedź brzmi jednoznacznie: nie. Nie jest to ta sama wartość.

Pod względem kontroli jakości cech materiału przyjętych przez projektanta znacznie lepiej spełniała wymogi wycofana polska norma PN-B/88-06250. Według zapisu tejże normy próbki do kontroli wytrzymałości betonu należało pobierać na stanowisku betonowania, zagęszczać, pielęgnować i przechowywać w takich samych warunkach, jak beton ułożony w konstrukcji. Z dużym prawdopodobieństwem można wówczas stwierdzić, że beton z którego wykonano kostki do badań i element konstrukcyjny, to ten sam materiał.



Rys. 3. Wpływ pozbawienia pielęgnacji wilgotnej próbek betonu na rozwój wytrzymałości według [2]: 1- ciągle dojrzewanie w silnej wilgoci, 2- od początku przechowywanie w warunkach powietrznosuchych, 3- przechowywanie w warunkach powietrznosuchych po 2 dniach nawilżania, 4 - przechowywanie w warunkach powietrznosuchych po 7 dniach nawilżania

Zgodnie z rys.3, próbka przechowywana w warunkach powietrznosuchych może mieć wytrzymałość 28-dniową nawet o 45% mniejszą, niż próbka normowa dojrzewająca w wodzie. Pomijając wpływ temperatury w okresie dojrzewania, normowa próbka przechowywana w wodzie badana w warunkach pełnego nasycenia może mieć wytrzymałość nawet o 43 % wyższą, niż beton w konstrukcji (rys.4).



Rys.4 Schematyczny wpływ warunków zagęszczania i pielęgnacji na wytrzymałość 28-dniową betonu w próbkach normowych i w konstrukcji wykonanych z tej samej mieszanki

Przytoczone wyżej fakty i współczynniki nie są niczym nowym. Są powszechnie znane, stąd zdziwienie budzi fakt przyjęcia poprawki do normy żelbetowej Ap1:2004, w której to zrównano klasy betonu określone wg normy PN-EN 206-1 z klasami określonymi wg normy PN-B/88-06250 oraz brak jakiegokolwiek dyskusji środowiskowej na ten temat.

W celu zbadania wpływu sposobu pielęgnacji na wytrzymałość betonu wykonanego na współcześnie stosowanych cementach przeprowadzono badania własne na dwóch 48-elementowych populacjach próbek, podzielonych na zbiorowości 8-elementowe. Do wykonania betonów stosowano cement CEM I 32,5R, kruszywo naturalne, superplastyfikator Muraplast FK88. Próbkę po okresie pielęgnacji wodnej przechowywano w słupkach po 4 próbki (4 powierzchnie wysychania) w środowisku powietrznosuchym ($20^{\circ}\pm 3^{\circ}\text{C}$, $\text{RH}<45\%$). Na dwie doby przed próbą ściskania próbki umieszczano w wodzie ($20^{\circ}\pm 2^{\circ}\text{C}$). Wyniki przedstawione w tab.1 potwierdzają znaczny wpływ długości okresu pielęgnacji na wytrzymałość betonu: próbki pielęgnowane tylko przez 1 dobę osiągnęły wytrzymałość 25-28% niższą od przechowywanych w wodzie.

Tablica1 .Wpływ pielęgnacji wodnej sześciennych próbek betonu (cube150) na wynik badania wytrzymałości betonu na ściskanie $f_{cm(8)}$ w wieku 28 dni (badania własne)

Stosunek w/c i masa cementu w kg/m^3 m.bet.	Jednostka $f_{cm(8)}$	Czas pielęgnacji wodnej próbek betonu w dobach (próbki pierwszą dobę w formach, później w wodzie)						
		1	2	4	7	10	28	
		Wytrzymałość betonu na ściskanie $f_{cm(8)}$						
1	0,65, 280	MPa	22,4	27,4	29,8	31,4	31,4	31,1
		%	72	88	96	101	101	100
2	0,50, 350	MPa	39,8	48,7	51,6	52,3	53,4	52,9
		%	75	92	98	99	101	100
Przeciętnie		%	73	90	97	100	101	100

Jak już wcześniej wspomniano, norma PN-EN 206-1 jest dokumentem regulującym zasady produkcji mieszanki betonowej w wytwórni. W jaki sposób więc ma być kontrolowana rzeczywista wytrzymałość betonu w konstrukcji? Rysunek 1 [1] wskazuje jednoznacznie, że ma się ona odbywać na podstawie normy PN-EN 13791:2008[N8]. Zarówno zapis normy [N6] p.8.4, jak i normy [N8], wyklucza ocenę wytrzymałości betonu

tylko na podstawie badań nieniszczących, które należy traktować jako towarzyszące. Podstawowym badaniem wytrzymałości betonu w konstrukcji, pozwalającym zorientować się zarówno projektantowi jak i wykonawcy, czy realizowana konstrukcja spełnia wymogi bezpieczeństwa, jest próba ściskania rdzeni wyciętych z konstrukcji.

Zaleca się badanie pozwalające na określenie wytrzymałości charakterystycznej betonu w konstrukcji na ściskanie przeprowadzić na rdzeniach o średnicy równej wysokości wynoszącej 100mm. W p.7.1 [N8] stwierdzono, że wytrzymałość na ściskanie uzyskana na ww. rdzeniach odpowiada wytrzymałości próbki sześcienniej o krawędzi równej 150mm, wykonanej i dojrzewającej w tych samych warunkach. I tu kolejne zaskoczenie. Chcemy porównać przecież wytrzymałość betonu w konstrukcji z wytrzymałością próbek normowych badanych w stanie pełnego nasycenia po 28 dniach przechowywania w wodzie. Norma [N8] nakazuje przechowywanie odwiertów rdzeniowych w warunkach laboratoryjnych na co najmniej 3 dni przed badaniem. W celu zapewnienia zadowalającej kontroli procesu badania powinno w cytowanej normie być zawarte jednoznaczne określenie, co jest rozumiane pod pojęciem: „laboratoryjne warunki przechowywania”. Takiej definicji brak. Załącznik informacyjny D.4 [N8] zawiera informacje, że rdzenie należy badać w warunkach pełnego nasycenia, gdy konstrukcja, z której je pobrano, jest zawilgocona. Jeśli natomiast konstrukcja w momencie pobrania rdzeni znajduje się w stanie powietrzno–suchym, w takim samym stanie należy nadać rdzenie. Zapis o przechowywaniu rdzeni przez 3 dni przed badaniem w warunkach laboratoryjnych oznacza więc zupełnie co innego, niż było to przyjęte we wcześniej obowiązującej normie PN-88/B-06250. Badając więc jakość betonu w typowej konstrukcji znajdującej się w stanie powietrzno–suchym i badając wycięte z niej rdzenie również w stanie powietrzno – suchym po 3 dniach przechowywania w warunkach laboratoryjnych, uzyskuje się wytrzymałość na ściskanie odpowiadającą kostkom 15x15x15cm „wykonanym i dojrzewającym w tych samych warunkach”. Z pewnością nie są to warunki odpowiadające normowym kostkom wykonywanym przez producenta betonu: przechowywanie przez 28 dni w wodzie. Pytanie, jak się ma więc charakterystyczna wytrzymałość betonu w konstrukcji do wyniku uzyskanego przez producenta na nasyconych przechowywanych w wodzie kostkach, staje się coraz bardziej zasadne.

Należy wspomnieć o jeszcze jednej rzeczy. O ile można zrozumieć argumentację związaną z przyjęciem współczynnika 1,48, zamiast wcześniejszego 1,64, przy określaniu wytrzymałości betonu przez producenta (podwyższenie jakości i kontroli produkcji mieszanki betonowej w wytwórni), to ten sam zabieg w odniesieniu do jakości kontroli betonu w konstrukcji wydaje się całkowicie chybiony i wpływa jedynie na obniżenie ogólnego zapasu bezpieczeństwa konstrukcji betonowych. Nieścisłości i wady normy PN-EN 13791:2008[N8] są od kilku lat przedmiotem badań L.Brunarskiego[4].

3. PROGRAM BADAWCZY

Celem eksperymentu laboratoryjnego było porównanie wyników oceny wytrzymałości betonu na ściskanie w przykładowych prefabrykatkach żelbetowych, wykonanej na podstawie badania: a) próbek „świadków” z form – zgodnie z starą normą betonową [N4] oraz b) odwiertów rdzeniowych z prefabrykatów – zgodnie z [N14], z wynikami badania tzw. potencjalnej lub znormalizowanej wytrzymałości betonu – zgodnie z nową normą betonową [N6], które stanowią podstawę merytoryczną do wystawiania przez producentów mieszanki betonowej „deklaracji zgodności”.

W ramach przyjętego programu badawczego, w odstępach 3-4 dniowych, zaformowano 6 belek żelbetowych (18x35x430cm). W celu zapewnienia warunków wykonania belek żelbetowych, zbliżonych do warunków budowy, poszczególne belki formowały różne zespoły robocze, po jednolitym przeszkoleniu, bez szczególnej ingerencji inspektora nadzoru podczas robót. Produkcją mieszanki betonowej zajmował się jeden wyspecjalizowany zespół roboczy.

Składniki mieszanki betonowej dozowano wagowo i mieszano mechanicznie w betoniarnie BWE-250. Stanowisko wykonywania mieszanki betonowej nazwano dalej umownie „betonownią”. W „betonowni” kontrolowano konsystencję mieszanki betonowej według normy [N6] i dla każdej belki formowano na stole wibracyjnym 5 próbek

sześciennej o krawędzi 150mm - *cube:150*, do badania znormalizowanej wytrzymałości betonu zgodnie z normą [N6].

Z „betonowni” mieszankę betonową przewożono na stanowisko formowania belki żelbetowej i 5 próbek „świadków” *cube150*, zgodnie z normą [N4]. Umownie stanowisko to nazwano „budową”. Na „budowie” mieszankę betonową w formach zagęszczano wibratorem wgłębnym. Belkę i przyporządkowane jej próbki betonowe rozformowywano po 44-48 godzinach. Próbki ustawiano na podkładkach dystansowych na belce. Belki i towarzyszące im próbki zwilżano wodą do upływu 72 godziny od zaformowania. Zgromadzone na „budowie” belki i próbki dojrzewały w środowisku powietrznym o temperaturze od 14°C do 20°C i wilgotności względnej od 30 % do 50 %, sporadycznie do 75%. Próbki wykonywane w „betonowni” po 2 dobach rozformowywano i ustawiano na ruszcie w wodzie o temperaturze $20^{\circ} \pm 2^{\circ}\text{C}$, zgodnie z [N6].

Tablica2 Zestawienie wyników badania wytrzymałości betonu na ściskanie na próbkach pobieranych w symulowanych warunkach betonowni i budowy

Stanowisko	Betonownia	Budowa	Konstrukcja
1	2	3	4
Rodzaj próbek	<i>cube:150</i>	<i>cube:150</i>	<i>core:100</i>
Liczba próbek, <i>n</i>	30	30	36
Wiek betonu próbek w chwili badania, dni	28	28	31
Wilgotność próbek w chwili badania	Nasycone	Powietrzosuche	Powietrzosuche
Średnia wytrzymałość betonu na ściskanie w MPa, $f_{cm,cube}$	49,0 (1,00)	43,4 (0,89)	34,6 (0,71)
Odchylenie standardowe w MPa, <i>s</i>	2,2	2,8	3,3
Wytrzymałość charakterystyczna betonu w MPa, $f_{ck,cube}$	45,7 (1,00)	38,8 (0,85)	29,7/0,85 = 34,9 (0,76)
Klasa betonu	C35/45 [N6]	B35 [N4]	C25/30 [N8]

Po upływie 28 dni od zaformowania belki wycinano z niej 6 rdzeni prostopadle do kierunku betonowania, w odległości powyżej 30 mm od górnej powierzchni belki. W pobranych rdzeni przygotowywano do badań 6 próbek *core:100* ($h/\phi=1$), zgodnie z [N8]. Podstawy próbek *core:100* szlifowano najpierw mechanicznie, a później ręcznie na kamieniach szlifierskich o różnej ziarnistości do spełnienia wymogów, dotyczących równości powierzchni. Następnie próbki *core:100* składowano przez 3 doby na ruszcie w warunkach powietrzosuchych.

Próbki *cube:150* z „budowy” i „betonowni” poddawano próbie ściskania w wieku 28 dni, a próbki *core:100* 3 dni później, z uwagi na konieczność wypełnienia wymogów normy [N8]. Badanie wytrzymałości próbek na ściskanie wykonywano w maszynie wytrzymałościowej do prób statycznych firmy Toni Technik GmbH, typu 2091/Toni PACTII, klasy 1, z ważnym świadectwem wzorcowania. We wszystkich przypadkach stosowano prędkość obciążania próbki równą 0,5MPa/s. Wyniki badań wytrzymałościowych betonu zestawiono w tablicy 2.

4. WNIOSKI

Średnia wytrzymałość betonu na ściskanie, badana na próbkach „świadkach” zgodnie z PN-B/88-06250 i odwiertach rdzeniowych według PN-EN 13791, w przeprowadzonym eksperymencie była mniejsza od znormalizowanej wytrzymałości średniej betonu według PN-EN 206-1 odpowiednio o 11 % i 29 %. Wytrzymałość charakterystyczna betonu na ściskanie

in situ była mniejsza od znormalizowanej wytrzymałości charakterystycznej betonu według PN-EN 206-1 od 15 % do 24 %. Przyjmując, że wynik badania wytrzymałości betonu w konstrukcji na odwiertach rdzeniowych jest miarodajny dla betonu *in situ*, to oznacza, że w obliczeniach statycznych stosuje się zawyżoną o ponad 20 % wytrzymałość charakterystyczną betonu. Może to stwarzać zagrożenie bezpieczeństwa konstrukcji. Konsekwencje tego faktu, szczególnie w projektowaniu słupów żelbetowych, oznaczają w skrajnych wypadkach nośność mniejszą o ponad 20%. Z uwagi na powyższe należy pilnie zweryfikować przedstawione wyniki badań, na przykład w ramach programu rządowego. Jeśli wyniki te potwierdzą się, konieczne jest wprowadzenie współczynników poprawkowych przy projektowaniu konstrukcji żelbetowych i przeprowadzenie oceny bezpieczeństwa konstrukcji żelbetowych wykonanych w Polsce po roku 2003.

Należy przywrócić obowiązek dokumentowania jakości betonu w konstrukcji na podstawie badania próbek „świadków”, formowanych i przechowywanych przy stanowiskach betonowania.

PIŚMIENNICTWO

- [1] Neville A.M.: Właściwości betonu, Polski Cement, Kraków, 2000
- [2] Jamróży Z.: Beton i jego technologie, WN PWN, Warszawa 2008
- [3] Petersons N.: Should standard cube test specimens be replaced by test specimens taken from structures?, *Materials and Structures*, 5/1968, s. 425-435
- [4] Brunarski I.: Oszacowanie wytrzymałości betonu *in situ* – komentarz do PN-EN 13791:2008, VI Konferencja DNI BETONU, Wisła 2010, s.944-952

Normy

- [N1] PN-B-03264:2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie
- [N2] Poprawka PN-B-03264/Ap1:2004 do normy PN-B-03264:2002
- [N3] PN-EN-1992-1-1:2008 Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1 Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [N4] PN-88/B-06250 Beton zwykły
- [N5] PN-EN 12390-2:2001, Badania betonu – Część 2: Wykonywanie i pielęgnacja próbek do badań wytrzymałościowych
- [N6] PN-EN 206-1:2003, Beton – Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność
- [N7] PN-B-06265:2004, Krajowe uzupełnienia PN-EN 206-1:2003
- [N8] PN-EN 13791:2008, Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach i prefabrykowanych wyrobach betonowych
- [N9] ENV 13670-1, Prenorma europejska. Wykonywanie konstrukcji betonowych. Część 1: Uwagi ogólne

CONCRETE COMPRESSIVE STRENGTH IN STRUCTURES IN THE LIGHT OF CURRENT STANDARDS AND EXPERIMENTAL VALIDATION

Summary

The final compressive strength of concrete depends on the composition of concrete mix in about 50÷60%, and the rest of it depends on factors like concrete construction technology as well as temperature and humidity conditions of aging of young concrete. If the conditions of concrete construction technology are extremely inadequate, then it can be inferred that the strength of concrete *in situ* is lower by 40÷50% compared with the standard strength of concrete according to PN-EN 206-1. The undertaken research program showed that the characteristic compressive strength of concrete *in situ* was lower by 15% to 24% than the normalized characteristic compressive strength of concrete according to PN-EN 206-1. Assuming that the test of the strength of concrete on core samples taken from a structure is reliable for *in situ* concrete, it means that in static calculations the characteristic strength of concrete is inflated by more than 20%.

Janusz KONKOL¹
Grzegorz PROKOPSKI²
Politechnika Rzeszowska

MORFOLOGIA PRZEŁOMU ORAZ ODPORNOŚĆ NA PĘKANIE BETONÓW MODYFIKOWANYCH DODATKIEM POPIOŁU FLUIDALNEGO LUB METAKAOLINITU

STRESZCZENIE

W artykule przedstawiono wyniki badań betonów z dodatkami pylastymi w postaci popiołów fluidalnych lub metakaolinitu uwzględnianymi po stronie spoiwa. Przeprowadzono badania fraktograficzne określając wymiar fraktalny metodą pudełkową D_{BC} (box counting method), badania stereologiczne kruszywa grubego i porów w betonie oraz badania wytrzymałości na ściskanie i odporności na pękanie. Badania przeprowadzono na podstawie planu centralnego kompozycyjnego przyjmując jako zmienne stosunek woda/spoiwo oraz udział dodatku w stosunku do masy cementu. Podano zależności pozwalające na podstawie przyjętych zmiennych określić krytyczny współczynnik intensywności naprężeń K_{Ic}^S oraz wymiar fraktalny D_{BC} . Wykazano również związek między wymiarem fraktalnym D_{BC} , opisującym morfologię powierzchni przełomu, a krytycznym współczynnikiem intensywności naprężeń K_{Ic}^S .

Słowa kluczowe: beton, dodatek mineralny, wymiar fraktalny, popiół fluidalny, metakaolinit, odporność na pękanie.

1. WSTĘP

Metody stosowane w inżynierii materiałowej mogą być z powodzeniem aplikowane do badań stwardniałego betonu. Zastosowanie aparatu narzędziowego i metodycznego, właściwego inżynierii materiałowej, pozwala na opis struktury w sposób ilościowy, umożliwiając zarówno opracowanie i analizę wyników, jak i wnioskowanie. Wymiernym efektem badań może być również opracowanie modelu matematycznego badanego zjawiska w postaci zależności funkcyjnych.

Poszukiwanie związków między strukturą, a właściwościami wytrzymałościowymi betonów oraz wybór najbardziej adekwatnych do opisu struktury betonu parametrów jest podstawowym zadaniem inżynierii materiałowej w zakresie badań tego materiału.

¹ janusz.konkol@prz.edu.pl

² grzeprok@prz.edu.pl

Wielkościami pozwalającymi na ilościowy opis struktury betonu są parametry stereologiczne wyznaczane na podstawie analizy płaskich przekrojów. Informacje o strukturze betonu dostarcza również analiza powstałych na skutek zniszczenia powierzchni przełomów. Parametrem dobrze opisującym stopień chropowatości tych powierzchni jest wymiar fraktalny, zdefiniowany przez Mandelbrota [1]. Dotychczas prowadzone badania [2] umożliwiły uzyskanie zależności funkcyjnych między wymiarem fraktalnym, a parametrami opisującymi strukturę betonu, tj.: udziałem zaprawy w mieszance betonowej, powierzchnią względną ziaren kruszywa grubego, czy powierzchnią względną porów powietrznych.

Badania dotyczyły jednak betonów zwykłych bez dodatków. Celowe jest zatem rozszerzenie tych badań na betony z dodatkami.

Do badań wybrano dwa dodatki mineralne: popiół fluidalny Flubet oraz metakaolinit. Dodatek Flubet charakteryzuje się wysoką aktywnością pucolanową i silnie rozwiniętą powierzchnią właściwą. Flubet jest aktywowanym mechanicznie popiołem fluidalnym. Powstałe na skutek procesów aktywacji defekty strukturalne na powierzchniach cząstek popiołu oraz dezaglomeracja są powodem przyspieszenia procesu powstawania podstawowego szkieletu materiału w postaci krystalicznej już w pierwszych godzinach wiązania. Nie dochodzi do powstania późnego ettryngitu, co jest zjawiskiem niepożądanym i ma miejsce w przypadku popiołów fluidalnych nieaktywowanych. Wiedza z zakresu wykorzystania popiołów fluidalnych jako dodatku do betonu jest coraz większa. W wielu badaniach udowodniono przydatność popiołów fluidalnych, jako substytutu cementu, a prowadzone prace zmierzają do podniesienia trwałości betonów z dodatkiem tych popiołów [3-7].

Zaletą stosowanie popiołów fluidalnych jest ich duża aktywność pucolanowa, zawartość wolnego tlenku wapnia CaO_w , niestwarzającego zagrożenia niekontrolowanych zmian objętości stwardniałego cementu i przyspieszającego procesy wiązania, a także zawartość anhydrytu II (siarczanu wapnia $CaSO_4$ II). Największą wadą popiołów fluidalnych jest duża zmienność składu fazowego oraz zwiększona wodożądność.

Do wykonania próbek zastosowano również dodatek do betonów i zapraw ASTRA MK – 40, którego głównym składnikiem jest metakaolinit uzyskiwany w wyniku kalcynacji kaolinu. Metakaolinit powstaje w wyniku termicznej aktywacji proszków ilastych o charakterze kaolinitowym. Metakaolinit jest wysoko reaktywnym materiałem pucolanowym reagującym w obecności wody z wodorotlenkiem wapnia $Ca(OH)_2$. W wyniku zachodzących reakcji tworzą się produkty uwodnionych krzemianów i glinokrzemianów wapnia zbliżone do produktów hydratacji cementu portlandzkiego [8, 9].

2. PLAN I ZAKRES BADAŃ ORAZ UŻYTE MATERIAŁY

W celu zaprogramowania badań betonów z dwoma rodzajami dodatków (popiołem fluidalnym i metakaolinitem) wykorzystano możliwości programu STATISTICA wybierając plan centralny kompozycyjny (rotalny – ramię gwiazdne planu = 1,414) dla dwóch zmiennych niezależnych, osobno dla każdego z dodatków. Plan przewiduje przyjęcie 10 punktów badawczych z powtórzeniem badań w centrum planu (seria 9 i 10). Jako zmienne niezależne przyjęto stosunek woda/spoiwo, zmieniający się od 0,353 do 0,537, oraz udział dodatku od 2,1 do 14,9% w stosunku do masy cementu. Do badań użyto cement portlandzki CEM I 32,5R, piasek płukany do 2 mm z miejscowości Strzegocice, bazalt do 16 mm z miejscowości Wilków oraz popiół fluidalny Flubet i metakaolinit. Skład chemiczny cementu i dodatków zestawiono w Tab. 1.

Składniki poszczególnych serii mieszanek betonowych podano w Tab. 2. Przyjęto założenie stałości konsystencji mieszanki betonowej, którą korygowano dozowaną ilością

superplastyfikatora FM-6.

Tablica 1. Skład chemiczny cementu i zastosowanych dodatków.

Składnik	Zawartość, % masy		
	Cement CEM I 32,5 R	popiół fluidalny Flubet	metakaolinit MK 40
CaO	64,0	13,0	0,44
SiO ₂	21,9	40,0	53,12
Al ₂ O ₃	5,1	29,7	42,24
Fe ₂ O ₃	2,2	3,30	0,45
SO ₃	3,2	3,36	-
MgO	2,4	2,00	0,26
Na ₂ O	0,15	2,04	0,09
K ₂ O	0,97	0,97	0,73
Reaktywne CaO		9,39	

Tablica 2. Zestawienie składników mieszanek betonowych

Seria betonu	Zmienna		Skład mieszanki betonowej na 1 m ³ według przyjętego planu w kg					
	w/s	Dodatek % m.c.	Spoivo łącznie	Cement	Flubet lub metakaolinit	Woda	Piasek	Bazalt
1	0,380	4,00	454	435,8	18,2	172,5	739,3	1212,5
2	0,380	13,00		395,0	59,0	172,5		
3	0,510	4,00		435,8	18,2	231,5		
4	0,510	13,00		395,0	59,0	231,5		
5	0,353	8,50		415,4	38,6	160,3		
6	0,537	8,50		415,4	38,6	243,8		
7	0,445	2,14		444,3	9,7	202,0		
8	0,445	14,86		386,5	67,5	202,0		
9 (10)	0,445	8,50		415,4	38,6	202,0		

Zakres badań obejmował przeprowadzenie badań:

- wytrzymałości na ściskanie f_c . W przypadku każdego dodatku wykonano po 70 kostek o boku 0,1 m.
- odporności na pękanie według I modelu na belkach o wymiarach 0,08×0,15×0,70 m ze szczeliną pierwotną. Miarą odporności na pękanie jest krytyczny współczynnik intensywności naprężeń K_{Ic}^S [10]. Wartość średnią, dla każdej serii betonów wyznaczono na podstawie wyników badania 4 belek.
- wymiaru fraktalnego linii profilowych powierzchni przełomów betonów. Obliczono wymiar fraktalny D_{BC} metodą pudełkową, jako wartość średnią z 18 wyników (dla każdej serii betonów analizie poddano po dwie różne powierzchnie przełomów).
- stereologicznych ziaren kruszywa grubego. Obliczono powierzchnię względną ziaren kruszywa grubego S_{VK} , jako wartość średnią z 12 wyników (dla każdej serii betonów analizie poddano po sześć powierzchni wyciętych z dwóch różnych próbek z danej serii betonów).
- stereologicznych porów w betonie. Obliczono powierzchnię względną porów S_{VP} , jako wartość średnią z 12 wyników (dla każdej serii betonów analizie poddano po sześć powierzchni wyciętych z dwóch różnych próbek z danej serii betonów).

3. WYNIKI BADAŃ I ICH ANALIZA

Próbki pielęgnowano w warunkach powietrzno-wilgotnych, a badania wytrzymałościowe przeprowadzono po 28 dniach dojrzewania betonów. Uzyskane wyniki badań wytrzymałości na ściskanie, odporności na pękanie oraz wymiaru fraktalnego linii

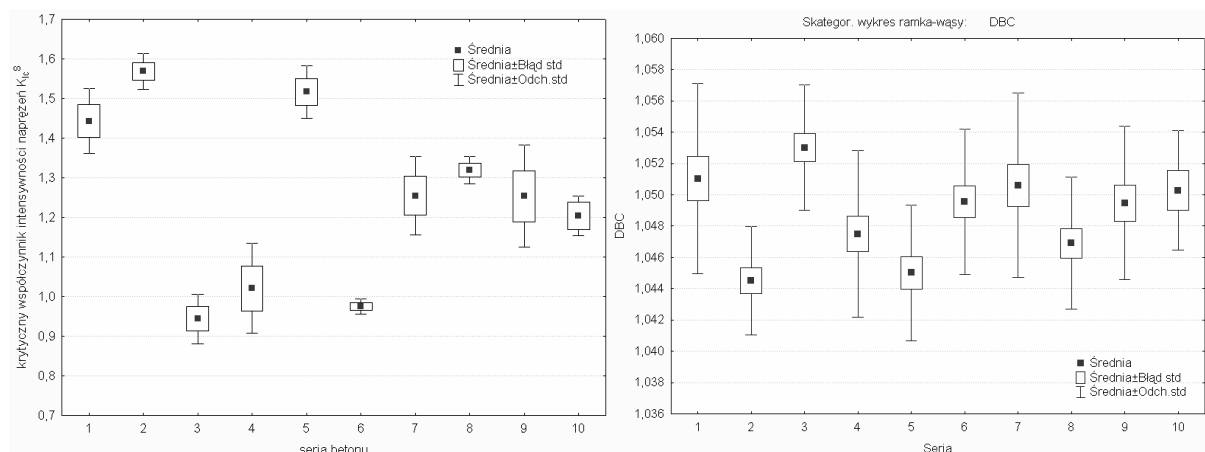
profilowych powierzchni przełomów betonów podano w Tab. 3.

Tablica 3. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie f_c , krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{Ic}^S i wymiaru fraktalnego D_{BC} .

Seria	Beton z dodatkiem Flubetu			Beton z dodatkiem metakaolinitu		
	$f_c \pm$ błąd stand. MPa	$K_{Ic}^S \pm$ błąd stand. MN/m ^{3/2}	$D_{BC} \pm$ błąd stand.	$f_c \pm$ błąd stand. MPa	$K_{Ic}^S \pm$ błąd stand. MN/m ^{3/2}	$D_{BC} \pm$ błąd stand.
1	58,3±1,2	1,488±0,034	1,047±0,001	53,7±0,5	1,443±0,041	1,051±0,001
2	61,0±1,1	1,579±0,033	1,044±0,001	61,0±1,2	1,569±0,022	1,045±0,001
3	40,0±0,9	0,904±0,051	1,054±0,001	40,8±1,2	0,944±0,031	1,053±0,001
4	40,9±0,6	1,169±0,031	1,050±0,001	41,3±0,4	1,021±0,057	1,047±0,001
5	63,8±0,4	1,475±0,048	1,047±0,001	63,7±0,6	1,517±0,034	1,045±0,001
6	41,5±1,4	1,055±0,048	1,051±0,001	37,2±0,8	0,975±0,010	1,050±0,001
7	45,2±0,8	1,228±0,039	1,050±0,001	46,7±0,5	1,254±0,049	1,051±0,001
8	47,3±0,9	1,341±0,103	1,047±0,001	51,5±0,9	1,319±0,017	1,047±0,001
9	45,5±1,0	1,273±0,043	1,050±0,001	47,8±1,0	1,253±0,065	1,049±0,001
10	45,9±1,1	1,250±0,120	1,047±0,002	48,0±1,0	1,204±0,035	1,050±0,001

W przypadku wszystkich parametrów wykazano, na poziomie istotności 0,05, jednorodność wariancji testem Browna-Forsythe'a. Stwierdzono również wysoce statystycznie istotny wpływ zmiennych niezależnych na obliczone parametry wykazując statystyczną różność średnich w poszczególnych seriach betonów. Wykazano zatem, że przy uwzględnieniu rozrzutu wyników, związanego z dokładnością zastosowanych metod laboratoryjnych, różnice w uzyskiwanych wartościach, zwłaszcza krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{Ic}^S i wymiaru fraktalnego D_{BC} w odniesieniu do różnych betonów są statystycznie istotne. Wniosek ten ma duże znaczenie praktyczne, gdyż potwierdza możliwość wykorzystywania tego typu badań, wykazując wystarczającą czułość zastosowanych metod oraz potwierdza możliwość wnioskowania na podstawie uzyskanych wyników.

Oprócz wartości średnich określono również miary rozproszenia (odchylenie standardowe i błąd standardowy), co zaprezentowano w przypadku betonów z dodatkiem metakaolinitu na rys. 1.



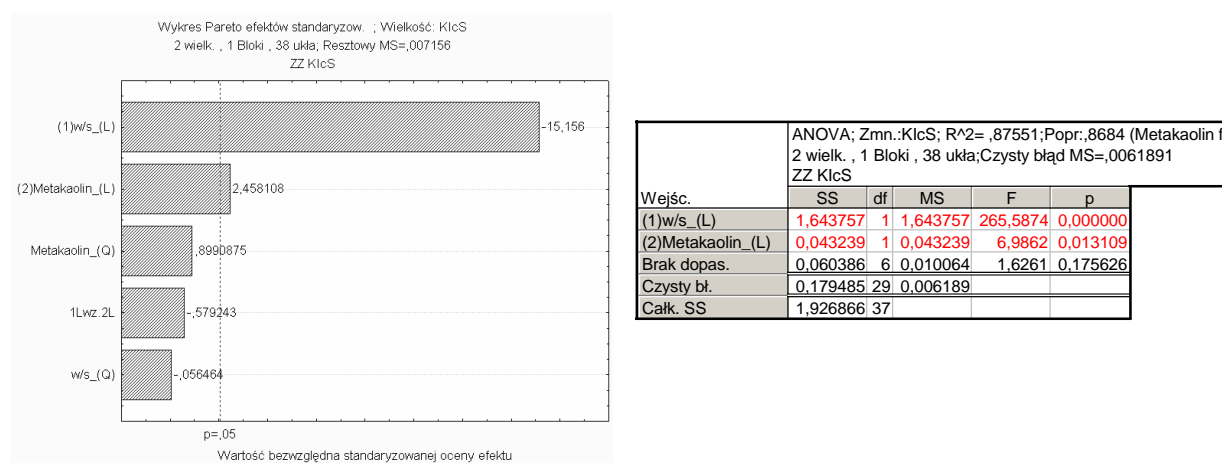
Rys. 1. Wykres zmienności wartości średnich wraz z odchyleniem standardowym i błędem standardowym krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{Ic}^S i wymiaru fraktalnego D_{BC} , uzyskanych dla betonu z dodatkiem metakaolinitu

Porównując wyniki wytrzymałości na ściskanie f_c i krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{Ic}^S betonu bez dodatku (przy $w/s = 0,353 - f_c = 57,2$ MPa i $K_{Ic}^S = 1,413$ MN/m^{3/2}, przy $w/s = 0,445 - f_c = 42,5$ MPa i $K_{Ic}^S = 1,175$ MN/m^{3/2} i przy $w/s = 0,537 - f_c = 36,7$ MPa i $K_{Ic}^S = 0,900$ MN/m^{3/2}) stwierdzono, że dodatek zarówno popiołu fluidalnego,

jak i metakaolinitu, jako ekwiwalentu cementu, wpłynęły korzystnie na wzrost wytrzymałości na ściskanie i odporności betonów na pękanie.

Zaobserwowano zmienną tendencję zmiany badanych parametrów w zależności od rodzaju dodatku. W przypadku niektórych serii betonów lepszą wytrzymałość na ściskanie i odporność na pękanie wykazywały betony z dodatkiem Flubetu, a w niektórych betony z dodatkiem metakaolinitu. Średnia różnica między wartościami krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{Ic}^S poszczególnych serii betonów wynosi 0,026 na korzyść betonów z dodatkiem popiołów fluidalnych Flubet. Wyższą natomiast wytrzymałość na ściskanie, liczoną jako średnia ze wszystkich serii betonów, uzyskał beton z dodatkiem metakaolinitu. Wartość ta jest jednak większa jedynie o 0,3 MPa. Nie stwierdzono natomiast różnicy między wartościami wymiaru fraktalnego, w zależności od rodzaju dodatku. Uzyskano bowiem takie same wartości średnie wymiaru fraktalnego dla wszystkich serii betonów wynoszące 1,049.

Przeprowadzono szczegółową analizę statystyczną mającą na celu określenie zależności funkcyjnej krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{Ic}^S i wymiaru fraktalnego D_{BC} od zmiennych w planie (stosunku woda/spoiwo i udziału dodatku). Wstępnie postać funkcji aproksymującej przyjęto jako wielomian drugiego stopnia z interakcjami pierwszego rzędu. Na podstawie przeprowadzonej analizy wariancji określono i usunięto efekty uznane za nieistotne. W przypadku obu betonów i obu badanych parametrów okazało się, że efektami istotnymi są tylko liniowe efekty główne obu zmiennych (istotny wpływ stosunku woda/spoiwo w pierwszej potędze oraz udziału popiołu fluidalnego względnie metakaolinitu w pierwszej potędze, rys. 2). Wykazano również adekwatność uzyskanego modelu (rys. 2) oraz istotność współczynników funkcji aproksymującej. Przykładowe wykresy przestrzenne pokazano na rys. 3. Uzyskane w przypadku wytrzymałości na ściskanie zależności funkcyjne opisano m. in. w pracy [11]. Z uwagi na poruszaną w niniejszym artykule tematykę ograniczono się jedynie do podania wyników wytrzymałości na ściskanie i opisanie wpływu zmiennych w planie badań na zmianę tej cechy betonu.

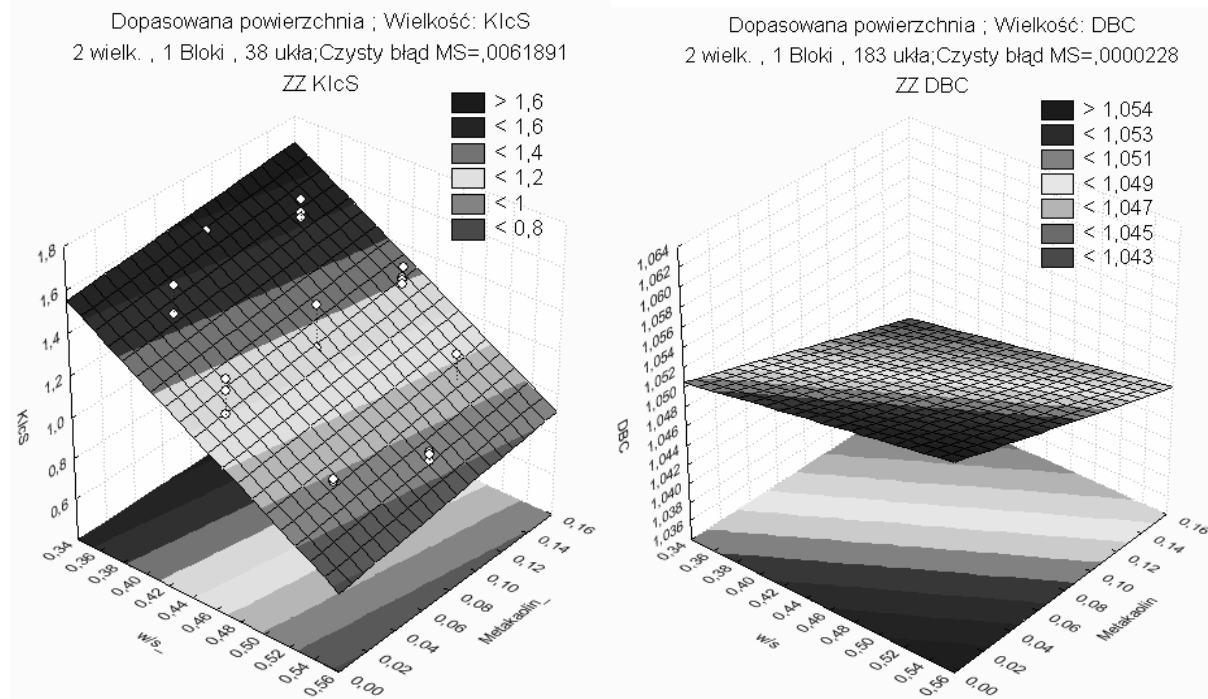


Rys. 2. Wyniki analizy statystycznej dla krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{Ic}^S , beton z dodatkiem metakaolinitu. Wykres Pareto po lewej oraz tabela ANOVA po prawej

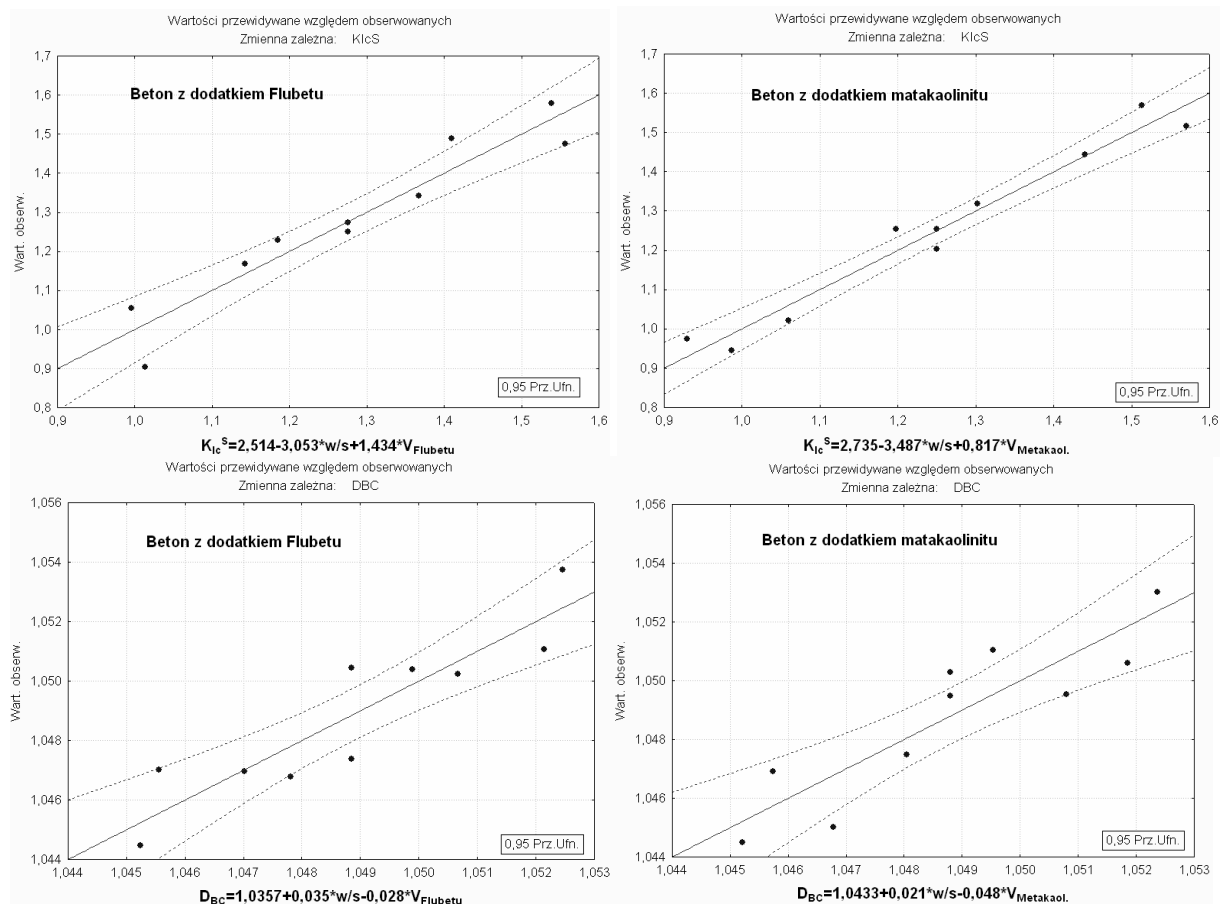
Uzyskane zależności opisują poniższe funkcje aproksymujące:

$$\begin{aligned}
 K_{Ic}^S &= 2,514 - 3,053 \cdot w/s + 1,434 \cdot V_{Flubet}, R = 0,980 \\
 K_{Ic}^S &= 2,735 - 3,487 \cdot w/s + 0,817 \cdot V_{Metakaol.}, R = 0,955 \\
 D_{BC} &= 1,0357 + 0,035 \cdot w/s - 0,028 \cdot V_{Flubet}, R = 0,891 \\
 D_{BC} &= 1,0433 + 0,021 \cdot w/s - 0,048 \cdot V_{Metakaol.}, R = 0,910
 \end{aligned}
 \tag{1}$$

gdzie: V_{Flubet} – udział Flubetu w stosunku do masy cementu, $V_{Metakaol.}$ – udział metakaolinitu w stosunku do masy cementu, R – współczynnik korelacji dla wartości średnich.



Rys. 3. Wykresy zależności krytycznego współczynnika intensywności naprężeń KIcS i wymiaru fraktalnego DBC od stosunku woda/spoiwo i udziału dodatku metakaolinitu



Rys. 4. Wykresy zależności wartości obserwowanych od przewidywanych na podstawie zależności (1)

W przypadku obu dodatków do betonu stwierdzono korzystny wpływ zmniejszenia stosunku woda/spoiwo oraz zwiększenia udziału danego rodzaju dodatku na krytyczny współczynnik intensywności naprężeń K_{Ic}^S (rys. 3) i wytrzymałość na ściskanie f_c . Wymiar fraktalny D_{BC} zwiększał się natomiast wraz ze zwiększaniem stosunku woda/spoiwo oraz zmniejszeniem udziału dodatku (rys. 3).

Porównując relatywne wkłady, jakie każda ze zmiennych niezależnych wnosi w predykcję zmiennej zależnej (K_{Ic}^S) większym predyktorem krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{Ic}^S jest stosunek woda/spoiwo. W przypadku wymiaru fraktalnego zauważa się większy wpływ udziału dodatku w predykcję wymiaru fraktalnego. W betonie z dodatkiem metakaolinitu dodatek ten okazał się większym predyktorem niż stosunek woda/spoiwo.

Na podstawie wyników przeprowadzonej analizy regresji wielokrotnej w postaci wykresów zależności wartości obserwowanych od przewidywanych (rys. 4) wykazano, że zależności otrzymane w przypadku Flubetu i metakaolinitu są bardzo podobne. Można zatem stwierdzić, że badane właściwości (K_{Ic}^S oraz D_{BC}) nie zależą od rodzaju zastosowanego dodatku, a jedynie od udziału tego dodatku i stosunku woda/spoiwo.

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) składowych struktury betonu. W przypadku betonów można wyróżnić fazy: kruszywa, stwardniałego zaczynu cementowego lub zaprawy oraz fazę 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. 4). Dodatkowo, jako zmienne, przyjęto udział dodatku $V_{Dodatku}$, objętość zaczynu $V_{Zaczynu}$ oraz rodzaj dodatku, jako zmienną typu jakościowego.

Tablica 4. Zestawienie wyników mierzonych parametrów stereologicznych

Seria	Beton z dodatkiem Flubetu				Beton z dodatkiem metakaolinitu			
	SVK cm-1	±błąd stand. cm-1	SVP cm-1	±błąd stand. cm-1	SVK cm-1	±błąd stand. cm-1	SVP cm-1	±błąd stand. cm-1
1	5,96	0,07	2,69	0,09	5,85	0,06	2,36	0,08
2	5,60	0,19	2,38	0,11	5,83	0,07	2,32	0,08
3	5,63	0,09	2,35	0,20	5,45	0,13	1,68	0,08
4	5,75	0,12	2,49	0,17	5,14	0,14	1,97	0,09
5	6,24	0,08	2,62	0,12	5,76	0,09	2,17	0,12
6	5,62	0,10	2,09	0,08	5,44	0,13	1,91	0,10
7	5,60	0,09	2,27	0,09	5,53	0,14	2,48	0,11
8	5,79	0,12	2,75	0,10	5,28	0,14	1,80	0,07
9	5,81	0,14	2,59	0,14	5,83	0,10	2,13	0,09
10	5,38	0,06	2,16	0,12	5,12	0,17	1,95	0,16

Tabela 5. Podsumowanie wyników regresji wielokrotnej przed i po usunięciu efektów nieistotnych.

N=20	Podsumowanie regresji zmiennej zależnej: DBC (WytrzymaFrakto R= ,87922406 R ² =,77303495 Skoryg. R ² = ,69197600 F(5,14)=9,5367 p<,00040 Błąd std. estymacji: ,00148						N=20	Podsumowanie regresji zmiennej zależnej: DBC (WytrzymaFrakto R= ,87691289 R ² = ,76897621 Skoryg. R ² = ,74179694 F(2,17)=28,293 p<,00000 Błąd std. estymacji: ,00136					
	b*	Bł. std. z b*	b	Bł. std. z b	t(14)	p		b*	Bł. std. z b*	b	Bł. std. z b	t(17)	p
W. wolny													
Dodatek	-0,631087	0,128980	-0,040846	0,008348	-4,89290	0,000237							
SVP	-0,089642	0,229651	-0,000798	0,002043	-0,39034	0,702161							
SVK	-0,015388	0,202549	-0,000149	0,001955	-0,07597	0,940515	W. wolny			1,018246	0,006141	165,8066	0,000000
V zaczynu	0,598428	0,166855	0,091947	0,025637	3,58651	0,002977	Dodatek	-0,628339	0,116755	-0,040668	0,007557	-5,3817	0,000050
Rodzaj dodatku	-0,059446	0,176450	-0,000310	0,000919	-0,33690	0,741187	V zaczynu	0,647556	0,116755	0,099495	0,017939	5,5463	0,000036

Na podstawie uzyskanych wyników badań 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). Z uwagi na podobne zachowanie się wymiaru fraktalnego linii profilowej w przypadku obu dodatków do betonu (rys. 4) nieistotność rodzaju dodatku nie jest zaskakująca. W podobnych rozważaniach autora [2], prowadzonych jednak na betonach bez dodatków, wykazano nieistotność powierzchni względnej porów S_{VP} . Brak natomiast istotności powierzchni względnej kruszywa S_{VK} można tłumaczyć niewielką zmiennością tego parametru (Tab. 4), gdyż udział kruszywa nie był zmienną w przyjętym planie badań. Otrzymany model regresji wielokrotnej ma postać:

$$D_{BC} = 1,0825 - 0,041 \cdot V_{\text{Dodatku}} + 0,100 \cdot V_{\text{Zaczynu}} \quad (2)$$

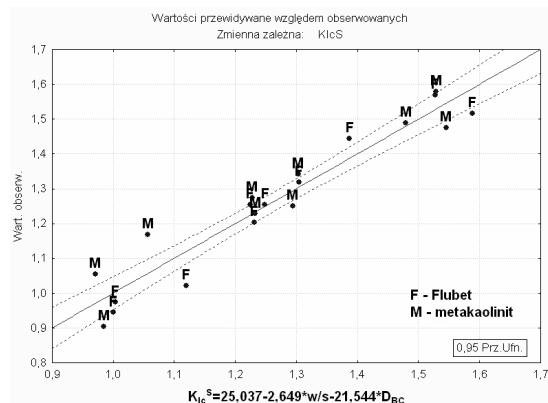
Otrzymane równanie regresji jest wysoce istotne ($R = 0,877$ i $p = 0,000$). Wartości standaryzowanych współczynników regresji b^* (Tab. 5) świadczą o podobnym wkładzie, każdej ze zmiennych, w predykcję wymiaru fraktalnego.

Zwiększenie udziału dodatku powoduje zagęszczenie struktury zaczynu, a jednocześnie wyłączenie 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 zmniejszeniem udziału kruszywa bazaltowego.

Ważnym zagadnieniem w inżynierii materiałowej jest znalezienie związków między ilościowym opisem zachodzących zjawisk, na przykład morfologią powierzchni przełomu betonu, powstałą na skutek pęknięcia, a właściwościami mechanicznymi betonów. Na podstawie przeprowadzonej analizy statystycznej stwierdzono istnienie istotnych korelacji między wymiarem fraktalnym D_{BC} , ilościowo charakteryzującym powstałą w procesie pęknięcia powierzchnię przełomu, stosunkiem woda/spoiwo w/s wpływającym na klasę wytrzymałości betonu, a krytycznym współczynnikiem intensywności naprężeń K_{Ic}^S , będącym miarą odporności na pęknięcie.

Metodą regresji wielokrotnej otrzymano liniową zależność przy współczynniku korelacji 0,960 i komputerowym poziomie istotności p bliskim 0 (rys. 5). Wyraz wolny i pozostałe współczynniki równania regresji wielokrotnej są statystycznie istotne ($p < 0,05$, rys. 5). Stwierdzono brak statystycznie istotnego wpływu rodzaju i ilości dodatku na wartość krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{Ic}^S . Na rys. 5 nie zauważa się uporządkowania w rozmieszczeniu wyników uzyskanych dla betonów z dodatkiem Flubetu (F) i dodatkiem metakaolinitu (M). Lepszym parametrem opisującym zmianę K_{Ic}^S okazał się wymiar fraktalny aniżeli wielkość czy rodzaj dodatku.

Podsumowanie regresji zmiennej zależnej: K_{Ic}^S (Wytrzymałość)						
R = ,95998061 R ² = ,92156277 Skoryg. R ² = ,91233486						
F(2,17)=99,867 p<,00000 Błąd std. estymacji: ,06168						
	b^*	Bł. std. z b^*	b	Bł. std. z b	t(17)	p
N=20						
W. wolny			25,0370	7,164597	3,49455	0,002777
w/s	-0,758532	0,088725	-2,6490	0,309846	-8,54929	0,000000
DBC	-0,276422	0,088725	-21,5435	6,914924	-3,11551	0,006292



Rys. 5. Wyniki analizy regresji wielokrotnej

Więszym natomiast predyktorem krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{Ic}^S jest stosunek woda/spoiwo (rys. 5, wartości b^*). Zwiększenie wymiaru fraktalnego D_{BC} o 0,01 zmniejsza wartość K_{Ic}^S o 0,022 MN/m^{3/2}. Podobny skutek ma zwiększenie wartości stosunku woda/spoiwo o 0,1 (zmiana K_{Ic}^S o 0,027 MN/m^{3/2}).

Miarą stopnia dopasowania modelu do rzeczywistych danych jest współczynnik determinacji R^2 wynoszący 0,921, co oznacza, że zmienność krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{Ic}^S wyjaśniona jest zmianą stosunku woda/spoiwo i wymiaru fraktalnego w 92,2%, a 7,8% stanowią inne czynniki, w tym czynniki losowe.

4. PODSUMOWANIE

Przeprowadzone badania wykazały, że zastąpienie części cementu popiołem fluidalnym lub metakaolinitem wpływa korzystnie na wytrzymałość na ściskanie i odporność na pękanie betonów już po 28 dniach ich dojrzewania. W całym zakresie zmienności udziału obu dodatków wzrost ich zawartości wpływa na zwiększenie wytrzymałość na ściskanie f_c i krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{Ic}^S . Wzrost odporności na pękanie można tłumaczyć zwiększeniem szczelności struktury betonu oraz właściwościami hydraulicznymi i pucolanowymi zastosowanych dodatków. Zaletą stosowania obu dodatków, oprócz zwiększenia odporności na pękanie betonów, jest również obniżenie kosztów produkcji betonów. Dodatkową zaletą stosowania popiołów fluidalnych do betonów jest możliwość ich utylizacji. Należy jednak pamiętać o ograniczeniach wynikających, m. in. Z takich właściwości jak: zmienność składu chemicznego, duże zapotrzebowanie na wodę spowodowane dużą porowatością ziaren, zawartość niespalonego węgla, wysokie pH czy ryzyko powstawania ekspansywnego ettringitu w stwardniałym materiale [12, 13].

Przeprowadzone badania fraktalne powierzchni przełomów wykazały, że wzrostowi odporności na pękanie betonów towarzyszy zmniejszenie wymiaru fraktalnego linii profilowych D_{BC} . Wykazano istnienie statystycznie istotnej korelacji między krytycznym współczynnikiem intensywności naprężeń K_{Ic}^S a wymiarem fraktalnym D_{BC} (rys. 5).

Zaproponowano model (2), umożliwiający obliczenie wymiaru fraktalnego D_{BC} na podstawie parametrów stereologicznych, wyznaczanych na płaskich przekrojach. Wymiar fraktalny dostarcza ilościowej informacji o powstałym na skutek pękania przełomie. Wykazanie istotnych czynników wpływających na wartość wymiaru fraktalnego oraz jego związek z właściwościami mechanicznymi może w perspektywie dalszych badań pozwolić na wyjaśnienie procesu pękania betonów modyfikowanych dodatkami mineralnymi. Wartościowym dla praktyki budowlanej wnioskiem, jest wykazanie braku wpływu rodzaju dodatku (Flubet czy metakaolinit) na zmianę wymiaru fraktalnego i krytycznego współczynnika intensywności naprężeń (rys. 4 i 5).

Przeprowadzone badania i analizy oprócz wykazania istnienia zależności między strukturą, a właściwościami betonów z dodatkami są jednocześnie poszerzeniem aktualnego stanu wiedzy o informacje dotyczące wpływu udziału popiołu fluidalnego i metakaolinitu na odporność na pękanie betonów. Wyniki badań mogą być również wykorzystane do tworzenia lub uzupełnienia istniejących baz danych do automatycznego wnioskowania.

Przedstawione w artykule wyniki badań są tylko fragmentem szerszej zakrojonych badań i będą kontynuowane w kontekście wpływu wieku betonu na badane cechy, z uwagi na już wykazany ujemny wpływ wieku betonu z dodatkiem Flubetu na właściwości betonu.

Praca naukowa finansowana ze środków na naukę w latach 2009-2011 jako projekt badawczy nr N N507 475337.

PIŚMIENNICTWO

- [1] Mandelbrot B. B.: Fractals. Form, chance and dimension. Freeman, San Francisco 1977.
- [2] Konkol J.: Zastosowanie analizy struktury do oceny właściwości betonów. Zastosowania metod statystycznych w badaniach naukowych III. StatSoft Polska, Kraków 2008, s.357-367.
- [3] Zastosowanie popiołów lotnych z kotłów fluidalnych w betonach konstrukcyjnych. Praca zbiorowa pod red. A.M. Brandta. Studia z zakresu inżynierii, nr 72, Warszawa 2010.
- [4] Giergiczny Z., Małolepszy J., Szwabowski J., Śliwiński J.: Cementy z dodatkami mineralnymi w technologii betonów nowej generacji. Wyd. Śląskie, Opole 2002.
- [5] Małolepszy J., Kołodziej Ł.: Resistance of cements with high amount of ashes from fluidized bed furnace to chloride diffusion. 5th International Conference "Concrete and Concrete Structures", Žilina 2009, s. 49-56.
- [6] Czarnecki L., Woyciechowski P.: Model of concrete carbonation as limited process experimental investigations of fluidal ash concrete. Brittle Matrix Composites 9, Warszawa 2009, s. 183-194.
- [7] Zygmunt J., Prokopski G.: Właściwości betonów cementowych modyfikowanych krzemionkowym popiołem lotnym aktywowanym mechanicznie. Drogi i mosty, nr 2, 2009, s. 63-85.
- [8] Kurdowski W.: Chemia cement i betonu. Polski Cement, PWN, Kraków, Warszawa 2010.
- [9] 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.
- [10] 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.
- [11] Konkol J., Prokopski G.: Właściwości betonów bazaltowych z dodatkiem Flubetu. Przegląd Budowlany, 11/2010, s. 25-29.
- [12] Łagosz A., Małolepszy J., Śliwiński J., Tracz T.: Wykorzystanie popiołów fluidalnych jako dodatku mineralnego do betonów. Dni Betonu, Wisła 2008, s. 553-566.
- [13] Pacewska B., Wilińska I., Kubissa W., Nowacka M.: Popiół fluidalny – zalety i zagrożenia jego stosowania w kompozytach cementowych. Popioły z energetyki, Warszawa 2010, s. 235-250.

FRACTURE SURFACE MORPHOLOGY AND FRACTURE TOUGHNESS OF FLUIDAL ASH OR METAKAOLINITE MODIFIED CONCRETES**Summary**

In the paper the results of experiments on concretes with fluidal fly ash addition and metakaolinite were presented, Two approaches were followed: fractographical, i.e. determination of the fractal dimension using box counting method DBC, and stereological tests of coarse aggregate and pores in concrete, as well as fracture toughness tests. The correlations that allow determination of the critical coefficient stress intensity factor K_{IcS} and fractal dimension DBC based on the tested variable ratio water/binder and the amounts of addition were found. A relationship between the fractal dimension DBC, which describes the fracture surface morphology and the critical coefficient of the stress intensity factor K_{IcS} . was demonstrated.

Zdzisław PYTEL¹
Akademia Górniczo-Hutnicza

WPLYW OBECNOŚCI HYDROGRANATÓW Z SZEREGU C₃AS₃ – C₃AH₆ NA WŁAŚCIWOŚCI AUTOKLAWIZOWANYCH TWORZYW WAPIENNO- PIASKOWYCH

STRESZCZENIE

Referat zawiera wyniki badań tworzyw wapienno-piaskowych otrzymanych z udziałem metakaolinitu (AS₂). Modyfikacja podstawowego zestawu surowcowego przeznaczonego do otrzymywania tworzyw wapienno-piaskowych dodatkiem metakaolintu, miała na celu zapewnienie możliwości tworzenia się hydrogranatów należących do szeregu C₃AS₃ – C₃AH₆ oraz ocenę ich wpływu na właściwości wytrzymałościowe omawianych tworzyw silikatowych. Skład poszczególnych elementów tego szeregu zmienia się zgodnie z ogólnym wzorem Ca₃Al₂(SiO₄)_{3-x}(OH)_{4x}, dla wartości x z przedziału (0,0 ÷ 3,0). Charakterystyka uzyskanych tworzyw wapienno-piaskowych obejmuje ich podstawowe cechy użytkowe oraz skład mineralogiczny tworzących się produktów syntezy, który określono w oparciu o wyniki badań XRD, DTA, TG, IR, oraz SEM + EDAX. Z dotychczas uzyskanych rezultatów badań wynika, że w analizowanych układach najczęściej powstaje niskokrzemowy hydrogranat zbliżony składem do C₃AH₆, który współlistnieje z innymi produktami syntezy zaliczanymi do grupy uwodnionych krzemianów wapienowych, reprezentowanych zasadniczo przez amorficzną fazę C-S-H oraz tobermoryt (C₅S₆H₅). Tworzenie się tego typu hydrogranatu, a tym samym jego obecność wśród końcowych produktów syntezy, nie wpływa w sposób istotny na cechy wytrzymałościowe tworzyw wapienno-piaskowych otrzymanych z udziałem metakaolinitu.

Słowa kluczowe: wyroby wapienno-piaskowe, autoklawizacja, metakaolinit, hydrogranaty, uwodnione krzemiany wapienowe, faza C-S-H, tobermoryt, mikrostruktura, wytrzymałość na ściskanie.

1. WSTĘP

Hydrogranaty o ogólnym wzorze A₃B₂{[TO₄]_{3-x}(OH)_{4x}}, gdzie x może się zmieniać od 1 do 3 mają strukturę granatów, w których następuje częściowe lub całkowite podstawienie izomorficzne, zwane „podstawieniem hydrogranatowym”, przebiegające według schematu 4(OH)⁻ ↔ (SiO₄)⁴⁻. Kationy metali A i B występują odpowiednio w koordynacji 8 i 6,

¹ pytel@agh.edu.pl

natomiast kation tetraedryczny T jest najczęściej krzemem [1]. Ze względu na możliwość występowania wspomnianego podstawienia izomorficznego przebiegającego w sposób ciągły, tworzą się szeregi roztworów stałych, których nazwy zależą od skrajnych członów danego szeregu [2]. Powszechnie znanym jest szereg grossular ($\text{Ca}_3\text{Al}_2[\text{SiO}_4]_3$) – hydrogranat ($\text{Ca}_3\text{Al}_2(\text{OH})_{12}$), w którym składy poszczególnych jego elementów zmieniają się według ogólnego wzoru $\text{Ca}_3\text{Al}_2[\text{SiO}_4]_{3-x}(\text{OH})_{4x}$. Przyjmuje się, że najbardziej stabilne w tym szeregu są struktury, w których $x = 1$, co odpowiada składowi hydrogrossularu ($\text{Ca}_3\text{Al}_2[\text{SiO}_4]_2(\text{OH})_4$). W zależności od wielkości „podstawień hydrogranatowych”, zmieniają się właściwości fizyczne poszczególnych elementów tego szeregu [3]. Wraz ze wzrostem ilości podstawień tetraedrów $[\text{SiO}_4]^{4-}$ przez kompleks $[(\text{OH})_4]^{4-}$, obserwuje się ciągłą zmianę (wzrost) parametru komórki elementarnej, odpowiednio od wartości $a_0=1,185$ nm dla grossularu do wartości $a_0=1,256$ nm dla hydrogranatu. Ponadto w miarę wzrostu w strukturze ilości kompleksów $[(\text{OH})_4]^{4-}$, oprócz parametru sieciowego zmianie ulegają również położenie i intensywność refleksów, a także obserwuje się zanikanie niektórych i pojawianie się nowych linii dyfrakcyjnych. Jednocześnie wraz ze wzrostem komórki elementarnej, obniża się współczynnik załamania światła „n” z wartości 1,7434 dla C_3AS_3 do 1,605 dla C_3AH_6 oraz zmienia się gęstość. Również wraz ze zwiększaniem się w strukturze hydrogranatów ilości wody w postaci grup hydroksylowych, wzrasta intensywność efektu związanego z ich dehydroksylacją, natomiast ulega obniżeniu temperatura jego maksimum na krzywej DTA, od temperatur około $(750\div 850)^\circ\text{C}$ dla C_3AS_3 do odpowiednio $(350\div 500)^\circ\text{C}$ dla C_3AH_6 .

Szereg $\text{C}_3\text{AS}_3 - \text{C}_3\text{AH}_6$ ma duże znaczenie praktyczne dla przemysłu materiałów budowlanych, otrzymywanych na bazie spoiw mineralnych w postaci cementu lub wapna [4,5]. Jednym z przykładów materiałów budowlanych otrzymywanych w oparciu o spoiwo w postaci wapna palonego, są wyroby wapienno-piaskowe. Jakość tych wyrobów postrzegana przez pryzmat ich cech użytkowych, jest zagadnieniem dość złożonym, zależnym bowiem od wielu czynników. Wprawdzie możemy tutaj wyróżnić dwie podstawowe ich grupy, tj. czynniki natury fizycznej i chemicznej, to jednak właściwości produktu finalnego będą efektem synergii czynników należących do obu tych grup [6]. Szczególne znaczenie w odniesieniu do jakości wyrobów wapienno-piaskowych w aspekcie ich eksploatacji, odgrywają ich cechy wytrzymałościowe. Parametry wytrzymałościowe omawianych tworzyw są wprawdzie funkcją jednocześnie wielu czynników, to jednak są one bezpośrednio determinowane ich mikrostrukturą. Mikrostruktura tworzyw silikatowych, a dokładnie jej główne elementy, tj. rodzaj tworzących się faz mineralnych, morfologia ich kryształów oraz porowatość, rozumiana zarówno w kontekście ilościowym (udział objętościowy porów) jak i jakościowym (kształt i wielkość porów), kształtuje się zasadniczo w trakcie obróbki wyrobów w autoklawie. Podejmując zatem próby poprawy jakości tworzyw wapienno-piaskowych, należy koncentrować się na sposobach prowadzących do korzystnej modyfikacji ich mikrostruktury [7]. Największe możliwości w tym zakresie wydają się być związane z ingerencją w przebieg procesów i reakcji chemicznych, prowadzących do tworzenia się pożądanego produktu syntezy, wchodzących w skład substancji spajającej poszczególne ziarna mineralnego wypełniacza. W tradycyjnym sposobie produkcji wyrobów wapienno-piaskowych, związanym ze stosowaniem dwóch podstawowych surowców w postaci piasku kwarcowego pochodzenia naturalnego oraz wapna palonego, produktami syntezy jest zwykle amorficzna faza C-S-H i krystaliczny tobermoryt ($\text{C}_5\text{S}_6\text{H}_5$) [8]. Zgodnie z danymi literaturowymi [9] wytrzymałość tworzyw autoklawizowanych jest określona zależnością funkcyjną, uwzględniającą sumaryczną zawartość obu wymienionych faz mineralnych. Oznacza to, że efekt poprawy cech wytrzymałościowych omawianych tworzyw można stosunkowo łatwo osiągnąć poprzez zapewnienie odpowiednich warunków do przebiegu reakcji syntezy, prowadzących do wyższego stopnia przereagowania substratów, w wyniku czego uzyskuje się większą ilość wymienionych powyżej produktów syntezy. Efekt taki

możemy uzyskać w wyniku odpowiedniej aktywacji chemicznej lub fizycznej reagujących ze sobą składników [10]. Natomiast w odniesieniu do kwestii wpływu składu mineralnego substancji spajającej poszczególne ziarna piasku kwarcowego możemy stwierdzić, że w przypadku współistnienia innych faz mineralnych, poza już wymienionymi, ich wpływ może być zróżnicowany [11]. W oparciu o dane literaturowe [12] oraz wyniki badań własnych autora referatu [13] można stwierdzić, że w przypadku obecności jonów obcych w środowisku reakcji, obserwujemy zarówno zmiany ilościowe jak i jakościowe w procesie tworzenia się produktów syntezy. W zależności bowiem od stężenia tych jonów, możemy obserwować zjawisko ich inkorporowania do struktur wewnętrznych uwodnionych krzemianów wapniowych lub tworzenia się odrębnych faz mineralnych [14]. Zagadnienie to jest istotne z tego względu, że w przypadku wykorzystywania do produkcji wyrobów wapienno-piaskowych surowców nietradycyjnych, w postaci wysokowapniowych popiołów lotnych lub aktywowanych termicznie surowców ilastych będących nośnikami znacznej ilości jonów Al^{3+} , wśród końcowych produktów reakcji mogą występować również inne składniki mineralne w postaci uwodnionych glinianów lub glinokrzemianów wapniowych (C_3AH_6 , C_2ASH_8) [15]. Szczególne znaczenie w tym zakresie ma zagadnienie tworzenia się hydrogranatów, których obecność wśród końcowych produktów syntezy obecnych w wyrobach wapienno-piaskowych, w odniesieniu do ich cech wytrzymałościowych, nie jest jednoznaczna. Tworzące się w tych warunkach hydrogranaty należą zwykle do wspomnianego już szeregu $C_3AS_3 - C_3AH_6$ i zawierają najczęściej krzem, który jest obecny w ich strukturach na zasadzie podstawień izomorficznych, przebiegających według podanego już schematu. Zatem w celu określenia wpływu tworzących się hydrogranatów na cechy wytrzymałościowe tworzyw wapienno-piaskowych otrzymywanych z zestawów surowcowych zawierających dodatek mineralny w postaci metakaolinitu, przeprowadzono odpowiednie badania laboratoryjne, a uzyskane w trakcie ich realizacji rezultaty są przedmiotem niniejszego referatu.

2. CZĘŚĆ DOŚWIADCZALNA

2.1 Koncepcja badań

W celu osiągnięcia zamierzonych celów poznawczych przyjęto odpowiedni program badań. Badania te polegały na prowadzeniu prób eksperymentalnych, zmierzających do otrzymania tworzyw wapienno-piaskowych z mieszanin surowcowych o zmodyfikowanych składach. Modyfikacja ta polegała na wprowadzeniu do podstawowego zestawu surowcowego, składającego się z mieszaniny piasku kwarcowego i wapna palonego, takiej samej ilości dodatku w postaci odpowiednio wcześniej przygotowanych mieszanin reakcyjnych przeznaczonych do syntezy hydrogranatów z szeregu $C_3AS_3 - C_3AH_6$. Mieszaniny te charakteryzowały się zmiennym składem chemicznym, który był zależny od przyjętej wartości "x" występującej w ogólnym wzorze opisującym skład hydrogranatów omawianego szeregu. Zatem dla każdej z przyjętej wartości x przygotowano mieszaninę reakcyjną w postaci suchych składników, której skład chemiczny odwzorowywał teoretyczny skład hydrogranatu dla danej wartości x. Mieszaniny reakcyjne przygotowano dla następujących wartości x: 0; 1,0; 1,5 i 2,0. Zgodnie z powyższym wzory określające składy poszczególnych hydrogranatów oraz odpowiadające im wartości podanych stosunków molowych C/S, C/(S+A) oraz A/(S+A), są zgodne z danymi podanymi w tab. 1.

Tablica 1. Dane opisujące składy chemiczne syntezowanych hydrogranatów

Symbol próbki	Wartość x	Wzór hydrogranatu	Wartości stosunków molowych		
			C/S	C/(S + A)	A/(S + A)
ME – 0	0	$C_3Al_2[SiO_4]_3$ ($3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3SiO_2$, C_3AS_3)	1,0	0,75 (3/4)	0,25 (1/4)
ME – 1	1,0	$C_3Al_2[SiO_4]_2(OH)_4$ ($3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 2SiO_2 \cdot 2H_2O$, $C_3AS_2H_2$)	1,5	1,0	0,33 (1/3)
ME – 1,5	1,5	$C_3Al_2[SiO_4]_{1,5}(OH)_6$ ($3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 1,5SiO_2 \cdot 3H_2O$, $C_3AS_{1,5}H_3$)	2,0	1,2 (6/5)	0,4 (2/5)
ME – 2	2,0	$C_3Al_2[SiO_4](OH)_8$ ($3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot SiO_2 \cdot 4H_2O$, C_3ASH_4)	3,0	1,5	0,5

Surowcem będącym zasadniczo nośnikiem SiO_2 i Al_2O_3 , wykorzystywanym do przygotowywania poszczególnych mieszanin był metakaolinit. Występujący natomiast deficyt któregoś z wymienionych powyżej tlenków, był uzupełniany ekwiwalentną ilością odpowiednio mączki kwarcowej i tlenku glinu. Składy mieszanin surowcowych przeznaczonych do syntezy hydrogranatów przedstawia tab. 2.

Tablica 2. Składy surowcowe mieszanin przeznaczonych do syntezy hydrogranatów

Symbol próbki	Udział danego składnika, g			
	C	ME	S	$\gamma-Al_2O_3$
ME-0	16,52	25,0	4,42	-
ME-1	18,68	25,0	-	1,21
ME-1,5	24,97	25,0	-	5,42
ME-2	37,55	25,0	-	13,14

Udział tak rozumianej mieszaniny reakcyjnej w podstawowym zestawie surowcowym przeznaczonym do otrzymywania tworzyw silikatowych stanowił 50% (% wagowe) sumarycznej ilości piasku i wapna w stanie suchym. Dla celów porównawczych otrzymano również tworzywa referencyjne z mieszaniny o tradycyjnym składzie, tj. stanowiącej jedynie kompozycję piasku kwarcowego i wapna palonego, zestawionych ze sobą w proporcjach zapewniających uzyskanie aktywności projektowej na poziomie 8%.

2.2 Surowce wyjściowe

Do przygotowania podstawowego zestawu surowcowego przewidzianego do otrzymywania tworzyw referencyjnych oraz eksperymentalnych, wykorzystywano surowce tradycyjne w postaci:

- naturalnego piasku kwarcowego (symbol PK-LU),
- mielonego wapna palonego niegaszonego, wysokoreaktywnego, wyprodukowanego w warunkach przemysłowych (symbol LB-WR).

Zakres niniejszej pracy nie przewidywał szczegółowych badań wymienionego piasku kwarcowego zmierzających do oceny jego przydatności do powyższych celów. Przyjęto bowiem założenie, zgodnie z którym przydatność piasku została w stopniu dostatecznym potwierdzona faktem wykorzystywania go w bieżącej produkcji w jednym z krajowych zakładów przemysłowych produkujących wyroby wapienno-piaskowe. Natomiast

charakterystykę wapna palonego w zakresie podstawowych cech użytkowych, przedstawia tab. 3.

Tablica 3. Charakterystyka wapna palonego

Badany składnik lub parametr													
CaO, %	MgO, %	(CaO+Mg) _{ak} , %	Fe ₂ O ₃ , %	Al ₂ O ₃ , %	CO ₂ , %	SO ₃ , %	SP, %	SiO ₂ , %	t ₆₀ , min.	t _{max} , min.	T _{max} , °C	R _{0,09} , %	R _{2,0} , %
97,9	0,5	96,6	0,04	0,1	0,8	0,1	1,5	0,5	0,6	11,6	79,8	5,2	0,2

Z kolei do przygotowywania mieszanin reakcyjnych przewidzianych do syntezy hydrogranatów, wykorzystywano następujące surowce:

- tlenek wapnia otrzymany w wyniku prażenia CaCO₃ o stopniu czystości cz.d.a. w temperaturze 1050°C w czasie 3 godzin (symbol C),
- metakaolinit METASTAR 501 Firmy ECC International Ltd (symbol ME),
- mączka kwarcowa Firmy Quartzwerke GmbH o nazwie handlowej SIKRON-Feinstmehl SGL-300 (symbol S),
- tlenek glinu γ -Al₂O₃ o stopniu czystości cz.d.a. (symbol A).

Wyniki analizy składu chemicznego metakaolinitu wykorzystywanego do otrzymywania hydrogranatów przedstawia tab. 4.

Tablica 4. Skład chemiczny metakaolinitu METASTAR 501

SiO ₂	Al ₂ O ₃	CaO	MgO	Fe ₂ O ₃	Na ₂ O	K ₂ O	TiO ₂	MnO	P ₂ O ₅	L.I.O
52,22	41,41	0,08	0,26	0,49	0,01	1,73	0,01	0,01	0,13	1,66

2.3 Otrzymywanie tworzyw silikatowych

Poszczególne serie próbek tworzyw silikatowych były otrzymywane z mieszanin surowcowych, w których na 2 części wagowe mieszaniny piasku PK-LU i wapna LB-WR zestawionych ze sobą w proporcjach wagowych 92 : 8, przypadająca 1 część wagowa mieszaniny reakcyjnej o danym składzie (tab. 2). W każdym przypadku próbki tworzyw silikatowych wykonywano w ustalony i powtarzalny sposób. Na początku odważano poszczególne ilości składników zgodnie z przyjętym składem surowcowym. Następnie stałe składniki mieszaniny homogenizowano na sucho w moździerzu porcelanowym, a po dodaniu wymaganej ilości wody destylowanej, homogenizację składników kontynuowano. Wodę dodawano w ilości niezbędnej do całkowitej hydratacji wapna oraz uzyskania wilgotności formierczej mas na poziomie 6%, zapewniającej prawidłowy przebieg procesu formowania próbek. W celu przeprowadzenia procesu gaszenia wapna, poszczególne mieszaniny umieszczano w szczelnie zamkniętych naczyniach szklanych i przetrzymywano je przez okres około 1 godziny w suszarce laboratoryjnej w temperaturze 65°C. Po tym okresie czasu naczynia wyjmowano z suszarki i ochładzano do temperatury otoczenia. Każdą w ten sposób przygotowaną mieszaninę surowcową poddawano ostatecznemu procesowi ujednorodniania w moździerzu porcelanowym, po czym umieszczano ją ponownie w naczyniu aby zapobiec jej wysychaniu. Z tak przygotowanej masy formowano próbki w kształcie walca o wymiarach średnicy i wysokości równej 25 mm przy pomocy dzielonej formy metalowej. Formowanie próbek przeprowadzono na prasie hydraulicznej metodą dwustronnego i dwustopniowego prasowania z międzystopniowym odpowietrzaniem przy wartości ciśnienia 10 MPa, zaś

maksymalne ciśnienie prasowania wynosiło 20 MPa. W przypadku każdej masy formowano w ten sam sposób po 12 próbek. Następnie próbki umieszczano w tyglach wykonanych z tarflenu, a te z kolei wkładano do stalowych cylindrów ciśnieniowych zawierających odpowiednią ilość wody destylowanej. Cylindry te umieszczano następnie w nagrzewnicy i poddawano procesowi ogrzewania według odpowiedniego reżimu. W ten sposób był realizowany proces obróbki hydrotermalnej próbek w warunkach laboratoryjnych. Zastosowane warunki obróbki próbek, odzwierciedlające warunki obróbki wyrobów wapienno-piaskowych w autoklawach przemysłowych, były następujące:

- ciśnienie nasyconej pary wodnej - 1,002 MPa,
- temperatura pary wodnej - 180°C,
- łączny czas autoklawizacji - 9,5 godziny.

2.4 Charakterystyka uzyskanych tworzyw

W przypadku każdej przygotowanej masy przeznaczonej do otrzymywania danej serii próbek, przeprowadzono kontrolne badania jej wilgotności oraz aktywności. Wilgotność mas (w) określano metodą suszenia, natomiast ich aktywność (CaO) oznaczano metodą chemiczną. Po zakończeniu procesu obróbki hydrotermalnej otrzymane tworzywa poddano badaniom zmierzającym do określenia ich podstawowych cech użytkowych, a dla wybranych próbek również składu mineralogicznego. Badania cech fizycznych otrzymanych tworzyw przeprowadzono zgodnie z zakresem podanym w normie produktowej PN-EN 771-2 [16] oraz w normach przywołanych, odnoszących się do metod badań wybranych cech użytkowych. W szczególności dotyczyło to wytrzymałości na ściskanie – PN-EN 772-1 [17] oraz gęstości brutto/netto w stanie suchym – PN-EN 772-13 [18].

Zgodnie z podanymi dokumentami odniesienia, zakres badań cech użytkowych omawianych tworzyw obejmował następujące cechy:

- wytrzymałość na ściskanie f_b ,
- gęstość w stanie suchym (równoległe dwoma metodami) $\rho_{n,u}^0$ i $\rho_{n,u}^1$
- absorpcja wody c_w .

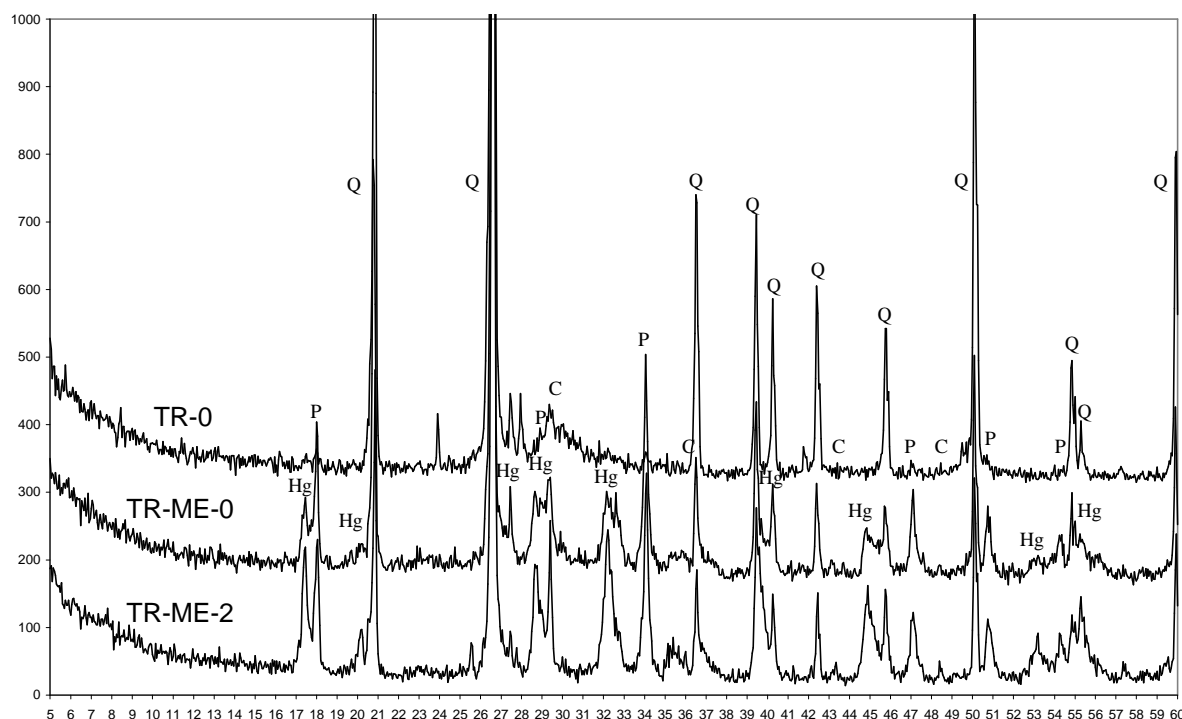
Dodatkowo oznaczano porowatość otwartą P_o otrzymanych tworzyw metodą ważenia hydrostatycznego. Uzyskane rezultaty badań wyżej wymienionych właściwości technologicznych mieszanek surowcowych oraz cech użytkowych próbek tworzyw wapienno-piaskowych otrzymanych z udziałem tych mas, przedstawia tab. 5.

Tablica 5. Charakterystyka uzyskanych tworzyw w zakresie cech użytkowych

Symbol próbki	Wartość „x”	Właściwości technologiczne mas		Cechy użytkowe otrzymanych tworzyw silikatowych				
		w %	CaO %	$\rho_{n,u}^0$ [g/cm ³]	$\rho_{n,u}^1$ [g/cm ³]	f_b [MPa]	c_w [%]	P_o [%]
TR -0	-	5,7	7,8	1,64	1,71	29,6	15,7	27,0
TR-ME-0	x=0,0	4,8	16,1	1,58	1,61	15,5	23,6	38,0
TR-ME-1	x=1,0	5,8	17,1	1,50	1,51	15,0	27,5	41,6
TR-ME-1,5	x=1,5	4,5	20,2	1,50	1,50	13,4	27,9	41,9
TR-ME-2	x=2,0	5,0	23,9	1,54	1,55	13,4	25,8	40,1

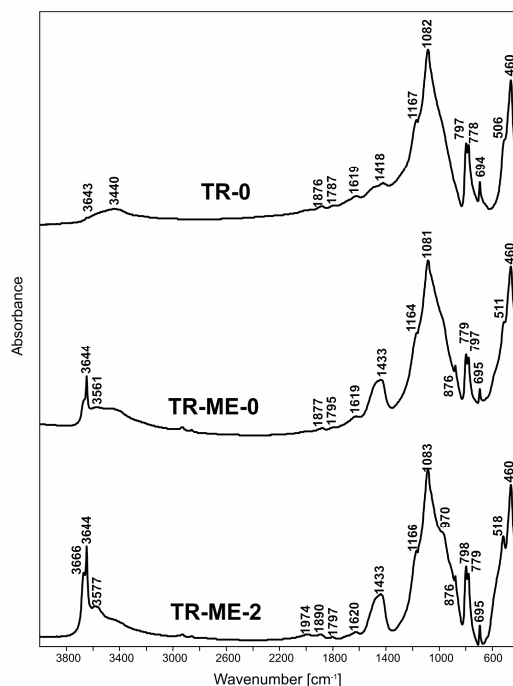
2.5 Badanie produktów reakcji syntezy przebiegającej w warunkach hydrotermalnych

Analizę składu fazowego otrzymanych tworzyw przeprowadzono zasadniczo w oparciu o wyniki badań uzyskanych metodą rentgenograficzną. W tym celu wykorzystywano dyfraktometr rentgenowski Firmy Philips (model PW 1040). Rentgenogramy rejestrowano w zakresie kątów CuK_{α} $5 \div 60^\circ 2\theta$, a rodzaj występujących faz mineralnych stwierdzano w oparciu o dane zawarte w bazie ICPDS-ICDD (wersja z 2005 roku). Uzyskane rezultaty badań w postaci zbiorczego zestawienia rentgenogramów dla wybranych próbek przedstawia rys. 1.



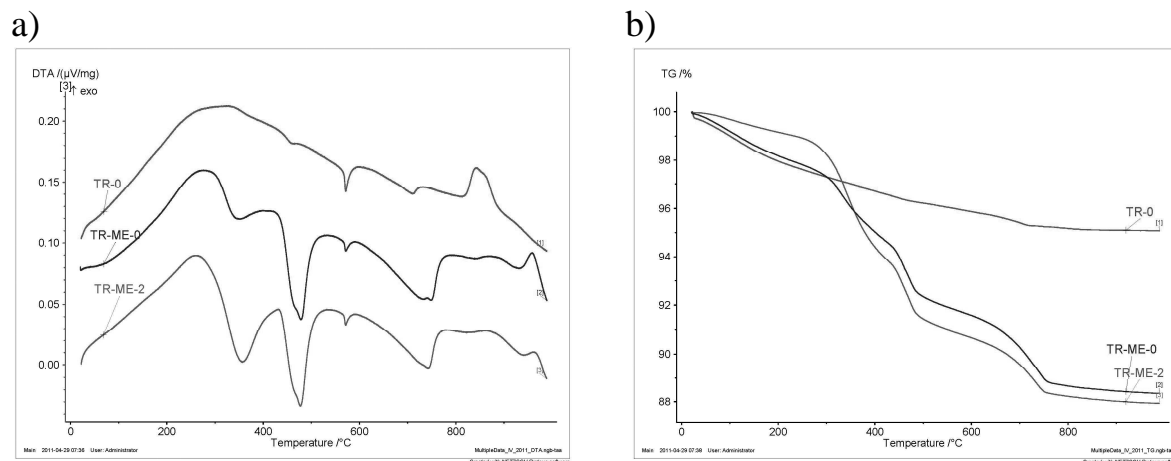
Rys. 1. Skład fazowy analizowanych próbek określony metodą XRD. Znaczenie symboli: Hg – hydrogranat, Q – kwarc, P – portlandyt, C – kalcyt

Do rejestracji widm w zakresie środkowej podczerwieni IR ($400 - 4000 \text{ cm}^{-1}$) stosowano standardową technikę transmisyjną pastylek z KBr. Pomiary przeprowadzono przy użyciu spektrometru fourierowskiego Bio-Rad FTS 60MV ze zdolnością rozdzielczą 4 cm^{-1} przy 256 powtórzeniach. Uzyskane wyniki badań w postaci odpowiedniego zestawienia widm IR dla omawianych próbek przedstawia rys. 2.



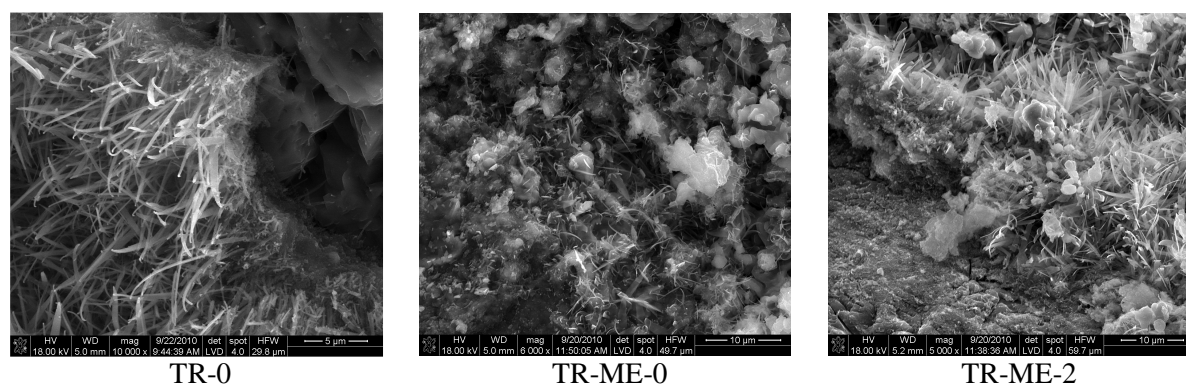
Rys. 2. Zbiorcze zestawienie widm IR dla analizowanych tworzyw

Badania termiczne metodami DTA i TG analizowanych tworzyw przeprowadzono z wykorzystaniem urządzenia Firmy NETZSCH STA 449 F3 *Jupiter*. Pomiarzy zostały wykonane na nośniku DTA-TG w zakresie temperatur $20 \div 1000^{\circ}\text{C}$, z szybkością grzania $10^{\circ}\text{C}/\text{min.}$, w atmosferze powietrza w tyglach Al_2O_3 . Uzyskane wyniki badań w postaci zbiorczych zestawień krzywych DTA i TG dla próbek omawianych tworzyw przedstawia rys. 3.



Rys. 3. Zbiorcze zestawienie krzywych termicznych analizowanych tworzyw: a) krzywe DTA, b) krzywe TG.

Mikrostrukturę tworzyw uzyskanych w warunkach hydrotermalnych badano metodą mikroskopii skaningowej. W przeprowadzonych badaniach wykorzystywano mikroskop skaningowy NOVANANO SEM 200 Firmy FEI Company. Próbki do badań były napyłane węglem. Najbardziej charakterystyczne obrazy mikrostruktur analizowanych powierzchni przełamu próbek omawianych tworzyw przedstawia rys. 4.



Rys. 4. Mikrostruktura analizowanych tworzyw

3. DYSKUSJA WYNIKÓW

Analizując rezultaty badań rentgenograficznych (rys. 1) można stwierdzić, że w przypadku próbek otrzymanych z zestawów surowcowych modyfikowanych metakolinitem (TR-ME-0 i TR-ME-2), podstawowym produktem syntezy jest hydrogranat. Brak jest natomiast danych o tworzeniu się, a tym samym i obecności wśród końcowych produktów syntezy uwodnionych krzemianów wapniowych. Może to oznaczać, że produkty te występują w zbyt małych ilościach (poniżej progu wykrywalności metody XRD) lub występują w formie amorficznej, co w przypadku fazy C-S-H jest przypuszczeniem słusznym. Produktom tym towarzyszą nieprzereagowany kwarc, wodorotlenek wapnia i kalcyt jako produkt jego karbonatyzacji. Podobny skład fazowy, lecz oczywiście bez obecności hydrogranatu, stwierdza się dla próbki referencyjnej (TR-0). Ponadto w wyniku szczegółowej analizy rentgenogramów, w odniesieniu do stwierdzonego hydrogranatu można zauważyć charakterystyczne przesunięcia linii dyfrakcyjnych dla określonej wartości „d”, co może świadczyć o tworzeniu się roztworów stałych. Dodatkowo w oparciu o położenia szerokości połówkowych refleksów pochodzących od płaszczyzn (2,1,1) i (6,4,0) można stwierdzić, że w każdym przypadku otrzymujemy hydrogranat, którego skład zmienia się zgodnie z regułą Vegarda (współczynnik korelacji 0,999) w granicach wartości x należących do przedziału $2,38 \div 2,65$. W oparciu o to możemy zakładać, że skład tego produktu można opisać następującymi wzorami: $C_3Al_2(SiO_4)_{0,62}(OH)_{9,5}$ i $C_3Al_2(SiO_4)_{0,35}(OH)_{10,6}$. W praktyce oznacza to, że w każdym przypadku stwierdzona wielkość podstawień krzemianowych (*podstawień hydrogranatowych*) w strukturze otrzymywanego produktu, jest mniejsza od wielkości oczekiwanych (teoretycznych).

Analizując z kolei widma IR (rys. 2) można stwierdzić, że dla wszystkich badanych próbek dominują pasma pochodzące od β -kwarcu, przy czym dla próbki TR-0 charakteryzują się one największą intensywnością. Dotyczy to między innymi pasm dla liczb falowych 1166, 1083, 695, 518, 460 cm^{-1} , lecz przede wszystkim dla występującego dubletu w zakresie liczb falowych 780-800 cm^{-1} , które świadczą o występowaniu drgań symetrycznych rozciągających mostki Si-O-Si, typowych dla struktury β -kwarcu. Ponadto na wszystkich widmach widoczne są pasma (dla liczby falowej około 1433 cm^{-1}) związane z grupami CO_3^{2-} , jak również z cząsteczkami H_2O i OH^- , przy czym największą intensywnością charakteryzują się one dla próbki TR-0. Natomiast na widmach zarejestrowanych dla próbki TR-ME-0, a szczególnie dla próbki TR-ME-2, występuje pasmo przy liczbie falowej 3666 cm^{-1} , które jest odpowiedzialne za podstawianie się grup OH^- w strukturze hydrogranatów. Ponadto mała szerokość połówkowa tego pasma świadczy o tym, że grupy OH^- są rozmieszczone w strukturze materiału w sposób uporządkowany. Z kolei pasma dla liczb falowych 3644 cm^{-1} oraz 876 cm^{-1} są związane z drganiami zginającymi, które to pasmo jest charakterystyczne dla drgań Al-OH ($LK_{Al} = 6$).

Analizując kolejno krzywe termiczne (rys. 3) można stwierdzić duże podobieństwo w ich przebiegu jedynie w zakresie temperatur powyżej 400°C. W podanym zakresie temperatur wyróżnić można zarówno efekty o charakterze egzotermicznym jak i endotermicznym, związane z ubytkiem masy próbek, jak również nie powodujących takiego efektu. W analizowanym zakresie temperatur efektem, któremu nie towarzyszy zmiana masy analizowanych próbek jest efekt o charakterze endotermicznym z maksimum przypadającym w temperaturze 571°C, który jest związany z przemianą polimorficzną $\beta \rightarrow \alpha$ -kwarc. Drugim efektem w omawianym zakresie temperatur, któremu również nie towarzyszy ubytek mas próbek, jest efekt egzotermiczny związany z syntezą nowych faz. W przypadku próbki TR-0 efekt ten posiada maksimum w temperaturze 842,4° i jest prawdopodobnie związany z syntezą wollastonitu (CS), natomiast dla tworzyw otrzymanych z udziałem metakaolinitu, tj. próbki TR-ME-0 i TR-ME-2, efekty te posiadają swoje maksima w temperaturach odpowiednio 958,9 i 940,2°C i są przypuszczalnie związane z syntezą anortytu (CAS₂) lub gelenitu (C₂AS). Natomiast w analizowanym zakresie temperatur efektem endotermicznym z maksimum w temperaturze 710,5° (próbka TR-ME-0) i odpowiednio 742°C (próbka TR-ME-2), któremu towarzyszy ubytek mas tych próbek, jest efekt związany z dekarbonatyzacją kalcytu (CaCO₃). Obserwowane względne różnice w intensywnościach tych pików, są prawdopodobnie spowodowane różną zawartością składnika wywołującego dany efekt. Natomiast istotna różnica w przebiegu analizowanych krzywych termicznych dotyczy zakresu temperatur poniżej 400°C. W tym zakresie temperatur na krzywych DTA zarejestrowanych dla tworzyw otrzymanych z udziałem metakaolinitu obserwujemy występowanie efektu endotermicznego, któremu towarzyszy ubytek masy próbek, a związanego z procesem dehydroksylacji hydrogranatów. Obserwowany wzrost intensywności jak również wzrost temperatury maksimum tego pików odpowiedzialnego za dehydroksylację hydrogranatów z wartości 351,3°C (próbka TR-ME-0) do wartości 356,7 °C (próbka TR-ME-2), potwierdza tworzenie się w omawianym układzie reakcyjnym szeregu hydrogranatów z coraz to mniejszą ilością podstawień krzemianowych. Dodatkowo skala wzrostu temperatury maksimum tego efektu świadczy, że ilość *podstawień hydrogranatowych* $4(\text{OH})^- \leftrightarrow [\text{SiO}_4]^{4-}$ nie jest adekwatna dla przyjętych wartości *x* determinujących skład mieszanin reakcyjnych, przez co skład chemiczny tworzących się hydrogranatów nie odzwierciedla ich składu teoretycznego.

Analizując z kolei mikrostrukturę analizowanych próbek (rys. 4) można stwierdzić współwystępowanie dwóch podstawowych grup produktów syntezy przebiegającej w warunkach hydrotermalnych, tj. uwodnionych krzemianów wapniowych reprezentowanych głównie przez amorficzną fazę C-S-H i tobermoryt widoczny w postaci wydłużonych kryształów oraz uwodnionych glinokrzemianów wapniowych, reprezentowanych odpowiednio przez hydrogranaty, występujące w typowej dla siebie morfologii kryształów. W zdecydowanej większości analizowanych obszarów próbek, produkty te tworzą heterogeniczną mieszaninę kryształów o statystycznym rozkładzie.

Reasumując należy stwierdzić, że niezależnie od przyjętego składu wyjściowego mieszanin reakcyjnych, w wyniku przeprowadzonej syntezy w warunkach hydrotermalnych, w każdym przypadku otrzymano zasadniczo dwa produkty o budowie krystalicznej, tj. tobermoryt oraz hydrogranat zawierający krzem. Jednak wielkość podstawień krzemianowych występujących w strukturze hydrogranatu jest zdecydowanie niższa od oczekiwanych i tym samym jego skład chemiczny nie odzwierciedla składu chemicznego mieszanin surowcowych wykorzystywanych do jego syntezy. Ponadto jak wskazują uzyskane rezultaty badań, obecność tworzących się w omawianym układzie hydrogranatów, nie wpływa w stopniu znaczącym na zmianę cech użytkowych, w tym również parametrów wytrzymałościowych, analizowanych tworzyw wapienno-piaskowych.

3.1 Wnioski końcowe

W oparciu o otrzymane wyniki przeprowadzonych badań można sformułować następujące wnioski:

1. Przyjęte składy mieszanin surowcowych wykorzystywanych do otrzymywania tworzyw silikatowych zapewniają możliwość tworzenia się, a tym samym obecność hydrogranatów wśród końcowych produktów syntezy.
2. Niezależnie od przyjętej wartości „x” tworzący się hydrogranat posiada skład chemiczny opisany wzorem $C_3Al_2(SiO_4)_{(0,62-0,35)}(OH)_{(9,5-10,6)}$ co oznacza, że poziom podstawień hydrogranatowych $4(OH)^- \leftrightarrow [SiO_4]^{4-}$ jest mniejszy od wartości teoretycznej wynikającej z reguły Vegarda.
3. Analiza mikrostruktury otrzymanych tworzyw wskazuje jednoznacznie na współistnienie kryształów hydrogranatu z uwodnionymi krzemianami wapnia w postaci fazy C-S-H i/lub tobermorytu.
4. Obecność tworzącego się hydrogranatu w układzie piasek kwarcowy-wapno-metakaolint w warunkach hydrotermalnych w temperaturze 180°C, nie wpływa w sposób znaczący na zmianę cech wytrzymałościowych otrzymywanych tworzyw wapienno-piaskowych.

Referat jest wynikiem badań prowadzonych w ramach grantu finansowanego przez NCN ze środków na naukę w latach 2011 – 2013 jako projekt naukowo-badawczy nr N N506 282140

4. PIŚMIENNICTWO

- [1] Handke M.: „Krystalochemia krzemianów”, Wyd. II poprawione, Uczelniane Wydawnictwa Naukowo-Dydaktyczne, Kraków 2008.
- [2] Galuskina J., Galuskin E.: “Garnets of the “Hydrogrossular”-“Hydroandradite”-“Hydroschorlomite” series”, Mineralogical Society of Poland (special papers), Vol. 22, 2003. pp. 54 - 57.
- [3] Żabiński W.: „Hydrogarnets”, Polska Akademia Nauk Oddział w Krakowie, Komisja Nauk Mineralogicznych, Prace mineralogiczne nr 3, Wyd. Geologiczne, Warszawa 1966.
- [4] Edited by Peter C. Helwett: ”Lea’s Chemistry of Cement and Concrete”, Arnold 1998.
- [5] Kurdowski W.: „Chemia Cementu i Betonu”, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2010.
- [6] Rademaker P.D., Reiman V.: “Autoclaving calcium silicate bricks”, Zement-Kalk-Gips, Vol. 47, Nr 11, 1994, pp. 636 – 642.
- [7] Pytel Z., Małolepszy J.: ”The structure and microstructure of autoclaved materials modified by pozzolanic mineral admixtures”, 9th ICCI, 2003, Durban, South Africa, pp. 1640 – 1649.
- [8] Nocuń-Wczelik W.: “Struktura i właściwości uwodnionych krzemianów wapniowych”, Prace Komisji Nauk Ceramicznych, Ceramika 59, Polski Biuletyn Ceramiczny nr 18, Kraków 1999.
- [9] Crennan J.M., Dyczek J.R.L, Taylor H.F.W.: ”Quantitative phase compositions of autoclaved cement-quartz cubes”, CCR, Vol. 2/1972, pp. 277 – 289.
- [10] Pytel Z., Małolepszy J.: „Badanie produktów hydratacji metakaolinitu w obecności jonów wapniowych i aktywatorów chemicznych w warunkach hydrotermalnych”, CWB, R. VIII/LXX, nr 3/2003, s. 152 - 155.

- [11] Jambor J.: "Relation between phase composition, over-all porosity and strength of hardened lime-pozzolana pastes", *Mag. Concrete Res.*, Vol. 15, No. 45/1963, pp. 131 - 142.
- [12] Klimesh D.S., Ray A.: "Hydrogarnet formation during autoclaving at 180°C in unstirred Metakaolin-Lime-Quartz slurries", *CCR*, Vol. 28, No. 8/1998, pp. 1109 - 1117.
- [13] Pytel Z.: "Formation of scawtite and its influence on the properties of sand-lime bricks", *Conference Proceedings of the 16th International Conference on Building Materials „IBAUSIL 2006”*, Weimar 2006, Volume 2, pp. 2-0849 ÷ 2-0858.
- [14] Pytel Z.: "Synthesis of Hydrogarnets in the System $Al_2O_3 \cdot 2SiO_2 - SiO_2 - CaO - H_2O$ Under Hydrothermal Conditions", *13th ICCG*, Madryt, 3 – 8 lipca 2011 (artykuł w druku).
- [15] Pytel Z.: "Właściwości tworzyw autoklawizowanych otrzymanych z udziałem popiołów dennych", *V Międzynarodowa Konferencja „Polska Ceramika 2008”*, Kraków, *Materiały Ceramiczne /Ceramic Materials/*, 60, 4/2008), s. 195 ÷ 199.
- [16] PN-EN 771-2: 2004 – Wymagania dotyczące elementów murowych. Część 2: Elementy murowe silikatowe.
- [17] PN-EN 772-1: 2001 - Metody badań elementów murowych. Część 1: Określenie wytrzymałości na ściskanie.
- [18] PN-EN 772-13: 2001 - Metody badań elementów murowych. Część 13: Określenie gęstości netto i gęstość brutto elementów murowych w stanie suchym.

THE INFLUENCE OF HYDROGARNETS OF THE $C_3AS_3 - C_3AH_6$ SERIES ON THE PROPERTIES OF AUTOCLAVED SAND-LIME BRICKS

Summary

The Paper presents the results of investigations on the properties of autoclaved sand-lime materials prepared with the addition of metakaolinite (AS_2). The aim of metakaolinite introduction into the raw material mix was to enable the formation of hydrogarnets of the $C_3AS_3 - C_3AH_6$ series. The composition of hydrogarnets synthesized during experiments was of the formula $Ca_3Al_2(SiO_4)_{3-x}(OH)_{4x}$, with "x" of the range 0.0 – 3.0. The influence of hydrogranet formation on the mechanical properties of autoclaved sand-lime bricks was investigated. Characterization of materials synthesized covered basic technical properties as well as mineralogical composition of the products of synthesis. The methods used in order to investigate the mineralogical composition were XRD, DTA, TG, IR and SEM + EDAX. The obtained results indicate that in the investigated system the most commonly formed hydrogranet is the one with low silica content, like to C_3AH_6 . It coexists with other products, mainly hydrated calcium silicates: C-S-H phase and tobermorite ($C_5S_6H_5$). The formation of the mentioned hydrogranet and its presence in the material structure does not influence significantly the strength of autoclaved sand-lime materials produced with the addition of metakaolinite.

Izabela SKRZYPCZAK¹
Politechnika Rzeszowska

ZASTOSOWANIE TEORII DEMPSTERA-SHAFERA W ODBIORZE BETONU O ZANIŻONEJ JAKOŚCI

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 w odbiorze betonu umożliwia określenie ryzyka producenta i odbiorcy oraz podjęcie właściwej decyzji przy odbiorze betonu o zaniżonej jakości poprzez zdefiniowanie funkcji przekonania zbudowanej na znajomości ramy rozróżniającej.

Słowa kluczowe: beton, kontrola jakości, metoda dempstera-shafera

1. WPROWADZENIE

Kryteria zgodności betonu sformułowane w obecnie obowiązującej normie PN-EN 206-1: 2003 [12] mają następującą postać:

- gdy beton jest wytwarzany w sposób ciągły, a podstawą oceny są wyniki badań serii próbek o liczebności $n \geq 15$;

$$\bar{x} \geq f_{ck} + 1,48S_n, \quad x_{\min} \geq f_{ck} - 4MPa \quad (1)$$

gdzie S_n 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 35 wyników badań, uwzględniając wyniki badań 3 kolejnych próbek, $n = 3$;

$$\bar{x} \geq f_{ck} + 4MPa, \quad x_{\min} \geq f_{ck} - 4MPa \quad (2)$$

Postać powyższych procedur weryfikacji zgodności betonu ma charakter czysto statystyczny, a wartości liczbowe poszczególnych współczynników zostały przyjęte m.in. na podstawie prac L. Taerwe [11].

W procesie odbioru betonu występują zawsze dwaj kontrahenci: jeden, który przedstawia produkt do odbioru, i drugi, który decyduje o przyjęciu lub odrzuceniu partii

¹ izas@prz.edu.pl

betonu. W przypadku kontroli zgodności betonu ryzyko producenta i odbiorcy wiąże się z podjęciem niewłaściwej decyzji, odrzuceniem dobrej jakości betonu albo akceptacji partii betonu o zaniżonej jakości. Odbiorca zainteresowany jest odpowiednią jakością, ale również i ceną. Natomiast producent będzie się starał koszty wynikające z odrzucania dobrych partii przerzucać pośrednio na nabywcę.

Należy pamiętać, że podczas kontroli zgodności właściwości betonu ryzyko ponosi zarówno producent jak i odbiorca. Jednak zalecenia proponowane w obecnie obowiązujących normach uwzględniają głównie ryzyko producenta, pomijając praktycznie ryzyko odbiorcy. Nawet w przypadku zrównoważenia ryzyka producenta i odbiorcy ($\alpha = \beta$) to odbiorca ponosi w rzeczywistości większe ryzyko, ponieważ skutki wadliwej partii materiału mogą ujawnić się po latach (awarie, katastrofy), a producent po latach nie ponosi żadnej odpowiedzialności (nie udziela gwarancji) za dostarczony materiał.

Zaproponowane statystyczne kryteria zgodności miały być wyrazem kompromisu między wymogami bezpieczeństwa, jakości oraz ekonomii.

W praktyce zakres w jakim te wymagania są spełnione jest nadal dyskusyjny, a stosowane statystyczne kryteria zgodności wykazują liczne i dobrze rozpoznane wady, wskazane między innymi w pracach [7-11].

Niepewności związane więc z oceną jakości betonu oraz określeniem ryzyka producenta i odbiorcy mają rozmyte, nielosowy charakter.

Wykorzystanie niekompletnej wiedzy statystycznej, uwzględnienie przeciwstawnych interesów kontrahentów, wymogów bezpieczeństwa, jakości i ekonomii umożliwia zastosowanie matematycznej teorii ewidencji teorii Dempstera – Shafera.

2. WADY STATYSTYCZNYCH KRYTERIÓW ZGODNOŚCI

Statystyczne kryteria zgodności wykazują liczne wady, tak więc informacje uzyskane na podstawie tych procedur są niepewne, a zaproponowane w normie PN-EN 206-1: 2003 [1] kryteria zgodności prowadzą do następujących efektów [6,8,9,10]:

- Prawdopodobieństwo akceptacji betonu nie zawsze jest kompromisem pomiędzy ryzykiem producenta i odbiorcy. Przyjęte kryteria mogą prowadzić do zbyt dużego ryzyka klienta.
- Zwiększenie liczebności próby n , powinno powodować wzrost wartości P_a . W przypadku uwzględnienia kryteriów dla próby o małej liczebności zwiększenie liczebności próby nie powoduje wzrostu prawdopodobieństwa akceptacji. Tendencja ta jest jednak zauważalna przy kryterium dla próby o liczebności nie mniejszej niż $n=15$
- Większe wartości prawdopodobieństwa akceptacji P_a powinno odpowiadać partiom o mniejszej zmienności wytrzymałości przy uwzględnieniu podwójnego kryterium.

Dla kryteriów zgodności (2) prawdopodobieństwo akceptacji jest odwrotnie proporcjonalne do zmienności wytrzymałości betonu. Prowadzi to w konsekwencji do podnoszenia średniej wytrzymałości betonu przy rosnącym rozrzucie, powodując nieuzasadnione koszty producenta. Kryterium zgodności (2) zniechęca do produkcji betonu o mniejszym rozrzucie.

Stosowanie statystycznych kryteriów zgodności może prowadzić do ekonomicznie nieuzasadnionego wzrostu kosztów producenta, który weryfikując jakość betonu odnosi się do produkcji początkowej, określając zgodność betonu według procedury (2).

Wskazane więc jest, by przy weryfikacji jakości betonu i określeniu ryzyka producenta i odbiorcy pozyskać dodatkowe informacje, które by udoskonały metodę określenia jakości betonu.

Kluczowy krok to połączenie danych statystycznych oraz informacji i czynników o charakterze jakościowym. W przypadku kontroli jakości betonu mogą wystąpić dwa rodzaje błędnych decyzji:

- odrzucenie partii spełniającej wymagania – błąd pierwszego rodzaju,
- przyjęcie wadliwej partii materiału jako dobrej – błąd drugiego rodzaju.

Popęlnienie jednego z powyższych błędów wpływa na ryzyko producenta bądź odbiorcy, dlatego powinniśmy przyjąć taki model matematyczny, który mógłby być użyty do określenia zarówno ryzyka producenta jak i odbiorcy, a więc uwzględniałby te dwa aspekty niepewności.

Dlatego sformułowano metodę określania funkcji pewności przy przyjęciu partii o zaniżonej jakości oraz przy określeniu ryzyka producenta i odbiorcy opartej na znajomości ramy rozróżniającej przy wykorzystaniu niekompletnej wiedzy statystycznej.

3. TEORIA DEMPSTERA-SHAFERA

Rachunek prawdopodobieństwa bazuje na aksjomatycznej definicji miary prawdopodobieństwa zdefiniowanej na przestrzeni rozważanych zdarzeń.

$$P(\emptyset) = 0 \quad (3)$$

$$P(A) \in [0,1] \quad (4)$$

$$P(A \cup B) = P(A) + P(B) - P(A \cap B) \quad (5)$$

Klasyczna teoria prawdopodobieństwa nie pozwala na rozróżnienie niepewności (wyrażanej prawdopodobieństwem) i wiedzy niepełnej (brak wiedzy na dany temat). Teoria Dempstera-Shafera (D-S) pozwala uzupełnić tę lukę. Znana jest ona również pod pojęciem matematycznej teorii ewidencji i może być traktowana jako rozszerzenie teorii rachunku prawdopodobieństwa.

3.1 Podstawowe własności teorii Dempstera-Shafera

W D-S teorii, zbiór wszystkich możliwych wyników eksperymentu nazywany jest ramą wnikliwości (FOD) - ramą rozróżniającą, zazwyczaj oznaczaną przez 2^θ , a określona na tym zbiorze funkcja nazywana jest podstawowym przyporządkowaniem prawdopodobieństwa (bpa). Formalnie, bpa jest funkcją: $m: 2^\theta \rightarrow [0,1]$ gdzie

$$m(\theta) = 0; \quad \sum_{A \in 2^\theta} m(A) = 1 \quad (6)$$

Podzbiory z niezerowymi prawdopodobieństwami tworzą rdzeń m elementów ogniskowych. Ognisko m jest zbiorem wszystkich ogniskowych elementów, a związana z m funkcja przekonania, $Bel(\cdot)$, jest określona przez

$$Bel(A) = \sum_{B \subseteq A} m(B) \quad A, B \in 2^\theta \quad (7)$$

Uznając, że funkcje przekonania $Bel(A)_1, Bel(A)_2, \dots, Bel(A)_n$ są przydzielone niezależnym źródłom dowodów w takiej samej ramie wnikliwości (t.j. 2^θ), wtedy zgodnie z zasadą łączenia Dempstera, nowa funkcja wiary $Bel(A)$ i podstawowe przyporządkowania m prawdopodobieństwa mogą być określone przez:

$$Bel(A) = (((Bel_1 \oplus Bel_2) \oplus Bel_3) \oplus \dots) \oplus Bel_n \quad (8)$$

$$m^k(A) = \frac{\sum_{A_i \cap B_j = C} m^{k-1}(A_i)m_k(B_j)}{1 - \sum_{A_i \cap B_j = \Phi} m^{k-1}(A_i)m_k(B_j)} \quad (9)$$

Formuła ta jest nazywana ortogonalną sumą Dempstera.

Jeśli hipoteza popierana jest przez każde źródło odpowiednio przez $m_1(A)$, $m_2(A)$, ..., $m_n(A)$, i hipoteza odrzucana jest przez każde źródło odpowiednio przez $m_1(\theta)$, $m_2(\theta)$, ..., $m_n(\theta)$, gdzie:

$$\begin{aligned} m_1(\theta) &= 1 - m_1(A), \\ m_2(\theta) &= 1 - m_2(A), \\ m_n(\theta) &= 1 - m_n(A), \end{aligned} \quad (10)$$

To wtedy otrzymujemy następującą zasadę łączenia

$$m^k(A) = \frac{\sum_{A_i \cap B_j = C} m^{k-1}(A_i)m_k(B_j)}{1 - \sum_{A_i \cap B_j = \Phi} m^{k-1}(A_i)m_k(B_j)} \quad (11)$$

$$= \frac{1}{1 - \theta} [m^{k-1}(A)m_k(A) + m^{k-1}(A)m_k(\theta) + m^{k-1}(\theta)m_k(\theta)] \quad (12)$$

$$= m^{k-1}(A) + m^{k-1}(\theta)m_k(A) \quad (13)$$

$$= 1 - \prod_{i=1}^{k-1} m_i(\theta) + [1 - m_k(\theta)] \prod_{i=1}^{k-1} m_i(\theta) \quad (14)$$

$$= 1 - \prod_{i=1}^k m_i(\theta) \quad (15)$$

Zasada łączenia to zasadniczy element teorii Dempstera-Shafera i można go traktować jako aktualizację wiedzy wykraczającej poza model prawdopodobieństwa. W rezultacie uzyskuje się nowe podzbiory możliwych hipotez z nowymi wartościami funkcji gęstości prawdopodobieństwa. Proces ten może być kontynuowany tak długo, jak długo napływają nowe przesłanki. Dla zbioru hipotez można określić dwie funkcje: funkcję przekonania (belief function) – $Bel(A)$ i funkcję domniemania (plausibility function) – $Pl(A)$.

$$Pl(A) = \sum_{Y \cap X \neq \emptyset} m(B) \quad (16)$$

Więcej informacji na temat teorii Dempstera-Shafera można znaleźć w [1-5]

3.2 Przykłady zastosowania teorii Dempstera-Shafera w kontroli jakości betonu

Dla rozpoznanych prawdopodobieństw zbudowano ramę rozróżniającą, a następnie określono funkcje przekonania oraz domniemania przy podejmowaniu decyzji przez producenta i odbiorcę, gdy stwierdzono, że wyprodukowana partia betonu jest złej jakości.

Wyznaczono również wartość funkcji przekonania w przypadku przyjęcia partii o zaniżonej jakości dla producenta i odbiorcy, by określić ryzyko producenta i odbiorcy, przy popełnieniu błędu drugiego rodzaju – przyjęciu partii o złej jakości.

Wartości prawdopodobieństw dla zbudowania ramy rozróżniającej dla przykładu 1 i 2 przyjęto zgodnie z pracą [2].

Przykład 1

Podczas kontroli jakości betonu w wytwórni betonu towarowego stwierdzono, że wyprodukowano beton o zaniżonej jakości. Zainteresowane są dwie strony – producent i odbiorca, którzy określili dla poszczególnych działań prawdopodobieństwa:

Tablica 1. Prawdopodobieństwa określone przez producenta i odbiorcę dla poszczególnych działań

A- Producent	B - Odbiorca
Powtórna kontrola – 0,65 Obniżona cena – 0,20	Obniżona cena – 0,85 (możliwość zmiany przeznaczenia dostarczonej partii betonu)
Odrzucenie partii – 0,05	Odrzucenie partii – 0,1

Rama rozróżniająca jest zdefiniowana następująco:

$$\Theta = \{ \text{Powtórna kontrola, Obniżona cena, Odrzucenie partii} \}.$$

Pierwszym etapem obliczeń jest połączenie danych. Wartości przedstawione w (tab.2) zawierają iloczyn wartości prawdopodobieństwa wszystkich możliwych zdarzeń. W (tab.2) zaznaczono te elementy, które powstały z połączenie przesłanek nie zawierających części wspólnych (pogrubiona czcionka).

Tablica 2. Wyniki częściowe – złączenie danych

Producent		Powtórna kontrola - $m_1(A)$	Obniżona cena - $m_1(B)$	Odrzucenie partii - $m_1(C)$	$m_1(\theta)$
Odbiorca		0,65	0,20	0,05	0,1
Powtórna kontrola - $m_2(A)$	0	0,000	0,000	0,000	0,000
Obniżona cena – $m_2(B)$	0,85	0,552	0,17	0,042	0,085
Odrzucenie partii – $m_2(C)$	0,1	0,065	0,020	0,005	0,010
$m_2(\theta)$	0,05	0,032	0,010	0,002	0,005

Zgodnie z mianownikiem wzoru (11), obliczono współczynnik normalizujący

$$1-(0,552+0,065+0,020+0,042) = 1-0,679 = 0,321$$

W wyniki złączenia danych otrzymano nowe wartości dla poszczególnych decyzji (tab. 3) Kolumna trzecia zawiera nowe wartości prawdopodobieństwa poszczególnych decyzji uwzględniające obie zainteresowane strony, otrzymane za pomocą reguły kombinacji

Dempstera (uwzględniające wiedzę pochodzącą od odbiorcy i producenta). Tabela wyników końcowych zawiera również obliczone wartości funkcji przekonania (9) oraz domniemania (16) dla możliwych zdarzeń.

Tablica 3. Wyniki końcowe – wartości przekonania oraz domniemania

Producent/Odbiorca	Obliczenia	Wynik kombinacji Dempstera	Bel	Pl
Powtórna kontrola – $m_{12}(A)$	0,032	0,105	0,105	0,121
Obniżona cena – $m_{12}(B)$	$(0,17+0,085+0,01)=0,265$	0,826	0,826	0,842
Odrzucenie partii – $m_{12}(C)$	$(0,005+0,01+0,002)=0,017$	0,053	0,053	0,069
$m_{12}(\theta)$	0,005	0,016		
		$\sum = 1,000$		

Na podstawie obliczonych wartości funkcji przekonania i domniemania można określić na ile pewna jest analizowana sytuacja. Funkcja *Bel* (belief) uwzględnia powody wiary w dane zdarzenie, natomiast funkcja *Pl* (plausibility) wskazuje w jakim stopniu można wierzyć, że dane zdarzenie zajdzie, gdyby na jego korzyść przemawiały wszystkie nieznanne w danej chwili fakty. Dla zdarzeń w opisanym przykładzie, w którym wszystkie zdarzenia opisane są jako zdarzenia elementarne, wartości *Bel* i *Pl* określają dolną i górną granicę stopnia przekonania prawdziwości danej hipotezy.

Wykorzystując teorię Dempstera-Shafera przy podejmowaniu decyzji, gdy weryfikowana jakość betonu jest zaniżona, najlepszym rozstrzygnięciem uwzględniającym interesy zarówno producenta jak i odbiorcy jest obniżenie ceny. Mimo, że producent określił prawdopodobieństwo dla obniżenia ceny jako 0,20, a odbiorca jako 0,85 to podjęcie decyzji o obniżeniu ceny jest decyzją najbardziej racjonalną. Prawdziwość tej hipotezy jest reprezentowana przez przedział [0,826;0,842].

Należy podkreślić, że w przypadku coraz większej liczby przesłanek dotyczących możliwych decyzji różnica między *Pl* i *Bel* dla weryfikowanej hipotezy będzie się zmniejszać.

Przykład 2

Kolejny przykład przybliży wzory określające funkcję przekonania związaną z określeniem prawdopodobieństwa dla producenta i odbiorcy w przypadku przyjęcia partii betonu o zaniżonej jakości obliczoną zgodnie ze wzorem (15).

Tablica 4. Prawdopodobieństwa określone dla producenta i odbiorcę w przypadku przyjęcia partii o zaniżonej jakości

Producent	Odbiorca
{Powtórna kontrola} – 0,75	{Obniżenie ceny} – 0,95
{Obniżona cena} – 0,20	{Naprawa} – 0,499
{Odrzucenie partii} – 0,05	{Awaria/ katastrofa} – 0,0001

Wyznaczenie wartości funkcji przekonania dla producenta zgodnie ze wzorem (10)

$$m_1(P) = 0,75$$

$$m_2(P) = 0,20$$

$$m_1(\theta) = 0,25$$

$$m_2(\theta) = 0,80$$

$$m_3(P) = 0,05$$

$$m_3(\theta) = 0,95$$

$$m^3(P) = 1 - \{m_1(\theta) \times m_2(\theta) \times m_3(\theta)\}$$

$$\mathbf{Bel(P)} = m^3(P) = 1 - \{0,25 \times 0,80 \times 0,95\} = \mathbf{0,81}$$

Wyznaczenie wartości funkcji przekonania dla odbiorcy według (10)

$$m_1(O) = 0,95$$

$$m_1(\theta) = 0,05$$

$$m_2(O) = 0,0499$$

$$m_2(\theta) = 0,9501$$

$$m_3(O) = 0,0001$$

$$m_3(\theta) = 0,9999$$

$$m^3(O) = 1 - \{m_1(\theta) \times m_2(\theta) \times m_3(\theta)\}$$

$$\mathbf{Bel(O)} = m^3(O) = 1 - \{0,05 \times 0,9501 \times 0,9999\} = \mathbf{0,9525}$$

Przeprowadzona analiza metodą Dempstera-Shafera potwierdza, że większe ryzyko w przypadku przyjęcia partii o zaniżonej jakości przerzucane jest na odbiorcę, co potwierdzają obliczone wartości funkcji przekonania dla producenta - 0,81 oraz dla odbiorcy - 0,9525.

Otrzymane rezultaty potwierdzają wyniki zaprezentowane w pracach [2,4,5].

4. PODSUMOWANIE

Wątpliwości związane z oceną jakości betonu oraz zastrzeżenia dotyczące określenia ryzyka producenta i odbiorcy, w tym niedostatki metod statystycznych, są powodami szukania nowych metod weryfikacji jakości betonu oraz procedur określenia ryzyka kontrahentów.

Teoria Dempstera-Shafera może być pomocną przy podejmowaniu decyzji tam, gdzie należy uwzględnić wiedzę pochodzącą z różnych źródeł.

Przeprowadzone metodą Dempstera-Shafera analizy potwierdzają, że znacząco większe ryzyko stoi po stronie odbiorcy w przypadku przyjęcia partii o zaniżonej jakości $Bel(O) = 0,9525$. Natomiast ryzyko ponoszone przez producenta jest relatywnie mniejsze $Bel(P) = 0,81$.

Metoda ta umożliwia łączenie informacji z różnych źródeł, jak również może posłużyć jako narzędzie do prezentacji niekompletnej wiedzy statystycznej. W przypadku kontroli jakości betonu aplikacja ta pozwala łączyć dane informacyjne dotyczące obydwu kontrahentów. Zatem teoria D-S umożliwia podjęcie racjonalnej decyzji uwzględniającej interesy zarówno producenta jak i odbiorcy, gdy np. wyprodukowano partię betonu o złej jakości.

PIŚMIENNICTWO

- [1] Neuman T., Wykorzystanie mechanizmów fuzji danych w transporcie morskim, Prace Wydziału Nawigacyjnego Akademii Morskiej w Gdyni, Zeszyt nr 22, Gdynia 2008, str. 71-79
- [2] Yan X.P., Xie Y.B., Xiao H.L., Application of Dempster-Shafer theory to oil monitoring, <http://www.plant-maintenance.com/articles/Dempster-Shafer.shtml>
- [3] Kłopotek M.A. Metody identyfikacji i interpretacje struktur rozkładów przekonań w teorii Dempstera-Shafera, Instytut Podstaw Informatyki PAN, W-wa 1998
- [4] Lentz K., Ferson S., Combination of Evidence in Dempster-Shafer Theory, SAND 2002-0835, April 2002

- [5] Kokos D., Challa S., an Introduction to Bayesian and Dempster-Shafer Data Fusion, Australian Government Department of Defence, DSTO-TR-1436, 2005
- [6] Woliński S., Conformity control of concrete strength based on the risk assessment, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, zeszyt 53, Rzeszów 2009, str.163-169
- [7] Woliński S., Statystyczne i rozmyte kryteria zgodności wytrzymałości betonu na ściskanie, Problemy naukowo-badawcze konstrukcji z betonu, Politechnika Krakowska, Monografia 247, Kraków 1999, str. 51-57
- [8] Brunarski L.: Kryteria zgodności wytrzymałości charakterystycznej materiałów budowlanych w normach PN - EN-ISO, Prace ITB - Kwartalnik, nr 4 (124), Warszawa, 2002.
- [9] Brunarski L.: Podstawy matematyczne kształtowania kryteriów zgodności wytrzymałości materiałów, Prace Naukowe Instytutu Techniki Budowlanej, Wydawnictwo ITB, W-wa 2009
- [10] Konig G, Soukhov D, Jungwirth F, Compressive strength of concrete – conformity and safety according to EN 206 and Eurocodes, 12-th ERMCO Congress. Proceedings, Vol.1, Lisbon, June 1998
- [11] Catarino J.M.R. Statistical criteria for acceptance of materials performance of concrete standards ENV206: 1993 and pr EN 206:1997. 12-th ERMCO Congress. Proceedings, Vol.1, Lisbon, June 1998
- [12] PN-EN 206-1: 2003 Beton. Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność. PKN

APPLICATION OF DEMPSTER-SHAFER THEORY TO ACCEPTANCE OF POOR QUALITY CONCRETE

Summary

Different criteria are used in the conformity control of concrete. In the paper the following aspects of acceptance of concrete are presented:

- types of conformity criteria,
- fulfillment of major requirements of conformity criteria,
- concept of producers and clients risk on the Dempster-Shafer theory.

The application of Dempster-Shafer theory in the acceptance of concrete enables identification of the producer's and the client's risks. It also enables taking the right decision, at the acceptance of lower quality concrete, built by belief functions on the basis of the frame of discernment.