JCEEA

Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury

Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture

Kwartalnik
tom XXXIII
zeszyt 63 (nr 1/I/2016)
styczeń-marzec

(e-ISSN 2300-8903)

Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury jest kontynuacją Zeszytów Naukowych Politechniki Rzeszowskiej - Budownictwo i Inżynieria Środowiska.

Wydano za zgodą Rektora

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

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

K o m i t e t R e d a k c y j n y
(afiliacja: Polska)

redaktor naczelny
dr hab. inż. Piotr KOSZELNIK, prof. PRz

redaktorzy tematyczni (*naukowi*)
dr hab. inż. Bartosz MILLER, prof. dr hab. inż. Janusz RAK

redaktor statystyczny
dr hab. inż. Szczepan WOLIŃSKI, prof. PRz

sekretarz redakcji
dr inż. Katarzyna PIETRUCHA-URBANIK

członkowie
dr inż. Renata GRUCA-ROKOSZ, dr inż. arch. Anna SIKORA
dr inż. Michał JUREK, dr hab. inż. Lucjan ŚLĘCZKA, prof. PRz

P r z y g o t o w a n i e m a t r y c
Magdalena DOBISZEWSKA
Justyna SOBCZAK-PIĄSTKA
Artur SZALACHA

p-ISSN 2300-5130
e-ISSN 2300-8903

Wersja drukowana Kwartalnika jest wersją pierwotną.

Redakcja czasopisma: Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, www.oficyna.portal.edu.pl//pl/zeszyty--naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/ (e-mail: kpiet@prz.edu.pl)

Wydawca: Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, www.oficyna.portal.prz.edu.pl (e-mail: oficyna1@prz.edu.pl)

Informacje dodatkowe i stopka – str. 469

SPIS TREŚCI

Izabela KASPRZYK, Magdalena SOSNOWSKA, Magdalena LACHOWICZ, Adam PODHORECKI: Nieprawidłowo zaprojektowana i wykonana instalacja ciepłej wody użytkowej w wielorodzinnym budynku mieszkalnym powodem wielu problemów 9

Łukasz KOSNO, Łukasz SŁAWSKI, Grzegorz ŚWIT: Efektywność badań georadarowych przy ocenie poprawności wykonania i stanu technicznego konstrukcji z elementów prefabrykowanych 19

Czesław MIEDZIAŁOWSKI, Michał BASZEŃ, Marta KOSIOR-KAZBERUK, Anna ŻAKOWICZ, Tadeusz CHYŻY, Damian SIWIK: Stan nieukończonej konstrukcji budynku OWT po 25 latach od realizacji i propozycja sposobu analizy statycznej 27

Beata NOWOGOŃSKA: Badanie ewolucji stanu technicznego budynku 35

Tomasz PYTLOWANY, Szczepan WOLIŃSKI: Wybór rozkładu oddziaływań klimatycznych z wykorzystaniem metody Bayes'a 43

Krzysztof PAWŁOWSKI, Sebastian WALCZAK: Analiza parametrów fizykalnych w ocenie jakości cieplnej elementów budynków niskoenergetycznych 53

Olga SZLACHETKA, Monika WĄGROWSKA: Rozkład temperatury w wieloskładnikowym wielowarstwowym kompozycie z poprzeczną gradacją właściwości efektywnych 61

Maria WESOŁOWSKA, Anna KACZMAREK: Analiza zmian mikrostruktury zapraw w murach z cegły klinkierowej po długotrwałej ekspozycji na polskie warunki klimatyczne 69

Brygida AUGUSTYNIOK, Grzegorz NOWOWIEJSKI: Próby technologiczne wykonania betonów osłonowych w wytwórni betonu towarowego 77

Agnieszka BURAKOWSKA, Maciej MACIAK, Łukasz MURAWSKI, Szymon DOMAŃSKI, Michał A. GRYZIŃSKI: Badanie osłonności radiacyjnej betonów specjalnych 87

Mariusz DĄBROWSKI, Karolina GIBAS, Andrzej M. BRANDT, Michał A. GLINICKI: Wpływ kruszyw specjalnych na porowatość i przepuszczalność betonów osłonowych 97

Magdalena DOBISZEWSKA, Wojciech FRANUS, Sylwia TURBIAK: Analiza możliwości zastosowania odpadowego pyłu bazaltowego w zaprawie cementowej 107

Magdalena DOBISZEWSKA, Justyna KUZIAK, Piotr WOYCIECHOWSKI, Maja KĘPNIAK: Główne aspekty trwałości betonu modyfikowanego odpadowym pyłem bazaltowym z odpylania kruszyw w wytwórni MMA 115

Roman JASKULSKI, Michał A. GLINICKI, Mariusz DĄBROWSKI, Zbigniew RANACHOWSKI, Maciej SOBCZAK: Monitorowanie parametrów termicznych procesu twardnienia betonów osłonowych 123

Daria JÓŹWIAK-NIEDŹWIEDZKA, Andrzej M. BRANDT, Karolina GIBAS: Ocena możliwości wystąpienia reakcji alkalicznej w betonach osłonowych z kruszywami specjalnymi 133

Tomasz PIOTROWSKI, Michał A. GRYZIŃSKI: Ocena efektywności nowej generacji betonów osłonowych przed promieniowaniem jonizującym w oparciu o pomiary we wzorcowych polach promieniowania 141

Kostiantyn PROTCHENKO, Joanna DOBOSZ, Marek URBAŃSKI, Andrzej GARBACZ: Wpływ substytucji włókien bazaltowych przez włókna węglowe na właściwości mechaniczne prętów B/CFRP (HFRP) 149

Izabela SKRZYPCZAK, Lidia BUDA-OŻÓG: Kryteria zgodności dla wytrzymałości betonu na ściskanie – metoda autorska 157

Wojciech DROZD: Charakterystyka terenu budowy w aspekcie zagrożeń bezpieczeństwa pracy 165

Artur DUCHACZEK, Dariusz SKORUPKA: Uwzględnienie preferencji decydenta w procesie oceny ryzyka eksploatacji mostów wojskowych 173

Jarosław GÓRECKI: Ocena procesów logistycznych w przedsięwzięciach budowlanych 181

Agnieszka LEŚNIAK: Wspomaganie decyzji wykonawcy budowlanego z zastosowaniem sztucznej inteligencji 189

Mieczysław POŁOŃSKI: Zależność kontyngencji czasu i kosztu w harmonogramach budowlanych 197

Anna STARCZYK, Tadeusz KASPROWICZ: Wyznaczanie wartości wypracowanej w inwestycjach realizowanych przez podwykonawców 205

Janusz SZELKA, Zbigniew WRONA: Możliwości wykorzystania eksploracyjnej analizy danych w przedsięwzięciach inżynieryjnych .. 213

Krzysztof ZIMA: Szacowanie wstępnych kosztów budowy boisk sportowych z wykorzystaniem wnioskowania z przypadków 221

Przemysław BODZAK, Łukasz SOWA: Badania wpływu podatności podpór na nośność sprężonych płyt kanałowych 229

Sofiya BURCHENYA, Ivan DOBRYANSKYY, Yuriy FAMULYAK, Justyna SOBCZAK-PIĄSTKA: Badanie nośności belek żelbetowych dozbrojonych stalowymi siatkami cięto-ciągnionymi 237

Jacek DOMSKI: Ugięcie długotrwałe elementów fibrobetonowych wytworzonych na bazie kruszywa odpadowego 247

Michał GOŁDYN: Propozycja określania efektywnej wytrzymałości betonu węzłów wewnętrznych połączeń płytowo – słupowych 255

Rafał KRZYWOŃ, Marcin GÓRSKI, Szymon DAWCZYŃSKI: Wpływ sensora z włókien węglowych do pomiaru odkształceń na nośność belek żelbetowych 263

Janusz PĘDZIWIATR: Uwagi o wymiarowaniu mimośrodowo ściskanych żelbetowych przekrojów kołowych 271

Szymon SERĘGA, Renata KOTYNIA, Krzysztof LASEK: Obliczeniowa analiza belek żelbetowych wzmocnionych naprężonymi taśmami CFRP 279

Kamil SZYLAK: Analiza i ocena ryzyka żelbetowych konstrukcji szkieletowych spowodowanego zdarzeniami ekstremalnymi 289

Tadeusz URBAN, Łukasz KRAWCZYK, Michał GOŁDYN: Badania eksperymentalne wzmacniania bardzo krótkich wsporników żelbetowych..... 297

Antoni BIEGUS, Dariusz CZEPIŻAK: Uściślony model imperfekcyjnych obciążeń płatwi i stężeń 307

Roman BIJAK, Grzegorz KOŁODZIEJ: Zginanie i skręcanie belek o przekroju mono-symetrycznym 315

Edyta BŁYSKAL, Lucjan ŚLĘCZKA: Badania doświadczalne rozciąganych kątowników łączonych za pomocą jednej śruby..... 323

Jan BRÓDKA, Agnieszka GŁUSZKO, Marcin GÓRSKI, Aleksander KOZŁOWSKI: Nośność podstaw słupów z rur okrągłych zginanych i ściskanych..... 331

Marian GIŻEJOWSKI, Radosław SZCZERBA, Marcin GAJEWSKI: Modele MES i metody symulacji w analizie zwichrzenia zginanych elementów konstrukcji stalowych..... 339

Marian GIŻEJOWSKI, Radosław SZCZERBA, Marcin GAJEWSKI: Numeryczna ocena nośności belek stalowych zginanych dwukierunkowo 347

Paulina PAŚKO: Ocena nośności doraźnej belek stalowych wzmocnionych naprężonymi taśmami CFRP 355

Zbigniew STACHURA: Ocena zwichrzenia sprężystego na podstawie interakcji symetrycznych i antysymetrycznych stanów obciążenia..... 365

Bogdan STANKIEWICZ: Ocena wpływu siły podłużnej w słupie na charakterystykę węzła rygiel-słup na podstawie symulacji MES 373

Damian BĘBEN, Wojciech ANIGACZ, Jacek KWIATKOWSKI: Ocena przydatności geodezyjnych metod pomiarowych do badań przemieszczeń mostu wiszącego 381

Mykhaylo DELYAVSKYY, Adam GRABOWSKI, Aleksandra NIESPODZIANA, Maria OLEJNICZAK: Metoda rozwiązywania ortotropowego warstwowego pasma płytowego 389

Mykhaylo DELYAVSKYY, Krystian ROSIŃSKI: Analiza statyczna złożonych konstrukcji płytowych w ujęciu makroelementowym..... 397

Yuriy FAMULYAK, Justyna SOBCZAK-PIĄSTKA: Badania doświadczalne zginanych belek wykonanych z betonów lekkich zbrojonych siatką spawaną 405

Piotr GÓRSKI, Marcin TATARA: Badanie śladu aerodynamicznego modelu oblodzonego cięgna mostu podwieszonego 415

Jakub LEWANDOWSKI, Kazimierz MYŚLECKI: Zastosowanie funkcjonału Hu-Washizu w plastycznej analizie MES płyt grubych..... 423

Roman LEWANDOWSKI, Maciej PRZYCHODZKI: Wpływ temperatury na właściwości dynamiczne ram z lepkosprężystymi tłumikami drgań... 431

Magdalena ŁASECKA-PLURA, Roman LEWANDOWSKI: Analiza dynamiczna konstrukcji z tłumikami z niedokładnie określonymi parametrami projektowymi 439

Dominika PILARSKA: Prętowe kopuły geodezyjne – propozycje przekryć dużych powierzchni..... 447

Krzysztof WILDE, Kazimierz JAMROZ, Dawid BRUSKI, Stanisław BURZYŃSKI, Jacek CHRÓŚCIELEWSKI, Wojciech WITKOWSKI: Badania numeryczne zderzenia autobusu w układzie bariera i kratownicowa konstrukcja wsporcza..... 455

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 9-18

Izabela KASPRZYK[1]
Magdalena SOSNOWSKA[2]
Magdalena LACHOWICZ[3]
Adam PODHORECKI[4]

NIEPRAWIDŁOWO ZAPROJEKTOWANA I WYKONANA INSTALACJA CIEPŁEJ WODY UŻYTKOWEJ W WIELORODZINNYM BUDYNKU MIESZKALNYM POWODEM WIELU PROBLEMÓW

W artykule przedstawiono przykład nieprawidłowo zaprojekowanej i wykonanej instalacji ciepłej wody użytkowej w budynku mieszkalnym wielorodzinnym. W analizowanej instalacji c. w. u. często dochodziło do powstawania nieszczelności na skutek pękania zastosowanych kształtek. W celu określenia przyczyn nawracających destrukcji wykonano badania laboratoryjne wizualnej oceny kształtek w wyniku ogrzewania oraz pomiaru rozszerzalności termicznej. Badanie wizualnej oceny zmian w wyniku ogrzewania przeprowadzono wg normy PN-EN ISO 580: „*Systemy przewodów rurowych i rur osłonowych z tworzyw sztucznych. Kształtki wtryskowe z tworzyw termoplastycznych. Metody wizualnej oceny zmian w wyniku ogrzewania*", natomiast drugie badanie, dotyczące rozszerzalności termicznej, przeprowadzono według indywidualnego projektu. Ponadto przeprowadzono wizję lokalną przedmiotowej instalacji, która ujawniła liczne błędy i nieprawidłowości wykonawcze.

Słowa kluczowe: instalacja ciepłej wody użytkowej, błędy projektowe, błędy wykonawcze, elementy instalacji nieznanego pochodzenia

1. Wprowadzenie

Instalacja ciepłej wody użytkowej powinna być zaprojektowana i wykonana w taki sposób, aby zapewniona była odpowiednia trwałość systemu oraz, co naj-

[1] Autor do korespondencji/corresponding author: Izabela Kasprzyk, Uniwersytet Technologiczno – Przyrodniczy im. Jana i Jędrzeja Śniadeckich w Bydgoszczy, Al. Prof. S. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz, izabelakasprzykutp@gmail.com

[2] Magdalena Sosnowska, Uniwersytet Technologiczno – Przyrodniczy im. Jana i Jędrzeja Śniadeckich w Bydgoszczy, Al. Prof. S. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz, sosnowska.m@o2.pl

[3] Magdalena Lachowicz, Uniwersytet Technologiczno – Przyrodniczy im. Jana i Jędrzeja Śniadeckich w Bydgoszczy, Al. Prof. S. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz, magdalena.lachowicz@utp.edu.pl

[4] Adam Podhorecki, Uniwersytet Technologiczno – Przyrodniczy im. Jana i Jędrzeja Śniadeckich w Bydgoszczy, Al. Prof. S. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz, podhorec@utp.edu.pl

ważniejsze bezpieczeństwo użytkowania. Z uwagi na kontakt rur z wodą pitną, użyte materiały i wyroby muszą bezwzględnie posiadać certyfikat CE (dopuszczający je do obrotu) oraz atest Państwowego Zakładu Higieny. Do wykonania instalacji wodnej najczęściej stosuje się rury miedziane lub z tworzyw sztucznych, takich jak: polietylen (PE), polipropylen (PP), czy polichlorek winylu (PCW). Ważne jest to, aby nie stosować w jednej instalacji elementów z różnych materiałów. Błędem jest także łączenie rur i kształtek różnych producentów.

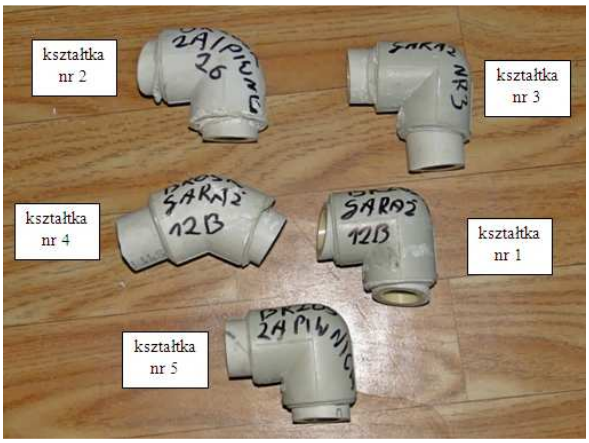
W artykule zostanie omówiony przykład nieprawidłowo wykonanej instalacji ciepłej wody użytkowej (c. w. u.) w budynku wielorodzinnym. Analizowana instalacja c. w. u. została wykonana z tworzywa sztucznego. Zastosowane w niej kształtki zaczęły ulegać uszkodzeniu, co wielokrotnie powodowało nieszczelność instalacji. Po wymianie spękanych elementów, uszkodzenia odnawiały się po pewnym czasie. Autorzy artykułu wykonali ekspertyzę, której celem było ustalenie przyczyn powstających uszkodzeń kształtek stosowanych w instalacjach wewnętrznych ciepłej wody użytkowej.

2. Badania laboratoryjne kształtek (próbek)

W analizowanym przypadku wielokrotnie dochodziło do rozszczelnienia instalacji ciepłej wody na skutek pękania kształtek. Aby sprawdzić jakość kształtek oraz ocenić ich pracę w przypadku znacznych zmian temperatury, poddano kilka próbek (stanowiących fragment wykonanej instalacji) następującym badaniom:

- wizualnej ocenie zmian w wyniku ogrzania,
- pomiarom rozszerzalności termicznej.

Do badań przeznaczono 5 kształtek ponumerowanych od 1-5 (fot. 1), które służyły do łączenia rur o średnicy zewnętrznej 32 mm w badanym budynku. Próbki



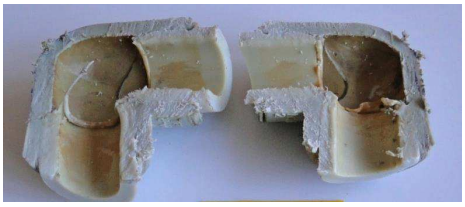
Fot. 1. Badane kształtki, próbki

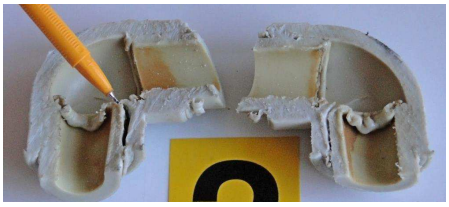
Phot. 1. Tested fittings

wykonane były z polipropylenu (PP). Polipropylen jest jednym z najczęściej stosowanych tworzyw sztucznych. Powstaje on w wyniku niskociśnieniowej polimeryzacji propylenu. Do kształtek dołączone były fragmenty rur polipropylenowych (połączenie zgrzewane). Brakowało dokładnych danych źródłowych odnoszących się do typów poszczególnych kształtek. Na podstawie opisów zawartych na kształtkach ustalono, że mają one następujące symbole i oznaczenia:

- kolanko nr 1 - typ PP-R PN 2.5 WB L32, producent nieznany,
- kolanko nr 2 - typ ustalony, producent ustalony,
- kolanko nr 3 - typ PP-R PN 2.5 WBL32, producent nieznany,
- kolanko nr 4 - typ nieznany, producent ustalony,
- kolanko nr 5 - typ PP-R PN 2.5 WBL 32, producent nieznany.

Pierwsze badanie to ocena wizualna kształtek w wyniku ogrzania. Badanie przeprowadzono wg normy PN-EN ISO 580: „*Systemy przewodów rurowych i rur osłonowych z tworzyw sztucznych. Kształtki wtryskowe z tworzyw termoplastycznych. Metody wizualnej oceny zmian w wyniku ogrzewania*” [1]. Celem badania było ustalenie tego, w jaki sposób wzrost temperatury wpływa na stan techniczny kształtek. Kształtki poddano działaniu podwyższonej temperatury (150°C), w suszarce z obiegiem powietrza w określonym czasie (30 minut), zależnym od grubości ścianki i materiału, z którego wykonana jest kształtka (polipropylen, gr. ścianki 3÷10 mm). Powierzchnie kształtek sprawdzane były przed ogrzewaniem i po ogrzewaniu. Dokładnie obserwowano powstałe destrukcje, tj. pęknięcia, pęcherze, rozwarstwienia. Wyniki badań przedstawiono w tab. 1. Na fot. 2÷6 widoczny jest stan próbek po badaniu.

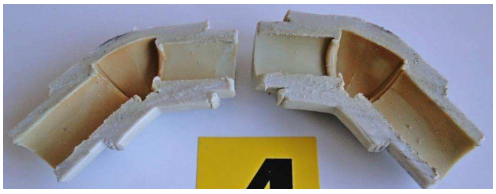




Fot. 2, 3. Kształtka nr 1 (po lewej) i nr 2 (po prawej) po badaniu (opis w tabeli 1)

Phot. 2, 3. Fitting No. 1 (left) and No. 2 (right) after the test (described in Table 1)





Fot. 4, 5. Kształtka nr 3 (po lewej) i nr 4 (po prawej) po badaniu (opis w tabeli 1)

Phot . 4, 5. Fitting No. 3 (left) and No. 4 (right) after the test (described in Table 1)



Fot. 6. Kształtka nr 5 po badaniu (opis w tabeli 1)

Phot . 6. Fitting No. 5 after the test (described in Table 1)

Tabela 1. Wyniki badań wizualnej oceny zmian kształtek w wyniku ogrzewania

Table 1. The test results of visual evaluation of changes fittings by heating

Oznaczenie kształtki (próbki)	**Grubość ścianki [mm]**	**Wynik badania**
Nr 1 PP-R PN 2.5 WB L32	5,34; 5,80; 6,08 Średnia: 5,74	**Pozytywny:** Nie zauważono pęknięć, rozwarstwień, pęcherzy. Końcówki rur wpuszczone do kolanka uległy niewielkiemu uplastycznieniu. Rury są koloru jasnego, a kolanko – koloru szarego, co świadczy o tym, że elementy te nie pochodzą z tego samego systemu (fot. 2).
Nr 2 Ustalony producent	6,93; 6,90; 7,16 Średnia: 7,00	**Negatywny:** Nastąpiło rozwarstwienie w miejscu połączenia (zgrzania) rury i kształtki. Końcówki rur i kolanka uległy mocnemu uplastycznieniu. Kolor rur i kolanka jednorodny – jasny. Widoczne jest niewielkie zabrudzenie osadem (fot. 3).
Nr 3 PP-R PN 2.5 WB L32	6,09; 5,30; 5,79 Średnia: 5,73	**Negatywny:** Kolanko uległo pęknięciu. Ponadto zauważa się mocne zabrudzenie (przebarwienie). Końcówki rur są lekko uplastycznione. Rury są koloru jasnego a kolanko koloru szarego, co świadczy o tym, że elementy te nie pochodzą z tego samego systemu (fot. 4).
Nr 4 Ustalony producent	7,37; 7,30; 6,55 Średnia: 7,07	**Pozytywny:** Nie zauważono pęknięć, rozwarstwień, pęcherzy, nastąpiło tylko lekkie uplastycznienie końcówki jednej rury. Kolor rur i kolanka jest jednorodny – jasny. Widoczne jest niewielkie zabrudzenie (fot. 5).
Nr 5 PP-R PN 2.5 WB L32	5,79; 3,88; 6,28 Średnia: 5,32	**Pozytywny:** Nie zauważono pęknięć, rozwarstwień, pęcherzy. Końcówki rur są lekko uplastycznione. Bardzo mocne zabrudzenia (przebarwienia). Widoczne lekkie oddzielenie rur od kolanka. Rury są koloru jasnego a kolanko koloru szarego, co świadczy o tym, że elementy te nie pochodzą z tego samego systemu (fot. 6).

Drugie badanie, dotyczące rozszerzalności termicznej, przeprowadzono według indywidualnego projektu. Celem badania było ustalenie przyrostu wydłużenia kształtek w zależności od wzrastającej temperatury w przedziale 30÷110 °C. Badanie polegało na obserwacji i pomiarze zmian liniowych w wybranych temperaturach z analizowanego przedziału w odstępach czasowych 1 godziny. Na badanych kształtkach zaznaczono bazę pomiarową o długości 24 mm, która posłużyła do pomiaru zmian liniowych. Przyjmuje się, że dla polipropylenu (PP) współczynnik rozszerzalności termicznej liniowej wynosi α_t = 0,150 $\frac{mm}{m°C}$. Przewody PP ulegają zatem stosunkowo dużym odkształceniom termicznym. Na podstawie wyników pomiaru przyrostu długości bazy pomiarowej (wynoszącej 24 mm) i przyporządkowanej temperatury sporządzono dwa następujące wykresy:

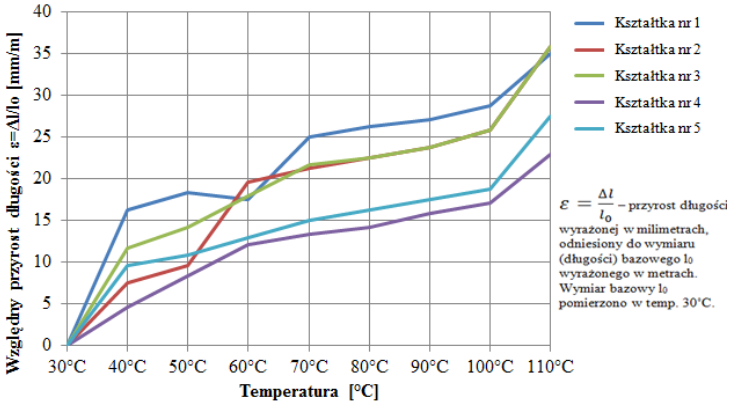
- wykres względnego przyrostu długości Δl odniesionej do długości bazowej w funkcji temperatury ε(T) (rys. 1),
- wykres umownego współczynnika rozszerzalności termicznej w funkcji temperatury αt(T) (rys. 2).

Kształtki, w zakresie temperatur do 100°C, zachowywały się prawidłowo, tj. nie zauważono istotnych deformacji, pęknięć lub miejsc z obniżoną wytrzymałością termiczną. Od temperatury 100°C kształtki zaczynały się uplastyczniać. Stwierdzono najmniejszą rozszerzalność termiczną w kształtce nr 4. Kształtki typu PP-R PN 2.5 WBL 32 i typu Σ Li były znacznie bardziej wrażliwe na wydłużenie termiczne. Wartości funkcji rozszerzalności termicznej zależą od temperatury i mieszczą się w następującym przedziale (rys. 2):

- kształtka nr 1 – 0,41 ÷ 1,63 $\frac{\mathrm{mm}}{\mathrm{m°C}}$,
- kształtka nr 2 – 0,37 ÷ 0,75 $\frac{\mathrm{mm}}{\mathrm{m°C}}$,
- kształtka nr 3 – 0,37 ÷ 1,17 $\frac{\mathrm{mm}}{\mathrm{m°C}}$,
- kształtka nr 4 – 0,24 ÷ 0,46 $\frac{\mathrm{mm}}{\mathrm{m°C}}$,
- kształtka nr 5 – 0,27 ÷ 0,96 $\frac{\mathrm{mm}}{\mathrm{m°C}}$.

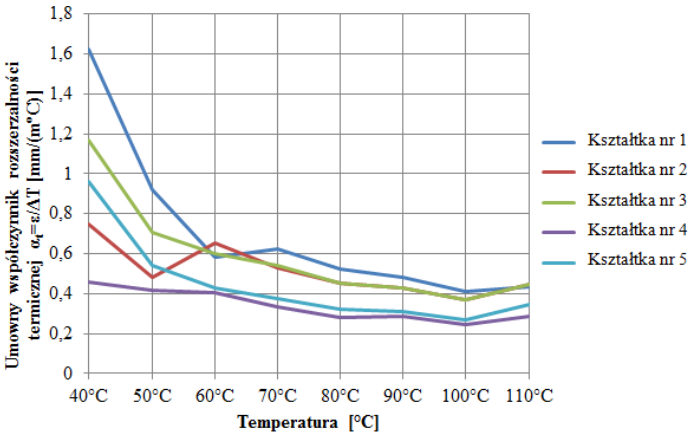
Najlepsze, najkorzystniejsze rezultaty otrzymano dla kształtki nr 4, a najgorsze dla kształtki nr 1. Zmiana długości, np. rury, kształtki jest proporcjonalna do współczynnika rozszerzalności termicznej α_t, tzn. im współczynnik rozszerzalności termicznej jest większy, tym przyrost długości także jest większy, a to przekłada się w praktyce na rozmieszczenie podpór i kompensatorów.

Zwraca się uwagę na dużą zmienność współczynnika α_t w zależności od temperatury (rys. 1 i 2). Wyjątkiem jest tutaj kształtka nr 4, której rozszerzalność termiczna jest dość stabilna.



Rys. 1. Wykres względnego przyrostu długości w zależności od temperatury

Fig. 1. A graph of relative growth in length depending on the temperature



Rys.2.Wykres umownego współczynnika rozszerzalności termicznej w zależności od temperatury

Fig. 2. A graph of coefficient of thermal expansion depending on the temperature

3. Badania dotyczące jakości robót budowlanych

Pod wpływem temperatury, rury ciepłej wody ulegają wydłużeniu lub skróceniu o wartość:

$$\Delta l = l \cdot \Delta T \cdot \alpha_t, \tag{1}$$

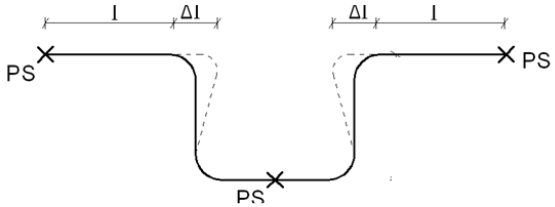
gdzie: Δl – wielkość wydłużenia (skrócenia) [mm],
l - długość przewodu (np. odległość od podpory do kompensatora) [m],
ΔT – różnica pomiędzy temp. montażu a temp. pracy instalacji [K],
α_t – współczynnik rozszerzalności termicznej [mm/(mK)].

Siły sprężystości powstające w rurach (w wyniku rozszerzalności tych rur) działające na punkty stałe (podpory nieprzesuwne) określa się ze wzoru:

$$F = EA \cdot \Delta T \cdot \alpha_t, \tag{2}$$

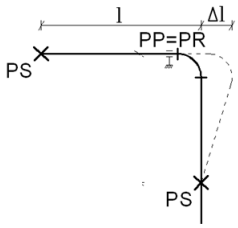
gdzie: F – siła sprężystości [N],
E – moduł sprężystości rury [N/m^2],
A – pole przekroju poprzecznego rury [m^2].

W przypadku, gdy wydłużenia nie mogą być skompensowane przez naturalne załamanie rurociągu należy stosować kompensatory. Do tego celu – w przypadku rur PP – stosuje się kompensatory w kształcie litery „U" lub/i pętlicowe (rys. 3). W środku kompensatora zaleca się montować punkt stały (podporę stałą). Na podstawie wizji lokalnej na przedmiotowym budynku stwierdzono liczne nieprawidłowości w wykonaniu instalacji ciepłej wody, wynikające ze zbyt gęstego rozmieszczenia podpór stałych. Powoduje to, że na wielu odcinkach nie jest możliwa kompensacja wydłużenia spowodowanego zmianą temperatury (fot. 7). W ocenianej instalacji zastosowano tylko cztery kompensatory (fot. 8) a w kilku miejscach kompensacja następuje poprzez naturalne załamanie instalacji w planie (samokompensacja) (rys. 4). Ponadto w żadnym z kompensatorów nie przestrzegano zalecenia, dotyczącego montażu podpory stałej w środku kompensatora (rys. 3).



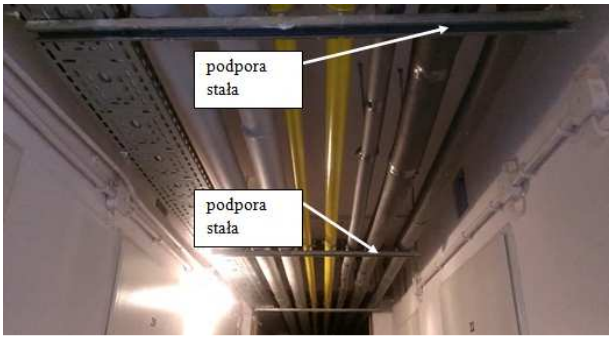
Rys. 3. Kompensator typu U (PS – podpora stała; Δl - wydłużenie lub skrócenie długości przewodu spowodowane zmianą temperatury, l – długość przewodu)

Fig. 3. U – shape compensator



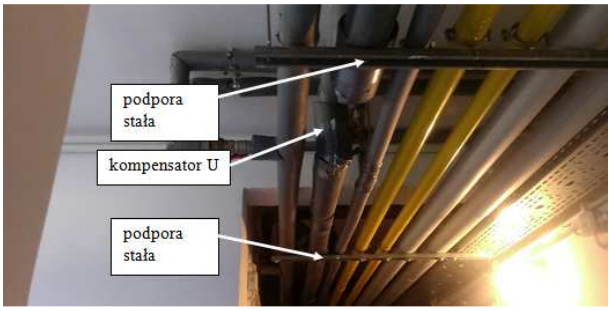
Rys. 4. Przykłady samokompensacji (kompensacji naturalnej) przewodów wykonanych z polipropylenu (PS – podpora stała; PP = PR – podpora przesuwna, ruchoma; Δl - wydłużenie lub skrócenie długości przewodu spowodowane zmianą temperatury, l – długość przewodu)

Fig. 4. Examples of natural compensation pipes made of polypropylene



Fot. 7. Nieprawidłowy fragment instalacji ciepłej wody; pomiędzy dwiema podporami stałymi nie jest możliwa kompensacja wydłużenia spowodowanego zmianą temperatury (brakuje kompensatora)

Phot . 7. Incorrect part of the installation of hot water; between the two permanent supports is not possible to extend the compensation due to temperature change (missing compensator)



Fot. 8. Prawidłowy fragment instalacji ciepłej wody; pomiędzy dwiema podporami stałymi zastosowano kompensator typu U

Phot . 8. The correct part of the installation of hot water; between the two permanent supports used U-shape compensator

4. Analiza wyników badań i wnioski

1. Głównym celem badań przedstawionych w niniejszym artykule była ocena kształtek (kolanek), użytych do wykonania instalacji ciepłej wody w budynku wielorodzinnym. Należało określić, czy ewentualna wadliwość kształtek mogła być przyczyną częstych awarii instalacji ciepłej wody. Awarie te zawsze wynikały z nieszczelności i uszkodzeń kształtek.
2. W projektach wykonawczych analizowanego budynku mieszkalnego określono, że instalację c. w. u. należy wykonać z rur plastikowych PP typu BOR (jest to kompletny system instalacyjny produkowany z polipropylenu PP-R typu 3; w skład systemu wchodzą: rury PP klas PN10, PN16, PN20, rury PP stabilizowane perforowaną wkładką aluminiową, kształtki PP, zawory kulo-

we i grzybkowe; łączenie rur i kształtek odbywa się poprzez zgrzewanie polifuzyjne). Na dołączonych do projektu rysunkach zaznaczono trasy instalacji, ale brakowało jakiegokolwiek opisu i rysunków rozmieszczenia podpór stałych, ruchomych (przesuwnych), kompensatorów itp.

3. W analizowanym budynku mieszkalnym brakowało udokumentowania faktycznie wbudowanych rur i kształtek. Do wykonania instalacji ciepłej wody użyto kształtek i rur co najmniej trzech różnych producentów, co jest w istocie błędem. Brakowało atestów higienicznych i deklaracji zgodności kształtek poszczególnych producentów.
4. W ramach przeprowadzonych badań laboratoryjnych kształtek stwierdzono, co następuje:
   - badaniu poddano 5 kształtek, 3. różnych producentów, przy czym dwóch różnych producentów zostało ustalonych (kształtka nr 2 i kształtka nr 4),
   - wyniki poszczególnych badań laboratoryjnych można uznać za pozytywne tylko tych kształtek, w których ustalono producenta, w pozostałych przypadkach wyniki są negatywne.
5. Oceniono stan techniczny instalacji ciepłej wody faktycznie wykonanej w analizowanym obiekcie budowlanym. Wyniki tej oceny są negatywne z następujących podstawowych powodów:
   - brak logicznego rozmieszczenia podpór stałych, przesuwnych (nieliczne) i kompensatorów, co powoduje przypadkową kompensację rur od zmieniającej się temperatury,
   - ocieplenie instalacji c. w. u. wykonano niestarannie.
6. Stwierdzono ostatecznie następujące przyczyny awarii sieci (instalacji) ciepłej wody w analizowanym budynku:
   - projekt ma liczne braki a wykonawstwo instalacji c. w. u. jest nieprawidłowe, dotyczy to rozmieszczenia podpór stałych, przesuwnych i kompensatorów,
   - wbudowano w sieć kształtki (kolanka) nieznanego pochodzenia, o nieustabilizowanej, nadmiernej rozszerzalności termicznej, małej odporności na podwyższoną temperaturę; pozytywnym wyjątkiem są jedynie kolanka, dla których znany jest producent.
7. Odpowiedzialność za powstały awaryjny stan instalacji ciepłej wody w analizowanych budynkach ponoszą:
   - wykonawca (kierownik budowy) i inspektor nadzoru inwestorskiego, za złe, nieprawidłowe wykonawstwo,
   - projektant, za braki w dokumentacji projektowej.

5. Podsumowanie

Instalacja ciepłej wody użytkowej, tak jak i inne instalacje, powinna być zaprojektowana i wykonana z należytą starannością, bowiem ta woda jest używana np. do picia, mycia itp. W związku z tym zupełnie naturalne są stawiane

specjalne wymagania nie tylko dotyczące jakości wody, ale także jakości instalacji itp. Oczywistym staje się więc postulat, że użyte materiały i wyroby muszą bezwzględnie spełniać określone wymogi higieniczne (o szerokim zakresie). Oznacza to wprost, że instalację ciepłej wody muszą tworzyć materiały i wyroby spełniające dokładnie i jednoznacznie obowiązujące wymogi formalne, czego w rozważanym przypadku brakuje. Jest to absolutnie niedopuszczalne. Nieprawidłowo wykonana instalacja c. w. u. może wpływać znacząco na jakość wody. Niesie to zagrożenie dla zdrowia osób korzystających z takiej instalacji. Ponadto konieczność częstych napraw instalacji w analizowanym budynku jest bardzo uciążliwa dla mieszkańców.

Literatura

[1] PN-EN ISO 580: „Systemy przewodów rurowych i rur osłonowych z tworzyw sztucznych. Kształtki wtryskowe z tworzyw termoplastycznych. Metody wizualnej oceny zmian w wyniku ogrzewania”.

WRONG DESIGNED AND INSTALLED SANITARY HOT WATER SYSTEM IN MULTI-FAMILY RESIDENTIAL BUILDING REASON OF MANY PROBLEMS

S u m m a r y

The article contains an example of incorrectly designed and made hot water installation in multi-family residential building. In the analyzed water system frequently some leaks happened due to cracking of the applied profiles. In order to determine the causes of recurrent destruction of laboratory tests were carried out visually assessed molded by heating and the measurement of thermal expansion. The study of visual assessment of changes as a result of the heating was carried out according to the PN-EN ISO 580: "Piping systems and casing pipes with plastic. Injection-molded parts made of thermoplastic materials. Methods of visual assessment of changes due to the heating", and the second test on thermal expansion was carried out by individual project. In addition, a site inspection of the installation was conducted, which revealed numerous errors and irregularities regulations.

Keywords: installation of hot water, design errors, implementing errors, system components of unknown origin

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.1

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 19-26

Łukasz KOSNO[1]
Łukasz SŁAWSKI[2]
Grzegorz ŚWIT[3]

EFEKTYWNOŚĆ BADAŃ GEORADAROWYCH PRZY OCENIE POPRAWNOŚCI WYKONANIA I STANU TECHNICZNEGO KONSTRUKCJI Z ELEMENTÓW PREFABRYKOWANYCH

W Polsce elementy prefabrykowane są powszechnie stosowane w budownictwie ze względu na szereg zalet, spośród których najważniejszymi są niższe koszty wykonania, większa trwałość elementów czy skrócony czas realizacji obiektu. W chwili obecnej istnieje jednak potrzeba zastosowania nowoczesnych technik diagnostycznych ze względu na to, że niektórym konstrukcjom wybudowanym z elementów prefabrykowanych kończy się czas, na jaki zostały zaprojektowane, wprowadzono rozwiązania racjonalizatorskie polegające na zmianie średnicy, czy gatunku stali, zmianie położenia i rozmieszczenia zbrojenia, co powodują wzrost niepewności w kwestii bezpieczeństwa użytkowania tych budowli. W poniższym artykule zaprezentowano studium przypadku, w którym przedmiotem badań były prefabrykowane płyty warstwowe zastosowane w konstrukcji zewnętrznych ścian nośnych trzech budynków wykonanych z płyt prefabrykowanych systemu W-70. Elementy te zostały poddane badaniom ze względu na nieprawidłowości występujące w trakcie przeprowadzanych prac termomodernizacyjnych. Do badań wykorzystano georadar, który pozwala na wykrywanie potencjalnych wad wewnątrz struktury badanego elemetu. W wyniku przeprowadzonych pomiarów otrzymano serię surowych radargramów, które następnie poddano obróbce przy pomocą specjalistycznego oprogramowania. Otrzymane przekroje radarowe umożliwiły zarówno określenie grubości warstw konstrukcyjnych badanych płyt, jak też zarejestrowanie oraz lokalizację anomalii mogących świadczyć o niewłaściwym wykonaniu elementów prefabrykowanych. Nieprawidłowości te mogą skutkować przedwczesną degradacją oraz awariami płyt warstwowych, a przez to doprowadzić do skrócenia okresu eksploatacji obiektu.

Słowa kluczowe: GPR, nieniszczące metody badawcze, elementy prefabrykowane, technologia wielkiej płyty

[1] Autor do korespondencji/ corresponding author: Łukasz Kosno, Politechnika Świętokrzyska w Kielcach, Wydział Budownictwa i Architektury, Katedra Wytrzymałości Materiałów, Konstrukcji Betonowych i Mostowych, Aleja Tysiąclecia Państwa Polskiego 7, 25-314 Kielce, 413424593, lkosno@tu.kielce.pl
[2] Łukasz Sławski, Politechnika Świętokrzyska w Kielcach, lukaslaw@poczta.fm
[3] Grzegorz Świt, Politechnika Świętokrzyska w Kielcach, gswit@tu.kielce.pl

1. Wprowadzenie

Budynki z prefabrykatów wykonane w technologii wielkiej płyty są integralnym elementem krajobrazu polskich miast. Obecnie podlegają one rewitalizacji ze względu na zaawansowany wiek, współczesne wymagania ochrony cieplnej oraz oczekiwania co do poprawy walorów użytkowych i architektonicznych. Jednak podstawowym wymogiem determinującym zakres prac remontowych jest bezpieczeństwo użytkowania budynków. Przyjmuje się, że są one bezpieczne, o ile wykonano je zgodnie z projektem i założeniami technologicznymi. Jednakże stan techniczny wielu z nich wskazuje, że mogły one nie spełniać tych wymagań. Jest to szczególnie istotne z uwagi na wrażliwość budynków wykonanych z elementów prefabrykowanych na błędy produkcyjne i wykonawcze. Najbardziej narażone są systemy o wysokim stopniu gotowości, jak W-70 czy Wk-70 [1,2]. Lokalne uszkodzenia spowodowane tymi błędami najczęściej występują w złączach pionowych pomiędzy ścianami nośnymi oraz ścianami nośnymi i osłonowymi, w złączach poziomych (wieńcach), a także w połączeniu warstwy fakturowej i nośnej prefabrykowanych płyt ściennych, które realizowane jest przy pomocy stalowych wieszaków i szpilek. Uszkodzenia w złączach pomiędzy płytami występują najczęściej z powodu niewłaściwego wykonawstwa, a ich wpływ na bezpieczeństwo oraz sposoby ich napraw i wzmocnień opisano w licznych publikacjach. Natomiast uszkodzenia połączeń warstwy fakturowej i nośnej prefabrykatów są wadami "zakrytymi", przez co są trudne w identyfikacji, lecz nie są powiązane z uszkodzeniami w złączach i nie stanowią zagrożenia dla bezpieczeństwa konstrukcji budynku. Mogą one jednak stwarzać zagrożenie bezpieczeństwa użytkowania ze względu na możliwość uszkodzenia, a nawet odpadania warstwy fakturowej. Ponadto połączenia warstwy fakturowej i nośnej są elementem najbardziej narażonym na degradację i to one decydują o trwałości całego prefabrykatu [3]. Uszkodzenia połączeń pomiędzy warstwą fakturową i nośną prefabrykatu w większości spowodowane są błędami technologicznymi zakładu prefabrykacji. Do najczęściej występujących zaliczamy: brak efektywnego zakotwienia wieszaków w warstwach betonowych prefabrykatu, niewłaściwą ilość prętów kotwiących, ich średnicę lub rozmieszczenie, pochylenie wieszaków, zastosowanie niewłaściwej klasy stali, pęknięcia i korozję wieszaków, zaniżoną grubość otuliny czy nieprawidłowy montaż szpilek [1,2,3]. Identyfikacja uszkodzeń jest niemożliwa bez wykonania odkrywek. Pozwalają one jednak na ukazanie nieprawidłowości tylko w badanych miejscach, natomiast ocena bezpieczeństwa powinna dotyczyć każdego prefabrykatu, ponieważ obok elementu bez wad mogą znajdować się elementy uszkodzone. Wobec tego zasadne jest stosowanie nieniszczących metod badawczych, które również pozwalają rejestrować nieprawidłowości.

Celem artykułu jest wykazanie zasadności zastosowania metody georadarowej do badania elementów prefabrykowanych. Przedmiotem badań były trójwarstwowe płyty ścienne systemu W-70 zastosowane w konstrukcji ścian zewnętrznych trzech budynków - akademików Akademii Wychowania Fizycznego w War-

szawie. Badania georadarowe zostały wykonane z powodu nieprawidłowości pojawiających się w trakcie przeprowadzanych prac ociepleniowych.

2. Opis metody georadarowej i metodologia badań

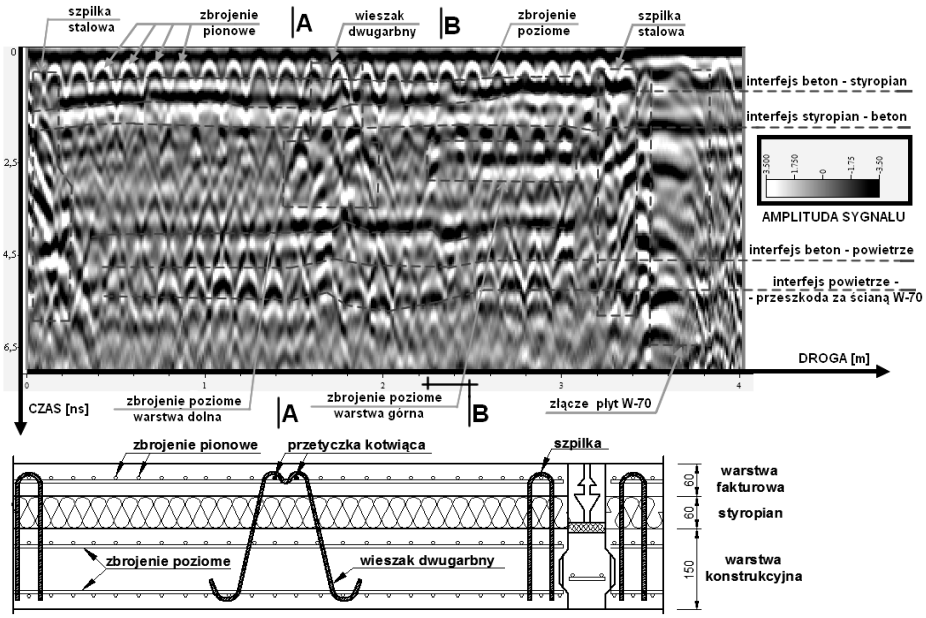
Metoda georadarowa, jest obecnie jedną z popularniejszych spośród nieniszczących metod badawczych. Opiera się ona na zjawisku odbicia fal elektromagnetycznych od granicy ośrodków, pomiędzy którymi występuje kontrast właściwości elektrycznych. Urządzenie emituje z nadajnika impuls elektromagnetyczny, który propaguje w głąb ośrodka. W momencie napotkania granicy ośrodków o zróżnicowanych wartościach stałej dielektrycznej jego część jest odbijana w kierunku nadajnika, a pozostała część propaguje w głąb, gdzie również może ulec odbiciu. Wartość współczynnika odbicia jest tym większa, im większy jest kontrast stałych dielektrycznych sąsiadujących ośrodków. Odbity sygnał trafia następnie do odbiornika i zostaje przetworzony na postać cyfrową z zadanym próbkowaniem. W ten sposób powstaje pojedynczy ślad radarowy, czyli A-skan. Złożenie A-skanów wzdłuż linii skanowania pozwala uzyskać B-skan, czyli profil podłużny badanego obiektu [4,5]. W celu umożliwienia jego wizualizacji, amplitudzie zarejestrowanego sygnału przypisane zostają kolory zgodnie z zadaną mapą. Następnie radargramy są poddawane obróbce przy pomocy specjalistycznego oprogramowania wykorzystującego odpowiednie procedury filtracyjne, co umożliwia poprawę stosunku sygnału użytecznego do szumu, korelacji i ciągłości refleksów użytecznych oraz minimalizację szumu losowego i eliminację zakłóceń zdeterminowanych [6]. Tak przetworzone profile można poddać interpretacji. Pamiętać należy jednak, że wykonanie pomiarów georadarowych, ich obróbka i interpretacja wymagają od użytkownika rozległej wiedzy obejmującej zagadnienia związane z elektromagnetyzmem, zasadą pracy georadaru oraz wiedzy inżynierskiej na temat badanego zagadnienia [7].

Przedstawione w artykule badania nieniszczące wykonane z zastosowaniem metody georadarowej, miały za zadanie sprawdzenie możliwości wykorzystania tej metody zlokalizowania i identyfikacji nieprawidłowości występujących w prefabrykowanych, trójwarstwowych elementach ściennych systemu W-70. Pomiary przeprowadzono przy użyciu georadaru typu RIS-K2 Alladin oraz anteny bipolarnej o częstotliwości 2 GHz. Zastosowano próbkowanie sygnału o wartości 1024, natomiast akwizycję prowadzono w oknie czasowym o długości 15 ns. Pomiary zastały wykonane w stałych interwałach odległościowych.

Dane georadarowe uzyskane dzięki obróbce zostały następnie poddane interpretacji, której wyniki przedstawiono w następnym rozdziale.

3. Wyniki badań

Metoda georadarowa pozwala na wgląd do wnętrza badanych prefabrykatów, co umożliwiło identyfikację elementów i warstw konstrukcyjnych. Prze-



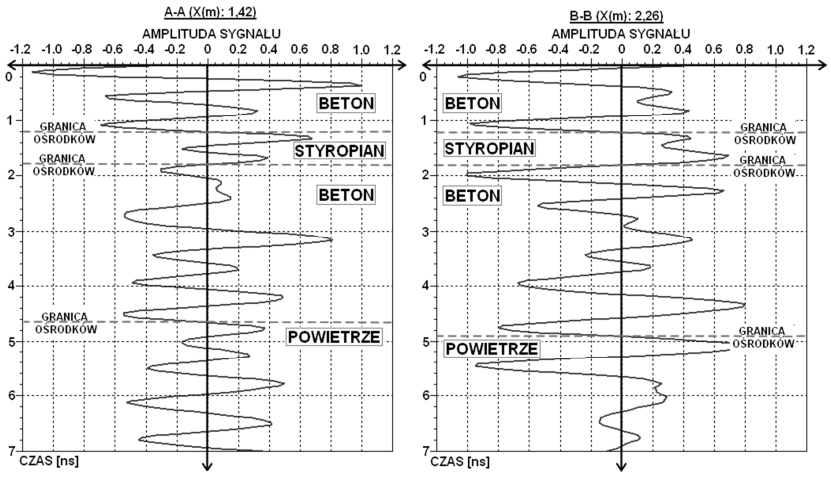
Rys. 1. Profil georadarowy płyty ściennej wraz z interpretacją

Fig. 1. Wall panel georadar profile and its interpretation

prowadzono analizę profili georadarowych (B-skanów) oraz pojedynczych śladów (A-skanów), a otrzymane wyniki porównano z dokumentacją techniczną. Przykładowy przekrój georadarowy z interpretacją przedstawiono na rysunku 1.

Powyższy profil przedstawia przekrój przez płytę ścienną systemu W-70. Widoczne są granice ośrodków beton-styropian (opóźnienie około 1ns), styropian-beton (opóźnienie około 2ns) i beton-powietrze (opóźnienie około 4,5ns). Ich krzywoliniowy charakter wynika z lokalnych zmian prędkości propagacji fali EM w ośrodku. Zróżnicowanie prędkości propagacji fali w warstwach betonu i izolacji powoduje również, iż proporcje grubości warstw widoczne na profilu nie pokrywają się z proporcjami rzeczywistymi. Wierzchołki widocznych na górze radargramu paraboli pokrywają się z lokalizacją prętów zbrojenia warstwy fakturowej, poprzecznych do kierunku skanowania. Widoczna jest również szpilka stalowa występująca po lewej stronie skanu, wieszak na jego środku oraz kolejna szpilka po stronie prawej. Zgodnie z dokumentacją techniczną systemu W-70 zastosowano tu wieszak typu dwugarbnego. Z prawej strony radargramu zauważyć można anomalię wywołaną występowaniem elementów stalowych złącza płyt ściennych. Na części profilu po prawej stronie widoczne jest zbrojenie górne warstwy nośnej prefabrykatu. Opisany układ granic ośrodków został pokazany na śladach georadarowych oznaczonych jako A-A i B-B. W przypadku przejścia fali EM z ośrodka o niższej do ośrodka o wyższej prędkości propagacji fali, czyli na granicy beton-styropian i beton-powietrze ampli-

tuda fali zmienia znak z minusa na plus. Analogicznie, w przypadku przejścia z ośrodka o wyższej do ośrodka o niższej prędkości propagacji fali, czyli na granicy powietrze-beton i styropian-beton amplituda fali zmienia znak z plusa na minus. Zmiana znaku amplitudy na granicy powietrze-beton (opóźnienie 0 do 0,2ns) nie jest wyraźnie widoczna ze względu na częściowe obcięcie wykresu fali przez procedurę filtracyjną przesuwająca skan do poziomu zero.

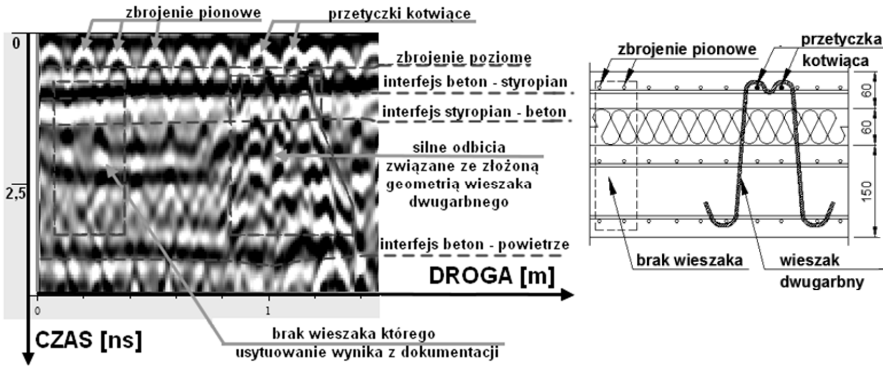


Rys. 2. Pojedynczy ślad georadarowy uzyskany w przekroju A-A (x=1,42m) oraz B-B (x=2,26m)
Fig. 2. Single georadar trace obtained in cross-sectios A-A (x=1.42m) and B-B (x=2.26m)

Poniżej przestawiono nieprawidłowości wykryte podczas badania prefabrykatów. Spośród najczęściej występujących typów uszkodzeń zarejestrowano: niewłaściwą ilość i rozmieszczenie wieszaków, brak efektywnego ich zakotwienia w warstwach betonowych, brak lub nieprawidłowe osadzenie szpilek. Wykryto również brak prętów zbrojenia warstwy fakturowej i zawilgocenie jej betonu. Metoda georadarowa pozwala też wykryć niewłaściwą grubość otuliny.

3.1. Brak wieszaka

Pierwszą z wykrytych wad jest brak wieszaka łączącego warstwę fakturową i nośną prefabrykatu. Jej wykrycie jest istotne, ponieważ zgodnie z projektem to wieszaki utrzymują ciężar warstwy fakturowej, przenoszą obciążenia wywołane ssaniem wiatru oraz zapewniają swobodę odkształceń warstw. W przypadku braku wieszaka część obciążenia może zostać przejęta przez sąsiedni wieszak lub szpilki, jednak może to spowodować przekroczenie nośności tych elementów. Należy zauważyć, że szpilki nie były zaprojektowane do przenoszenia takich obciążeń. Przedstawiony poniżej profil obrazuje obszar płyty, na którym stwierdzono brak wieszaka. Miejsce gdzie powinien się on znajdować zaznaczono czerwoną linią przerywaną.

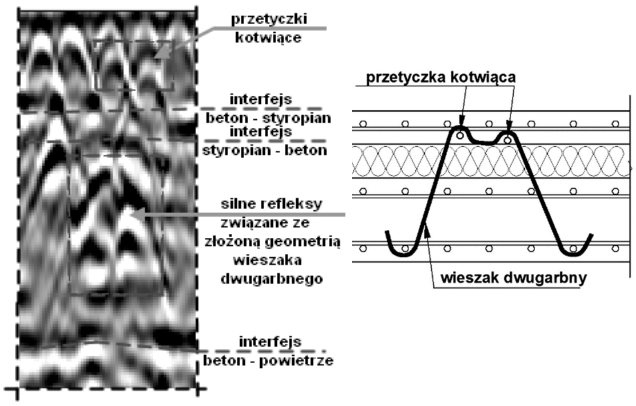


Rys. 3. Przekrój georadarowy obrazujący obszar płyty, w którym brakuje jednego z wieszaków

Fig. 3. Georadar cross-section illustrating area of panel where lack of hanger occurs

3.2. Brak efektywnego zakotwienia wieszaka

Kolejną wykrytą wadą było niewłaściwe zakotwienie wieszaka. Zgodnie z dokumentacją projektową przetyczka kotwiąca powinna obejmować pręty zbrojenia warstwy fakturowej od strony zewnętrznej. Jednak widoczne dwa wierzchołki parabol odpowiadające przetyczce występują poniżej wierzchołków parabol odpowiadających prętom zbrojenia warstwy fakturowej.

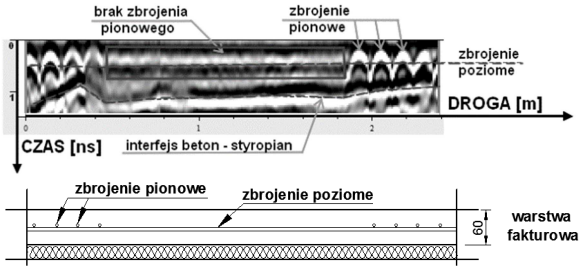


Rys. 4. Przekrój georadarowy przedstawiający niewłaściwie zakotwiony wieszak

Fig. 4. Georadar cross-section presenting improperly embedded hanger

3.3. Brak prętów zbrojenia warstwy fakturowej

Radargram uzyskany dla płyty z otworem okiennym ukazał kolejną nieprawidłowość. Jest nią brak pionowych prętów zbrojenia warstwy fakturowej ponad otworem okiennym. Wierzchołki parabol obrazujące pręty poprzeczne do kierunku skanowania (pionowe) występują tylko z lewej i prawej strony profilu.

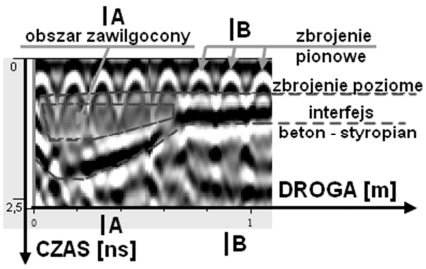


Rys. 5. Przekrój radarowy przedstawiający brak prętów zbrojeniowych nad otworem okiennym.

Fig. 5. Radar cross-section presenting lack of rebar above the window opening

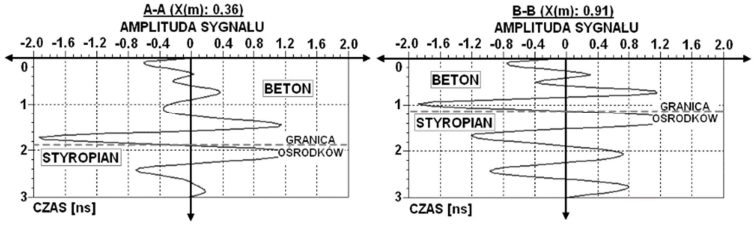
3.4. Zawilgocenie betonu warstwy fakturowej

Radargram przedstawiony poniżej ukazuje kolejny typ zarejestrowanych nieprawidłowości, czyli zawilgocenie betonu warstwy fakturowej. Świadczy o tym widoczne zakrzywienie granicy ośrodków spowodowane spadkiem prędkości propagacji fali. Zjawisko to występuje tylko na skraju płyty, w pozostałej części profilu widoczne granice ośrodków mają właściwy przebieg. Anomalię tą można zauważyć również na śladach georadarowych przedstawionych poniżej.



Rys. 6. Przekrój radarowy przedstawiający zawilgocenie warstwy fakturowej płyty

Fig. 6. Radar cross-section presenting presence of moisture in face layer of panel



Rys. 7. Pojedynczy ślad georadarowy uzyskany w przekroju A-A (x=0,36m) oraz B-B (x=0,91m)

Fig. 7. Single georadar trace obtained in cross-sectios A-A (x=0.36m) and B-B (x=0.91)

4. Wnioski

W artykule wykazano, że metoda georadarowa jest efektywnym narzędziem pozwalającym na wgląd do wnętrza badanych obiektów. Ze względu na możliwość wykrycia szeregu wad może być pomocna w ocenie stanu technicznego

oraz poprawności wykonania prefabrykatów. Dlatego przewiduje się coraz szersze jej zastosowanie w diagnostyce budynków prefabrykowanych.

Literatura

[1] Ligęza W.: Budownictwo wielkopłytowe po latach. Wybrane problemy remontowe, Budownictwo i Architektura, nr 13(3), 2014, s. 15-25.

[2] Dębowski J.: Analiza bezpieczeństwa zakotwienia warstwy fakturowej prefabrykatu wielkopłytowego po docieplenіu, Przegląd Budowlany nr 6, 2015, s. 12-17.

[3] Wójtowicz M.: Możliwość awarii warstwowych ścian zewnętrznych budynków wielkopłytowych - problem realny czy sensacja medialna, materiały konferencyjne, XXV Konferencja Naukowo-Techniczna, Międzyzdroje 24-27.05.2011, s. 533-542.

[4] Annan AP. Ground Penetrating Radar, Workshop Notes, Sensor & Software, 2001.

[5] Lachowicz J., Rucka M.: Zastosowanie metody georadarowej w diagnostyce konstrukcji żelbetowych, Diagnostyka, vol. 16, nr 2, 2015, s. 31-36.

[6] Kosno Ł., Sławski Ł., Świt G.,: Inwentaryzacja niedostępnych elementów konstrukcji budynku z zastosowaniem georadaru na przykładzie budynku zabytkowego, monografia z 61. Konferencji Naukowej Bydgoszcz-Krynica, 20-25.09.2015

[7] Karczewski J.: Zarys metody georadarowej. Uczelniane wydawnictwo naukowo – dydaktyczne AGH, Kraków, 2007.

EFFICIENCY OF GEORADAR TESTING IN CONSTRUCTION CORRECTNESS AND TECHNICAL CONDITION ASSESSMENT OF STRUCTURES BUILT FROM PRAFABRICATED ELEMENTS

S u m m a r y

In Poland prefabricated elements are in common use in civil engineering since 1970s. Significant number of structures was built with use of precast elements due to their advantages including lower cost of construction, higher sustainability and quicker construction process in comparison to traditional in-situ built construction members. Nowadays, due to execution incorrectness and advanced age of structures necessity of their technical condition control occurs more and more often. To assess condition of inaccessible layers and elements non-destructive testing methods should be used. One of the most popular NDT methods is Ground Penetrating Radar method. This paper presents a case study in which prefabricated sandwich panels comprising external supporting walls of three dormitory buildings of Physical Education Academy in Warsaw were investigated. These elements were examined in regard to incorrectness which occurred during thermo-modernisation works. As a result of the research series of raw radargrams were obtained and subsequently processed with dedicated software. Attained profiles allowed to determine layers' thickness of the investigated panels as well as to record and localise anomalies which could indicate the prefabricated elements' construction incorrectness. These improprieties could result in premature degradation and failure of prefabricated sandwich panels and lead to shortening lifespan of an object. Presented case study describes recorded construction incorrectnesses and their potential effects.

Keywords: GPR, non-destructive testing methods, prefabricated elements, large panel technology

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.2

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 27-34

Czesław MIEDZIAŁOWSKI[1]
Michał BASZEŃ[2]
Marta KOSIOR-KAZBERUK[3]
Anna ŻAKOWICZ[4]
Tadeusz CHYŻY[5]
Damian SIWIK[6]

STAN NIEUKOŃCZONEJ KONSTRUKCJI BUDYNKU OWT PO 25 LATACH OD REALIZACJI I PROPOZYCJA SPOSOBU ANALIZY STATYCZNEJ

Praca dotyczy stanu technicznego nieukończonej konstrukcji systemowego budynku OWT po 25 latach od realizacji. Przedstawiono stan wykonania tego obiektu oraz jakość robót, głównie w zakresie połączeń pod względem geometrii i odniesienia do wymagań katalogowych tego systemu. Pokazano stan połączeń ścian szczytowych ze ścianą podłużną oraz połączeń ścian zewnętrznych (tzw. belkościan) ze ścianami poprzecznymi. Podano informacje co do stanu betonu i stali w konstrukcji tzn. w elementach i w złączach. Wskazano miejsca szczególnie zdegradowane i zagrożone korozją . Stwierdzono w trakcie analiz wbudowanie wadliwych prefabrykatów w zakresie geometrii i cech materiałowych oraz niewłaściwy montaż. Podano również efektywny sposób do analizy statycznej konstrukcji budynku w modelu trójwymiarowym, z uwzględnieniem podłoża gruntowego, wadliwego montażu i dodatkowych oddziaływań na konstrukcję. W podsumowaniu podano główne stwierdzone wady w omawianym budynku, które mogą stanowić zagrożenie bezpieczeństwa konstrukcji.

Słowa kluczowe: budynki wielkopłytowe, prefabrykaty, połączenia, bezpieczeństwo konstrukcji

[1] Autor do korespondencji/corresponding author: Czesław Miedziałowski, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45A, 15-351 Białystok, 797995940, c.miedzialowski@pb.edu.pl

[2] Michał Baszeń, Politechnika Białostocka, jw., 797995942, m.baszen@pb.edu.pl

[3] Marta Kosior-Kazberuk, Politechnika Białostocka, jw., 797995935, m.kosior@pb.edu.pl

[4] Anna Żakowicz, Politechnika Białostocka, jw., 797995946, a.zakowicz@pb.edu.pl

[5] Tadeusz Chyży, Politechnika Białostocka, jw., 797995941, t_chyzy@interia.pl

[6] Damian Siwik, Politechnika Białostocka, jw., 794684965, kiwis1@poczta.fm

1. Wstęp

W drugiej połowie XX wieku znaczącą część wielorodzinnych budynków mieszkalnych zrealizowano w uprzemysłowionych systemach prefabrykowanych, wielkoblokowych i wielkopłytowych, jak systemy Żerań, Wk, OWT i innych [2].

W pobliżu Białegostoku stoi nieukończona konstrukcja budynku w systemie OWT, na terenie budowanego wcześniej zakładu mleczarskiego. Wznoszenie budynku rozpoczęto w styczniu 1989 r. Planowano obiekt pięciokondygnacyjny z podpiwniczeniem. Do zamknięcia stanu surowego zabrakło konstrukcji ostatniego poziomu tj. stropodachu, co widać na rysunku 1.

a) 

b) 

Rys. 1. Analizowana konstrukcja budynku: a) widok budynku, b) szczegół konstrukcji klatki schodowej

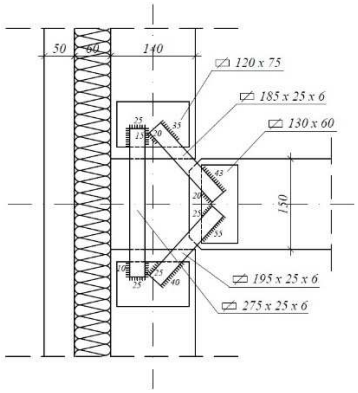
Fig. 1. Analyzed building structure: a) view of building, b) detail of a staircase

Po zaniechaniu dalszej realizacji budynku, obiekt pozostał nieukończony i w stanie otwartym do chwili obecnej. Jest więc możliwość przeanalizowania jakości zrealizowanych robót, jakości dostarczonych prefabrykatów, degradacji konstrukcji w czasie. Wybrane przykłady zostaną podane w opracowaniu. Ponadto w pracy zostanie przedstawiona propozycja efektywnego modelu do analizy statycznej konstrukcji tego typu budynków.

2. Jakość zrealizowanych robót

Obiekt został wzniesiony w technologii OWT-67N. Dokonano przeglądu i inwentaryzacji niektórych odkrytych węzłów wg lokalizacji jak na rysunku 1 (I, II, III, IV).

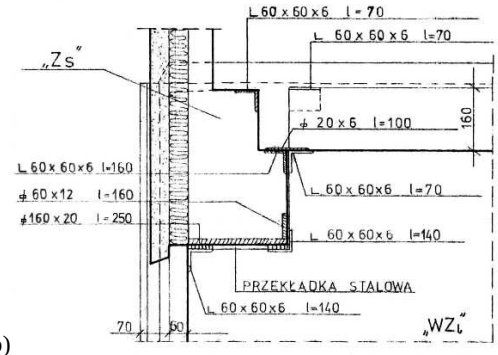
W węzłach ścian obserwuje się nierówności i odchyłki geometryczne elementów konstrukcyjnych i montażu oraz brak lub zbyt krótkie spoiny. Na rysunku 2 pokazano widok węzła typu II tj. ściana szczytowa – wewnętrzna ściana podłużna oraz jego geometrię w stanie istniejącym. Według wymagań katalogowych [7] minimalne spoiny powinny wynosić 4x80mm.

a)  b) 

Rys. 2. Widok węzła łączącego ścianę szczytową ze ścianą podłużną (a) oraz geometria połączenia wg stanu istniejącego (b)

Fig. 2. View of the joint connecting the gable wall with longitudinal one (a) and the geometry of the joint according to the existing state (b)

Na rysunku 3a pokazano widok, a na rysunku 3b geometrię wg katalogu [7], połączenia belkościany (tzw. zetki „Zs") ze ścianą poprzeczną klatki schodowej.

a)  b) 

Rys. 3. Widok węzła łączącego zewnętrzną belkościanę ze ścianą poprzeczną przy klatce schodowej (a) oraz geometria wg wymagań katalogowych (b)

Fig. 3. View of joint connecting the external wall with transverse wall at staircases (a) and the geometry according to the catalogue requirements (b)

Przedstawione powyżej wady montażowe i ich lokalizacja mogą stanowić zagrożenie bezpieczeństwa konstrukcji.

3. Stan betonu i stali w konstrukcji

Przyczyn stanu i uszkodzeń elementów konstrukcyjnych należy szukać w niewłaściwym wykonaniu elementów prefabrykowanych, wadliwym montażu i prawdopodobnie zbytniej pobłażliwości kontroli technicznej w czasie wykonawstwa. Nie można wykluczyć wbudowania uszkodzonych wadliwych połączeń elementów, a także niedokładnego ich usytuowania. Ponadto nieosłonięta konstrukcja budynku OWT była narażona na stałe oddziaływanie czynników agresywnych w stosunku do betonu i żelbetu, takich jak dwutlenek węgla z atmosfery, wody opadowe, a w okresie zimowym dodatkowo, cykliczne zwilżanie, zamrażanie i rozmrażanie [9], [11]. Bezpośrednie oddziaływanie czynników atmosferycznych uwidoczniło słabe punkty obiektu, w których proces degradacji przebiegał szczególnie intensywnie.

Oględziny płyt ściennych i stropowych wykazały zróżnicowaną jakość betonu w elementach prefabrykowanych. Powierzchnie w dobrym stanie sąsiadują z miejscami, gdzie widoczne jest intensywne łuszczenie się i odpryski betonu. Złuszczanie się powierzchniowej warstwy w postaci płatów zaprawy lub zaczynu grubości kilku milimetrów mogło być spowodowane kumulacją błędów technologicznych (błędy w składzie betonu, rozwarstwianie mieszanki betonowej po ułożeniu) i specyficznych warunków ekspozycji konstrukcji. Oszacowana grubość warstwy skarbonatyzowanej, która utraciła właściwości ochronne w stosunku do stali zbrojeniowej, wahała się od 2 do 4,5 cm, obejmując swoim zasięgiem zbrojenie.

Odspojoną otulinę i skorodowane zbrojenie stwierdzono zarówno w płytach stropowych, jak i w elementach pionowych. W wielu płytach ściennych i stropowych otulina prętów zbrojeniowych była tak cienka (grubość mniejsza niż 10 mm), że widoczna jest siatka skorodowanych prętów zbrojeniowych, rysunek 4a. Ponadto, obserwowano pęknięcia elementów ściennych oraz wyraźne zarysowania złączy pionowych.

Stwierdzono zaawansowaną degradację krawędzi płyt stropowych w miejscach połączeń. Wypełnienie styków wykonano niestarannie, a zastosowany beton jest porowaty, z rakami, nieszczelny itp. Zbrojenie krawędziowe płyt stropowych w wielu miejscach odsłonięte i skorodowane na całej długości.

Istotną wadą montażu okazało się nieprawidłowe wykonanie złączy i połączeń stalowych łączących elementy prefabrykowane. Ponadto, niestarannie wykonana, porowata warstwa zaprawy niskiej jakości nie chroni elementów stalowych przed korozją. Część połączeń stalowych, które na ostatniej niezakrytej kondygnacji pozostały odsłonięte przez cały okres od wzniesienia obiektu, jest skorodowana, miejscami dość głęboko.

Zawilgocenie, biologiczny charakter środowiska wodnego oraz dostęp promieniowania słonecznego stworzyły dogodne warunki do rozwoju na powierzchni betonu mchów i porostów, co widać na rysunku 4b. W przypadku niższych kondygnacji inwazja biologiczna nie jest tak znacząca. Brak bezpo-

średniego dostępu wód opadowych do ścian i stropów niższych kondygnacji, nie pozwalał na tak samo intensywny rozwój procesów korozyjnych i destrukcyjnych, jak w przypadku dwóch najwyższych kondygnacji.

a)  b) 

Rys. 4. Skorodowane zbrojenie w płytach o zbyt cienkiej otulinie (a), efekty zawilgocenia w węzłach (b)

Fig. 4. Corroded reinforcement in slabs with too thin concrete cover (a), the effects of moisture in the joints (b)

Podane powyżej wady i degradacja konstrukcji w analizowanym budynku wskazują na konieczność diagnostyki i modernizacji tego typu budynków [3], [6], [8], [11]. Powinien być uwzględniony ich rzeczywisty stan, aktualne obciążenia i oddziaływania oraz współczesne modele obliczeniowe w schematach trójwymiarowych.

4. Propozycja sposobu analizy

Sposób analizy bazuje na dotychczas opracowanych dużych elementach skończonych i sposobach ich implementacji w analizach [1], [4], [5]. W budowie w/w elementów wykorzystano pasmową strukturę budynków (ściany, stropy) i sformułowano je na bazie belek krępych lub izoparametrycznych funkcji kształtu. Otrzymano w ten sposób duże elementy skończone opisujące elementy konstrukcyjne wysokości kondygnacji, szerokości traktów i uwzględniające stany tarczowe oraz płytowe wg rysunku 5.

Agregację poszczególnych elementów dokonuje się wprowadzając numerację i globalny układ współrzędnych, wg schematu:

$$\mathbf{K} = \sum_{re} \sum_{e} \mathbf{K}_{\mathrm{e}} \tag{1}$$

$$\mathbf{P} = \sum_{re} \sum_{e} \mathbf{P}_{\mathrm{w}} \tag{2}$$

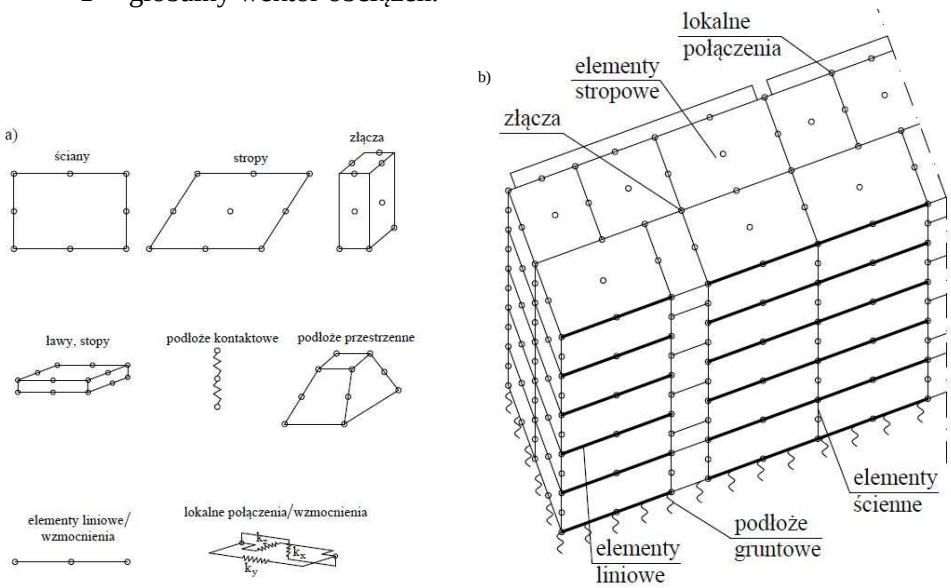
gdzie: re – rodzaje elementów (ściany, stropy, złącza, grunt),
e – kolejne elementy danego rodzaju,

$\mathbf{K}_e$ – macierz sztywności elementów,
$\mathbf{P}_w$ – obciążenia zewnętrzne.

Po wprowadzeniu warunków brzegowych, otrzymuje się ostateczny macierzowy układ równań modelu dyskretnego:

$$\mathbf{Kd} = \mathbf{P} \tag{3}$$

gdzie: **K** – globalna macierz sztywności układu,
d – globalny wektor przemieszczeń,
P – globalny wektor obciążeń.



Rys. 5. Schemat modelu obliczeniowego: a) typy elementów skończonych, b) przykład dyskretyzacji konstrukcji elementami skończonymi

Fig. 5. Scheme of the calculation model: a) the types of finite elements, b) an example of discretization of structure using finite elements

W rozwinięciu ze względu na rodzaj stopni swobody dla podłoża gruntowego typu kontaktowego otrzymuje się następujący schemat układu równań:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{11} & \mathbf{K}_{12} \\ \mathbf{K}_{21} & \mathbf{K}_{22} + \mathbf{K}^{\mathrm{f}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{d}_{\mathrm{k}} \\ \mathbf{d}_{\mathrm{f}} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{P}_{\mathrm{k}} \\ \mathbf{P}_{\mathrm{f}} \end{Bmatrix} \tag{4}$$

gdzie: k – stopnie swobody w konstrukcji,
f – stopnie swobody na styku konstrukcji z podłożem gruntowym,
K^f – macierz sztywności podłoża gruntowego.

Dla budynków podobnych do analizowanego, używając do dyskretyzacji przedstawione elementy skończone, ich liczba będzie w granicach 300, tj. ok. 1200 węzłów co generuje kilka tysięcy niewiadomych.

5. Podsumowanie

1. W analizowanym budynku stwierdzono niedokładność i znaczne wady montażowe, które mogą stanowić zagrożenie bezpieczeństwa konstrukcji. Wymaga to udokładnionej analizy statyczno-wytrzymałościowej.
2. Połączenie ściany szczytowej ze ścianą podłużną ma zbyt małe spoiny w łącznikach stalowych. Występują ponadto odchyłki geometryczne i nierówności w płaszczyznach.
3. Stwierdzono bardzo niestaranne i z brakami konstrukcyjnymi połączenia belkościan ze ścianami poprzecznymi, szczególnie od strony klatek schodowych (nierówności, podkładki, brak spoin).
4. Elementy prefabrykowane mają widoczne odchyłki wymiarowe, zbyt cienką otulinę zbrojenia oraz słabe zabezpieczenie antykorozyjne połączeń stalowych.
5. Przedstawiony sposób obliczeń umożliwia ujęcie pracy przestrzennej konstrukcji wraz z występującymi defektami oraz wzmocnieniami przy stosunkowo niedużej liczbie niewiadomych.

Literatura

[1] Chyży T.: Metoda analizy macierzowej statycznych i dynamicznych modeli budynków tarczowych z uwzględnieniem problemów nieliniowych. Rozprawa doktorska, Politechnika Białostocka, Białystok 1992.

[2] Dzierżewicz Z., Starosolski W.: Systemy budownictwa wielkopłytowego w Polsce w latach 1970-1985, Przegląd rozwiązań materiałowych, technologicznych i konstrukcyjnych, Wydawnictwo Oficyna Wolters Kluwer business, Warszawa 2010.

[3] Ligęza W.: Aspekty rewitalizacji budynków wielkopłytowych. Zakres zagadnień technicznych, II Konferencja Naukowo-Techniczna „Nowoczesne materiały, techniki i technologie we współczesnym budownictwie”, Kraków 21-23 października 2015, s. 151-172.

[4] Miedziałowski Cz.: Dyskretny model złożonych konstrukcji ścianowych budynków uwzględniający współpracę podłoża gruntowego, Rozprawy Naukowe Nr 24, Wydawnictwa Politechniki Białostockiej, Białystok 1994.

[5] Miedziałowski Cz., Siwik. D.: Static analysis of building structures with regard to their implementation in stages, Engineering Structures, nr 102, 2015, s. 249-257.

[6] Podhorecki A., Sobczak-Piąstka J.: O potrzebie diagnozowania i rewitalizacji budynków wielkopłytowych, XIII Konferencja Naukowo-Techniczna „Warsztat pracy rzeczoznawcy budowlanego”, Kielce-Cedzyna 21-23 maja 2014, s. 400-419.

[7] Praca zbiorowa: Katalog – Projekt konstrukcyjny: detale konstrukcyjne węzłów kondygnacji powtarzalnych, elementów dachu i elewacji, „Miastoprojekt – Białystok", 1987.

[8] Runkiewicz L. i in.: Diagnostyka i modernizacja budynków wielkopłytowych, XIII Konferencja Naukowo-Techniczna „Warsztat pracy rzeczoznawcy budowlanego", Kielce-Cedzyna 21-23 maja 2014, s. 420-443.

[9] Ściślewski Z.: Trwałość elementów wielkiej płyty. Materiały Budowlane, nr 11/2004, s. 3-4.

[10] Tang S.W., Yao Y., Andrade C., Li Z.J.: Recent durability studies on concrete structure, Cement and Concrete Research, 78 (2015) s. 143-154.

[11] Zieliński J.W.: O możliwościach modernizacji konstrukcji budynków wielkopłytowych, Inżynieria i Budownictwo nr 3/2000, s.133-136.

Badania zostały zrealizowane w ramach pracy S/WBiIŚ/5/2013 i finansowane ze środków na naukę MNiSW.

CONDITION OF UNCOMPLETED STRUCTURE OF PANEL BUILDING 25 YEARS AFTER CONSTRUCTION AND PROPOSED METHOD OF STATIC ANALYSIS

S u m m a r y

The paper concerns the technical state of uncompleted structure of panel building (OWT system) examined 25 years after erection. The stage of construction process and the quality of performed works were presented and the joints' geometry and their reference to the requirements of the system catalog were analyzed. The condition of joints of the gable walls to the longitudinal wall as well as the joints of external walls to transverse ones were presented. The data concerning the condition of the concrete in structural elements and the condition of steel in joints were given. The places especially degraded and threatened by corrosion were indicated. The embedded prefabricated elements with defective geometry and improper material properties, and incorrect assembly of structural elements were found. The effective method for static analysis of the building in a three-dimensional model, including the subsoil, defective assembly and additional impacts on the structure was presented. In conclusion, the major defects identified in the panel building, which could threaten the safety of structure, were given.

Keywords: panel buildings, prefabricated elements, joints, safety of structure

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.3

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 35-42

Beata NOWOGOŃSKA[1]

BADANIE EWOLUCJI STANU TECHNICZNEGO BUDYNKU

Perspektywa utrzymania budynków mieszkalnych w odpowiednim stanie technicznym narzuca zadania optymalnego planowania prac remontowych, a prawidłowe opracowanie zakresu i programu remontu wymaga ustalenia diagnozy. Diagnostyka stanowi podstawę właściwie prowadzonej działalności remontowej w każdym obiekcie technicznym. Diagnoza obejmuje zadania dotyczące zarówno oceny aktualnego stanu technicznego jak i prognozy rozwoju zmian tego stanu. Prognostyczny opis czasu życia budynku w ujęciu matematycznym pozwala na opracowanie precyzyjnych strategii przywracających odpowiedni poziom efektywności eksploatacyjnych. Opracowany model predykcji właściwości użytkowych budynku pozwala na przewidywanie zmian stanu technicznego budynku. W artykule przedstawiona jest problematyka badania ewolucji stanu technicznego wykonanego w technologii tradycyjnej. Budynek i jego elementy składowe w każdej chwili użytkowania znajdują się w pewnym stanie technicznym, a zmiany stanu technicznego traktuje się jako ciąg stanów uporządkowanych według wartości zmiennej czasowej. W artykule zaprezentowana jest także ocena zgodności zaproponowanego modelu z wynikami kontroli okresowych budynków w Żarach.

Słowa kluczowe: stopień zużycia, szereg czasowy, predykcja, rozkład czasu życia

1. Wprowadzenie

Diagnostyka stanowi ważną dziedzinę wiedzy umożliwiającą w każdym okresie życia obiektu budowlanego wiarygodne stwierdzenie jaki jest jego stan techniczny [2]. Celem diagnostyki są badania i ocena stanu technicznego oraz przewidywanie rozwoju ich zmian [9].

Obiekty budowlane podczas użytkowania podlegają ciągłym procesom destrukcyjnym o zróżnicowanym przebiegu. W miarę upływu czasu następuje obniżanie ich właściwości użytkowych, a częściowe przywrócenie następuje w wyniku napraw. Zgodnie z wymogami normowymi [14], [15], [16] należy opracować program ekspozycji starzenia uwzględniający najbardziej istotne mechanizmy degradacji. Model degradacji w rozumieniu PSLDC – Predicted

[1] Beata Nowogońska, Uniwersytet Zielonogórski, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, ul. Szafrana 1, 65-516 Zielona Góra, tel. 68 3282290, b.nowogonska@ib.uz.zgora.pl

Service Life of a Component - rozkład przewidywanego użytkowania komponentu [14] należy ustalić uwzględniając zależność właściwości użytkowe - czas stosując syntezowanie, modelowanie lub interpolację/ekstrapolację. PSLDC powinien być wyliczony z zależności właściwości użytkowe – czas w wyniku podstawienia określonego liczbowo wymagań użytkowych, wyrażonych w postaci cech właściwości użytkowych lub wskaźników degradacji. Wartość PSLDC jest określona zależnością właściwości użytkowe – czas dla krytycznej właściwości uznanej za graniczną właściwość krytyczną. Zależność właściwości użytkowe – czas jest nieliniową funkcją czasu.

W opracowaniu modelu ewolucji stanu technicznego budynku, oprócz identyfikacji aktualnego stanu, należy również rozwiązać zadanie prognozowania stanu technicznego polegające na przewidywaniu zmian, które zaistnieją w przyszłości w chwilach $t_p \geq t_d$ (t_d - termin diagnozy, t_p – jedna z chwil w przyszłości). Zgodnie z zasadami ekonometrii procesy prognozowania obejmują sposób przetworzenia informacji o przeszłości zjawiska oraz sposób przejścia od informacji przetworzonej do prognozy [3], [4]. Przewidywanie składa się z dwóch faz: fazy diagnozowania przeszłości i fazy określania przyszłości. Dane i informacje są retrospektywne, dotyczą przeszłości zjawiska i prospektywne, dotyczące przyszłości zjawiska. Diagnostyka przeszłości odbywa się przez budowę modelu, który odwzorowuje zachowanie rzeczywistego obiektu w celach poznawczych. Sposób przejścia od informacji przetworzonej do prognozy jest definiowany regułą prognozy. Jedną z trzech głównych reguł jest reguła podstawowa, a jej szczególny przypadek to reguła prognozy nieobciążonej. Reguła ta używana jest, gdy przyjmuje się stochastyczne założenia o mechanizmie generującym informacje. Stosowana jest wtedy, gdy model, trafnie opisujący przeszłość będzie również aktualny w czasie, dla którego wyznacza się prognozę. Reguła ta jest użyteczna dla prognozowanych zjawisk o dużej inercji, z powolnymi zmianami ilościowymi. W przypadku prognozy stanu technicznego budynku reguła ta wydaje się najbardziej prawidłową.

2. Metoda prognozowania

Podstawą wyboru metody prognozowania są przesłanki prognostyczne oraz właściwości metod. Przesłanki prognostyczne obejmują hipotezy badawcze określające wstępnie mechanizm rozwojowy prognozowanego zjawiska. W prognozowaniu ekonometrycznym stosowane są różne metody prognozowania m. in. szeregi czasowe [4]. Szereg czasowy jest realizacją procesu stochastycznego, którego dziedziną jest czas, jest ciągiem informacji uporządkowanych w czasie. Głównym jego założeniem jest korzystanie w diagnozowaniu przyszłości zjawiska z informacji o dotychczasowym kształtowaniu się zmiennej prognozowanej. Informacje mogą mieć postać jedno- lub wielowymiarowego szeregu czasowego. W modelach tych czas reprezentuje wszystkie czynniki wpływające na zmienne. Prognoza może być wyznaczana na okres lub moment następujący

bezpośrednio po ostatniej chwili obserwacji, na wybraną chwilę późniejszą lub na wszystkie chwile. Główną przesłanką prognozowania na bazie szeregów czasowych jest wyznaczenie prognozy przy założeniu, że charakter zjawisk z przeszłości będzie taki jak w przyszłości, czyli nie nastąpią zmiany.

Zarówno cechy stanu technicznego jak i sygnały diagnostyczne tego stanu zmieniają się w sposób ciągły w czasie, jedynie w przypadku wykonania prac remontowych zmiana jest skokowa. Czasowa historia zmienności cech jest dana w postaci uporządkowanych w czasie ciągów wartości liczbowych określonych terminem szeregu czasowego. Podstawą ustalenia kolejności jest liczba lat użytkowania budynku. Wymaganiem dla szeregu czasowego jest żądanie stałej wielkości tzw. kroku czasowego w tym szeregu.

Stany techniczne, w których może znaleźć się budynek tworzą zbiór $W=\{w_k, k=1,2,.., K\}$, a konkretny stan w_k jest wyznaczony przez niezależne cechy stanu z_j. Liczba stanów obiektu zależy od wymagań i dlatego, zgodnie z obowiązującymi zasadami oceny stanu technicznego [13], przyjęto 5 stanów budynku (dobry, zadowalający, średni, mierny, zły). Stan w_k będzie znany jeśli będą znane cechy stanu z_j, $j = 1, 2,.., J$.

3. Model szeregu czasowego

Stan techniczny wszystkich elementów budynków mieszkalnych zmienia się w czasie jego użytkowania. Zmiany te, dla pojedynczego elementu budynku np. ścian zewnętrznych, opisane jako jednowymiarowy szereg czasowy zmiennej Z_j (Z- stopień zużycia elementu) uporządkowane są według wartości zmiennej czasowej j (j=1, …, J). Przyjęto horyzont prognozy - 100-letni okres użytkowania budynku oraz zmiany stanu technicznego – skok czasowy - określane w 5-letnich odstępach czasu (0, 5, 10, 15, …, 100 rok użytkowania).

Reguła prognozowania została ustalona w oparciu o modele opisujące zmiany niezawodności urządzeń technicznych. Do modelowania sytuacji w analizie przeżycia jako rozkład zmiennej losowej czasu zdatności obiektów stosuje się rozkład Weibulla [5], [6], [7], [8], [9], [12]. Szczególnym przypadkiem rozkładu Weibulla jest rozkład wykładniczy, który jest najczęściej stosowany w analizie czasu życia urządzeń [7], [9]. Jednak cechą charakterystyczną rozkładu wykładniczego jest stała intensywność uszkodzeń, czyli wpływ procesów zużycia jest pomijalny. W prognozie stanu technicznego budynku, kiedy zużycie obiektu wraz z upływem czasu jest uznawane za istotną przyczynę awaryjności, bardziej trafnymi zależnościami są oparte na rozkładzie Rayleigha. Rozkład Rayleigha jest również szczególnym przypadkiem rozkładu Weibulla, gdzie parametr kształtu $\alpha=2$. Rozkład ten występuje wtedy, kiedy zużycie obiektu z upływem czasu jest główną przyczyną awaryjności [5], [8], [12].

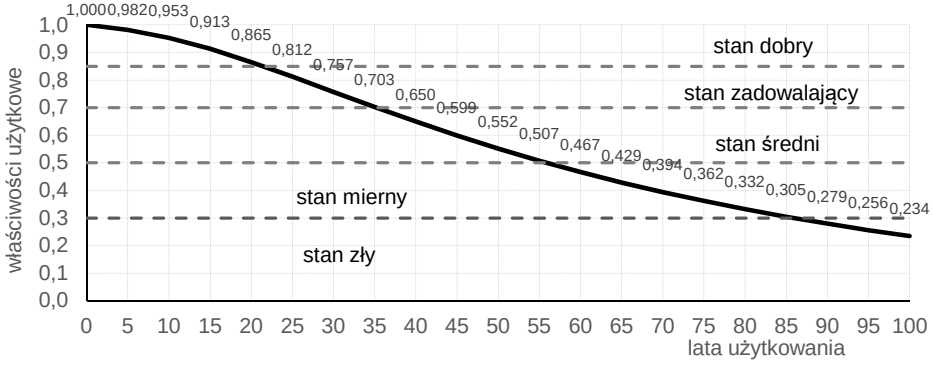
Wszystkie budynki i ich elementy składowe podczas eksploatacji ulegają zużyciu, a rozkład Rayleigha stosuje się w przypadkach, gdy zużycie obiektu

rośnie wraz z upływem czasu użytkowania [8]. Funkcja R(*t*) opisująca przebieg zmian właściwości użytkowych w czasie *t* dla okresu trwałości T_R, oparta na rozkładzie Rayleigha, stanowiąca regułę prognozowania jest określona wzorem (1).

$$R(t) = \exp\left[-(t/T_R)^2\right] \tag{1}$$

Każdy element w budynku ma swoje zadanie. Najbardziej istotny wpływ mają elementy pełniące podstawowe funkcje w czasie użytkowania. Inne elementy pomocnicze wpływają w mniejszym stopniu na ewolucję stanu technicznego obiektu, a ich wpływ wynika przede wszystkim z faktu, że uszkodzenia elementów pomocniczych mogą powodować zmiany parametrów elementów podstawowych. W wyznaczaniu zmian właściwości użytkowych całego budynku $R_B(t)$ uwzględnione zostały intensywności wpływu elementów składowych w postaci skali wag elementów A_i wg [1], a okresy trwałości elementów wg [11]. W określeniu ewolucji stanu technicznego budynku $R_B(t)$, którą określa zależność (2), wykorzystane zostały predykcje elementów składowych $R_i(t)$, wyznaczone wg wzoru (1). Uzyskane wyniki przedstawione są na Rysunku 1.

$$R_в(t) = \sum_{i=1}^{n} [A_i x R_i(t)] \tag{2}$$



Rys. 1. Ewolucja zmian stanu technicznego budynku

Fig. 1. The investigation of building technical state

4. Ocena dokładności prognozy

W analizie zmian niezawodności urządzeń [7] stopień zużycia S_Z uzależniany jest od intensywności uszkodzeń $\lambda(t)$ w sposób (3):

$$S_z(t) = \int_0^t \lambda(t)\,\mathrm{d}t \tag{3}$$

Intensywność uszkodzeń w przypadku rozkładu Rayleigha opisuje zależność:

$$\lambda(t) = 2t/T_R^2 t^2 \tag{4}$$

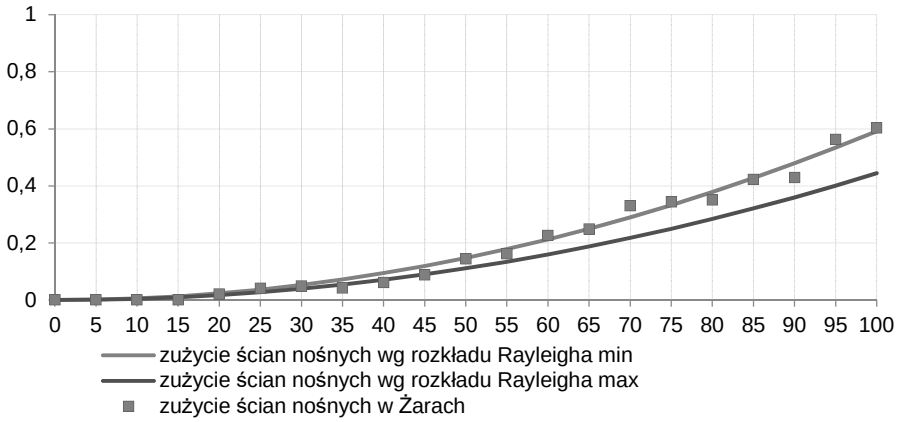
W oparciu o powyższe zależności, stopień zużycia jest funkcją zależną od czasu:

$$S_z(t) = t^2/T_R^2 \tag{5}$$

Zgodnie z regułą (5) zostały wyznaczone predykcje zużycia ścian murowanych z cegły. Okres trwałości ścian T_R przyjęto taki, jaki jest podawany w literaturze np. w [11], [13], dla ścian murowanych z cegły od 130 do 150 lat.

Zbadane zostały również stopnie zużycia ścian w istniejących użytkowanych budynkach mieszkalnych. Materiał badawczy obejmował 60 budynków mieszkalnych wykonanych w technologii tradycyjnej, zlokalizowanych w Żarach. Budynki poddane zostały ocenie stanu technicznego w roku 2005, a później ponownie w roku 2010 i 2015. Zostały określone stopnie zużycia technicznego elementów składowych budynków, między innymi ścian nośnych [10].

Średnie wartości stopnia zużycia ścian w budynkach [10] uporządkowane zostały w ciąg wartości zmiennej czasu, która oznacza długość użytkowania budynków. Wartości stopnia zużycia technicznego stanowią zbiór obserwacji statystycznych charakteryzujących zmiany poziomu zjawiska w czasie.



Rys. 2. Predykcje stopnia zużycia ścian murowanych oraz średnie wartości stopnia zużycia ścian, będące wynikiem kontroli okresowych budynków zlokalizowanych w Żarach

Fig. 2. Predictions of the degree of wear of masonry walls as well as average values of the degree of wall wear resulting from the periodic inspection of buildings located in Żary

Wartość prognostyczna metody może być określona ex ante, czyli w chwili wyznaczania prognozy lub ex post, czyli po upływie czasu, na który prognoza była wyznaczona. Błąd prognozy ex ante jest różnicą między rzeczywistą wartością zmiennej S_z w chwili *t* a prognozą na tę chwilę. Błąd V_t jest funkcją różnicy między rzeczywistą wielkością y_t a prognozą y_t^*, V_t oznacza progową wartość błędu zadaną np. przez odbiorcę prognozy:

$$V_t = f(y_t - y_t^*) \leq V_t^* \tag{6}$$

Tabela 1. Średnie wartości zużycia ścian nośnych budynków w Żarach oraz prognozowane wartości stopnia zużycia technicznego ścian nośnych, na podstawie [10]

Table 1. Average values of wear of construction walls of buildings in Żary and predicted values of the degree of technical wear of construction walls, based on [10]

Kolejne lata użytkowania	**Stopień zużycia ścian w budynkach w Żarach wartości średnie**			**Predykcje stopnia zużycia wg rozkładu Rayleigha**			**Bezwzględny błąd prognozy**
	2005	2010	2015	min	max	średnio	V_t
0	bd	bd	bd	0	0	0,0000	-
5	0,0000	bd	bd	0,0011	0,0015	0,0013	-0,0013
10	0,0020	0,0018	bd	0,0044	0,0059	0,0052	-0,0033
15	0,0120	0,0124	0,0128	0,0100	0,0133	0,0117	0,0007
20	0,0240	0,0238	0,0242	0,0178	0,0237	0,0208	0,0032
25	0,0420	0,0303	0,0400	0,0278	0,0370	0,0324	0,0050
30	0,0460	0,0462	0,0464	0,0400	0,0533	0,0467	-0,0005
35	0,0660	0,0664	0,0662	0,0544	0,0725	0,0635	0,0027
40	0,0840	0,0842	0,0844	0,0711	0,0947	0,0829	0,0013
45	0,0910	0,0884	0,0888	0,0900	0,1198	0,1049	-0,0155
50	0,1550	0,1255	0,1226	0,1111	0,1479	0,1295	0,0049
55	0,1880	0,1662	0,1802	0,1344	0,1790	0,1567	0,0214
60	0,2220	0,2002	0,2224	0,1600	0,2130	0,1865	0,0284
65	bd	0,2888	0,2992	0,1878	0,2500	0,2189	0,466
70	bd	bd	0,3166	0,2178	0,2899	0,2539	0,0627
75	0,3220	bd	bd	0,2500	0,3328	0,2914	0,0306
80	0,3280	0,3422	bd	0,2844	0,3787	0,3316	0,0656
85	0,4200	0,4664	0,4288	0,3211	0,4275	0,3743	0,0641
90	0,4200	0,4222	0,4262	0,3600	0,4793	0,4197	0,0031
95	0,4620	0,4488	0,4642	0,4011	0,5340	0,4676	-0,0093
100	0,5290	0,6002	0,5882	0,4444	0,5917	0,5181	0,0544

Wartości stopnia zużycia ścian wg rozkładu Rayleigha zostały poddane weryfikacji. Wartości błędu prognozy V_t zawarte są w Tabeli 1. Maksymalny błąd wynosi 6,27%. W prognozowaniu gospodarczym [3] stosowane są kryteria dopuszczalności prognoz. Przyjmuje się, że jeżeli miernik dokładności predykcji ex ante (lub ex post) spełnia nierówność:

- $V_t \leq 3\%$, to prognozy są bardzo dokładne;
- $3\% < V_t \leq 5\%$, to prognozy uznawane są za dokładne;
- $5\% < V_t \leq 10\%$, to prognozy mogą być dopuszczalne;
- $V_t > 10\%$, to prognozy są niedopuszczalne.

W przypadku zaproponowanego modelu predykcji stopnia zużycia ścian nośnych (gdzie $5\% < Vt \leq 10\%$), prognozę należy uznać za dopuszczalną.

5. Podsumowanie

O praktycznej przydatności danego rozkładu jako matematycznego modelu badania ewolucji stanu technicznego decyduje zgodność tego rozkładu z danymi doświadczalnymi. Wyniki oceny stanu technicznego budynków w Żarach potwierdzają skuteczność zaproponowanej metody badania ewolucji budynku wykonanego w technologii tradycyjnej przez zastosowanie zależności opartych na rozkładzie Rayleigha.

Literatura

[1] Arendarski J.: Trwałość i niezawodność budynków mieszkalnych. Arkady, Warszawa 1978.

[2] Brunarski L., Runkiewicz L.: Diagnostyka obiektów budowlanych. Materiały konferencyjne 56 Konferencji Naukowej Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i PZITB Krynica 2010.

[3] Cieślak M.: Prognozowanie gospodarcze. Wydawnictwo Akademii Ekonomicznej we Wrocławiu, Wrocław 1993.

[4] Galanc T.: Metody wspomagania procesu zarządzania. Część II: Decyzyjne modele liniowe i prognozowanie ekonometryczne. Wyd. Politechniki Wrocławskiej, 1993.

[5] Khelassi, A., Theilliol, D., Weber, P.: Reconfigurability analysis for reliable fault-tolerant control design, International Journal of Applied Mathematics and Computer Science, 2011, s. 431–439.

[6] Nowak A. S., Collins K. R.: Reliability of Structures, Mc Graw-Hill Int. Edition, 2000.

[7] Nowakowski T.: Metodyka prognozowania niezawodności obiektów mechanicznych. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, 1999.

[8] Nowogońska B.: Mathematical reliability model of building components by Rayleigh Civil Environmental Engineering Reports, 2014 nr 15, 87-97.

[9] Niziński S.: Elementy diagnostyki obiektów technicznych. Wydawnictwo Uniwersytetu Warmińsko-Mazurskiego, Olsztyn 2001.

[10] Protokoły okresowej kontroli stanu technicznego budynków mieszkalnych zarządzanych przez Zarządcę Wspólnot Mieszkaniowych „Twój Dom" Żary sporządzone w 2005 r., 2010 r., 2015 r.

[11] Ściślewski Z: Trwałość budowli, Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej 1995.

[12] Walpde R. E., Myers R. H.: Probability and Statistics for Engineers and Scientists, Macmillan Publishing Company, London 1985.

[13] Winniczek W.: Wycena budynków i budowli podejściem odtworzeniowym, CUTOB-PZITB, Wrocław 1993.

[14] PN-ISO 15686-1: 2005 Budynki i budowle. Planowanie okresu użytkowania. Część 1: Zasady ogólne.

[15] PN-ISO 15686-2: 2005 Budynki i budowle. Planowanie okresu użytkowania. Część 2. Procedury związane z przewidywanym okresem użytkowania.

[16] PN-ISO 15686-7 Budynki i budowle. Planowanie okresu użytkowania. Część 7: Ocena właściwości użytkowych na podstawie danych z praktyki dotyczących okresu użytkowania.

THE INVESTIGATION OF BUILDING TECHNICAL STATE

S u m m a r y

The prospect of maintaining residential buildings in an adequate technical state calls for the optimal planning of renovation work, while proper determination of the scope and program of the renovation requires a diagnosis to be made. Diagnostics is a basis for properly carried out renovation work in every technical object. Technical diagnostics covers issues connected with assessing the technical condition of an object, as well as the possibilities of its continued use. The diagnosis regards issues connected with the assessment of the current condition, as well as prediction of the development of changes in this condition. The prognostic description of the lifespan of a building in the mathematical approach makes it possible to prepare precise strategies returning an appropriate level of operational performance. The prepared model for predicting the performance of a building makes it possible to foresee the technical condition as well as model scenarios of renovation works. Prediction processes cover the means of processing information on the past of the occurrence as well as the means of changing over from processed information to a prediction. Predicting is comprised of two phases: diagnosing the past and determining the future. The building and its components of are characterized by a given technical state at every moment of use. Changes in the technical state are treated as a series of states sorted according to the value of the time variable. The article also presents an assessment of the agreement of the proposed model with empirical data - the results of the periodical inspections of buildings in the town of Żary.

Keywords: degree of wear, time series, prediction, life distribution

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.4

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 43-52

Tomasz PYTLOWANY[1]
Szczepan WOLIŃSKI[2]

WYBÓR ROZKŁADU ODDZIAŁYWAŃ KLIMATYCZNYCH Z WYKORZYSTANIEM METODY BAYES'A

Wybór typu zmiennej losowej na podstawie wyników badań polega najczęściej na aproksymacji parametrów przyjętego rozkładu. Jednak dostępne wyniki badań lub obserwacji często nie pozwalają na dostatecznie precyzyjne dopasowanie jednego z powszechnie stosowanych typów rozkładu zmiennej losowej. W artykule przedstawiono metodę opartą na wnioskowaniu Bayesa, która umożliwia oszacowanie miary dopasowania i optymalnego wyboru jednego z typowych rozkładów zmiennej losowej oraz wyznaczenie dystrybuanty liniowej kombinacji testowanych rozkładów. Zastosowanie przedstawionej metody zilustrowano na przykładzie oceny i wyboru dystrybuanty rozkładu reprezentującego obciążenie śniegiem gruntu oraz wyznaczenia kombinacji testowanych rozkładów w celu określenia wartości charakterystycznej obciążenia śniegiem dla przyjętego okresu powrotu.

Słowa kluczowe: oddziaływania klimatyczne, obciążenie śniegiem, metoda Bayesa

1. Wstęp

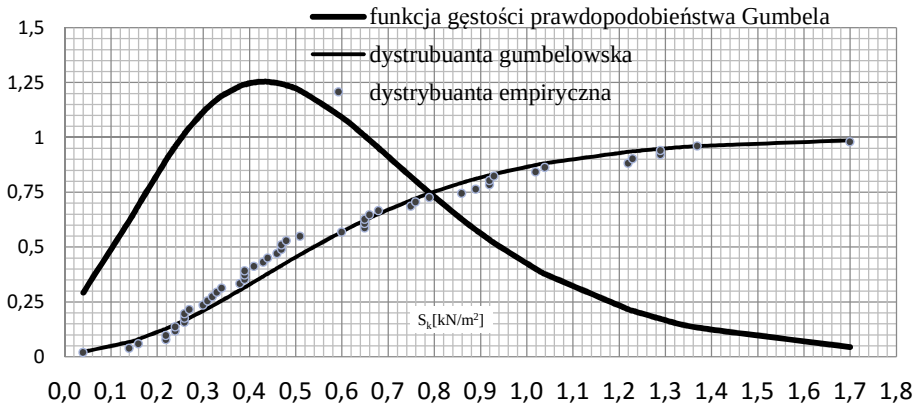
Analizując prognozy oddziaływań klimatycznych oparte na modelach statystycznych, w których wartości oddziaływań są traktowane jako realizacje zmiennej losowej, obserwuje się często znaczne rozbieżności z wynikami pomiarów. Ponadto w zależności od przyjętego typu rozkładu zmiennej losowej uzyskuje się bardzo zróżnicowane wyniki prognoz dla dłuższych okresów powrotu szacowanych oddziaływań. Związane jest to ze stosunkiem wymiaru przestrzeni obserwacji do wymiaru przestrzeni parametrów [1]. W przypadku oddziaływań klimatycznych do dyspozycji są najczęściej obserwacje z kilkunastu lat, a parametry statystyczne modeli standardowych używanych do analiz są

[1] Autor do korespondencji/corresponding author: Tomasz Pytlowany, Instytut Politechniczny, PWSZ im. St. Pigonia w Krośnie, 38-400 Krosno, ul Rynek 1, 134375559, tompyt@pwsz.krosno.pl
[2] Szczepan Woliński, Wydział Budownictwa Inżynierii Środowiska i Architektury, Politechnika Rzeszowska im. I. Łukasiewicza, 35-084 Rzeszów, ul. Poznańska 2, 178542974, szwolkkb@prz.edu.pl

ściśle związane z długością analizowanego szeregu wyników obserwacji oraz liczbą opóźnień w wymiarze funkcji autokorelacji. Zagadnienie prognozowania sprowadza się w takich sytuacjach do wnioskowania statystycznego opartego na aproksymacji asymptotycznej. Kluczowe znaczenie ma wówczas wnioskowanie w zakresie niepewności co do prawidłowego przebiegu ścieżek prognozy wykonanej z wykorzystaniem różnych modeli (rozkładów prawdopodobieństwa zmiennej losowej).Z punktu widzenia wyboru właściwego modelu statystycznego ważnym zagadnieniem jest problem wyboru metody estymacji parametrów modelu. Najczęściej stosowane są metody największej wiarygodności i metoda momentów, a sporadycznie inne metody. Natomiast powszechnie przyjmowane są standardowe modele w postaci zmiennych losowych: Gumbela, logarytmiczno-normalnych, normalnych, niekiedy gamma, Rayleigha, wykładniczych i innych [1,2]. W artykule skupino uwagę na dwóch zagadnieniach związanych z problematyką prognozowania oddziaływań klimatycznych. Pierwsze dotyczy uzasadnienia wyboru modeli rozważanych oddziaływań w postaci zmiennej losowej o różnym rozkładzie prawdopodobieństwa i estymacji jej parametrów z wykorzystaniem metody Bayesa [3,4]. Zakładając, że dostępna jest wstępna informacja na temat wartości estymowanych parametrów i znane są dodatkowe wyników pomiarów, obliczono na podstawie twierdzenia Bayesa ich wartości *a posteriori* i wagi traktowane jako miara dopasowania rozważanych rozkładów zmiennej losowej. Drugie zagadnienie wiąże się zastosowaniem autorskiej procedury wyznaczenia modelu będącego kompilacją modeli standardowych z wykorzystaniem ich wag obliczonych metodą Bayesa. Rozważania zilustrowano przykładem zastosowania przyjętej metody i procedury obliczeń do wyboru modelu obciążenia śniegiem gruntu na podstawie danych z wybranej stacji meteorologicznej na terenie Polski.

2. Zastosowanie wnioskowania statystycznego do szacowani parametrów standardowych modeli oddziaływań

Rozkład empiryczny w przypadku danych klimatycznych powstaje ze zbioru maksymalnych wartości rocznych, sezonowych, dziennych itp.. W przypadku obciążenia śniegiem gruntu maksima roczne są uszeregowane w ciągu rosnącym. Do aproksymacji stosowane są się różne typy rozkładów teoretycznych. Są to zazwyczaj rozkłady wartości ekstremalnych: Gumbela (typ I), Frecheta i Weibulla lub rozkład logarytmiczno-normalny. Najczęściej stosowanym rozkładem do szacowania oddziaływań klimatycznych jest rozkład Gumbela [2,5]. Na rys. 1 oraz przedstawiono wykres funkcji gęstości prawdopodobieństwa i dystrybuanty rozkładu Gumbela o parametrach oszacowanych metodą największej wiarygodności oraz wartości dystrybuanty empirycznej dla danych ze stacji znajdującej się w pierwszej strefie obciążenia śniegiem (Olsztyn, 1950-2000, [4]).



Rys. 1. Metoda analityczna w szacowaniu obciążenia śniegiem gruntu. Opracowanie własne
Fig. 1 Analytical method for estimating snow loads on the ground. Individual elaboration

Szacowanie wartości oddziaływań o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia jest z punktu widzenia zastosowań zagadnieniem najważniejszym i umożliwia wyznaczenie wartości maksymalnych obciążeń klimatycznych oraz opracowanie map ryzyka dla obszarów narażonych na zdarzenia katastrofalne spowodowane żywiołami powietrza i wody. W praktyce są one estymowane z wykorzystaniem maksymalnych wartości rocznych. Przy doborze odpowiedniego rozkładu szczególną uwagę należy zwrócić na estymację „ogona" rozkładu po stronie wartości większych od parametru pozycji rozkładu. To w nim zawarta jest informacja o oddziaływaniach mających długi okres powtarzalności. W przypadku szacowania oddziaływań za pomocą rozkładów: Gumbela (typ I), Frecheta i Weibulla należy zwrócić uwagę na parametr skali, który przyjmuje różne wartości dla wymienionych rozkładów ekstremalnych (EVT). W opracowaniach naukowych dotyczących metod estymacji maksymalnych wartości rocznych odnaleźć można kilka testów do weryfikacji hipotez dotyczących rozróżnienia pomiędzy przypadkami gdy parametr skali jest równy zeru oraz gdy przyjmuje wartości powyżej bądź poniżej zera. Ma to znaczenie przy odpowiednim doborze rozkładów z rodziny EVT [9]. W niniejszym artykule skupiono uwagę na niepewności statystycznej wynikającej z niepełnej informacji związanej z wynikami obserwacji. Zgodnie z bayesowską koncepcją wnioskowania założono, że znana jest wstępna informacja (*a priori*) dotycząca wartości cech estymowanych parametrów rozkładów. Wiedza ta jest następnie modyfikowana na podstawie wyników obserwacji. Na podstawie twierdzenia Bayesa, z którego można określić rozkład parametrów *a posteriori* uwzględniający początkowe przekonania *a priori* w stosunku do posiadanych danych empirycznych [3].

3. Zastosowanie wnioskowania Bayesa do estymacji parametrów i wyboru modelu oddziaływań

Podstawowym założeniem charakteryzującym wnioskowanie Bayesa jest uznanie ocenianych parametrów modeli statystycznych za zmienne losowe o rozkładach prawdopodobieństwa ustalanych *a priori*, z wykorzystaniem niepewnej wiedzy eksperckiej, które są następnie modyfikowane na podstawie wyników badań. Wnioskowanie Bayesa umożliwia ponadto formalne porównanie ułatwiające wybór miarodajnego typu rozkładu, a także utworzenie modeli będących kombinacją różnych rozkładów tworzącą rozkład najlepiej dopasowany do wyników badań doświadczalnych lub obserwacji.

Twierdzenie Bayesa przystosowane do oceny rozkładu prawdopodobieństwa parametrów $\theta = (\theta_1,..., \theta_d)$ można zapisać w postaci [3,4]:

$$\pi(\theta|x) = \frac{l(x|\theta)\pi(\theta)}{\int_b l(x|\theta)\pi(\theta)d\theta} = \frac{l(x|\theta)\pi(\theta)}{\pi(x)} \tag{1}$$

gdzie: $l(x|\theta)$ - funkcja wiarygodności ze zbioru obserwacji $x=(x_1,\ldots,x_n)$, gdy wektor parametrów $\theta=(\theta_1,...,\theta_d)$ jest podany, $\pi(\theta)$ - zbiór prawdopodobieństw *a priori* $\theta=(\theta_1,...,\theta_d)$ przed uzyskaniem obserwacji $x=(x_1,\ldots,x_n)$, $\pi(\theta|x)$ -zbiór prawdopodobieństw *a posteriori* $\theta=(\theta_1,...,\theta_d)$ po analizie wyników obserwacji $x=(x_1,\ldots,x_n)$, $\pi(x)$ - brzegowe gęstości obserwacji $x=(x_1,\ldots,x_n)$.

Funkcja wiarygodności $l(x|\theta)$ reprezentuje nieodłączną niepewność związaną ze zmienną losową X dla danego wektora θ [5], podczas gdy zbiory $\pi(\theta)$ oraz $\pi(\theta|x)$ reprezentują statystyczną niepewność poszczególnych parametrów rozkładów prawdopodobieństw w wektorze θ [3, 4]. Jeśli dowolna zmienna losowa X o gęstości prawdopodobieństwa $l(x|\theta)$ jest zależna od wektora parametrów θ, to funkcję wiarygodności dla przyjętego rozkładu $l(x_1,...x_n|\theta)$ niezależnych obserwacji $x=(x_1,\ldots,x_n)$ można zapisać w następującej formie [3,4]:

$$l(x|\theta) = l(x_1,...,x_n|\theta) = \prod_{i=1}^{n} l(x_i|\theta) \tag{2}$$

Twierdzenie Bayesa w postaci (1) można wykorzystać do określenia wag, umożliwiających ocenę dopasowania przyjętych rozkładów prawdopodobieństwa do wyników obserwacji przy uwzględnieniu niepewności statystycznych związanych z jego wyborem. Oznaczając przez H hipotezę, że przyjęty *a priori* rozkład prawdopodobieństwa zmiennej losowej X i zbiór wyników obserwacji

θ są zgodne, brzegowy rozkład prawdopodobieństwa zmiennej $\pi(x|H)$ można aproksymować za pomocą wzoru [3]:

$$\log(\pi(x|H)) \approx \frac{d}{2}\log(2\pi) - \frac{d}{2}\log(n) + \log(l(x|\hat{\theta}, H)) \tag{3}$$

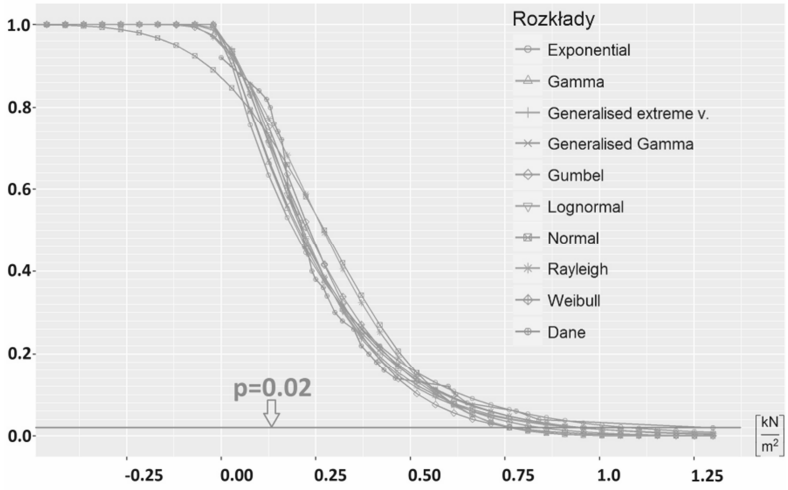
A wartości wag dla przyjętych rozkładów prawdopodobieństwa można obliczyć według formuły:

$$w[H|l(x|\theta)] = \left(\frac{n}{2\pi}\right)^{\frac{d}{2}} l(x|\hat{\theta}, H) \tag{4}$$

gdzie: n – liczba wyników obserwacji, d – liczba estymowanych parametrów, $\hat{\theta}$ – ocena estymowanego parametru.

4. Przykład

Przedstawiona w artykule metoda i procedura obliczeń mogą być zastosowane do oszacowania wagi, dopasowania przyjętego rozkładu prawdopodobieństwa do danych obserwowanych z uwzględnieniem niepewności statystycznych oraz do wyznaczenia dystrybuanty rozkładu będącego kombinacją przyjętych rozkładów standardowych uwzględnieniem niepewności modelowej. Na podstawie procedur przedstawionych w punkcie 3 niniejszego artykułu napisano program w języku programowania statystycznego *R* [5]. Program oblicza wagi, które określają stopień dopasowania rozważanego rozkładu do wyników obserwacji, z uwzględnieniem niepewności statystycznych i współrzędne rozkładu będącego kombinacją rozważanych rozkładów, z uwzględnieniem niepewności modelowej. Na rys.2 przedstawiono wykresy dystrybuant 9 przyjętych rozkładów prawdopodobieństwa o parametrach oszacowanych metodą największej wiarygodności z wykorzystaniem środowiska do obliczeń statystycznych *R* i procedurę *optim* do minimalizacji funkcji wiarygodności [5], a także dystrybuantę empiryczną obciążenia śniegiem gruntu dla wyników obserwacji ze stacji meteorologicznej zlokalizowanej w pierwszej strefie obciążenia śniegiem (Wrocław, 1950-2000 [4]).



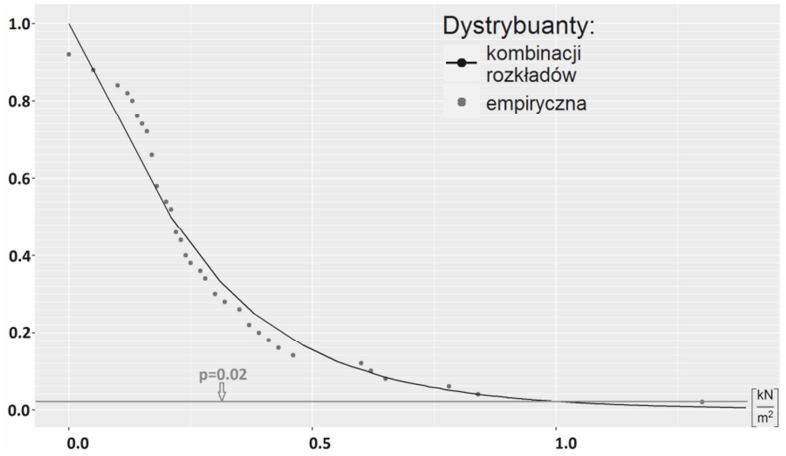
Rys.2. Dystrybuanty analizowanych rozkładów prawdopodobieństwa i dystrybuanta empiryczna

Fig. 2. Cumulative distribution of the analyzed probability distributions and empirical cumulative distribution

Wykres dystrybuanty *a posteriori* uzyskanej jako kombinacja dziewięciu przyjętych *a priori* rozkładów standardowych zmiennych losowych przedstawiono na tle dystrybuanty empirycznej na rys.3. Obliczenia wykonano przy założeniu, że wagi rozkładów*a priori* są jednakowe i równe 1/9, a wagi rozkładów *a posteriori* można oszacować dla $j = 9$, według wzoru (4), który po przekształceniu ma następująca postać:

$$w[H_j \mid l(x|\theta)] = \frac{\frac{1}{9}\left(\frac{n}{2\pi}\right)^{d_j/2} l_j(y)}{\sum_{j=1}^{9} \frac{1}{9}\left(\frac{n}{2\pi}\right)^{d_j/2} l_j(y)} = \frac{\left(\frac{n}{2\pi}\right)^{d_j/2} l_j(y)}{\sum_{j=1}^{9}\left(\frac{n}{2\pi}\right)^{d_j/2} l_j(y)} \tag{5}$$

gdzie: $l_j(y)$– maksymalna wartość funkcji wiarygodności.

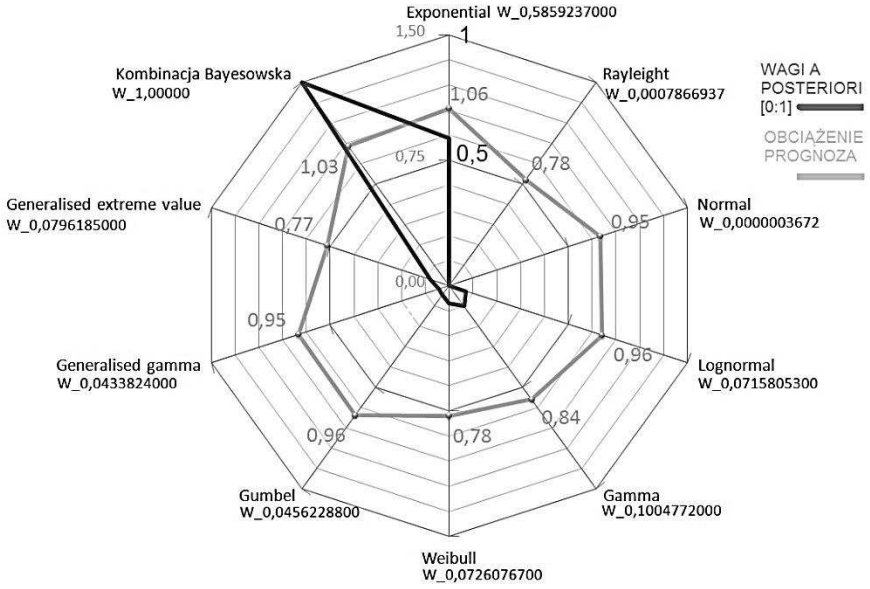


Rys.3. Dystrybuanta kombinacji rozkładów prawdopodobieństwa i dystrybuanta empiryczna

Fig. 3. Cumulative distribution of the combination of probability distributions and empirical cumulative distribution

Należy zauważyć, że pomimo odmiennych kształtów rozkładów aprioryczn-nych, na rozkład aposterioryczny jest związany z funkcją wiarygodności z próby i zależy od informacji uzyskanych drogą empiryczną. W celu ustalenia wartości obciążeń klimatycznych do obliczeń konstrukcji na obiektów budowlanych szacuje się ich statystycznie uzasadnione wartości, które mogą być przewyższone z określonym prawdopodobieństwem, tzn. kwantyle rozkładu maksimów rocznych obliczone na podstawie wyników pomiarów [2,7,8]. W normie [7] zdefiniowano wartość charakterystyczną oddziaływania zmiennego jako kwantyl rzędu p losowych maksimów o okresie powrotu T. Wartość charakterystyczna obciążenia śniegiem gruntu jest kwantylem rzędu $p=0,02$, co koresponduje z okresem powrotu oddziaływania $T=50$ lat [8].

Zakładając równe wartości wag *a priori* dla wszystkich przyjętych rozkładów $w_j = 1/9$, $j=1, 2,\ldots,9$ za pomocą autorskiego programu z wykorzystaniem aplikacji statystycznej wykonanej w programie do analiz statystycznych *R*, obliczono ich wagi *a posteriori*. Na rys. 4 przedstawiono prognozowane wartości obciążenia charakterystycznego śniegiem gruntu, dla poszczególnych rozkładów oraz ich kombinacji bayesowskiej, dla $p=0,02$ i okres powrotu $T=50$ lat, wraz z przypisanymi im wagami.



Rys. 4. Wykres radarowy prognozy wartości charakterystycznej obciążenia śniegiem gruntu z wagami odpowiadającymi poszczególnym rozkładom prawdopodobieństwa

Fig. 4. Radar chart of the forecasts of the characteristic value of the snow load on the ground with weights corresponding to each probability distribution

Największe wagi *a posteriori* uzyskały w kolejności następujące rozkłady: kombinacja bayesowska (1,0), Exponential (0,5859), Gamma (0,1005), Generalised extreme value (0,0796), Weibull (0,0726), Lognormal (0,0716), Gumbela (0,0456), Generalised gamma (0,0434), Rayleight (0,0008) i Normal (0,0000).

Prognoza wartości obciążenia charakterystycznego dla $p=0,02$ i $T=50$ lat wskazuje, że stopień dopasowania wyników obserwacji do funkcji rozkładu najczęściej stosowanych zmiennych losowych prowadzi do wyników zbieżnych z kombinacją bayesowską jedynie w odniesieniu do rozkładu o wyraźnie dominującej wartości wagi. Dla rozkładu wykładniczego (Exponential) waga wynosi 0,5859, a wartość obciążenia charakterystycznego S_k=1,06 kN/m^2, a dla rozkładu wg kombinacji bayesowskiej 1,03 kN/m^2.W przypadku pozostałych rozkładów o wartości wag do około 0,10 wartości S_k nie wykazują korelacji z wagami rozkładów.

5. Wnioski

Przedstawiona w artykule procedura estymacji oparta na wnioskowaniu bayesowskim umożliwia ocenę i porównanie zasadności wyboru typu rozkładu zmiennej losowej opartego na wnioskowaniu statystycznym oraz tworzenie liniowych kombinacji tych zmiennych uwzględniających niepewności modelo-

wych związane z subiektywnym wyborem typu rozkładów i łączeniem niepewnych informacji z wynikami badań.

Procedura wnioskowania bayesowskiego zakłada, że estymowane parametry przyjętych do analizy rozkładów są zmiennymi losowymi, a niepewności statystyczne można oszacować za pomocą prawdopodobieństw *a priori*, szacowanych z pewną dozą subiektywizmu, na podstawie dostępnych informacji i korygowanych na podstawie aktualnych wyników badań lub obserwacji.

Przedstawione procedury zastosowano do oceny adekwatności wyboru dystrybuanty jednego z oddziaływań klimatycznych, jakim jest obciążenie śniegiem gruntu, traktowanego jako zmienna losowa o parametrach estymowanych statystyczną metodą największej wiarygodności. Obliczono wagi odpowiadające założonym rozkładom prawdopodobieństwa i rozkładowi utworzonemu jako liniowa kombinacja tych rozkładów oraz wartości charakterystyczne obciążenia obliczone dla analizowanych rozkładów. Wyniki obliczeń wskazują, że wartości obciążeń charakterystycznych są w dużym stopniu zależne od wyboru typu rozkładu obciążenia, a wybór rozkładu oparty jedynie na wynikach wnioskowania statystycznego może prowadzić do znacznego zaniżenia prognozowanego obciążenia.

Należy podkreślić, że przedstawiona w artykule metoda może być zastosowana również do analizy wielu zagadnień dotyczących niezawodności konstrukcji.

Literatura

[1] Woliński Sz., Pytlowany T.: Uwagi o szacowaniu wartości oddziaływań za pomoca modelu Gumbela. Materiały konferencyjne 56 KN KILiW PAN oraz KN PZITB Kielce- Krynica 2010.
[2] Żurański J., Sobolewski A.: Obciążenie śniegiem w Polsce. Wydawnictwo Instytutu Techniki Budowlanej, Seria: Prace Naukowe ITB. Monografie. Warszawa 2009.
[3] Noortwijk J. M., Kalk H. J., Chbab E. H.: Bayesian estimation of design loads, HERON. Vol. 49, No. 2 (2004).
[4] Pytlowany T.: Bayesowski model oddziaływań klimatycznych. OW PRz, zeszyt nr 283. nr s.59 3/2 s. 43-50. Rzeszów 2012.
[5] Steenbergen M. R.: Maximum Likelihood Programming in R.
[6] Gwóźdź M., Machowski A. Wybrane badania i obliczenia konstrukcji budowlanych metodami probabilistycznymi, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 2010.
[7] PN-EN 1990:2004. Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji.
[8] EN 1991-1-3:2005. Eurokod 1: Odziaływania na konstrukcje. Część 1-3: Oddziaływania ogólne. Obciążenie śniegiem.
[9] Mitzenmacher M, Upal E.: Metody probabilistyczne i obliczenia WN-T 2009.

SELECTION OF THE DISTRIBUTION FUNCTION FOR CLIMATE ACTIONS USING BAYESIAN METHOD

S u m m a r y

Single distribution functions are usually selected based on a best-fit approach theorem but often available random data cannot be accurately described by any of the commonly used types of the random variables. The paper presents a method based on Bayesian approach which solves problems of selecting the single distribution function and combining of probabilities contending different probability functions. The method is illustrated on the selection of single distribution function and application of Bayesian method in combining these functions to determine the characteristic value of snow load for an assumed return period.

Keywords: meteorological action, snow loads, Bayesian method

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.5

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 53-60

Krzysztof PAWŁOWSKI[1]
Sebastian WALCZAK[2]

ANALIZA PARAMETRÓW FIZYKALNYCH W OCENIE JAKOŚCI CIEPLNEJ ELEMENTÓW BUDYNKÓW NISKOENERGETYCZNYCH

Realizacja obowiązujących wymagań technicznych w zakresie ochrony cieplnej z uwzględnieniem standardu niskoenergetycznego, polega na sprawdzeniu wielu parametrów całego budynku, ale także jego przegród zewnętrznych i ich złączy. Ich określanie wg obowiązujących przepisów prawnych i norm przedmiotowych budzi wiele wątpliwości i niejasności w zakresie procedur obliczeniowych i interpretacji zagadnień fizykalnych. Celem pracy jest analiza w zakresie wpływu uwzględnienia przepływów ciepła w polu (2D) – mostków cieplnych, przy ocenie izolacyjności cieplnej przegród zewnętrznych i ich złączy.
Dla przykładowego budynku określono parametry fizykalne przegród zewnętrznych i ich złączy: współczynnik przenikania ciepła U [W/(m^2·K)] dla przegród zewnętrznych, liniowy współczynnik przenikania ciepła Ψ [W/(m·K)] dla mostków cieplnych przy zastosowaniu programu komputerowego TRISCO, rozkład temperatur w analizowanych złączach budowlanych oraz na podstawie temperatury minimalnej na wewnętrznej powierzchni przegrody $\theta_{si,min.}$ [ºC] – czynnik temperaturowy f_{Rsi} [-].
Na podstawie przedstawionych obliczeń i analiz zaproponowano wprowadzenie pewnych zmian w zapisach istniejących w „Warunkach Technicznych" oraz kompleksowej metody w zakresie oceny jakości cieplnej elementów obudowy budynków niskoenergetycznych. Dążenie do spełnienia standardu budownictwa niskoenergetycznego powinno opierać się na jasnych, precyzyjnych zasadach wynikających z podstawowych zasad szeroko rozumianej „fizyki budowali" z zastosowaniem nowoczesnych narzędzi numerycznych. Obudowa budynku (przegrody zewnętrzne i ich złącza) powinna stanowić podstawowy aspekt w zakresie oceny jakości cieplnej i energetycznej całego budynku.

Słowa kluczowe: budynek niskoenergetyczny, jakość cieplna, parametry fizykalne

[1] Autor do korespondencji/corresponding author: Krzysztof Pawłowski, Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy im. J. i J. Śniadeckich w Bydgoszczy, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, al. Prof. S. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz, 600-612-705, krzypaw@utp.edu.pl

[2] Sebastian Walczak, Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy im. J. i J. Śniadeckich w Bydgoszczy

1. Wybrane zagadnienia fizykalne w zakresie oceny jakości cieplnej elementów budynków niskoenergetycznych

W Krajowym planie wsparcia [1] sformułowano rekomendowaną do stosowania w praktyce krajową definicję budynku niskoenergetycznego: „**budynek o niskim zużyciu energii**" to budynek, spełniający wymogi związane z oszczędnością energii i izolacyjnością zawarte w przepisach techniczno-użytkowych, o których mowa w art. 7 ust. 1 pkt 1 ustawy – Prawo budowlane [2], tj. w szczególności dział X oraz załącznik 2 do [3] obowiązujące od 1.01.2021 roku (w przypadku budynków zajmowanych przez władze publiczne oraz będących ich własnością – od 1.01.2019 r.). Zgodnie z [1] i w myśl [3] za energooszczędne można uznać budynki, które charakteryzują się powierzchniowym wskaźnikiem sezonowego zapotrzebowania na ciepło $\mathbf{EP_{H+W}}$ poniżej **70** kWh/(m^2·rok) – dla budynku jednorodzinnego oraz poniżej **65** kWh/(m^2·rok) – dla budynku wielorodzinnego. Jednoczenie spełnienie kryterium cieplnego polega na utrzymaniu wysokiej termoizolacyjności wszystkich przegród otaczających ogrzewane wnętrze: U_c (U) ≤ $U_{c(max)}$ ($U_{(max)}$), gdzie U_c, U, $U_{c(max)}$, $U_{(max)}$ − oznaczają odpowiednio: współczynnik przenikania ciepła określonej przegrody w budynku oraz jego dopuszczalną wartość maksymalną, ustaloną dla pewnej grupy przegród (ściany, stropodachy, posadzki na gruncie, okna, itp.

Zagadnienia fizyki cieplnej budowli sprowadzają się przede wszystkim do analizy cieplnej przegród zewnętrznych budynków, poddanych oddziaływaniom, zmiennych w czasie, temperatur zewnętrznych i wewnętrznych. W wielu przypadkach rozwiązanie przepływu ciepła sprowadza się do określenia przenikania ciepła przez płaską przegrodę budowlaną w polu jednowymiarowym (1D), bez uwzględnienia przepływu ciepła w polu dwuwymiarowym (2D) i trójwymiarowym (3D). Jednak realnym (rzeczywistym) polem wymiany ciepła jest zazwyczaj przegroda zewnętrzna jako fragment budynku, a więc połączona systemem złączy z przegrodami przylegającymi (stropem, ścianą zewnętrzną lub wewnętrzną lub podłogą na gruncie). Jeżeli powstałe płaskie lub przestrzenne pole temperatur w istotny sposób zmienia ukształtowany w polu jednowymiarowym prostoliniowy przebieg izoterm i adiabat – zakrzywiając je, wówczas można mówić o mostku cieplnym w przegrodzie lub złączu [4].

Należy podkreślić, że obecnie obliczane wartości współczynnika przenikania ciepła U_c oraz wartości graniczne $U_{c(max)}$, $U_{(max)}$ wg rozporządzenia [3], dla pojedynczej przegrody, nie uwzględniają dodatkowych strat ciepła wynikających z występowania mostków cieplnych. Ich udział uwzględnia się przy wyznaczaniu współczynnika strat ciepła przez przenikanie H_{Tr}.

Jakość cieplna elementów budynków jest określana także w postaci czynnika temperaturowego złączy w przegrodach budynku dla potwierdzenia wymagania: $f_{Rsi} \geq f_{Rsi(kryt)}$. Sprawdzenia wymagają wszystkie złącza (w zależności od ich rodzaju), obliczeniem w układzie dwu- lub trójwymiarowym i stanowią o istocie realizacji warunku niedopuszczenia do kondensacji powierzchniowej pary wod-

nej na przegrodach osłaniających budynek. Określenie czynnika temperaturowego f_{Rsi} w analizowanym złączu przegród zewnętrznych wymaga określenia temperatury minimalnej na wewnętrznej powierzchni przegrody oraz w miejscu mostka cieplnego, przy założeniu odpowiednich temperatur powietrza wewnętrznego (θ_i) i zewnętrznego (θ_e) i dla mostków cieplnych zastosowania przestrzennego modelu przegrody wg PN-EN ISO 10211:2008 [5]. Natomiast wymaganą wartość granicznego czynnika temperaturowego $f_{Rsi(kryt)}$ ustala się w funkcji temperatury t_i oraz wilgotności względnej powietrza φ_i [%], pomieszczenia, którego dotyczy. Wymienione parametry (temperatura wewnętrzna oraz wilgotność powietrza wpomieszczeniu) przesądzają o wartości czynnika temperaturowego $f_{Rsi(kryt)}$, decydującej granicy w ocenie poprawności rozwiązań konstrukcyjnych złącza. Wg normy PN-EN ISO 13788:2003 [6], czynnik temperaturowy $f_{Rsi(kryt)}$ oblicza się lub przyjmuje w zależności od zastosowanego w budynku rodzaju wentylacji (wentylacja grawitacyjna – dominująca w budownictwie mieszkaniowym lub wentylacja mechanicznej, będąca często składnikiem systemów klimatyzacyjnych, pozwalających w prawie dowolny sposób kształtować właściwości mikroklimatu wnętrz). W rozporządzeniu [1], mimo uznania normy PN-EN ISO 13788 [6] za obowiązującą w projektowaniu, istnieje odstępstwo od jej wymagań, polegające na przyjęciu średniej miesięcznej wilgotności względnej powietrza wewnętrznego w stałej wartości φ_i=0,50 (50 %) (punkt 2.2.2 Załącznika nr 2 [1]) dla pomieszczeń z temperaturą wewnętrzną równą co najmniej 20°*C*. Równocześnie dopuszczono (bez obliczeń) dla tych pomieszczeń przyjmowanie wartości czynnika $f_{Rsi(kryt)}$ = 0,72 co praktycznie oznacza rezygnację z ustalania klas wilgotności pomieszczeń zaopatrzonych w wentylację grawitacyjną.

Na podstawie przeprowadzonych analiz zaproponowano kompleksowy algorytm (schemat) określania parametrów fizykalnych w ocenie jakości cieplnej elementów budynku niskoenergetycznego (rysunek 1).

2. Obliczenia wybranych parametrów fizykalnych przegród zewnętrznych i złączy budynku

Kompleksowa ocena jakości cieplnej elementów budynków niskoenergetycznych obejmuje analizę szeregu parametrów fizykalnych.

W ramach pracy na wstępie określono parametry fizykalne wybranych złączy budowlanych ściany zewnętrznej trójwarstwowej (z ociepleniem w postaci płyty z pianki PIR gr. 12 cm o λ=0,022 W/(m·K), płyty z pianki PUR gr. 12 cm o λ=0,035 W/(m·K)), płyty styropianowej gr. 12 cm o λ=0,040 W/(m·K), przy zastosowaniu programu komputerowego TRISCO, zgodnie z zasadami opisanymi w PN-EN ISO 10211:2008 [5]. Wyniki obliczeń zestawiono w tabeli 1.

Wykonanie szczegółowych obliczeń, przy zastosowaniu programu komputerowego, pozwala na uzyskanie miarodajnych wyników parametrów fizykalnych. Ich wartości zależą od zastosowanego materiału budowlanego (konstrukcyjnego)

OCENA JAKOŚCI CIEPLNEJ ELEMENTÓW BUDYNKÓW NISKOENERGETYCZNYCH

I. Określenie wartości współczynnika przenikania ciepła **U/U_c (U_{1D})** [W/(m^2·K)] dla zewnętrznych przegród budowlanych: ściana zewnętrzna, stropodach, stolarka okienna, podłoga na gruncie wg obowiązujących metod obliczeniowych

II. Określenie wartości liniowego współczynnika przenikania ciepła **Ψ** [W/(m·K)] dla złączy budowlanych (mostków cieplnych) przy zastosowaniu programu komputerowego lub na podstawie profesjonalnych katalogów mostków cieplnych

III. Określenie strat ciepła przez przenikanie przez przegrodę zewnętrzną:
$\mathbf{H_D} = U_c \cdot A_i + \sum \Psi_i \cdot l_i$ [W/K] /
$\mathbf{H_g} = A \cdot U + P \cdot (\Psi + \Psi_{g,e})$ [W/K]

III. Określenie strat ciepła przez przenikanie przez obudowę budynku (przegrody zewnętrzne):
$\mathbf{H = H_D + H_g}$ [W/K]

IV. Określenie współczynnika przenikania ciepła z uwzględnieniem mostków cieplnych: $\mathbf{U_k}$ **(U_{2D})** = $\mathbf{H_D/A}$ [W/(m^2·K)]

IV. Określenie średniego współczynnika przenikania ciepła z uwzględnieniem mostków cieplnych: $\mathbf{U_{śr.}}$ **(U_{2D}) = H/A** [W/(m^2·K)]

V. Określenie czynnika temperaturowego f_{Rsi} [-] na podstawie temperatury minimalnej na wewnętrznej powierzchni przegrody przy zastosowaniu programu komputerowego lub na podstawie katalogu mostków cieplnych

Rys. 1. Algorytm oceny jakości cieplnej elementów budynków niskoenergetycznych

Fig. 1. Algorithm for thermal quality evaluation of low-energy building elements

Tabela 1. Wyniki obliczeń parametrów fizykalnych złączy budowlanych – opracowanie własne na podstawie [8]

Table 1. Calculation results of building joint physical parameters – own research based on [8]

Parametry fizykalne przegród zewnętrznych i ich złączy						
wariant	I	II	III	I	II	III
$\mathbf{U_c}$ [W/(m^2·K)]	0,134	0,184	0,199	$\mathbf{t_{min.}}$ [°C] / $\mathbf{f_{Rsi}}$ [-]		
Złącze	$\mathbf{\Psi_i}$ [W/(m·K)					
Z 1	0,057	0,070	0,074	16,48 / 0,912	15,43 / 0,886	15,12 / 0,875
Z 2	0,035	0,048	0,051	18,46 / 0,961	17,90 / 0,948	17,73 / 0,943
Z 3	0,043	0,059	0,065	18,37 / 0,959	17,69 / 0,942	17,47 / 0,937
Z 4	0,039	0,056	0,063	17,37 / 0,934	16,80 / 0,920	16,60 / 0,915
Z 5	0,017	0,022	0,024	13,64 / 0,841	13,08 /0,827	12,84 / 0,821
Z 6	0,032	0,034	0,035	16,01 / 0,900	15,43 / 0,886	15,24 / 0,881
Z 7	0,137	0,159	0,168	15,89 / 0,897	14,78 / 0,869	14,41 / 0,860
Z 8	0,071	0,087	0,095	17,91 / 0,948	17,32 / 0,933	17,12 / 0,928
Z 9	0,265	0,327	0,349	14,34 / 0,858	13,99 / 0,850	13,87 / 0,847

Z1 – Połączenie ścian zewnętrznych w narożniku, Z2 – Połączenie ściany zewnętrznej z wewnętrzną, Z3 – Połączenie ściany zewnętrznej ze stropem w przekroju przez wieniec, Z4 – Połączenie ściany zewnętrznej z oknem w przekroju przez nadproże, Z5 – Połączenie ściany zewnętrznej z oknem w przekroju przez podokiennik, Z6 – Połączenie ściany zewnętrznej z oknem w przekroju przez ościeżnicę, Z7 – Połączenie ściany zewnętrznej ze stropodachem, Z8 – Połączenie ściany zewnętrznej z płytą balkonową (przy zastosowaniu łącznika izotermicznego), Z9 – Połączenie ściany zewnętrznej z podłogą na gruncie

go), rodzaju i grubości izolacji cieplnej oraz ukształtowania struktury materiałowej analizowanego złącza. Posługiwanie się wartościami przybliżonymi i orientacyjnymi, np. w oparciu o PN-EN ISO 14683:2008 [7], staje się nieuzasadnione, ponieważ nie uwzględniają zmiany układów materiałowych oraz rodzaju i grubości izolacji cieplnej.

Uwzględnienie realnie występujących w przegrodach dwu- i trójwymiarowych przepływów ciepła może prowadzić do znaczących różnic wartości parametrów cieplnych (U, H), charakteryzujących przegrody tego samego budynku. Przegrody (np. ściany zewnętrzne) z dużą powierzchnią otworów okiennych lub z niektórymi, trudnymi w ograniczeniu mostkami cieplnymi (balkony, nadproża, narożniki), mogą posiadać wysokie wartości współczynnika U i stwarzać zagrożenie kondensacji wilgoci na wewnętrznej powierzchni przegród.

W drugim etapie obliczeń określono straty ciepła przez ścianę parteru budynku (z oknem różnej wielkości) z uwzględnieniem liniowych mostków cieplnych. Do obliczeń zastosowano wartości Ψ_i [W/(m·K), określone w pierwszym etapie obliczeń – tabela 1. Wyniki parametrów cieplnych określonych wg kompleksowego algorytmu (rysunek 1) zestawiono w tabeli 2.

W trzecim etapie obliczeń określono parametry cieplne dla całego budynku jednorodzinnego z uwzględnieniem strat ciepła przez pojedyncze przegrody i przepływu ciepła w polu 2D (w postaci liniowych mostków cieplnych). Wyniki obliczeń zestawiono w tabeli 3.

Udział mostków cieplnych w całkowitych stratach ciepła przez zewnętrzne przegrody zewnętrzne jest znaczący. Metodyka ich uwzględniania wg rozporządzenia [9] jest dyskusyjna, jej stosowanie może skutkować znaczną rozbieżnością wyników obliczeń w odniesieniu do danego budynku, w zależności od podejścia projektanta (certyfikatora).

Tabela 2. Wyniki obliczeń parametrów cieplnych ścian zewnętrznych budynku – opracowanie własne
Table 2. Calculation results of physical parameters of building external walls – own research

Analizowane parametry ścian	ściana I			ściana II		
współczynnik przenikania ciepła ściany zewnętrznej U_c (U_{1D})	0,134	0,184	0,199	0,134	0,184	0,199
straty ciepła wynikające z występowania liniowych mostków cieplnych: $\sum\Psi_i \cdot li$ [W/K]	1,30	1,41	1,47	1,13	1,19	1,23
całkowite straty ciepła przez ścianę zewnętrzną: $H_{D1}= U_c \cdot A_{i1}+\sum\Psi_i \cdot li$ [W/K]	2,60	3,19	3,40	3,35	4,24	4,53
pole powierzchni ściany zewnętrznej z uwzględnieniem złączy budowlanych: A_{oi1}	14,65			21,55		
współczynnik przenikania ciepła ściany zewnętrznej z uwzględnieniem liniowych mostków cieplnych: $U_{2D}=H_{D1}/A_{oi1}$	0,18	0,22	0,23	0,16	0,20	0,21

Tabela 3. Wyniki obliczeń parametrów cieplnych przegród zewnętrznych budynku – opracowanie własne

Table 3. Calculation results of thermal parameters of external building partitions – own research

Parametry cieplne elementów budynku	wariant I	wariant II	wariant III
$\mathbf{U_{1D}}^{*)}$ [W/(m^2·K)]			
- ściany zewnętrznej:	0,134	0,184	0,199
- przegrody przeźroczystej:	0,90	0,90	0,90
- stropodachu:	0,102	0,165	0,187
- podłogi na gruncie:	0,13	0,20	0,21
$\mathbf{H_D}^{**)}$[W/K] / $\mathbf{U_{2D}}^{***)}$ [W/(m^2·K)]			
- pojedyncze ściany zewnętrzne:	10,34 / 0,22	12,22 / 0,26	12,84 / 0,27
	15,90 / 0,33	17,52 / 0,37	18,05 / 0,38
	11,00 / 0,22	12,74 / 0,25	13,37 / 0,27
	8,81 / 0,17	10,89 / 0,22	11,56 / 0,23
- wszystkie ściany zewnętrzne:	**46,05** /0,23	**53,37** / 0,27	**55,82** / 0,28
- stropodach:	**9,45** / 0,12	**13,80** / 0,18	**15,33** / 0,20
- podłoga na gruncie:	**16,79** / 0,22	**24,21** / 0,32	**26,20** / 0,34
- cała obudowa budynku:	**72,29** / 0,21	**91,38** / 0,26	**97,35** / 0,28

*) $\mathbf{U_{1D}}$ – wartość współczynnika przenikania ciepła przegród zewnętrznych w polu jednowymiarowym [W/(m^2·K)]

**) $\mathbf{H_D}$ – współczynnik strat ciepła przez przenikanie z uwzględnieniem liniowych mostków cieplnych [W/K]

***) $\mathbf{U_{2D}}$ – wartość współczynnika przenikania ciepła przegród zewnętrznych z uwzględnieniem przepływu ciepła w polu dwuwymiarowym [W/(m^2·K)]

3. Podsumowanie i wnioski

Ocena jakości cieplnej elementów budynku niskoenergetycznego powinna obejmować kompleksową analizę parametrów fizykalnych przegród zewnętrznych z uwzględnieniem wpływu mostków cieplnych (rysunek 1).

Przedstawione powyżej oraz w pracach [4, 10] przykłady obliczeniowe potwierdzają potrzebę prowadzenia dokładnych obliczeń przy zastosowaniu programów komputerowych z uwzględnieniem parametrów powietrza wewnętrznego i zewnętrznego. Obniżanie wartości granicznych współczynników przenikania ciepła $\mathbf{U_{max}}$ bez uwzględniania przepływów ciepła w polu (2D) i (3D) czyli mostków cieplnych, powoduje rzeczywiste dopuszczenie większych strat ciepła przez przegrody budowlane i ich złącza. Ponadto zasadne staje się określenie wartości granicznych liniowego współczynnika przenikania ciepła Ψ_{max} na poziomie 0,10÷0,20 W/(m·K) w zależności od specyfiki analizowanego złącza, podobnie jak wg wytycznych NFOŚiGW [11] w zakresie projektowania budynków w standardzie NF15 i NF40. Sformułowanie wartości granicznych wskaźnika zapotrzebowania na energię użytkową EU ograniczy także negatywny wpływ strat w miejscu występowania mostków cieplnych.

Analizując złącza ścian zewnętrznych (tabela 1) można stwierdzić, że nie występuje ryzyko kondensacji powierzchniowej pary wodnej, ponieważ obliczone wartości czynników temperaturowych f_{Rsi} [-] są większe od wartości granicznej czynnika temperaturowego $f_{Rsi,\ (kryt.)}$ [-]. Wartość graniczna (krytyczna) czynnika temperaturowego, przy uwzględnieniu parametrów powietrza wewnętrznego i zewnętrznego, analizowanych wariantów obliczeniowych wynosi $f_{Rsi,\ (kryt.)} = 0{,}778$.

Literatura

[1] Uchwała Rady Ministrów z dnia 22 czerwca 2015 r. w sprawie przyjęcia „Krajowego planu mającego na celu zwiększenie liczby budynków o niskim zużyciu energii".

[2] Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. – Prawo budowlane (DzU z 2013 r. poz. 1409, z późn. zm.).

[3] Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej zmieniające rozporządzenie w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowania (DzU z 2013 r., poz. 926).

[4] Dylla A., Praktyczna fizyka cieplna budowli. Szkoła projektowania złączy budowlanych. Wydawnictwo Uczelniane UTP w Bydgoszczy, Bydgoszcz 2009.

[5] PN-EN ISO 10211:2008 Mostki cieplne w budynkach. Strumienie ciepła i temperatury powierzchni. Obliczenia szczegółowe.

[6] PN-EN ISO 13788: 2003 Cieplno-wilgotnościowe właściwości komponentów budowlanych i elementów budynku. Temperatura powierzchni wewnętrznej umożliwiająca uniknięcie krytycznej wilgotności powierzchni wewnętrznej kondensacji. Metody obliczania.

[7] PN-EN ISO 14683:2008 Mostki cieplne w budynkach. Liniowy współczynnik przenikania ciepła. Metody uproszczone i wartości orientacyjne.

[8] Walczak S., Analiza numeryczna złączy ścian zewnętrznych trójwarstwowych w świetle nowych wymagań cieplnych, Praca magisterska napisana pod kierunkiem dr. inż. Krzysztofa Pawłowskiego. Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy w Bydgoszcz, Bydgoszcz 2015.

[9] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury i Rozwoju w sprawie metodologii obliczania charakterystyki energetycznej budynku i lokalu mieszkalnego lub części budynku stanowiącej samodzielną całość techniczno-użytkową oraz sposobu sporządzania i wzorów świadectw charakterystyki energetycznej. (Dz.U. z 2015 r., poz. 376).

[10] Pawłowski K., Projektowanie przegród zewnętrznych w świetle aktualnych warunków technicznych dotyczących budynków. Obliczenia cieplno-wilgotnościowe przegród zewnętrznych i ich złączy, Wydawnictwo Grupa Medium, Warszawa 2016.

[11] Wymagania określające podstawowe wymogi niezbędne do osiągnięcia oczekiwanych standardów energetycznych dla budynków mieszkalnych oraz sposób weryfikacji projektów i sprawdzania wykonywanych domów energooszczędnych, www.nfosigw.gov.pl.

THE ANALYSIS OF PHYSICAL PARAMETERS IN THE QUALITY ASSESSMENT OF THERMAL ELEMENTS LOW-ENERGY BUILDINGS

S u m m a r y

Fulfillment of obligatory technical requirements for thermal protection within the low-energy standard consists in checking a number of parameters of the entire building, but also its external walls and their joints. Their definition according to the legal regulations and subject standards raises many doubts and ambiguities about calculation procedures and interpretations of physical issues. The basic goal of this work is the analysis of heat flow influence in the area of thermal bridges (2D) with evaluation of thermal insulation of external walls and their joints.

For some building physical parameters external walls and joints were determined: heat-transfer coefficient U [W/(m2·K)] for external walls, linear heat-transfer coefficient Ψ [W/(m·K)] of thermal bridges using a TRISCO software, temperature distribution in the analyzed joints of construction and on the basis on a minimum temperature on the internal surface of the wall $\theta_{si,min}$ [ºC] (temperature factor f_{Rsi} [-]).

On the basis of calculations and analyses it has been proposed changes to the existing notation in the "Specifications" and complex method in the evaluation of the thermal quality of low-energy buildings insulation. The aspiration to fulfillment the low-energy buildings standards should be based on clear, precise rules and should be determined on the basic principles of the broadly defined "Construction Physics" with use of modern numerical tools. Building insulation (external walls and their joints) should be an essential aspect in the assessment of the heat and energy quality of the whole building.

Keywords: low-energy building, thermal quality, physical parameters

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.6

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 61-68

Olga SZLACHETKA[1]
Monika WĄGROWSKA[2]

ROZKŁAD TEMPERATURY W WIELOSKŁADNIKOWYM WIELOWARSTWOWYM KOMPOZYCIE Z POPRZECZNĄ GRADACJĄ WŁAŚCIWOŚCI EFEKTYWNYCH

Przedmiotem rozważań jest jednowymiarowe, stacjonarne zagadnienie przewodnictwa ciepła w kierunku prostopadłym do uwarstwienia w wieloskładnikowym, wielowarstwowym kompozycie o poprzecznej gradacji właściwości efektywnych. W celu wyznaczenia rozkładu temperatury wykorzystano wariant asymptotyczny modelowania tolerancyjnego. Obliczono wartości efektywnego współczynnika przewodzenia ciepła oraz wyznaczono rozkłady temperatury dla pewnych szczególnych przypadków.

Słowa kluczowe: przewodnictwo ciepła, modelowanie tolerancyjne, kompozyt o poprzecznej gradacji właściwości efektywnych

1. Wstęp

Ułożenie jednorodnych, termicznych warstw w wielowarstwowej przegrodzie nie wpływa na wartość całkowitego oporu cieplnego, a tym samym na wartość współczynnika przenikania ciepła, jednak znacząco wpływa na rozkład temperatury. Przy różnych układach warstw wykonanych z tych samych materiałów uzyskuje się różne rozkłady temperatury. Istotne jest wybranie takiego układu warstw, który daje optymalny w danym przypadku rozkład temperatury.

W pracy rozpatrzono, składającą się z wielu składników, strukturę wielowarstwową, która charakteryzuje się poprzeczną gradacją cieplnych właściwości efektywnych.

[1] Autor do korespondencji/corresponding author: Olga Szlachetka, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie, ul. Nowoursynowska 166, 02-787 Warszawa, tel. 22 5935110, olga_szlachetka@wp.pl

[2] Monika Wągrowska, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie, ul. Nowoursynowska 166, 02-787 Warszawa, tel. 22 5935103, monika_wagrowska@sggw.pl

Przez wieloskładnikową, wielowarstwową strukturę o poprzecznej gradacji właściwości efektywnych rozumie się układ składający się z dużej liczby warstw o stałej grubości, gdzie każda warstwa składa się, z co najmniej trzech różnych, warstwowo ułożonych składników (podwarstw). W każdej warstwie grubości podwarstw wykonanych z odpowiadających sobie materiałów, różnią się od siebie, w taki sposób, że dwie sąsiednie warstwy mogą być traktowane jako nierozróżnialne makroskopowo. Jednocześnie dopuszcza się nawet znaczną różnicę grubości podwarstw wykonanych z odpowiadających sobie materiałów w warstwach od siebie odległych.

Rozkład temperatury w obszarze wielowarstwowej przegrody można wyznaczyć wykorzystując teorię przewodnictwa ciepła Fouriera. Ze względu na to, że charakterystyki materiałowe rozpatrywanych struktur są funkcjami nieciągłymi, skokowo zmieniającymi swoje wartości na płaszczyznach kontaktu między sąsiadującymi składnikami (na tzw. interfejsach) – współczynniki funkcyjne w równaniu różniczkowym cząstkowym przewodzenia ciepła są nieciągłe. Niemożliwe jest w takim przypadku uzyskanie rozwiązania w postaci analitycznej, a zastosowanie metod numerycznych jest czasochłonne, a czasami wręcz niemożliwe. Celem pracy jest, w oparciu o wariant asymptotyczny metody modelowania tolerancyjnego [4-6]:

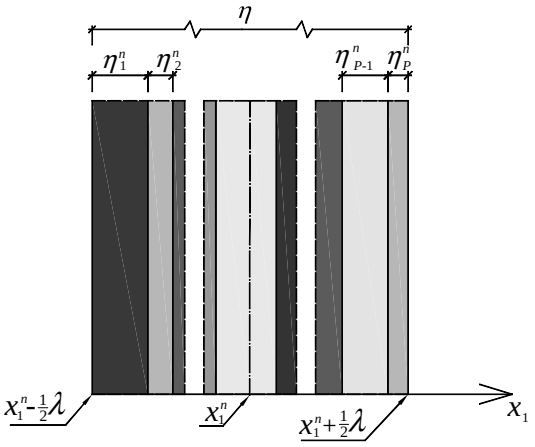
- wyznaczenie efektywnego współczynnika przewodzenia ciepła w kierunku prostopadłym do uwarstwienia w kompozycie o poprzecznej gradacji właściwości;
- analiza rozkładów temperatury w wybranych przypadkach mająca na celu pokazanie możliwości zaprojektowania układu podwarstw struktury kompozytowej tak, aby z punktu widzenia rozchodzenia ciepła realizowany był zadany z górny rozkład temperatury.

Zagadnienie przewodnictwa ciepła w ramach metody modelowania tolerancyjnego w dwuskładnikowych strukturach o poprzecznej gradacji właściwości efektywnych omówione jest np. w [1-2, 8], a w pracy [7] analizowano możliwość projektowania takich struktur. Natomiast wieloskładnikowe struktury o poprzecznej gradacji właściwości efektywnych rozpatrzono w [3].

2. Przedmiot rozważań

Analizowana struktura zajmuje obszar $\Omega \equiv (0, L_1) \times \Xi$, $\Xi \equiv (0, L_2) \times (0, L_3)$ i składa się z dużej liczby N $(1/N << 1)$ warstw o stałej grubości η, $(\eta \equiv L_1 / N)$. Każda warstwa składa się z M jednorodnych materiałów, które są sztywnymi przewodnikami ciepła. Z materiałów utworzonych jest P idealnie połączonych ze sobą podwarstw. Liczba podwarstw P jest, co najmniej równa liczbie materiałów M. Właściwości cieplne kompozytu opisane są przez tensor przewodnictwa ciepła $\mathbf{\Lambda}$, który dla poszczególnych materiałów M przyjmuje

wartości $\mathbf{\Lambda}_m$, $m=1,2,...,M$. Składowe tensora $\mathbf{\Lambda}_m$ przyjmują wartości $\lambda_m^{\alpha\beta}$, gdzie $\alpha,\beta=1,2,3$. Założono, że składniki wchodzące w skład struktury kompozytowej są izotropowe, zatem tensor przewodnictwa ciepła w m- tym, $m=1,2,...,M$ materiale przyjmuje postać: $\mathbf{\Lambda}_m=\lambda_m\cdot\mathbf{1}$, gdzie $\mathbf{1}$- jest macierzą jednostkową. W każdej warstwie wyróżniono płaszczyznę środkową $x_1=x_1^n\equiv\frac{\eta}{2}+(n-1)\eta$, $n=1,...,N$. Schemat warstwy rozpatrywanego kompozytu przedstawiono na Rys. 1. Rozpatrzono zagadnienie jednowymiarowego, stacjonarnego przewodnictwa ciepła w kierunku prostopadłym do uwarstwienia.



Rys. 1. Schemat warstwy wieloskładnikowego, wielowarstwowego kompozytu o poprzecznej gradacji właściwości efektywnych

Fig 1. Scheme of the layer of multicomponent, multilayered composite with transversal gradation of effective properties

W kompozycie o poprzecznej gradacji właściwości efektywnych, zmiana właściwości materiałowych zachodzi wzdłuż kierunku prostopadłego do uwarstwienia (wzdłuż osi Ox_1), i nie można w niej wyróżnić powtarzającej się komórki. W celu opisania struktury materiałowej wprowadza się funkcje $\varphi_p(\cdot)$, $p=1,...,P$, nazywane funkcjami nasycenia, takie, że $\varphi_1(x_1)+...+\varphi_P(x_1)=1$ dla każdego $x_1\in(0,L_1)$. Wartości funkcji nasycenia na płaszczyznach środkowych x_1^n, $n=1,...,N$ są interpretowane jako frakcja p-tego składnika wchodzącego w skład warstwy, w której dana płaszczyzna środkowa się znajduje. Grubość p- tej, $p=1,..,P$ podwarstwy w n-ej, $n=1,...,N$ warstwie można zapisać jako $\eta_p^n=\varphi_p(x_1^n)\eta$.

3. Procedura modelowania

W wariancie asymptotycznym metody modelowania tolerancyjnego, zwanym homogenizacją lokalną, stacjonarne pole temperatury $\theta(\cdot)$ przy zadanych warunkach brzegowych przybliża się przez pole $\tilde{\theta}(\cdot)$, [13-15]:

$$\theta(\boldsymbol{x}) \approx \tilde{\theta}(\boldsymbol{x}) = \vartheta(\boldsymbol{x}) + \gamma(x_1)\psi(\boldsymbol{x}), \tag{1}$$

gdzie: $\vartheta(\cdot)$ - uśredniona temperatura, $\psi(\cdot)$ - amplituda fluktuacji temperatury, $\gamma(\cdot)$ - globalna funkcja mikro-kształtu, której postać związania jest z budową kompozytu.

Pola $\vartheta(\cdot)$ i $\psi(\cdot)$ są funkcjami klasy C^1 w obszarze Ω. Są to funkcje nieznane i należy je wyznaczyć zgodnie z procedurą modelowania opisaną np. w [6]. Globalna funkcja mikro-kształtu $\gamma(\cdot)$ musi spełniać warunki przedstawione np. w [3]. Jest ciągła, określona dla wszystkich x_1, $x_1 \in [0, L]$, liniowa pomiędzy interfejsami. Wartości funkcji $\gamma(\cdot)$ na interfejsach wyznacza się z zależności:

$$\gamma_p^n = \gamma_{p-1}^n + \eta\varphi_p\left(x_1^n\right)\left(\frac{\lambda_{eff}\left(x_1^n\right)}{\lambda_p\left(x_1^n\right)} - 1\right),\ p = 1,2,...,P,\ n = 1,2,...,N, \tag{2}$$

gdzie: $\varphi_p(\cdot)$, $p = 1,2,..,P$ - funkcje nasycenia, λ_{eff} - efektywny współczynnik przewodzenia ciepła w n-tej warstwie kompozytu wyrażony wzorem:

$$\lambda_{eff}\left(x_1^n\right) \equiv \left(\frac{\varphi_1\left(x_1^n\right)}{\lambda_1} + ... \frac{\varphi_P\left(x_1^n\right)}{\lambda_P}\right)^{-1}, \tag{3}$$

dodatkowo funkcja $\gamma(\cdot)$ musi spełniać warunek $\langle \rho\gamma \rangle\left(x_1^n\right) = 0$, gdzie ρ jest gęstością masy, a $\langle \cdot \rangle(x_1)$ jest uśrednieniem zdefiniowane jako:

$$\langle f \rangle(x_1) \equiv \frac{1}{\eta} \int_{x_1 - \eta/2}^{x_1 + \eta/2} f(z)\,dz,\ x_1 \in \left(\frac{\eta}{2}, L_1 - \frac{\eta}{2}\right). \tag{4}$$

W wyniku przeprowadzenia procedury homogenizacji lokalnej, amplitudę fluktuacji temperatury $\psi(\cdot)$ dla jednowymiarowego, stacjonarnego zagadnienia przewodnictwa ciepła można wyrazić jako funkcję gradientu temperatury $\vartheta(\cdot)$:

$$\psi(\boldsymbol{x}) = -\left\langle \lambda \frac{d}{dx_1}\gamma \right\rangle(x_1) \cdot \left(\left\langle \lambda \left(\frac{d}{dx_1}\gamma \right)^2 \right\rangle (x_1) \right)^{-1} \cdot \partial_1 \vartheta(\boldsymbol{x}). \tag{5}$$

Pole uśrednionej temperatury $\vartheta(\cdot)$ wyznacza się z równania:

$$\frac{d}{dx_1}\left(\left(\lambda_{eff}\left(x_1\right)\right)\frac{d}{dx_1}\vartheta\left(x_1\right)\right)=0\ , \tag{6}$$

gdzie:

$$\lambda_{eff}\left(x_1\right)\equiv\left(\frac{\varphi_1\left(x_1\right)}{\lambda_1}+...+\frac{\varphi_P\left(x_1\right)}{\lambda_P}\right)^{-1}. \tag{7}$$

Równanie (6) oraz (5) wraz z dekompozycją (1) oraz z zadanymi warunkami brzegowymi stanowi układ równań dla jednowymiarowego, stacjonarnego przewodzenia ciepła w kierunku prostopadłym do uwarstwienia w kompozycie o poprzecznej gradacji właściwości efektywnych. Należy podkreślić, że występujący w równaniu (6) współczynnik $\lambda_{eff}(\cdot)$ wolno zmienia swoje wartości, dzięki czemu równanie to można rozwiązać w analityczny sposób (całkując po zmiennej x_1).

4. Przykład

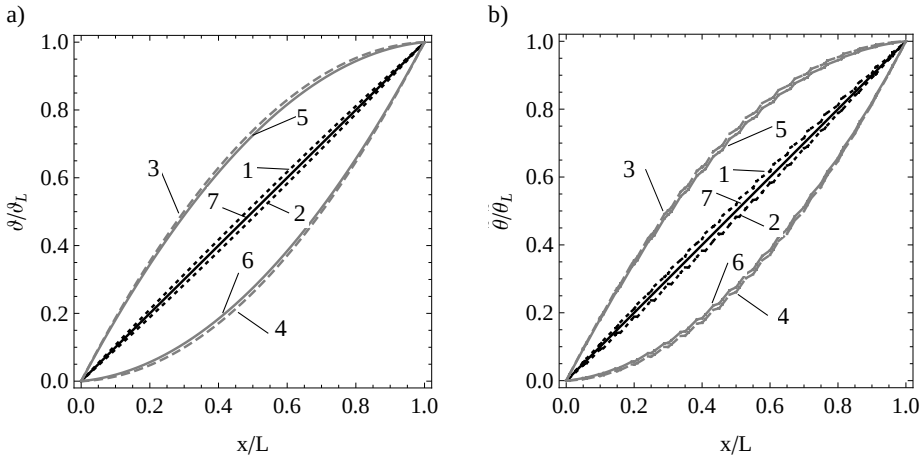
Rozpatrzono pasmo kompozytowe ($\Omega\equiv(0,L)\times R^2$) o grubości L, które zbudowane jest z $N=20$ warstw o stałej grubości $\eta=L/N$. Wprowadzono oznaczenie $x\equiv x_1$. Każda warstwa składa się z trzech podwarstw zbudowanych z różnych jednorodnych i izotropowych materiałów. Funkcje nasycenia w warstwie wynoszą: $\varphi_1=0{,}2$, $\varphi_2(x)=\frac{L-0{,}2x}{L}-0{,}2$, $\varphi_3(x)=1-\frac{L-0{,}2x}{L}$. Oznacza to, że grubość pierwszej podwarstwy w każdej warstwie jest stała i równa $\eta_1=0{,}2\eta$ (ponieważ $\varphi_1=const.$), natomiast grubości drugiej i trzeciej podwarstwy w kolejnych warstwach różnią się. Rozpatrzono siedem wariantów ułożenia materiałów. W tabeli 1 zamieszczono wartości współczynników przewodzenia ciepła w składnikach warstwy oraz wartości efektywnego współczynnika przewodzenia ciepła dla całego pasma kompozytowego w poszczególnych wariantach. Następnie przyjmując warunki brzegowe $\theta(0)=0^{\circ}C$, $\theta(L)=\vartheta_L{}^{\circ}C=\tilde{\theta}_L{}^{\circ}C>0^{\circ}C$, wyznaczono rozkłady temperatury. Na Rys. 2 przedstawiono rozkłady bezwymiarowych ilorazów $\vartheta(\cdot)/\vartheta_L$ oraz $\tilde{\theta}(\cdot)/\tilde{\theta}_L$ w poszczególnych wariantach, natomiast na Rys. 3 przedstawiono rozkłady temperatury $\tilde{\theta}(\cdot)/\tilde{\theta}_L$ w wybranych warstwach kompozytu.

Tabela 1. Wartości współczynników przewodzenia ciepła

Table 1. Thermal conductivity coefficients

pod-warstwa	wariant						
	1	2	3	4	5	6	7
1	λ_1	λ_1	$\lambda_2 = 20 \cdot \lambda_1$	$\lambda_2 = 20 \cdot \lambda_1$	$\lambda_3 = 100 \cdot \lambda_1$	$\lambda_3 = 100 \cdot \lambda_1$	λ_1
2	$\lambda_2 = 20 \cdot \lambda_1$	$\lambda_3 = 100 \cdot \lambda_1$	λ_1	$\lambda_3 = 100 \cdot \lambda_1$	λ_1	$\lambda_2 = 20 \cdot \lambda_1$	$\lambda_2 = \lambda_1$
3	$\lambda_3 = 100 \cdot \lambda_1$	$\lambda_2 = 20 \cdot \lambda_1$	$\lambda_3 = 100 \cdot \lambda_1$	λ_1	$\lambda_2 = 20 \cdot \lambda_1$	λ_1	$\lambda_3 = \lambda_1$
λ_{eff}	$4{,}4643 \cdot \lambda_1$	$4{,}4643 \cdot \lambda_1$	$2{,}4155 \cdot \lambda_1$	$2{,}4155 \cdot \lambda_1$	$2{,}3697 \cdot \lambda_1$	$2{,}3697 \cdot \lambda_1$	λ_1

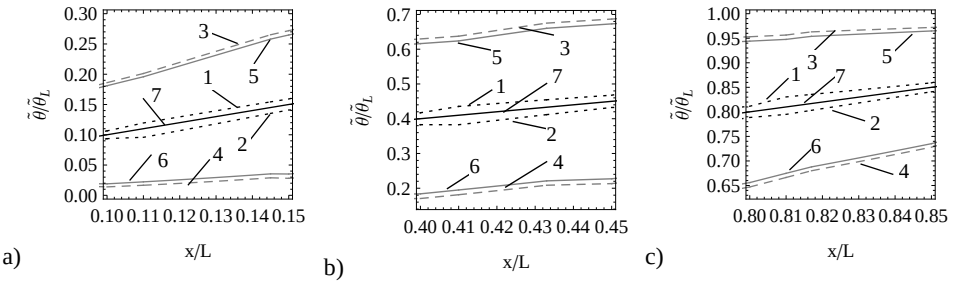
Rozkłady temperatury $\vartheta(\cdot)/\vartheta_L$ są gładkie, natomiast rozkłady $\tilde{\theta}(\cdot)/\tilde{\theta}_L$ charakteryzują się „ząbkami" wynikającymi z uwzględnienia niejednorodnej budowy struktury kompozytowej (por. wzór (1)).



Rys. 2. Rozkład temperatury a) $\vartheta(\cdot)/\vartheta_L$, b) $\tilde{\theta}(\cdot)/\tilde{\theta}_L$. Linie 1÷7 poszczególne warianty

Fig. 2. The temperature distribution a) $\vartheta(\cdot)/\vartheta_L$, b) $\tilde{\theta}(\cdot)/\tilde{\theta}_L$. Lines 1÷7 individual variants

Wyniki pokazane na Rys. 2a i 2b pokazują, że w przypadku trójskładnikowego pasma kompozytowego, przy zachowaniu tej samej wartości efektywnego współczynnika przewodzenia ciepła dla całego pasma, można tak zmieniać ułożenie podwarstw, że w strefie przybrzegowej od strony zewnętrznej lub wewnętrznej otrzymuje się duże lub małe gradienty temperatury (por. wariant 1 i 2, 3 i 4, 5 i 6).



Rys. 3. Rozkłady temperatury $\tilde{\theta}(\cdot)/\tilde{\theta}_L$ w warstwie a) trzeciej, b) dziewiątej c) trzynastej. Linie 1÷7 odpowiadają poszczególnym wariantom

Fig. 3. Distribution of temperature $\tilde{\theta}(\cdot)/\tilde{\theta}_L$ in a) the third b) the ninth c) thirteenth, layer. Lines 1÷7 correspond to individual variants

Siódmy z rozpatrywanych wariantów, dla którego $\lambda_1 = \lambda_2 = \lambda_3$, pokazuje, że w ramach modelu homogenizacji lokalnej istnieje przejście z niejednorodnego układu do struktury jednorodnej.

5. Podsumowanie

Model homogenizacji lokalnej dla zagadnienia przewodzenia ciepła w wieloskładniowym, wielowarstwowym kompozycie o poprzecznej gradacji właściwości efektywnych pozwala zastąpić nieciągłe współczynniki w równaniu przewodzenia ciepła, współczynnikami, które są gładkie. Otrzymane równania można rozwiązać dla pewnych szczególnych przypadków nawet w sposób analityczny. Na podstawie przedstawionego przykładu można powiedzieć, że na rozkład temperatury wpływa niejednorodna budowa analizowanej struktury. Rozkład temperatury zależy od funkcji nasycenia, co daje możliwość projektowania struktury kompozytowej, tak, aby realizowany był zadany z góry rozkład temperatury. W zależności od potrzeb możliwy jest taki dobór układu podwarstw struktury kompozytowej, aby uzyskać od strony zewnętrznej lub wewnętrznej w strefie przybrzegowej bardzo małe albo bardzo duże gradienty uśrednionej temperatury. Może to mieć znaczenie np. w produkcji urządzeń do przechowywania materiałów spożywczych wymagających odpowiednich warunków termicznych (komory chłodnicze do przechowywania owoców, warzyw); w przemyśle motoryzacyjnym do produkcji osłon silników.

Literatura

[1] Jędrysiak J., Radzikowska A.: Tolerance averaging of heat conduction in transversally graded laminates, Meccanica (AIMETA), nr 47(1), 2012, s. 95-107.

[2] Michalak B., Woźniak M., Woźniak Cz., Modelling and analysis of certain functionally graded heat conductor, Arch. Appl. Mech., 77, 2007, s. 823-834.

[3] Szlachetka O., Wągrowska M.: Distribution of temperature in multicomponent functionally graded multilayered composites, Acta Sci. Polon., Ser. Architectura, nr 15 (1), 2016, s. 27-39.

[4] Woźniak Cz., Wierzbicki E.: Averaging techniques in thermomechanics of composite solids, Tolerance averaging versus homogenization, Wydaw. PCz, Częstochowa 2000.

[5] Woźniak Cz., Michalak B., Jędrysiak J. (red.): Thermomechanics of heterogeneous solids and structures, tolerance averaging approach, Wydawnictwo Politechniki Łódzkiej, Łódź 2008.

[6] Woźniak Cz. i inni, (red.): Mathematical modelling and analysis in continuum mechanics of microstructured media, Wydawnictwo Politechniki Śląskej, Gliwice 2010.

[7] Woźniak Cz., Wągrowska M., Szlachetka O.: Asymptotic modelling and design of some microlayered functionally graded heat conductors, ZAMM, 92, nr 10, 2012, s. 841-848.

[8] Woźniak Cz., Wągrowska M., Szlachetka O.: On the tolerance modelling of heat conduction in functionally graded laminated media, J. Appl. Mech. Tech. Phys., nr. 56 (2), 2010, s. 274-281.

DISTRIBUTION OF TEMPERATURE IN MULTICOMPONENT MULTILAYERED COMPOSITE WITH TRANSVERSAL GRADATION OF EFFECTIVE PROPERTIES

S u m m a r y

The object of analysis was one-dimensional, stationary problem of heat conduction problem in direction perpendicular to layers within the frames of asymptotic variant of tolerance modelling in multicomponent, multilayered composites with transversal gradation of effective material properties. The influence of the composite microstructure on the temperature distribution was investigated. It has been shown that inhomogeneous structure of the considered construction influences for the gradient of micro-temperature in the zone close to the surfaces.

Keywords: heat conduction, tolerance modelling, transversal gradation

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.7

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 69-76

Maria WESOŁOWSKA[1]
Anna KACZMAREK[2]

ANALIZA ZMIAN MIKROSTRUKTURY ZAPRAW W MURACH Z CEGŁY KLINKIEROWEJ PO DŁUGOTRWAŁEJ EKSPOZYCJI NA POLSKIE WARUNKI KLIMATYCZNE

Mury licowe podlegają ciągłym wpływom czynników pochodzących z otaczającego środowiska. Oddziaływania te przyczyniają się do destrukcji materiału, obniżając ich trwałość użytkową. Zaprawy należą do grupy materiałów aktywnych chemicznie, podlegającym korozji zewnętrznej i wewnętrznej. Do korozji zewnętrznej zalicza się wszystkie te przypadki, w których zaprawa narażona jest na niekorzystne czynniki zewnętrzne (gazowy CO_2, kwaśne deszcze, zmienne temperatury przekraczające często punkt 0℃, roztwory rozpuszczalnych soli mineralnych pochodzących z otaczających elementów). Przyczyną korozji wewnętrznej są same składniki zapraw. Wymienione czynniki istotnie wpływają na zmiany mikrostruktury zapraw. Proces ten jest rozłożony w czasie.
Analizę przeprowadzono na stanowisku poligonowym zlokalizowanym na terenie Uniwersytetu Technologiczno – Przyrodniczego w Bydgoszczy. Do analizy wytypowano 3 mury licowe na różnych zaprawach. W kolejnych latach funkcjonowania murów obserwowano pojawianie się wykwitów o różnym zakresie i nasileniu. Zebrane informacje pozwoliły na ustalenie obszaru o najwyższej intensywności wykwitów. Po dziesięciu latach, dla każdego muru, z wytypowanego miejsca pobrano próbki zapraw, dla których zbadano mikrostrukturę metodą porozymetrii rtęciowej. Uzyskane wyniki posłużyły do oceny zmian udziału mezo- i makro-porów w badanych zaprawach powstałych w wyniku oddziaływania środowiska zewnętrznego.

Słowa kluczowe: mur licowy, mikrostruktura zapraw, oddziaływanie środowiska

1. Wprowadzenie

W przypadku murów licowych, które z definicji powinny charakteryzować się wysoką estetyką i trwałością, zapewnienie odpowiednich warunków eksploa-

[1] Autor do korespondencji/corresponding author: Maria Wesołowska, Uniwersytet Technologiczno – Przyrodniczy, WBAiIŚ, ul. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz, 52 3408679, marysia@utp.edu.pl

[2] Anna Kaczmarek, Uniwersytet Technologiczno – Przyrodniczy, WBAiIŚ, ul. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz, 52 3408679, anna.kaczmarek@utp.edu.pl

tacji stanowi poważny problem techniczny. Konstrukcja murów powinna być przygotowana do pracy w skrajnych warunkach wilgotnościowo – temperaturowych. Pewne sugestie dotyczące tej problematyki zostały zawarte w Eurokodzie 6 [1]. Wpływ środowiska opisano klasami ekspozycji, które określają bezpośrednio czynniki oddziaływujące na konstrukcję. Według powyższej klasyfikacji mury licowe znajdujące się w kontakcie z gruntem narażone są na środowisko agresywne chemicznie, z wilgocią i zamarzaniem. Stąd też niezwykle istotnym jest właściwe rozwiązanie strefy kontaktu muru z podłożem, które powinno ograniczać wpływ deszczu (woda rozbryzgowa), możliwości migracji związków mineralnych z gruntu i z ewentualnej opaski betonowej.

Duże znaczenie ma też rodzaj użytej zaprawy, która należy do materiałów aktywnych chemicznie. Analogicznie jak dla betonu, można wyróżnić dwa rodzaje korozji: zewnętrzną środowiskową i wewnętrzną [2]. Podstawową przyczyną korozji są czynniki wewnętrzne, do których zalicza się właściwości wbudowanych materiałów i ich wzajemne interakcje [3, 4, 5]. Badania laboratoryjne [6] dotyczące migracji aktywnych chemicznie związków wskazują, że rozpuszczony wodorotlenek wapnia jest ługowany z zaprawy i wysycha na powierzeniach licowych muru ulegając karbonatyzacji.

Używane współcześnie klinkierowe elementy licowe charakteryzują się bardzo niską nasiąkliwości (poniżej 6%) i początkową absorpcją wody. Wzrasta zatem rola zaprawy w ograniczeniu przedostawania się wilgoci do wnętrza muru. Stąd niezmiernie ważna jest niezmienność jej mikrostruktury.

Praca dotyczy analizy zmian mikro-struktury porów trzech różnych zapraw: cementowej, cementowej z plastyfikatorem i cementowo-wapiennej po 10-letniej ekspozycji na warunki klimatu zewnętrznego w Bydgoszczy. Rozpatruje się trzy strefy kontaktu muru z gruntem: szczelna opaska betonowa, warstwa humusu i żwirowa warstwa filtracyjna.

2. Metody badawcze

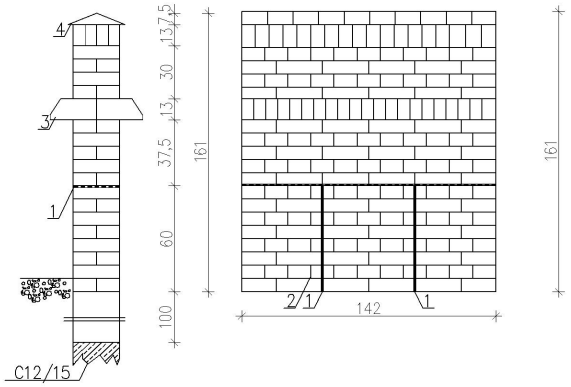
2.1. Stanowisko badań in situ

Poligon doświadczalny do badań in situ zlokalizowano na terenie Uniwersytetu Technologiczno – Przyrodniczego w Bydgoszczy. Stanowisko badawcze obejmuje osiem murów testowych, o gr. 1 cegły i wymiarach 1,61 x 1,42 m. Murki ustawiono szczytami do wyróżnionego na tym terenie kierunku wiatru, ustalonego wg raportów Wojewódzkiego Inspektoratu Ochrony Środowiska w Bydgoszczy. Do ich wykonania użyto cegły klinkierowej pełnej w układzie z ośmioma różnymi rodzajami zapraw, z których sześć miało znany skład materiałowy, a dwie pozostałe były gotowymi – systemowymi, ze wskazaniem zastosowania do murów licowych w celu wyeliminowania wykwitów (rys. 1). Na potrzeby niniejszego opracowania wytypowano 3 mury na zaprawach, których skład podano w tabeli 1.

Tabela 1. Skład zapraw przyjętych do badań

Table 1. Composition of mortars used for tests

Zaprawa	**Proporcje składników**	**Skład na 10 dm^3**				
		Cement 42,5 N	Wapno	Piasek	Plast.	Woda
		[kg]	[kg]	[dm^3]	[g]	[dm^3]
CEM I	(c:p)=1:3,5	3,78	-	10,5	-	2,53
CEM I + plast.	(c:p)=1:3,5	3,78	-	10,5	4,0	2,33
C-L	(c:w:p) = 1:1,25:6,75	1,65	0,97	9,5	-	3,04



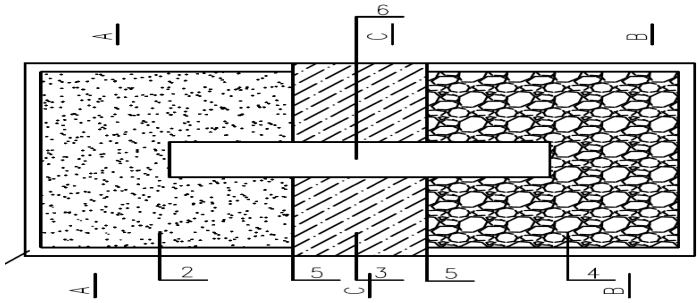
Rys. 1. Mur testowy do badań poligonowych 1 – papa podkładowa – izolacyjna, 2 – kształtka „1/2W”, 3 – kształtka „1K”, 4 – kształtka „DD”

Fig. 1. Test wall for field research 1 – insulating tarpaper underlay, 2 – 1/2W fitting, 3 – 1K fitting, 4 – DD fitting

W zaprojektowanym murze wykonano izolację przeciwwilgociową na dwóch poziomach: na ścianie fundamentowej (10 cm poniżej poziomu gruntu), 50 cm nad poziomem gruntu.

Izolacja miała za zadanie zabezpieczyć przed migracją wody z betonowych fundamentów oraz wydzielić obszar narażony na wodę rozbryzgową.

W stanowisku badawczym wymodelowano trzy warianty kontaktu z powierzchnią gruntu (rys. 2): humus z trawnikiem, żwirowa warstwa filtracyjna, szczelna opaska betonowa.



Rys. 2. Ukształtowanie podłoża wokół muru1 – obrzeża chodnikowe, 2 – ziemia roślinna 3 – opaska betonowa 4 – żwirowa warstwa filtracyjna, 5 – geowłóknina filtrująca, 6 – fundament

Fig. 2. Test wall for field tests 1) underfelt - insulation separating the analysed areas, 2) clinker semi-fitting, 3) clinker fitting with a single-side edge bevelling, 4) clinker roof, 5) concrete molding, 6) foundations

2.2. Przygotowanie próbek do badań

Analizą objęto dwie grupy próbek zapraw:

- w stanie wyjściowym– w trakcie wznoszenia murów z wykonanych zarobów pobrano próbki laboratoryjne, z których uformowano beleczki o wymiarach 40x40x160mm. Po 24h próbki rozformowano, a następnie kondycjonowano w komorze o wilgotności 60% i temperaturze otoczenia 20±20C przez kolejne 27 dni;
- funkcjonujące w 3 murach, poddanych ekspozycji na warunki klimatu zewnętrznego w okresie dziesięciu lat. Z każdego muru pobrano po 2 próbki zapraw o grubości 5mm, z wyróżnionych obszarów przylegających do 3 różnych podłoży; uzyskany materiał poddano procesowi ekstrakcji soli poprzez wielokrotne płukanie i moczenie.

Tak przygotowane próbki wysuszono do stałej masy w temperaturze 105^0C. Przedstawione wyniki są średnimi arytmetycznymi z dwóch oznaczeń.

2.3. Badanie porozymetrii rtęciowej

Badania mikrostruktury wykonano na porozymetrze AutoPore IV seria 9500 wyposażonym w dwa porty: niskiego i wysokiego ciśnienia o maksymalnej wartości 33000 psia (228MPa), co pozwala na pomiar w zakresie mezo i makroporów (od 2nm do 360μm). Przed właściwym badaniem przeprowadzono kalibrację i „blank test” – określające objętość, ściśliwość i efekt termiczny użytego penetrometru. Na podstawie pomiarów kontrolnych ustalono czas równowagi wynoszący 30 s. W wyniku pomiarów przygotowanych próbek ustalono następujące parametry struktury: całkowitą objętość porów, objętość próbki i jej gęstość szkieletową, rozkład objętości porów w funkcji ich średnicy jako zależność całkową i zależność różniczkową.

Udział objętości porów wyliczono na podstawie wzoru:

$$U_{MEZO} = \frac{\sum_{i=2nm}^{50nm} IV_{MEZO}}{TIV} \cdot P \quad (1)$$

$$U_{MAKRO} = \frac{\sum_{i=50nm} IV_{MAKRO}}{TIV} \cdot P \quad (2)$$

gdzie: IV_{MAKRO} - % udział makro-porów>50nm, IV_{MEZO} - % udział mezo-porów 2-50nm, P – porowatość ogólna

3. Wyniki i dyskusja

W wyniku badań porozymetrem rtęciowym wyznaczono podstawowe parametry mikro-struktury. Na podstawie przeprowadzonych badań stwierdzono, że w wyniku 10 lat eksploatacji murów licowych nastąpiły zmiany w mikrostrukturze zapraw w różnych rozwiązaniach kontaktu muru z podłożem obejmujące zarówno mezo- jak i makro-pory (tabela 2,3,4).

Tabela 2. Podstawowe parametry mikrostruktury badanych próbek zaprawy CEM I

Table 2. Basic parameters of microstructure for tested CEM I mortar samples

Parametry mikrostruktury	**Próbki wyjścio-we**	**10 lat ekspozycji na środowisko**		
		humus	**opaska betonowa**	**żwirowa warstwa**
Intruzja rtęci, mL/g	0,109	0,1246	0,0982	0,1108
Gęstośćobjętościowa, g/mL	1,9664	1,9231	2,0441	1,9867
Gęstość właściwa, g/mL	2,5029	2.5289	2,5577	2,5473
Porowatość%	23,96	23,97	20,08	22,01
Mezopory 2-50nm, %	20,61	20,49	16,51	18,80
Makropory> 50nm, %	0,82	3,48	3,57	3,21

W zaprawach cementowych CEM I i z plastyfikatorem, niezależnie od rozwiązania kontaktu z podłożem, stwierdzono podobną tendencję zmian: wzrosła gęstość właściwa przy jednoczesnym spadku porowatości. Udział makro-porów znacząco zwiększył się, zwłaszcza w kontakcie muru ze szczelną opaską betonową (z poziomu 0,82 do nawet 3,57% dla zaprawy cementowej CEM I, z 1,02 do 4,06 dla zaprawy cementowej z plastyfikatorem). Natomiast udział mezoporów zmniejszył się. Jest to szczególnie widoczne w kontakcie muru z opaską betonową (z poziomu 20,61 do nawet 16,51% dla zaprawy cementowej CEM I, z 21,16 do 17,48% dla zaprawy cementowej z plastyfikatorem).

Tabela 3. Podstawowe parametry mikrostruktury badanych próbek klinkieru z muru na zaprawie CEM I z plastyfikatorem

Table 3. Basic parameters of microstructure for tested CEM I with plasticizer mortar samples

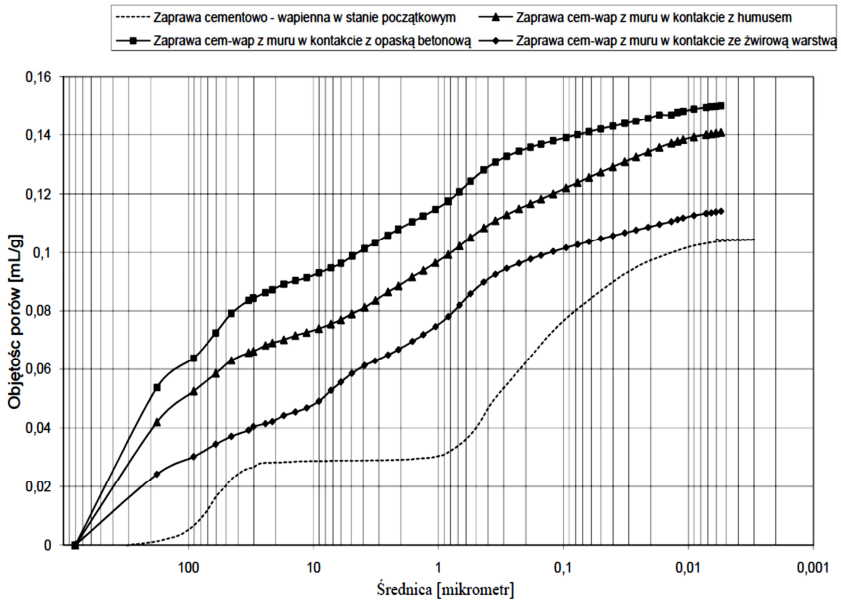
Parametry mikrostruktury	**Próbki wyjściowe**	**10 lat ekspozycji na środowisko**		
		humus	**opaska betonowa**	**żwirowa warstwa**
Intruzja rtęci, mL/g	0,1127	0,1046	0,1075	0,1096
Gęstośćobjętościowa, g/mL	1,9686	2,0446	2,0042	1,9906
Gęstość właściwa, g/mL	2,5297	2,6009	2,5543	2,5463
Porowatość%	22,18	21,39	21,54	21,82
Mezopory 2-50nm, %	21,16	18,33	17,48	19,25
Makropory> 50nm, %	1,02	3,05	4,06	2,57

Tabela 4. Podstawowe parametry mikrostruktury badanych próbek klinkieru z muru na zaprawie cementowo-wapiennej

Table 4. Basic parameters of microstructure for tested cement-lime mortar samples

Parametry mikrostruktury	**Próbki wyjścio-we**	**10 lat ekspozycji na środowisko**		
		humus	**opaska betonowa**	**żwirowa warstwa**
Intruzja rtęci, mL/g	0,1226	0,1408	0,1501	0,1141
Gęstość objętościowa, g/mL	1,9443	1,8679	1,8669	2,0192
Gęstość właściwa, g/mL	2,5526	2,5646	2,5935	2,6239
Porowatość%	23,83	26,30	28,02	24,04
Mezopory 2-50nm, %	17,65	23,45	26,33	21,94
Makropory> 50nm, %	6,18	2,85	1,69	2,10

Zaprawa cementowo-wapienna po 10 latach eksploatacji charakteryzuje się zmianami mikrostruktury odbiegającymi od opisanych wyżej zapraw cementowych. Porowatość w pobranych próbkach jest wyższa od próbki wyjściowej, ukształtowana jest przede wszystkim przez mezopory, których udział znacznie wzrósł niezależnie od kontaktu z podłożem. Zmniejszył się udział makroporów – w przypadku szczelnej opaski betonowej z poziomu 6,18 do 1,69%. Powyższe obserwacje odzwierciedlają przebiegi krzywych całkowych rozkładu wielkości porów (rys. 3) w zaprawie cementowo-wapiennej.



Rys. 3. Krzywa całkowa rozkładu wielkości porów w zaprawie cementowo-wapiennej

Fig. 3. Cumulative intrusion vs diameter of cement-lime mortar

4. Podsumowanie

W pracy przeanalizowano zmiany mikrostruktury zapraw pod wpływem wieloletniej ekspozycji na środowisko zewnętrzne, z uwzględnieniem różnego rozwiązania podłoża wokół muru. Kontakt muru z szczelną opaską betonową powodował znaczne zmiany w mikrostrukturze zapraw. Najmniejsze zmiany stwierdzono w rozwiązaniu ze żwirową warstwą filtracyjną. Dodatek plastyfikatora do zaprawy cementowej nie wpłynął znacząco na parametry mikrostruktury. Istotny jest natomiast wpływ wapna, gdzie obserwuje się zmniejszenie udziału makro-porów na korzyść mezo-porów przy jednoczesnym wzroście porowatości. Otrzymane wyniki pokazują jednoznacznie zmiany objętości makro- i mezo-porów w zaprawach pobranych z powierzchniowej warstwy spoin. Stwierdzone zmiany są prawdopodobnie wywołane krystalizacją soli i rozwojem mikro-rys wskutek tego procesu.

Literatura

[1] PN-EN 1996 Eurokod 6: Projektowanie konstrukcji murowych.

[2] Kurdowski W.: Chemia cementu i betonu, Wydawnictwa Naukowo PWN, Warszawa 2010.

[3]Wesołowska M., Pawełkowski K., Kempiński M., Kaczmarek M.: Compatibility of masonry components from gas permeability tests [P] Proceeding of 8th International Masonry Conference, Dresden, 2010.

[4] HenkelD., Pense A W.: Structures and Properties of Engineering Materials [J]. Mc Graw-Hill Series in Materials Science, 2002.

[5] Van Vlack LH.: Elements of Materials Science and Engineering Addison-Wesley Publishing Company, 1989.

[6] Brocken H.J.P., Pers N.M., Larbi J.A.: Composition of lime-cement and air-entrained cement mortar as a function of distance to the brick–mortar interface: consequences for masonry. Mater Struct; 2000 33:634–46.

Praca powstała z wykorzystaniem aparatury zakupionej w ramach projektu „Realizacja II etapu Regionalnego Centrum Innowacyjności" współfinansowanego ze środków Europejskiego Funduszu Rozwoju Regionalnego w ramach Regionalnego Programu Operacyjnego województwa kujawsko – pomorskiego na lata 2007 – 2013.

ANALYSIS OF MICRO-STURCTURAL CHANGES OF CLINKER BRICK WALL MORTARS AFTER LONG EXPOSITION TO THE CLIMATIC CONDITIONS OF POLAND

S u m m a r y

Facial walls are exposed to continuous influence of surrounding environment. This influence contributes to structure destruction, lower its durability. Mortars belong to a group of chemically active materials, undergoing both internal and external corrosion. External corrosion includes all cases where mortar is threatened with undesirable external factors (CO_2 gas, acid rain, changing temperatures often below freezing point of water, mineral salt solutions coming from surrounding elements). The internal corrosion originates from mortar compound themselves. The above mentioned factors essentially influence mortar microstructure changes. This process is distributed in time.

The researches were led on the field test area localized at the University of Science and Technology in Bydgoszcz. Three facial walls were analyzed with different mortars. During the subsequent years of wall existence efflorescences were noticed appearing in different range and intensity. The data collected let us define the area of the most intensive efflorescence. After ten years, for each wall from a preselected place, mortar samples were taken which microstructure was examined with Mercury Intrusion Porosimetry (MIP) method. Such obtained results were used to evaluate changes in meso- and macropore distribution resulted from external environment influence.

Keywords: facial wall, mortar microstructure, environment at deterioration

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.8

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 77-86

Brygida AUGUSTYNIOK[1]
Grzegorz NOWOWIEJSKI[2]

PRÓBY TECHNOLOGICZNE WYKONANIA BETONÓW OSŁONOWYCH W WYTWÓRNI BETONU TOWAROWEGO

W artykule przedstawiono badania technologiczne betonów dla osłon przed promieniowaniem jonizującym. Betony zostały skomponowane z kruszyw magnetytowych, serpentynitowych i barytowych. Celem tej części badań było zapewnienie odpowiedniej urabialności, wytrzymałości na ściskanie oraz ograniczenie skurczu. W artykule zaprezentowano 8 różnych kompozycje mieszanek. Betony dojrzewały w warunkach normowych do 90 dni i oznaczone zostały wytrzymałość na ściskanie i skurcz. Stwierdzono, że mieszanki B12, B14, B18 są najmniej odpowiednie dla kolejnego etapu badań.

Słowa kluczowe: beton ciążki, kruszywo magnetytowe, kruszywo barytowe, kruszywo serpentynitowe, wytrzymałość na ściskanie, skurcz betonu

1. Wprowadzenie

Wymagania w stosunku do betonów osłonowych dotyczą różnych właściwości, zależnie od rozmaitych zastosowań betonu w obiektach energetyki jądrowej, składach materiałów i odpadów promieniotwórczych i in.

Podstawowym wymaganiem jest ochrona personelu i otoczenia przed strumieniem neutronów i promieniowaniem gamma. Betony z odpowiednio dobranych kruszyw są głównym materiałem do różnych konstrukcji osłon zewnętrznych w stosunku do powłoki stalowej i ewentualnie ołowianej.

Materiały o wysokiej gęstości zatrzymują promieniowanie gamma, więc ciężkie kruszywa są tu niezbędne. Również hamowanie strumieni neutronów prędkich odbywa się w takich kruszywach. Natomiast materiały zawierające

[1] Autor do korespondencji/corresponding author: Brygida Augustyniok, Hydrobudowa-1 Betoniarnia-Laboratorium Sp. z o.o., Chlubna 7, 03-054 Warszawa, tel. 662 108 171, b.augystyniok@hydrobudowa1.pl

[2] Grzegorz Nowowiejski, Hydrobudowa-1 Betoniarnia-Laboratorium Sp. z o.o., Chlubna 7, 03-054 Warszawa, tel. 606 757 267, g.nowowiejski@hydrobudowa1.pl

wodór są potrzebne do hamowania powolnych i termicznych neutronów. W zwykłym betonie potrzebne jest ok. 0,45% wodoru, co odpowiada ok. 4% wody. Ponieważ w całkowicie dojrzałym betonie nie ma dostatecznej ilości wody, to używane są kruszywa zawierającego związki wodoru (H), np. serpentynit [1], [2]. Zawartość chemicznie związanej wody w kruszywie serpentynitowym wynosi 12% co w przypadku zastosowania kruszyw w ilości 400 kg odpowiada 48 litrom wody. Zwiększenie ilości wody w mieszance betonowej o około 50 litrów powoduje znaczne zwiększenie wskaźnika wodno-cementowego a co za tym idzie obniżenie wytrzymałości na ściskanie betonu a przede wszystkim jego szczelności. Dodatkowo należy pamiętać, że część dodanej wody nie pozostanie w betonie ulegając odparowaniu.

W elementach betonowych, pełniących funkcje osłonowe oprócz doboru odpowiednich materiałów konieczne jest zapewnienie szczelności oraz jednorodności elementu, stosownie do jego usytuowania. Należy zatem spełnić wymagania technologiczne, co oznacza, że konsystencja betonu powinna umożliwić prawidłowe wykonanie i zagęszczenie mieszanki. Dodatkowo, z uwagi na zwykle masywny charakter osłon, ważnym parametrem betonu osłonowego jest jego skurcz, który zbyt duży może doprowadzić do zarysowania konstrukcji.

Wykonanie osłon z betonów ciężkich wymaga specjalnej technologii przygotowania mieszanin, ponieważ dobra urabialność jest trudniej osiągalna niż w przypadku zwykłych betonów konstrukcyjnych. Stwarza to konieczność podjęcia prac w celu uzyskania odpowiednich kompozycji betonów osłonowych i szczególnie starannego ich projektowania, uwzględniając oprócz efektów osłony przed różnymi rodzajami promieniowania także wymagania technologiczne oraz zastosowane składniki [1].

Należy również zwrócić uwagę na fakt, że gęstość objętościowa betonów osłonowych jest dużo wyższa od gęstości zwykłych betonów towarowych, co ma znaczny wpływ na mieszanie składników, transport mieszanki betonowej i wreszcie jej układanie w deskowanie i wywierane parcie.

2. Opis metod doświadczalnych

2.1. Materiały i próbki

Program badań obejmował zaprojektowanie i wykonanie 8 betonów przy zastosowaniu kruszyw magnetytowych z Kiruny w Szwecji, barytowych z niemieckiej kopalni w Wolfach oraz serpentynitowych z Nasławic. Zastosowano cement hutniczy o niskim cieple hydratacji siarczanoodporny niskoalkaliczny CEM III/A 42,5 N LH/HSR/NA wyprodukowany na potrzeby Projektu „Atomshield" w Oddziale Szkła i Materiałów Budowlanych w Krakowie. Z wymienionych materiałów zaprojektowano składy mieszanek betonowych. Mieszanki zaprojektowano dla wskaźnika wodno-cementowego około 0,48 i ilości cementu około 340 kg/m^{3}przy możliwie zbliżonym uziarnieniu. Projektowana klasa wy-

trzymałości na ściskanie po 28 dniach C30/37. Należy jednak zaznaczyć, że wytrzymałość na ściskanie miała charakter drugorzędny a determinowana była przez ilość cementu i wartość wskaźnika wodno-cementowego potrzebne do uzyskania betonu o niskim skurczu i odpowiedniej szczelności.

Zaroby próbne wykonano w węźle betoniarskim Stetter o pojemności zasypowej 0,75 m^3. Po wykonaniu zarobów próbnych za pomocą normowych metod określono konsystencję mieszanki betonowej przy użyciu stożka opadowego, gęstość objętościową mieszanki oraz jej temperaturę. Wykonano próbki sześcienne o boku 150mm do badań wytrzymałości na ściskanie betonu oraz próbki o wymiarach 100x100x500 mm do badań skurczu betonu. Próbki były przechowywane w normowo określonych warunkach wysokiej wilgotności i stałej temperatury do chwili badania wg. PN-EN 12390-2:2011. Składniki i właściwości mieszanek betonowych przedstawiono w Tabelach 1, 2.

Przy wykonywaniu mieszanek betonowych założono konsystencję S3/S4 (wg. PN-EN 206), tj. 12 – 18 cm opadu stożka. Na podstawie wykonanych wcześniej badań laboratoryjnych przyjęto ilości domieszek mające zapewnić odpowiednią urabialność mieszanek betonowych. W przypadku mieszanek z kruszywem serpentynitowym ilość domieszek potrzebna do uzyskania urabialnej mieszanki była dużo wyższa niż dla mieszanek bez kruszywa serpentynitowego. Zastosowanie dwóch superplastyfikatorów wynikało z trudności w uzyskaniu odpowiedniej konsystencji przy jednoczesnym stałym wskaźniku wodno-cementowym.

Tabela 1. Skład i właściwości mieszanek betonowych – Część 1

Table 1. Mix design, fresh mix properties – Part 1

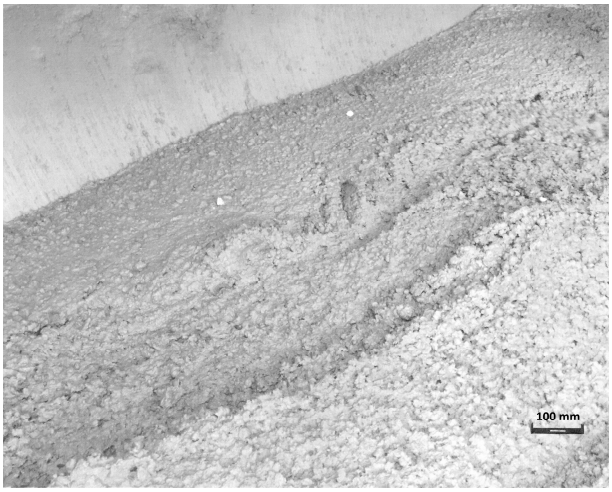
Skład [kg/m^3]	**B11**	**B12**	**B13**	**B14**
Cement CEM III/A 42,5N LH/HSR/NA	341	341	342	344
Piasek 0-2 mm	361	361	362	365
Kruszywo serpentynitowe 0-2 mm	-	266	-	-
Kruszywo serpentynitowe 2-8 mm	-	885	473	477
Kruszywo serpentynitowe 8-16 mm	-	266	-	477
Kruszywo magnetytowe 0-5,6 mm	816	-	753	879
Kruszywo magnetytowe 0-16mm	1796	-	994	-
Superplastyfikator 1	0,99	1,92	1,45	-
Superplastyfikator 2	1,02	5,11	-	1,46
Woda	163	163	164	165
Gęstość objętościowa [kg/m^3]	3479	2289	3089	2708
Opad stożka [mm]	120	20	20	20
Temperatura [°C]	20	15	11	14
w/c	0,48	0,49	0,48	0,48

Tabela 2. Skład i właściwości mieszanek betonowych – Część 2

Table 2. Mix design, fresh mix properties – Part 2

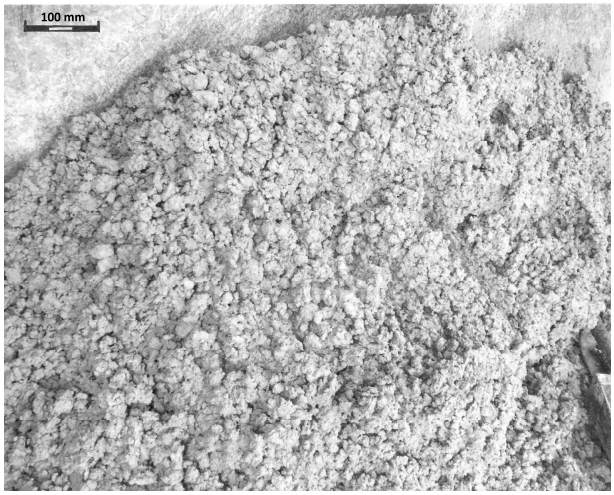
Skład [kg/m^3]	**B15**	**B16**	**B17**	**B18**
Cement CEM III/A 42,5N LH/HSR/NA	337	342	336	345
Piasek 0-2 mm	-	363	356	365
Kruszywo serpentynitowe 2-8 mm	-	-	466	776
Kruszywo serpentynitowe 8-16 mm	-	-	-	179
Kruszywo barytowe 0-16mm	2828	2298	1504	771
Superplastyfikator 1	0,98	0,61	1,76	1,94
Superplastyfikator 2	-	-	-	3,1
Woda	162	164	161	165
Gęstość objętościowa [kg/m^3]	3328	3168	2825	2606
Opad stożka [cm]	190	180	40	100
Temperatura [°C]	19	18	18	18
w/c	0,48	0,48	0,48	0,49

Na zdjęciach rys. 1 – 3 przedstawione zostały trzy różne mieszanki charakterystyczne dla programu badań: mieszanka betonowa wykonana przy zastosowaniu kruszywa ciężkiego (magnetyt) – Fot. 1, mieszanka wykonana przy zastosowaniu kruszywa zawierającego związki wodoru (serpentynit) – Fot. 2 oraz mieszanka wykonana przy zastosowaniu zarówno kruszywa ciężkiego (baryt) jak i zawierającego związki wodoru (serpentynit) – Fot. 3.



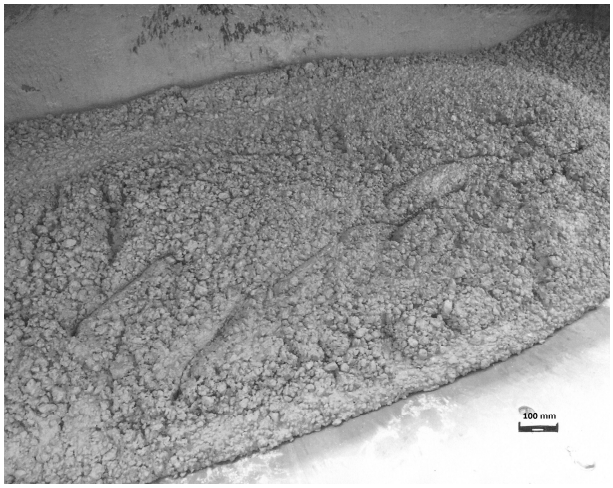
Rys. 1. Mieszanka betonowa B11 – piasek, kruszywo magnetytowe – konsystencja 120 mm

Fig. 1. Concrete mixture B11 – sand, magnetite aggregate – consistency 120 mm



Rys. 2. Mieszanka betonowa B12 – piasek, kruszywo serpentynitowe – konsystencja 20 mm

Fig. 2. Concrete mixture B12 – sand, serpentinite aggregate – consistency 20 mm



Rys. 3. Mieszanka betonowa B18 – piasek, kruszywo serpentynitowe, kruszywo barytowe – konsystencja 100 mm

Fig. 3. Concrete mixture B18 – sand, serpentinite aggregate, barite aggregate – consistency 100 mm

Dla wykonanych mieszanek betonowych uzyskano duże różnice w konsystencji mierzonej za pomocą opadu stożka. Wynosiły one od 20 do 190 mm. Różnica w konsystencji pomiędzy poszczególnymi mieszankami wynikała

z przemysłowej technologii mieszania składników. W niektórych przypadkach przyjęte wcześniej ilości domieszek okazywały się niewystarczające do otrzymania projektowanej konsystencji jednak technologia mieszania składników w węźle betoniarskim wyklucza dodawanie domieszek do gotowej już mieszanki betonowej. Tym bardziej, że domieszka dodawana bez wody zarobowej nie działa w optymalny sposób. Należy jednak zaznaczyć, że wszystkie mieszanki wykazywały odpowiednią urabialność pozwalającą na układanie ich w deskowaniach.

2.2. Metody badań

Badania właściwości mieszanki betonowej przeprowadzono metodami normowymi: badanie konsystencji metodą opadu stożka wg PN-88/B-06250 lub PN-EN 12350-2, badanie gęstości objętościowej wg PN-EN 12350-6

Badanie wytrzymałości na ściskanie sześciennych próbek betonowych wykonano po upływie 28 dni, 56 dni oraz 90 dni od wykonania betonów. Do badań wykorzystano maszynę wytrzymałościową klasy I typu Dr MB-300, stosując normową metodę badania na ściskanie wg PN-EN 12390-3. W każdym terminie badane były trzy próbki. Próbki były wykonane, przechowywane i badane w akredytowanym Laboratorium badawczym „Hydrobudowy-1 Betoniarnia – Laboratorium" Sp. z o.o.

Badanie skurczu betonu wykonano wg. Procedury HB-1 (IB-24) - wilgotność 65%, T = 18 ± 2°C (Rys. 4)



Rys. 4. Badanie skurczu betonu – stanowisko badawcze wg. Procedury IB-24

Fig. 4. Testing concrete shrinkage – test position by procedure IB-24

3. Wyniki badań

Wyniki badań przedstawiono w Tabelach 3, 4 oraz na Rys. 5, 6. Podane wartości są wartościami średnimi z trzech badań.

Tabela 3. Średnie wyniki badań – Część 1

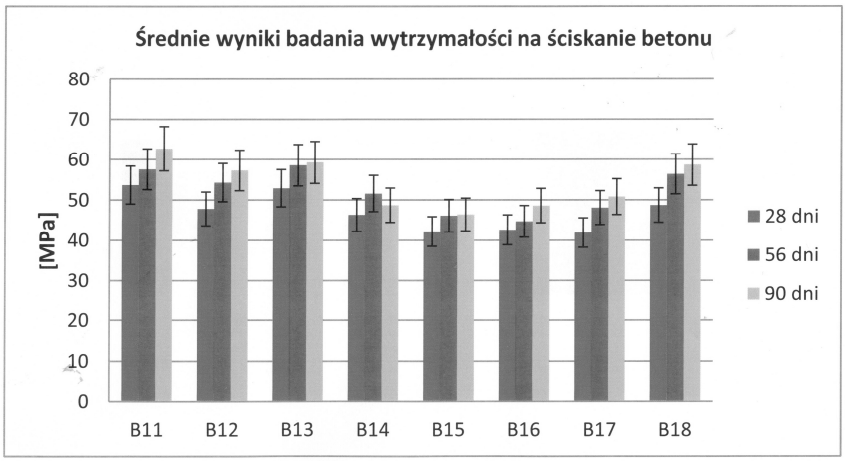
Table 3. Average testing results – Part 1.

	B11	**B12**	**B13**	**B14**
Wytrzymałość na ściskanie				
po 28 dniach [MPa]	53,7 ± 4,7	47,8 ± 4,2	52,9 ± 4,6	46,3 ± 4,1
po 56 dniach [MPa]	57,6 ± 5,0	54,3 ± 4,7	58,6 ± 5,1	51,6 ± 4,5
po 90 dniach [MPa]	62,7 ± 5,5	57,3 ± 5,0	59,3 ± 5,2	48,7 ± 4,2
Skurcz:				
po 7 dniach [mm/m]	0,15±0,01	0,31±0,02	0,23±0,01	0,25±0,01
po 14 dniach [mm/m]	0,29±0,01	0,49±0,02	0,36±0,02	0,42±0,02
po 21 dniach [mm/m]	0,35±0,02	0,63±0,03	0,40±0,02	0,52±0,03
po 28 dniach [mm/m]	0,38±0,02	0,68±0,03	0,46±0,02	0,56±0,03
po 56 dniach [mm/m]	0,46±0,02	0,83±0,04	0,57±0,03	0,66±0,03
po 90 dniach [mm/m]	0,49±0,02	0,84±0,04	0,62±003	0,71±0,04

Tabela 4. Średnie wyniki badań – Część 2

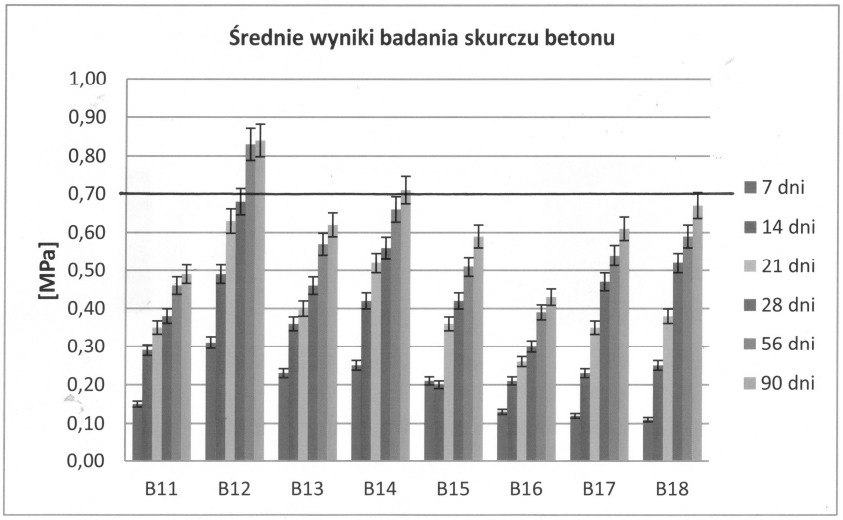
Table 4. Average testing results – Part 2.

	B15	**B16**	**B17**	**B18**
Wytrzymałość na ściskanie:				
po 28 dniach [MPa]	42,2 ± 3,7	42,6 ± 3,7	41,9 ± 3,7	48,7 ± 4,2
po 56 dniach [MPa]	46,1 ± 4,0	44,7 ± 3,9	48,1 ± 4,2	56,4± 4,9
po 90 dniach [MPa]	46,4 ± 4,0	48,6 ± 4,2	50,8 ± 4,4	58,7 ± 5,1
Skurcz:				
po 7 dniach [mm/m]	0,21±0,01	0,13±0,01	0,12±0,01	0,11±0,01
po 14 dniach [mm/m]	0,30±0,01	0,21±0,01	0,23±0,01	0,25±0,01
po 21 dniach [mm/m]	0,36±0,02	0,26±0,01	0,35±0,02	0,38±0,02
po 28 dniach [mm/m]	0,42±0,02	0,30±0,01	0,47±0,02	0,52±0,03
po 56 dniach [mm/m]	0,51±0,03	0,39±0,02	0,54±0,03	0,59±0,03
po 90 dniach [mm/m]	0,59±0,03	0,43±0,02	0,61±0,03	0,67±0,03



Rys. 5. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie

Fig. 5. Average testing results of concrete's compressive strength



Rys. 6. Wyniki badań skurczu betonu - linia pozioma – przyjęta zwyczajowo dopuszczalna wartość skurczu 0,7 mm/m

Fig. 6. Average testing results of concrete shrinkage - horizontal line - established by custom permissible shrinkage value of 0.7 mm / m

Dla wszystkich wykonanych betonów po upływie 28 dni uzyskano projektowaną klasę C30/37. Wartości wytrzymałości na ściskanie betonu zależą od rodzaju zastosowanego kruszywa a w zasadzie od jego wytrzymałości. Najwyższe wytrzymałości otrzymano dla betonów z dużą ilością kruszywa magnetytowego a najniższe dla betonów z dużą ilością kruszywa barytowego.

W sześciu betonach wartość skurczu po 90 dniach nie przekracza przyjętej zwyczajowo wartości dopuszczalnej, tj. 0,7 mm/m.

Wartości skurczu zależą od rodzaju zastosowanego kruszywa i są największe dla betonów z kruszywem serpentynitowym. Im więcej kruszywa serpentynitowego tym większy skurcz betonu. Betony z kruszywem magnetytowym i barytowym charakteryzują się podobnym skurczem. Zastąpienie około 20% objętości kruszywa barytowego piaskiem spowodowało zmniejszenie skurczu po 90 dniach o prawie 30%.

4. Wnioski

Przeprowadzone badania pozwalają na sformułowanie następujących wniosków:

- Konsystencja mieszanki betonowej według opracowanych receptur umożliwia jej transport i wbudowanie w czasie odpowiadającym wymaganiom przemysłowej technologii betonu;
- Przy zastosowaniu kruszywa magnetytowego oraz piasku można uzyskać mieszankę betonową o gęstości około 3500 kg/m^3;
- Do mieszanek betonowych wykonanych z zastosowaniem kruszywa serpentynitowego należy stosować dużą ilość domieszki upłynniającej;
- Mieszanki z kruszywem serpentynitowym charakteryzują się niską konsystencją, nawet przy zastosowaniu dużej ilości domieszki upłynniającej. Należy brać to pod uwagę w przypadku wbudowywania mieszanki w szalunek a w szczególności przy transporcie i podawaniu mieszanki betonowej w deskowanie;
- W żadnej mieszance betonowej ani w próbkach betonowych nie zauważono rozsegregowania kruszyw;
- Z uwagi na trudności z uzyskaniem odpowiedniej konsystencji w mieszankach z dużą ilością kruszywa serpentynitowego oraz duży skurcz betonu przed kolejnym etapem badań odrzucono mieszanki B12, B14, B18.

Referat został przygotowany w ramach Projektu „Trwałość i skuteczność betonowych osłon przed promieniowaniem jonizującym w obiektach energetyki jądrowej”, PBSII/A2/15/2014.

Literatura

[1] Brandt Andrzej M., Jóźwiak-Niedźwiedzka Daria, Nowowiejski Grzegorz, Denis Piotr, Wyniki badania betonu osłonowego z kruszywem magnetytowym, Konferencja Dni Betonu, 13-15 Października 2014, Wisła, 839 – 850.

[2] Alexander M., Mindess S. (2005) Aggregates in concrete. Taylor & Francis, 435.

TESTING THE TECHNOLOGICAL PERFORMANCE CONCRETE SHIELDS IN CONCRETE PLANT

S u m m a r y

In the paper the technological tests of concretes for shields against ionizing radiation are presented. The concretes were composed with magnetite, serpentinite and barite aggregates. The aim of this part of investigations was to ensure necessary workability and strength and to limit shrinkage. In the paper 8 various mixture compositions are presented. Concretes were aged at standard conditions up to 90 days and compressive strength and shrinkage were determinated. In conclusion the compositions B12, B14, B18 are less appropriale for the next stage of the experiments.

Keywords: heavy concrete, magnetite aggregate, barite aggregate, serpentinite aggregate, compressive strength, shrinkage of concrete

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.9

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 87-96

Agnieszka BURAKOWSKA[1]
Maciej MACIAK[2]
Łukasz MURAWSKI[3]
Szymon DOMAŃSKI[4]
Michał A. GRYZIŃSKI[5]

BADANIE OSŁONNOŚCI RADIACYJNEJ BETONÓW SPECJALNYCH

W artykule przedstawiono wyniki badań właściwości osłonnych betonów eksperymentalnych przed promieniowaniem gamma, z wykorzystaniem zamkniętego źródła promieniotwórczego ^{137}Cs. Do analiz sporządzono i opisano specjalne stanowisko badawcze o określonej geometrii. Do badań wykorzystano odpowiednio przygotowane próbki betonów ciężkich o zróżnicowanym składzie. W ramach prac przebadano piętnaście rodzajów betonów różniących się przede wszystkim zawartością kruszyw oraz gęstością objętościową. Na podstawie uzyskanych danych pomiarowych, dla poszczególnych prób betonów, otrzymano wartości grubości kolejnych warstw połówkowych (HVL) i dziesięciochłonnych (TVL). Z przeprowadzonych analiz wynika, iż najlepsze parametry osłonne w polu promieniowania gamma dla izotopu ^{137}Cs mają betony, z których kruszywem magnetytowym oraz barytowym. Betony te miały bardzo wysoką gęstość - powyżej 3300 kg/m^3. Gorszymi parametrami charakteryzowały się natomiast mieszanki zawierające w składzie tylko kruszywa zwykłe (serpentynit lub amfibolit), a ich gęstość nie przekraczała 2450 kg/m^3. Otrzymane wyniki badań, zgodnie z wcześniejszymi założeniami, wskazują, że wraz ze wzrostem gęstości materiału osłonowego warstwa HVL (odpowiednio TVL) zmniejsza się, co oznacza, że właściwości osłonowe materiału przed promieniowaniem gamma ulegają poprawie.

Słowa kluczowe: beton, osłony, promieniowanie gamma, pomiary eksperymentalne

[1] Autor do korespondencji/corresponding author: Agnieszka Burakowska, Narodowe Centrum Badań Jądrowych, ul. Andrzeja Sołtana 7, 05-400 Otwock, tel. 22 2731057, e-mail: agnieszka.burakowska@ncbj.gov.pl

[2] Maciej Maciak, Narodowe Centrum Badań Jądrowych

[3] Łukasz Murawski, Narodowe Centrum Badań Jądrowych

[4] Szymon Domański, Narodowe Centrum Badań Jądrowych

[5] Michał A. Gryziński, Narodowe Centrum Badań Jądrowych

1. Wprowadzenie

Materiałami najpowszechniej stosowanymi w konstrukcjach budowlanych są beton i stal. Nie inaczej jest w przypadku projektowania i budowy osłon w obiektach jądrowych oraz w innych przypadkach, gdzie mamy do czynienia z wykorzystaniem promieniowania jonizującego (badania materiałowe, medycyna), a także przetwarzaniem i gromadzeniem odpadów promieniotwórczych na składowiskach. Ze względu na stosunkowo niski koszt produkcji i swój uniwersalizm, beton jest głównym materiałem stosowanym do budowy osłon przed promieniowaniem. Stosuje się go wszędzie tam, gdzie warunki eksploatacyjne i techniczne pozwalają na większe grubości osłon. W porównaniu z innymi materiałami odznacza się jednocześnie wysoką wytrzymałością, dobrymi właściwościami izolacyjnymi jak również możliwością nadania mu dowolnej formy. Betonowe elementy osłonowe muszą spełniać różnorodne wymagania dotyczące m. in. właściwości mechanicznych, szczelności, trwałości czy odporności w sytuacjach awaryjnych, odpowiadające przewidzianym okresom eksploatacji obiektu. W związku z tym, w przeciwieństwie do typowych konstrukcji budowlanych, betony osłonowe charakteryzują się specjalną kompozycją, gdzie obok cementu, piasku, wody i kruszywa, stosowane są specjalne wypełniacze (np. włókna i elementy stalowe, żużle, odpady hutnicze). Istotnym czynnikiem w przypadku betonów osłonowych jest przede wszystkim dobranie odpowiednich kruszyw. Mimo tego, że prace badawcze nad zastosowaniem betonu w budownictwie związanym z wytwarzaniem energii jądrowej rozpoczęły się w Polsce przed 1970 rokiem, w obliczu współczesnego poziomu wiedzy na świecie, cały czas istnieje zapotrzebowanie na krajowe badania w tej dziedzinie [1].

2. Właściwości betonów ciężkich w konstrukcjach osłonowych

Właściwości osłonowe betonów zmieniają się przede wszystkim w zależności od rodzaju zastosowanego kruszywa. Z reguły są to ciężkie kruszywa naturalne zawierające minerały takie jak: baryt ($BaSO_4$) bądź rudy żelaza – magnetyt ($Fe_3(Fe^{2+}Fe^{3+})O_4$), hematyt (Fe_2O_3), getyt (FeOOH) i ilmenit ($FeTiO_3$), które charakteryzują się zwiększoną zdolnością zatrzymywania różnego rodzaju promieniowania. W Tabeli 1 przedstawiono różne rodzaje kruszyw zastosowanych do produkcji prób betonów eksperymentalnych. Do przygotowania mieszanek betonowych kruszywo było dodawane w różnych proporcjach i o zróżnicowanej frakcji, po czym zbadano właściwości osłonowe poszczególnych betonów.

Ze względu na dużą przenikliwość promieniowania gamma oraz neutronowego, a co za tym idzie, konieczność stosowania grubych i ciężkich osłon, istotnym staje się dobór najbardziej efektywnych materiałów osłonnych, spełniających jednocześnie wymagania eksploatacyjne. Poza tym, że betony osłonowe powinny stanowić skuteczną ochronę przed promieniowaniem jonizującym, muszą odznaczać się odpowiednią wytrzymałością i trwałością w warunkach oddzia-

Tabela 1. Przykładowe rodzaje kruszyw zastosowanych w eksperymentalnych mieszankach betonowych
Table 1. Examples of the types of aggregates used in experimental concrete mixture

Rodzaj kruszywa	Frakcja [mm]	Skład chemiczny
piasek kwarcowy	0-2	SiO_2
kruszywo amfibolitowe	2-8; 8-16	$NaCa_2(Mg,Fe,AL)_3(SiAl)_8O_{22}(OH)_2$
kruszywo magnetytowe	0-5; 5-16	$(Fe_3(Fe^{2+}Fe^{3+})O_4)$
kruszywo barytowe	0-16	$BaSO_4$
kruszywo serpentynitowe	0-2; 2-8; 8-16	$(Mg_6[(OH)_8/Si_4O_{10}])$ $(Mg,Fe)_3Si_2O_5(OH)_4$ $Mg_6[(OH)_8Si_4O_{10}])$

ływania pozostałych czynników zewnętrznych. W związku z tym, że wieloletnie wystawienie na działanie promieniowania jonizującego wpływa na składniki i strukturę betonu, ma to tym bardziej istotne znaczenie. Składniki zastosowane do produkcji betonów osłonowych muszą zatem charakteryzować się odpowiednią jakością i przemyślanym doborem. Wiele podstawowych właściwości betonu jest zależnych nie tylko od rodzaju zaczynu cementowego, ale także od jakości i wielkości zastosowanego kruszywa [4]. Kruszywo powinno charakteryzować się odpowiednią czystością składu chemicznego. Wszelkie dodatki mineralne (np. domieszki minerałów ilastych czy węglanowych) mogą mieć znaczny wpływ na trwałość betonu w trakcie jego eksploatacji, powodując przemiany wtórne zarówno w cemencie jak i kruszywie, co może prowadzić do korozji stwardniałego betonu. Kruszywo nie może być także zanieczyszczone organicznie [4].

3. Badanie osłonności przed promieniowaniem jonizującym

Promieniowanie jonizujące definiuje się jako promieniowanie powodujące jonizację ośrodka materialnego, czyli powstanie jonu dodatniego lub ujemnego wskutek oderwania od lub dołączenia do obojętnego atomu co najmniej jednego elektronu. Przy czym należy zauważyć, że proces jonizacji może odbywać się bezpośrednio, jak w przypadku promieniowania cząstek obdarzonych ładunkiem elektrycznym (np. alfa, beta, ciężkie jony), ale również w sposób pośredni jak to ma miejsce w przypadku fotonów promieniowania elektromagnetycznego (X oraz gamma) czy promieniowania neutronowego. W przypadku promieniowania jonizującego pośrednio cząstki pierwotne oddziałują z ośrodkiem, wskutek czego wybijane są cząstki wtórne, które to już w procesie jonizacji bezpośredniej oddziałują z ośrodkiem.

W zależności od rodzaju promieniowania jak również jego energii sposób oddziaływania z ośrodkiem materialnym zmienia się w sposób znaczny. Ma to bezpośrednie przeniesienie na dobór materiałów osłonowych stosowanych w budownictwie specjalnym, takim jak w przypadku ośrodków jądrowych,

w ośrodkach badań radiacyjnych czy obiektach medycznych wykorzystujących źródła promieniowania jonizującego.

3.1. Odziaływanie promieniowania gamma z ośrodkiem materialnym

Za pochłanianie promieniowania fotonowego X i gamma przez materię odpowiadają następujące zjawiska: efekt fotoelektryczny, efekt Comptona lub zjawisko tworzenia/anihilacji par elektron-pozyton. Wymienione wyżej oddziaływania wymagają interakcji z elektronami z odpowiednich powłok atomowych bądź przynajmniej obecności jądra atomowego. W związku z tym dla zwiększenia efektywności pochłaniania wymagana jest wysoka gęstość elektronowa osłony. Ciężkie pierwiastki takie jak ołów czy wolfram stanowią idealny materiał osłonowy przed promieniowaniem gamma, lecz ze względu na wysoki koszt i znaczny ciężar ich wykorzystanie w konstrukcjach budowlanych jest znacznie ograniczone. Warunek ten spełniają także inne materiały które w swoim składzie zawierają pierwiastki o dużej liczbie atomowej. W przypadku betonu są to bar (Z=56) i żelazo (Z=26), które stanowią podstawowe składniki kruszyw ciężkich. Zawartość odpowiednich pierwiastków w kruszywie pozwala na zmniejszanie grubości warstw betonu, zachowując jego właściwości mechaniczne.

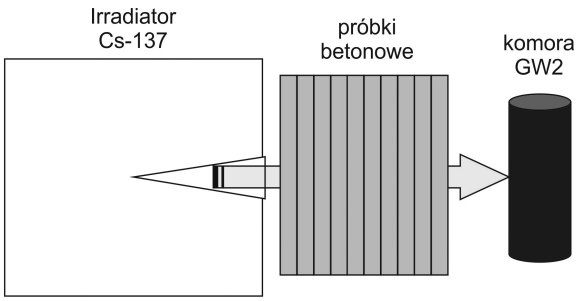
3.2. Badanie osłonności przed promieniowaniem gamma

Podstawowymi parametrami określającymi właściwości osłonowe promieniowania jonizującego są HVL oraz TVL [5]. HVL (Half Value Layer) definiowany jest jako grubość materiału osłonowego wyrażona w cm, która powoduje osłabienie promieniowania o 50%, odpowiednio TVL (Tenth Value Layer) definiowany jest jako grubość materiału osłonowego wyrażona w cm, która powoduje osłabienie promieniowania o 90%. Parametry definiowane są w ten sposób dla promieniowania X oraz gamma.

4. Metodyka badań

Badania osłonności próbek betonowych wykonane zostały w Hali Kalibracyjnej Narodowego Centrum Badań Jądrowych zgodnie z metodologią opracowaną na potrzeby badania osłonności różnego rodzaju materiałów osłonowych [2]. Jest to pomieszczenie badawczo-wzorcujące wyposażone m.in. w ławę kalibracyjną, irradiator oraz izotopowe źródła promieniotwórcze. W przypadku badania osłonności przed promieniowaniem gamma wykorzystano wspomniany irradiator oraz źródło promieniowania gamma ^{137}Cs. Źródło to emituje promieniowanie gamma o energii 661,7 keV. Wykorzystanym detektorem promieniowania gamma była komora jonizacyjna typu GW2 [3, 6]. Jest to komora bezwodorowa z elektrodami wykonanymi z aluminium o grubości 1 mm, wypełniona dwutlenkiem węgla o ciśnieniu 2,8 MPa i o czułości 256,67 pA/mGy$\cdot$h^{-1}. Pomiar odbywał się w trybie prądowym z wykorzystaniem elektrometru Keithley 6517B

przy typowym napięciu pracy ±30V, podczas którego zbierano kilkadziesiąt punktów pomiarowych w serii, a wynik przedstawiono jako średnią arytmetyczną z zebranych wartości wraz z odchyleniem standardowym wartości średniej. Stanowisko zbudowane zostało na bazie mobilnej konstrukcji warsztatowej o podwyższonej nośności z możliwością zmiany wysokości położenia półek. Badania wykonano w konfiguracji poglądowo przedstawionej na Rysunku 1. Seria pomiarowa rozpoczynała się od pomiaru prądu ciemnego, o którego wartość redukowano finalne wskazania podczas pomiarów dla płyt betonowych. Następnie na stanowisku wykonywano pomiar wartości prądu jonizacji płynącego przy ekspozycji samego źródła, bez próbek betonowych. Była to pierwsza wartość referencyjna. Po czym dokonywano pomiarów poprzez dokładanie, od strony źródła promieniowania, kolejnych próbek betonowych zwiększając w ten sposób grubość osłony.



Rys. 1. Stanowisko badawcze do badania osłonności betonów przed promieniowaniem gamma

Fig. 1. Research stand for concrete shielding against gamma radiation

Płyty betonowe, przygotowane na potrzeby badania własności osłonowych, zostały wykonane z mieszanek sporządzonych według opracowanych receptur klasyfikujących je jako betony osłonowe, wykonane z betonu ciężkiego, o wymiarach 400 x 400 x 50 mm, o gęstości objętościowej zależnej od rodzaju mieszanki, mieszczącej się w zakresie od 2192 do 3736 kg/m^3. Wykonanie próbek w takiej formie pozwoliło na badanie własności osłonnych w zależności od grubości badanej warstwy. Zapewnienie relatywnie dużej powierzchni badanego elementu w płaszczyźnie prostopadłej do wiązki wpływa korzystnie, ponieważ minimalizowany jest wpływ dodatkowych rozproszeń na krawędziach elementu jak również zapobiega się przedostaniu do przyrządu pomiarowego cząstek rozproszonych na innych elementach konstrukcji i pomieszczenia, w którym wykonywany jest eksperyment.

W przypadku pomiarów w źródle promieniowania gamma założono, że mierzony prąd jonizacji odpowiada intensywności wiązki promieniowania gamma, a zatem wyznaczenie parametrów TVL oraz HVL określono na podstawie standardowych definicji. Ze względu na wartości HVL, które na podstawie

uzyskanych przebiegów wypadały poniżej grubości 50 mm, zdecydowano się na metody interpolacji.

Wyznaczanie warstw połówkowych w polu promieniowania gamma przebiegło zgodnie z opracowanym postępowaniem:

a) odjęcie prądu ciemnego od i-tego wyniku pomiaru;
b) uśrednienie wartości otrzymanej dla napięcia dodatniego i ujemnego o tej samej wartości (30 V i -30 V);
c) normalizacja względem wartości maksymalnej (pomiar bez próbki) I/I_0;
d) zlogarytmowanie wartości względnej – otrzymanie równania liniowego;
e) wyznaczenie parametrów równania liniowego z sąsiedztwa sprawdzanego punktu (regresja liniowa);
f) wykorzystanie parametrów równania liniowego z punktu leżącego najbliżej wartości aktualnie obliczanej wartości połówkowej (np.: liczymy warstwę połówkową HVL1 – osłabienie 0,5: szukamy punktu dla zlogarytmowanej wartości względnej prądów zmierzonych, która ma wartość najbliżej sprawdzanego osłabienia i wykorzystujemy parametry równania liniowego do obliczenia ilości płyt potrzebnych do otrzymania takiej osłonności);
g) wyznaczamy grubości warstwy połówkowej;
h) kolejną warstwę połówkową (HVL2), czyli ponowne osłabienie poziomu promieniowania, obliczamy przez odjęcie zgodnie z puntami f) i g) oraz dodatkowo odejmujemy wartość warstwy połówkowej poprzedniej; w ten sposób zawsze wyznaczamy grubość osłony, która obniży pole promieniowania o połowę.

Znajomość kolejnych warstw półchłonnych pozwala określać współczynnik jednorodności promieniowania $HF = HVL1/HVL2$, którego znaczenie szerzej opisano w pracy [2].

5. Wyniki i dyskusja

Przebadano piętnaście rodzajów betonów różniących się m.in. zawartością kruszyw i gęstością objętościową. W Tabelach 2 i 3 zestawiono uproszczone składy przebadanych betonów.

Tabela 2. Uproszczone składy mieszanek betonowych I serii

Table 2. Simplified compositions of concrete mixtures in the first series

	B1	**B4**	**B5**	**B6**	**B8**	**B9**	**B10**
kruszywo magnetytowe			X	X			X
kruszywo barytowe						X	
kruszywo serpentynitowe	X				X		X
kruszywo amfibolitowe		X					
gęstość objętościowa [kg/m3]	2192	2440	3736	3409	2312	3045	3067

Tabela 3. Uproszczone składy mieszanek betonowych II serii

Table 3. Simplified compositions of concrete mixtures in the second series

	B11	**B12**	**B13**	**B14**	**B15**	**B16**	**B17**	**B18**
kruszywo magnetytowe	X		X	X				
kruszywo barytowe					X	X	X	X
kruszywo serpentynitowe		X	X	X			X	X
gęstość objętościowa [kg/m3]	3479	2289	3089	2708	3328	3168	2825	2606

Na podstawie przeprowadzonych pomiarów oraz przetwarzania danych pomiarowych otrzymano wartości grubości kolejnych warstw połówkowych i dziesięciochłonnych. Dane zestawiono w Tabelach 4 i 5.

Tabela 4. Zestawienie kolejnych wartości HVL oraz współczynnika jednorodności (HF) dla przebadanych betonów

Table 4. HVL values and homogeneity factor (HF) for tested concretes

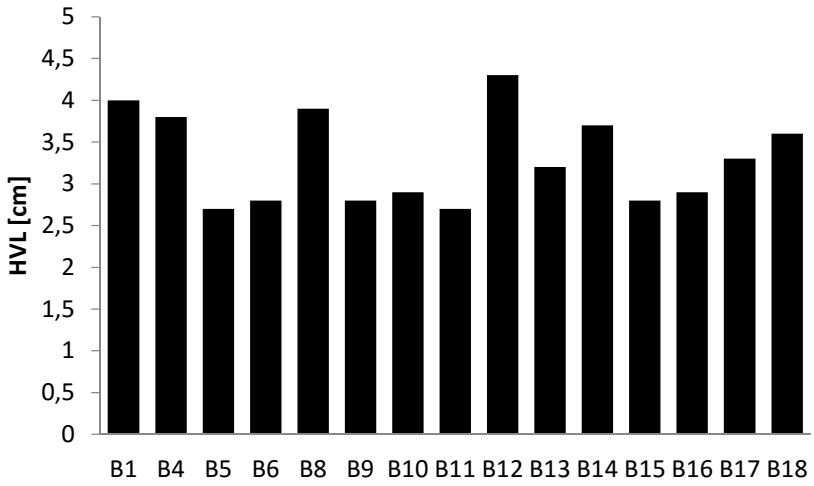
	B1	**B4**	**B5**	**B6**	**B8**	**B9**	**B10**	**B11**	**B12**	**B13**	**B14**	**B15**	**B16**	**B17**	**B18**
HVL1	4,0	3,8	2,7	2,8	3,9	2,8	2,9	2,7	4,3	3,2	3,7	2,8	2,9	3,3	3,6
HVL2	4,1	3,9	2,7	2,8	4,0	3,0	3,1	2,7	4,2	3,0	3,6	2,7	2,8	3,2	3,6
HF	0,98	0,98	0,99	0,98	0,99	0,93	0,93	0,99	1,04	1,05	1,04	1,03	1,01	1,03	1,01

Tabela 5. Zestawienie kolejnych wartości TVL oraz współczynnika jednorodności (HF) dla przebadanych betonów

Table 5. TVL values and homogeneity factor (HF) for tested concretes

	B1	**B4**	**B5**	**B6**	**B8**	**B9**	**B10**	**B11**	**B12**	**B13**	**B14**	**B15**	**B16**	**B17**	**B18**
TVL1	13,8	13,0	9,0	9,3	13,5	9,7	10,5	9,0	13,8	10,0	11,8	9,0	9,5	10,5	11,9
TVL2	15,1	13,9	9,2	9,7	14,3	10,3	11,2	9,0	13,7	9,8	11,6	8,9	9,5	10,5	11,8
HF	0,91	0,94	0,97	0,96	0,94	0,94	0,94	1,00	1,00	1,02	1,02	1,01	1,00	1,01	1,01

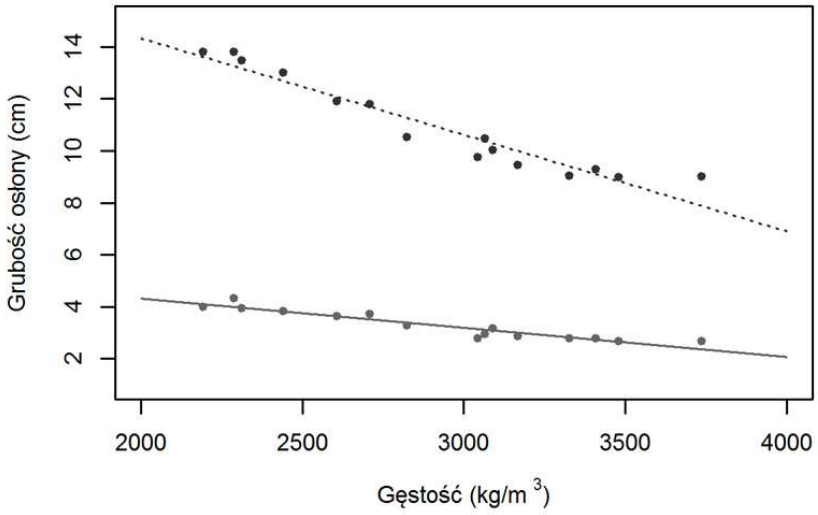
Z przeprowadzonych pomiarów wynika, iż najlepsze parametry osłonne w polu promieniowania gamma dla izotopu ^{137}Cs mają betony o oznaczeniach: B5, B11 i B15 (oznaczone w Tabelach 4 i 5 ciemnoszarym kolorem). W dwóch pierwszych (B5 oraz B11) zastosowano kruszywa magnetytowe, zaś w ostatnim wspomnianym – kruszywa barytowe. Wszystkie wyróżnione mieszanki betonowe charakteryzują się bardzo wysoką gęstością (powyżej 3300 kg/m^3). Z kolei najsłabiej wypadły mieszanki o oznaczeniach B1, B4, B8 oraz B12 (oznaczone w Tabelach 4 i 5 jasnoszarym kolorem). Są to mieszanki zawierające w składzie tylko kruszywa lekkie (serpentynit lub amfibolit) a ich gęstość nie przekracza 2450 kg/m^3. W celu zobrazowania danych wartości grubości HVL przedstawiono w postaci wykresu słupkowego na Rysunku 2.



Rys. 2. Wartości HVL dla przebadanych rodzajów betonów

Fig. 2. HVL values for tested concrete mixtures

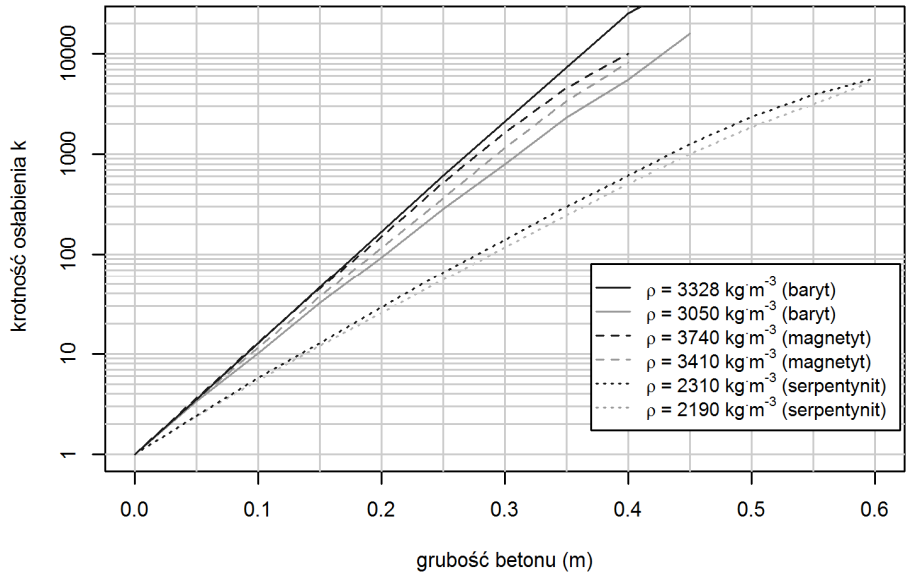
Dysponując wartościami gęstości poszczególnych betonów, które to bezpośrednio zależą od stosowanych kruszyw, wykreślono zależność grubości HVL od gęstości kolejnych betonów. Wartości te przedstawiono na Rysunku 3. Zgodnie z założeniami wraz ze wzrostem gęstości materiału osłonowego warstwa HVL (odpowiednio TVL) jest coraz cieńsza, co oznacza, że właściwości osłonowe materiału przed promieniowaniem gamma ulegają poprawie.



Rys. 3. Wartości HVL i TVL w funkcji gęstości objętościowej betonów

Fig. 3. HVL and TVL values presented as concrete density functions

W praktyce ochrony radiologicznej na etapie obliczania osłon przed promieniowaniem gamma często używa się nomogramów przedstawiających krotności osłabienia osłony. Zebrane wyniki pozwoliły na wykreślenie krzywych tego typu. Jeden z otrzymanych nomogramów przedstawia Rysunek 4.



Rys. 4. Krotności osłabienia promieniowania gamma ^{137}Cs dla wybranych gęstości betonów osłonowych. W nawiasie podane jest kruszywo, na bazie którego beton został wykonany

Fig. 4. Attenuation factor for gamma radiation from ^{137}Cs for arbitrary selected concrete densities. In brackets are given aggregates used for particular concrete mix

Referat został przygotowany w ramach Projektu „Trwałość i skuteczność betonowych osłon przed promieniowaniem jonizującym w obiektach energetyki jądrowej”, PBS II /A2/15/2014.

Literatura

[1] Brandt A. M.: Beton jako materiał osłon w budownictwie związanym z energetyką jądrową. Cement Wapno Beton, Polski Cement, 2, 115 – 132, 2013.
[2] Domański S., Gryziński M. A., Maciak M., Murawski Ł., Tulik P., Tymińska K.: Experimental investigation on radiation shielding of high performance concrete for nuclear and radiotherapy facilities, Pol. J. Med. Phys. Eng., Vol. 22, No2, 2016.
[3] Golnik N., Wysocka A., Zielczyński M.: Skuteczność zbierania jonów w komorze jonizacyjnej wypełnionej dwutlenkiem węgla pod ciśnieniem do miliona paskali, Raport INR 1925/XIX, Instytut Badań Jądrowych Świerk, 1982.
[4] Piasta J., Piasta W. G.: Rodzaje i znaczenie kruszywa w betonie, XVII Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji. Ustroń 20-23 lutego 2002.
[5] Trout E.D., Kelly J.P., Lucas A.C.: Determination of Half-Value Layer, Am. J. Roentgenology, 85, p.933, 1960.

[6] Zielczyński, M., Golnik, N., Gryziński, M. A., Tulik, P.: The use of recombination chambers at radiation therapy facilities, Radiation Measurements. 45, 1472-1475, 2010.

RADIATION SHIELDING EXAMINATION OF SPECIAL CONCRETES

S u m m a r y

This paper focuses on the study of shielding properties of experimental concrete against gamma radiation, using a sealed radioactive ^{137}Cs source. For these analyzes a special measuring stand of specific geometry was prepared and described. The study used properly prepared heavy concrete samples of varying composition. Fifteen types of samples were tested with different concrete mixtures differing mainly in aggregates content and density. On the basis of the measurement data for different samples of concrete, the half-thickness layer (HVL) and tenth-thicknes layer (TVL) were obtained. Analyzes show that the best shielding parameters in the field of gamma radiation for the isotope ^{137}Cs are concrete types, where magnetite and barite aggregates were used. These mixtures have a very high density – more than 3300 kg/m^3. The mixtures containing only light aggregates (serpentine or amphibolite), with density below 2450 kg/m^3 were characterized by worse shielding parameters. The results obtained in accordance with prior assumptions, indicate that with the increase of the density of shielding material the HVL (or TVL respectively) thickness is reduced, which means that the shielding properties of the material against gamma radiation are improved.

Keywords: concrete, shielding, gamma radiation, experimental measurements

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.10

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 97-106

Mariusz DĄBROWSKI[1]
Karolina GIBAS[2]
Andrzej M. BRANDT[3]
Michał A. GLINICKI[4]

WPŁYW KRUSZYW SPECJALNYCH NA POROWATOŚĆ I PRZEPUSZCZALNOŚĆ BETONÓW OSŁONOWYCH

Przedstawiono wyniki badań podciągania kapilarnego (*PK*), porowatości dostępnej dla wody (*E*) oraz współczynnika migracji jonów chlorkowych w stanie nieustalonym (D_{nssm}). Zakres badań obejmował betony z kruszywem magnetytowym, barytowym, serpentynitowym oraz kruszywem referencyjnym w postaci grysu amfibolitowego, które wcześniej poddane zostały selektywnemu kruszeniu i przesiewaniu, tak by zapewnić jednakowe krzywe uziarnienia/stosy okruchowe. Przeanalizowano wpływ mikrostruktury porów wyznaczonej za pomocą porozymetrii rtęciowej z odpornością na wnikanie jonów i cieczy w matrycę cementową. Z badań wynika, że betony z kruszywami specjalnymi osiągają wskaźniki przepuszczalności porównywalne lub nieco gorsze niż próbki referencyjne. Nie zaobserwowano systematycznego wpływu porowatości kapilarnej na wyniki badań przepuszczalności.

Słowa kluczowe: podciąganie kapilarne, migracja jonów chlorkowych, kruszywo magnetytowe, kruszywo barytowe, kruszywo serpentynitowe, porowatość

1. Wprowadzenie

Stosowanie kruszyw specjalnych w betonach osłonowych ma szczególne znaczenie z uwagi na występujące w nich pierwiastki chemiczne osłabiające działanie promieniowania jonizującego. Kruszywa ciężkie w postaci rud magnetytu, barytu, hematytu, zawierające związki chemiczne z pierwiastkami o dużej masie atomowej, wykazują zdolność osłabiania promieniowania γ.

[1] Autor do korespondencji/corresponding author: Mariusz Dąbrowski, IPPT PAN, Pawińskiego 5B, 02-106 Warszawa, tel. 22 8261281, mdabrow@ippt.pan.pl
[2] Karolina Gibas, IPPT PAN, kgibas@ippt.pan.pl
[3] Andrzej M. Brandt, IPPT PAN, abrandt@ippt.pan.pl
[4] Michał A. Glinicki, IPPT PAN, mglinic@ippt.pan.pl

Kruszywa ze związkami o małej liczbie atomowej, zawierające wodę związaną chemicznie oraz związki boru, wykazują zdolność osłabiania promieniowania neutronowego [1]. Główną korzyść wynikającą z użycia kruszyw specjalnych stanowi zmniejszenie grubości osłony biologicznej przy zachowaniu właściwości osłonowych w porównaniu z betonami z kruszywem zwykłym [2].

W przypadku konstrukcji osłonowych stykających się z gruntem istnieje możliwość transportu wilgoci do wnętrza materiału. Wraz z wilgocią do betonu mogą wnikać także zanieczyszczenia pojawiające się w wodach gruntowych (jony siarczanowe, chlorkowe). Dodatkowo warunki pracy reaktora, tj. zmienność temperatury w czasie w cyklu pracy reaktora, wymusza transport wilgoci w betonie osłonowym. Z monografii Bazanta i Kaplana [3] wynika, że transport wilgoci sprzężony z oddziaływaniami termicznymi w betonach osłonowych wpływa na długotrwałą stabilność właściwości mechanicznych. Kolejnym aspektem istotności ograniczenia przepuszczalności betonów osłonowych jest zabezpieczenie otoczenia przed wydostaniem się z reaktora potencjalnie skażonych cieczy i gazów.

Kruszywa specjalne na ogół są skałami o małej twardości, co utrudnia ich skruszenie do pożądanego uziarnienia. Niekorzystny rozkład ziaren wynikający z dużej zawartości pyłów utrudnia wykorzystanie kruszyw specjalnych w betonach o niskich wskaźnikach *w/c*. Powyższe niedogodności wpływają na właściwości betonów osłonowych. Stąd celem badań jest ocena szczelności betonów na podstawie testów przepuszczalności i porowatości betonu.

2. Opis metod doświadczalnych

2.1. Materiały i próbki

Program badań obejmował analizę porównawczą mikrostruktury i przepuszczalności czterech betonów zaprojektowanych zgodnie z założeniami zamieszczonymi w publikacji [4]. Przy założonej klasie betonu: C30/37, określono proporcje składników w betonie referencyjnym z kruszywem zwykłym. Zawartość cementu wynosiła 350 kg/m^3 przy współczynniku wodno-cementowym 0,48. Kryterium wyboru kruszywa zwykłego była jego dobra jakość. Grys amfibolitowy pochodzący ze skały zwięzłej zapewnił zakładane parametry, typowe w przypadku kruszyw w odpowiedzialnych konstrukcjach inżynierskich [4]. Następnie ustalono zawartość piasku kwarcowego frakcji 0-2 mm, która stanowiła 20% objętości stosu okruchowego i była stała we wszystkich seriach betonów.

Dobór parametrów technologicznych był ukierunkowany na możliwość wykonania, transportu i wbudowania projektowanego betonu dostępnymi obecnie środkami technicznymi. Stąd założono konsystencję 50-100 mm opadu stożka, która była kompromisem między właściwą urabialnością, a tendencją do segregowania się składników mieszanki.

Zastosowano cement hutniczy o niskim cieple hydratacji siarczanoodporny niskoalkaliczny CEM III/A 42,5 N LH/HSR/NA wyprodukowany na potrzeby projektu w Oddziale Szkła i Materiałów Budowlanych w Krakowie, a którego właściwości przedstawiono w [5]. Zmienną materiałową w mieszankach betonowych stanowił rodzaj użytego kruszywa grubego. Mieszanka odniesienia została wykonana z grysem amfibolitowym z kopalni Ogorzelec. Kruszywa specjalne stanowiły: baryt z niemieckiej kopalni w Wolfach, magnetyt z Kiruny w Szwecji oraz serpentynit z Nasławic. Oznaczenie mieszanek stanowiła pierwsza litera rodzaju użytego kruszywa grubego (Tabela 1). Zastosowano także superplastyfikator na bazie zmodyfikowanych fosfonianów. Stwierdzono trudności w uzyskaniu wymaganej konsystencji w betonie z kruszywem serpentynitowym. Stąd ilość użytej dozowanej domieszki była kilkukrotnie większa niż w pozostałych mieszankach i wynosiła 4,8% masy cementu.

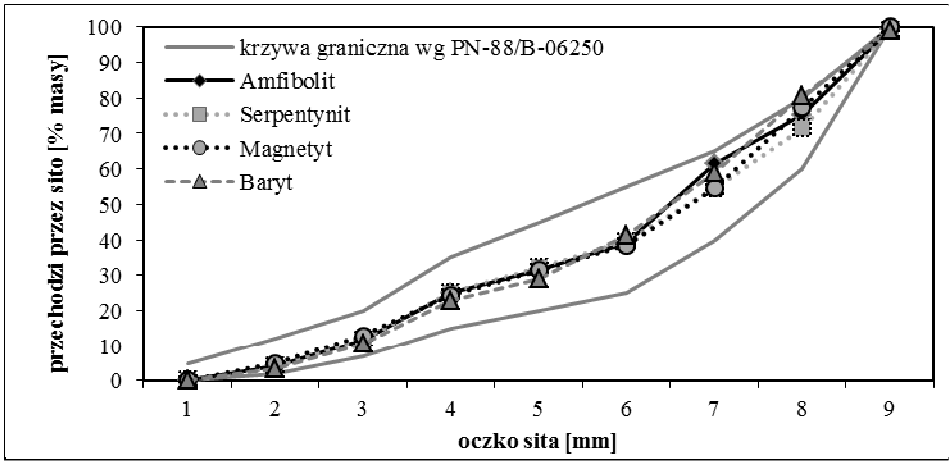
Tabela 1. Skład i właściwości mieszanek betonowych, wytrzymałość betonu na ściskanie

Table 1. Mix design, fresh mix properties and compressive strength of concrete

Skład [kg/m^3]	**A**	**S**	**M**	**B**
Cement	350	350	350	350
Woda	168	168	168	168
Piasek kwarcowy 0-2 mm	371	371	371	371
Amfibolit 2-8 mm	1115	-	-	-
Amfibolit 8-16 mm	507	-	-	-
Magnetyt 0,5-5 mm	-	-	839	-
Magnetyt 0-16 mm	-	-	1846	-
Serpentynit 2-6 mm	-	909	-	-
Serpentynit 8-16 mm	-	545	-	-
Baryt 0-16 mm	-	-	-	2349
Superplastyfikator [% m.c.]	0,70	4,80	0,60	0,48
Opad stożka [mm]	80	60	100	100
Gęstość mieszanki [kg/m^3]	2500	2340	3570	3240
f_c7 [MPa]$^{*)}$	45,2	33,4	38,1	37,0
f_c 28 [MPa] $^{*)}$	68,2	59,7	64,2	54,3
f_c 90 [MPa] $^{*)}$	86,3	78,6	82,6	59,6

$^{*)}$ średnia wytrzymałość na ściskanie wykonana na 3 próbkach 100x100x100 mm

Szczególną uwagę poświęcono dobraniu właściwego uziarnienia stosu okruchowego, tak aby uzyskać zbliżony rozkład ziarnowy między projektowanymi betonami (Rys. 1). W celu spełnienia założeń zastosowano technikę kruszenia kruszarką szczękową oraz selektywnej separacji ziarnowej za pomocą przesiewania sitowego na sucho. Ustalanie stosu okruchowego uwzględniało różnicę gęstości pomiędzy piaskiem kwarcowym, a zastosowanym kruszywem ciężkim.



Rys. 1. Krzywe uziarnienia kruszyw

Fig. 1. Aggregate gradation curves

Z mieszanek wykonanych w mieszarce o pojemności 60 litrów wykonano próbki sześcienne o boku 100 mm do badania wytrzymałości na ściskanie. Wykonane próbki ø 100x200 mm wykorzystano w oznaczaniu współczynników absorpcji wody, porowatości dostępnej dla wody oraz współczynnika migracji jonów chlorkowych. Z próbek sześciennych o boku 100 mm wykonano odwierty ø 9x20 mm do badań w porozymetrze rtęciowym. Próbki były przechowywane w normowych warunkach wysokiej wilgotności i stałej temperatury przez 56 dni (RH>95%, 20±2°C).

2.2. Metody badań

Badanie wytrzymałości na ściskanie przeprowadzono zgodnie z normą PN-EN 12390-3.

Określenie współczynnika absorpcji wody I w stwardniałym betonie przeprowadzono zgodnie z normą ASTM C1585-13. Na podstawie zmiany masy próbek w funkcji czasu wywołanej zanurzeniem badanej powierzchni próbki w wodzie wyznaczono współczynnik początkowej szybkości absorpcji S_i oraz wtórnej szybkości absorpcji wody S_s. Badania przeprowadzono na 2 próbkach o średnicy 100 mm i wysokości 50±3 mm.

Oznaczenie porowatości dostępnej dla wody E wykonano zgodnie z normą francuską NF P18-459:2010. Próbki zostały nasycone próżniowo wodą, a następnie ważone w trzech stanach nasycenia wodą: całkowicie nasycone ważone wagą hydrostatyczną, całkowicie nasycone ważone wagą analityczną, oraz wysuszone do stałej masy w 105°C. Na podstawie różnic między pomiarami wy-

znaczono wartość porowatości dostępnej dla wody. Badanie przeprowadzono na 3 próbkach o średnicy 100 mm i wysokości 50±3 mm.

Do określenia odporności betonu na wnikanie jonów chlorkowych zastosowano przyspieszoną metodę oznaczania migracji jonów, opisaną w normie NT Build 492. Współczynnik migracji jonów chlorkowych D_{nssm} wyznaczony został przy nieustalonym przepływie strumienia jonów, wywołanym zewnętrznym polem elektrycznym. Każdorazowo badaniu poddano trzy próbki betonu o średnicy 100 mm i wysokości 50±3 mm. Pełen opis metody podano w [6]. Przyjęto kryteria oceny odporności na wnikanie jonów chlorkowych zaproponowane przez L. Tanga w [7]: kategoria „bardzo dobra", gdy $D_{nssm} < 2 \times 10^{-12}$ m^2/s, „dobra", gdy $D_{nssm} = 2\text{-}8 \times 10^{-12}$ m^2/s, „dopuszczalna", gdy $D_{nssm} = 8\text{-}16 \times 10^{-12}$ m^2/s i „niedopuszczalna", gdy $D_{nssm} > 16 \times 10^{-12}$ m^2/s.

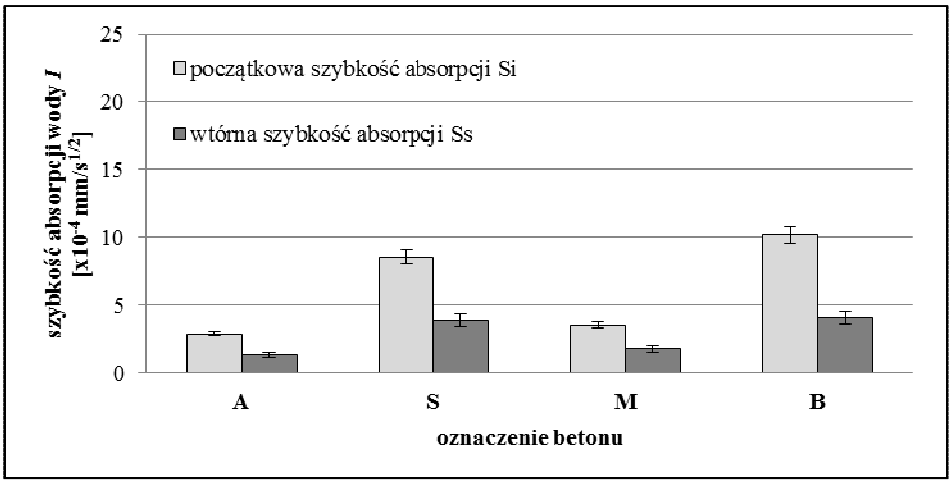
Rozkład wielkości porowatości kapilarnej w betonach oznaczono za pomocą metody porozymetrii rtęciowej (MIP). Badanie wykonano w AGH w Krakowie na porozymetrze rtęciowym PoreMaster 60 firmy Quantachrome Instruments. Badanie przeprowadzono na fragmentach matryc cementowych wyselekcjonowanych z trzech odwiertów rdzeniowych, tak aby nie zawierały ziaren kruszywa grubego. Kryterium wielkości próbki stanowiła objętość komory urządzenia pomiarowego, o wymiarach ø 10x25 mm.

3. Wyniki badań

Niekorzystny wpływ zastosowania kruszyw specjalnych jest widoczny na podstawie rezultatów badania wytrzymałości na ściskanie (Tabela 1). Największe różnice występują po 7 dniach dojrzewania i wynoszą od 15% do 27% w porównaniu z betonem referencyjnym. Jednakże wytrzymałość po 90 dniach dojrzewania znacząco różni się jedynie w przypadku zastosowania kruszywa barytowego (mieszanka B) i jest mniejsza od betonu referencyjnego o 30%.

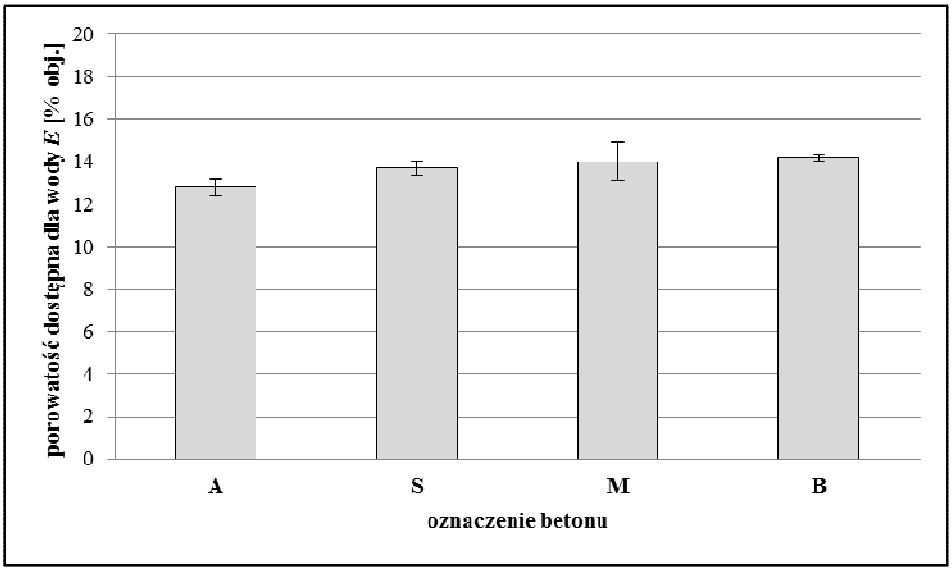
Na podstawie rezultatów badania absorpcji wody stwierdzono, że kruszywo magnetytowe (mieszanka M) nie powoduje pogorszenia szczelności betonu w porównaniu z betonem referencyjnym z kruszywem amfibolitowym (mieszanka A). Natomiast zastosowanie kruszyw serpentynitowego i barytowego pogarsza trzykrotnie współczynniki S_i i S_s (Rys. 2).

W badanych próbkach betonu stwierdzono nieznaczne różnice objętości porów dostępnych dla wody (E) między seriami, których różnica nie przekraczała 1,5% (Rys. 3). Najniższą wartość współczynnika E, wynoszącą 12,8%, wykazał beton referencyjny (mieszanka A). Nieznacznie większą wartość uzyskał beton z kruszywem magnetytowym – wynosiła ona 13,2%. Następnie betony oznaczone S i B, których współczynnik E wynosił odpowiednio 13,7% i 14,2%. Na podstawie kryteriów oceny wyników współczynnika E [8],[9], powyższe wyniki można zaklasyfikować jako „dobre".



Rys. 2. Początkowa i wtórna szybkość absorpcji wody

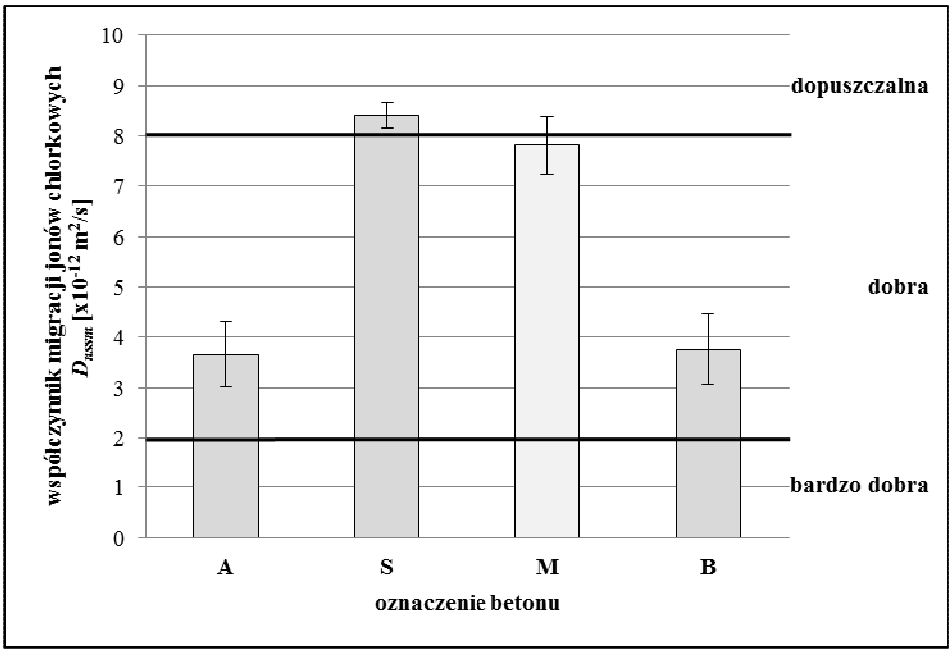
Fig. 2. Initially and secondary rate of water absorption



Rys. 3. Porowatość dostępna dla wody

Fig. 3. Porosity available for water

Analizując wyniki badań współczynnika migracji jonów chlorkowych D_{nssm} (Rys. 4) stwierdzić można, że beton oznaczony A, będący betonem odniesienia oraz beton wykonany z kruszywem barytowym (mieszanka B), wykazały najniższą przepuszczalność jonów chlorkowych, odpowiednio D_{nssm} = 3,7 x 10^{-12} m^2/s oraz D_{nssm} = 3,8 x 10^{-12} m^2/s, zaklasyfikowaną do „dobrej" kategorii odporności



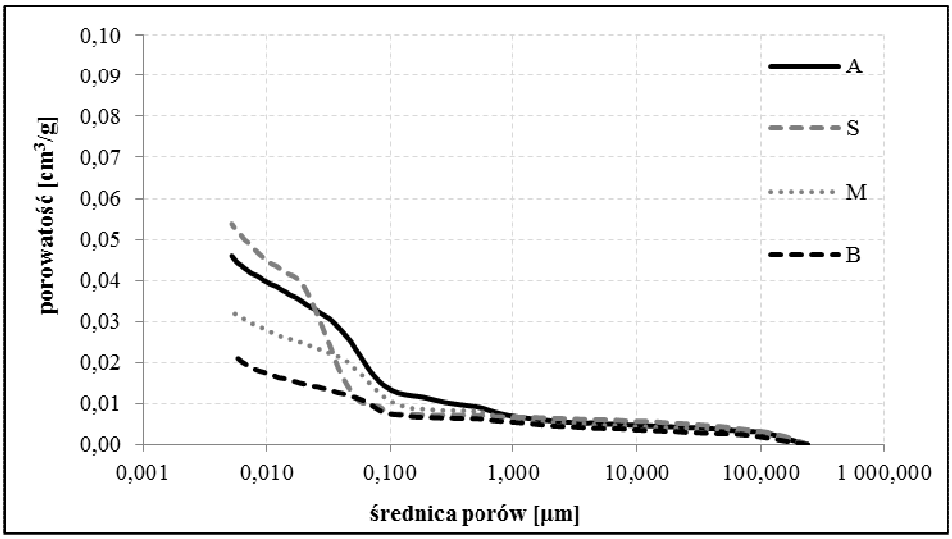
Rys. 4. Wyniki badań współczynnika migracji jonów chlorkowych. Liniami poziomymi zaznaczono umowne granice pomiędzy kategoriami odporności na wnikanie jonów chlorkowych

Fig. 4. Chloride ions migration coefficient. The horizontal lines are the limits for classification of resistance to chloride migration

na wnikanie jonów chlorkowych. Beton wykonany z kruszywem serpentynitowym (mieszanka S) wykazał odporność na granicy „dobrej" i „dopuszczalnej", współczynnik D_{nssm} osiągnął dwukrotnie wyższą wartość od betonu odniesienia (D_{nssm} = 8,4 x 10^{-12} m^2/s). Natomiast beton zawierający kruszywo magnetytowe (mieszanka M) nie spełnił wymagań normowych dotyczących wymaganego poziomu początkowego natężenia prądu, dlatego otrzymany wynik uznano za niewiarygodny i nie został on poddany analizie.

Wykorzystanie techniki porozymetrii rtęciowej pozwoliło na ocenę rozkładu wielkości porów kapilarnych w stwardniałym betonie. Zaproponowany sposób pobierania i przygotowywania próbek do badań pozwala przypuszczać, że w pomiarach porozymetrii rtęciowej mierzony był jedynie wpływ najdrobniejszych frakcji kruszyw specjalnych na porowatość matrycy cementowej. W badanych betonach stwierdzono znaczące różnice w dystrybucji oraz całkowitej objętości porów kapilarnych (Rys. 5). Beton z serpentynitem (mieszanka S) uzyskał największą objętość porów kapilarnych wynoszącą 0,054 cm^3/g oraz miał inny rozkład zawartości porów w odniesieniu do pozostałych betonów. Beton referencyjny uzyskał całkowitą objętość porów kapilarnych wynoszącą 0,046 cm^3/g. Natomiast betony z kruszywami ciężkimi magnetytowym i baryto-

wym uzyskały odpowiednio wartości o 30% i 53% mniejsze. Powyższe różnice wynikają ze zmian w zawartości najliczniejszych porów kapilarnych, których średnica zawiera się w przedziale od 40 nm do 1000 nm. Głównie ich zawartość wpłynęła na zmianę całkowitej objętości porów między betonami. Jedynie w betonie z serpentynitem (mieszanka S) przedział średnic najliczniejszych porów wynosił od 20 nm do 100 nm i stanowił 70% całkowitej porowatości.



Rys. 5. Wzrost udziału porowatości kapilarnej wraz ze zmniejszającą się średnicą porów

Fig. 5. Volume of porosity with increase of pore diameter

Zdecydowanie odmienna mikrostruktura betonu oznaczonego S od pozostałych betonów pozwala w sposób pośredni skomentować niekorzystny wpływ kruszywa serpentynitowego na uzyskane wyniki D_{nssm}, E, S_i, S_s. Z rozkładu porowatości kapilarnej wynika, że betony z kruszywami magnetytowym i barytowym o niewielkiej całkowitej objętości porów powinny stanowić materiał o lepszej szczelności w porównaniu z betonem referencyjnym. Jednakże w przypadku betonu z barytem wyniki podciągania kapilarnego i porowatości dostępnej dla wody przedstawiają dokładnie odwrotne spostrzeżenia.

4. Wnioski

Przeprowadzone badania pozwalają na sformułowanie następujących wniosków:

- Wytrzymałość na ściskanie betonów z kruszywami specjalnymi osiąga wartości niższe niż betonu referencyjnego z kruszywem amfibolitowym; w przypadku betonu z kruszywem barytowym wytrzymałość na ściskanie jest o 30%

niższa po 90 dniach dojrzewania.

- Zastosowanie kruszywa serpentynitowego zwiększa współczynnik D_{nssm}, objętość porów dostępną dla wody oraz początkową i wtórną szybkość absorpcji wody względem betonu referencyjnego.
- Zastosowanie w betonie kruszywa serpentynitowego zwiększyło o 16% całkowitą objętość porów kapilarnych względem kompozytu referencyjnego. W przypadku pozostałych kruszyw, magnetytowego i barytowego, wpływ był przeciwny, a całkowita objętość porów kapilarnych była mniejsza o odpowiednio 30% i 53%.

Referat został przygotowany w ramach Projektu „Trwałość i skuteczność betonowych osłon przed promieniowaniem jonizującym w obiektach energetyki jądrowej”, PBSII/A2/15/2014.

Literatura

[1] Kaplan M.F.: Concrete radiation shielding: nuclear physics, concrete properties, design and construction, Longman Scientific&Technical, Harlow, England.

[2] Bangash M.Y.H.: Structures for Nuclear Facilities: Analysis, Design, and Construction, Springer-Verlag, Berlin Heidelberg.

[3] Bazant Z.P., Kaplan M.D.: Concrete at High temperatures; Material properties and mathematical Models, Longman, London 1996.

[4] Dąbrowski M., Glinicki M.A., Nowowiejski G.: Zastosowanie kruszyw specjalnych w projektowaniu betonów osłonowych o podwyższonej trwałości, Cement Wapno Beton 2016 (w przygotowaniu).

[5] Baran T., Glinicki M.A., Jóźwiak-Niedźwiedzka D.: Właściwości cementów specjalnych przeznaczonych do betonu w konstrukcjach osłonowych elektrowni jądrowych, Cement Wapno Beton, vol 21/83, no 3, 2016.

[6] Glinicki M.A., Jóźwiak-Niedźwiedzka D., Gibas K., Dąbrowski M.: Influence of blended cements with calcareous fly ash on chloride ion migration and carbonation resistance of concrete for durable structures, MATERIALS, DOI: 10.3390/ma9010018, vol.9, no.1, 2016, pp. 18-1-15.

[7] Tang L.: Chloride transport in concrete – Measurement and prediction, Publication P-96:6, Chalmers University of Technology, Department of Building Materials, Göteborg 1996.

[8] Baroghel-Bouny V.: Durability indicators: relevant tools for performance-based evaluation and multi-level prediction of RC Durability, RILEM Workshop on Performance Based Evaluation and Indicators for concrete Durability, Madryt 2006, pp. 3-30.

[9] Glinicki M.A.: Długotrwała funkcjonalność betonu w konstrukcjach osłonowych elektrowni jądrowych, IPPT PAN, Warszawa 2015.

INFLUENCE OF SPECIAL AGGREGATES ON POROSITY AND PERMEABILITY OF RADIATION-SHIELDING CONCRETES

S u m m a r y

In the paper test results are presented of capilarity (*PK*), porosity accessible for water (*E*) and of the chloride ions migration coefficient in the non-steady state (D_{nssm}). The scope of investigations covered concretes with magnetite, barite, serpentinite aggregates as well as with reference amfibolite aggregate, which was crushed and selected in order to ensure the same granularity. The influence of microporosity was determined by mercury porosimetry together with ion and moisture tightness of cement matrix.

It was concluded after the tests that concretes with special aggregates are characterized by the permeability comparable or worse than reference specimens. The most unfavourable results were obtained in the specimens with serpentinite aggregate. The regular influence of capillary porosity on the permeability was not observed.

Keywords: Sorptivity, chloride ions migration, porosity accessible for water, magnetite aggregate, barite aggregate, serpentinite aggregate

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.11

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 107-114

Magdalena DOBISZEWSKA[1]
Wojciech FRANUS[2]
Sylwia TURBIAK[3]

ANALIZA MOŻLIWOŚCI ZASTOSOWANIA ODPADOWEGO PYŁU BAZALTOWEGO W ZAPRAWIE CEMENTOWEJ

Rosnące zapotrzebowanie na surowce naturalne do produkcji materiałów budowlanych, spowodowało intensyfikację badań dotyczących możliwości wykorzystania w produkcji budowlanej materiałów odpadowych. Powszechnie, jako dodatek mineralny do cementu stosowany jest granulowany żużel wielkopiecowy, popiół lotny, czy też pył krzemionkowy. Podczas obróbki kruszywa stosowanego do produkcji mas mineralno-asfaltowych (MMA) powstają duże ilości odpadów pylastych. Utylizacja tych odpadów stanowi obecnie duży problem w wielu wytwórniach MMA. W pracy dokonano analizy możliwości zastosowania odpadowego pyłu bazaltowego do produkcji zaprawy cementowej. Najpierw zbadano właściwości fizyczne i chemiczne zastosowanego pyłu bazaltowego. Celem określenia wpływu dodatku pyłu bazaltowego na niektóre właściwości zapraw przygotowano cztery mieszanki, w których pył bazaltowy stanowił częściowy zamiennik piasku w ilości 0-30% masy piasku. Badania doświadczalne dotyczyły analizy wpływu pyłu na wytrzymałość zapraw na ściskanie i zginanie po 2, 28 i 56 dniach dojrzewania próbek, mrozoodporności, nasiąkliwość oraz zdolności do kapilarnego podciągania wody. Następnie przeprowadzono badania dotyczące wpływu dodatku pyłu bazaltowego na mikrostrukturę oraz porowatość zaprawy. Wyniki przeprowadzonych badań wskazują na to, że pył bazaltowy może być stosowany do produkcji zapraw cementowych, jako substytut piasku naturalnego. Zastąpienie części piasku w zaprawie cementowej przez pył bazaltowy pozwoli na zagospodarowanie odpadu przemysłowego oraz wpłynie na poprawę niektórych cech zaprawy cementowej.

Słowa kluczowe: pył bazaltowy, wytrzymałość zapraw, mrozoodporność, porowatość zapraw, zagospodarowanie odpadów

[1] Autor do korespondencji/corresponding author: Magdalena Dobiszewska, Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy w Bydgoszczy, Al. prof. S. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz, +48 523408389, magdadob@utp.edu.pl

[2] Wojciech Franus, Politechnika Lubelska, Wydział Budownictwa i Architektury, ul. Nadbystrzycka 40, 20-618 Lublin, +48 815384416, w.franus@pollub.pl

[3] Sylwia Turbiak, Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy w Bydgoszczy, Al. prof. S. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz, +48 690187048, sylwia.turbiak.utp@wp.pl

1. Wprowadzenie

Negatywnym skutkiem uprzemysłowienia gospodarki jest niewątpliwie wzrost produkcji odpadów przemysłowych. Bezpieczna utylizacja tych odpadów stanowi poważny problem, zarówno ze względu na ograniczenia dotyczące miejsc ich składowania, jak i rygorystyczne normy środowiskowe związane z ilością i jakością wytwarzanych odpadów. Rosnące zapotrzebowanie na surowce do produkcji materiałów budowlanych doprowadziły do rozwoju badań dotyczących możliwości wykorzystania niektórych odpadów przemysłowych w przemyśle cementowym, np. żużli wielkopiecowych, popiołów lotnych oraz pyłów krzemionkowych. W literaturze przedstawia się badania dotyczące możliwości wykorzystania również innych odpadów [1-10]. Dodatek pyłu marmurowego [1], mączki bazaltowej [2-6, 8-10], granitowej [7] i wapiennej [3], kruszonej ceramiki [8], czy też odpadów rolnych [1], pozytywnie wpływa na właściwości reologiczne zapraw i mieszanek betonowych, wytrzymałość cementu i betonu a także na ich trwałość.

W pracy przedstawia się badania dotyczące możliwości wykorzystania dodatku pyłu bazaltowego w zaprawach cementowych. Pozytywny wpływ pyłu bazaltowego na niektóre właściwości zapraw cementowych zaobserwowany został już wcześniej przez innych badaczy [2-6, 8]. Zmielony bazalt, stosowany jako częściowy substytut piasku, bądź cementu, zwiększa wytrzymałość zapraw cementowych. Wskazuje się na dwie główne przyczyny przyrostu wytrzymałości zapraw wskutek dodatku pyłu bazaltowego. Pierwsza, to efekt wypełnienia porów w matrycy cementowej przez pył i związane z tym doszczelnienie struktury zaprawy oraz wzrost jej gęstości [3, 6]. Przedstawione w literaturze wyniki badań wskazują również, że zmielony bazalt ma właściwości pucolanowe, co wpływa przede wszystkim na późniejszą wytrzymałość zapraw [2, 3, 6]. Im drobniejsze uziarnienie pyłu, tym większa jego aktywność pucolanowa i tym samym większy przyrost wytrzymałości [3]. Pył bazaltowy wpływa także na inne właściwości zapraw cementowych. Dodatek pyłu opóźnia czas wiązania zaczynu cementowego [2] oraz poprawia urabialność zapraw [4, 5]. Zaobserwowano również wzrost odporności zapraw z pyłem na ścieranie a także mniejszą zdolność do penetracji jonów chlorkowych [8].

2. Charakterystyka pyłu bazaltowego

Zastosowane w badaniach pyły, stanowią odpad z produkcji MMA. Odseparowywane są one z kruszywa w procesie jego suszenia. Kruszywa, z których pozyskano pył będący przedmiotem badań, to kruszywa bazaltowe pochodzące z kopalni „RADAN BAZALT" w Sulikowie. Dlatego odpad ten określany jest w pracy, jako pył bazaltowy (skład tlenkowy – tab. 1). Powierzchnia właściwa pyłów wyznaczona aparatem Blaine`a wynosi 3500 cm^2/g a gęstość 2,99 g/cm^3.

Tabela 1. Skład chemiczny pyłu bazaltowego PB i cementu CEM [%]

Table 1. Chemical composition of powder basalt PB and cement CEM [%]

Mat.	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	*CaO*	*MgO*	SO_3	K_2O	Na_2O	Cl^-	*LOI*
	[%]									
PB	*38,16*	*12,68*	*15,88*	*15,16*	*7,66*	*0,20*	*0,83*	*2,91*	*0,068*	*4,16*
CEM	*19,67*	*4,83*	*3,20*	*64,50*	*1,39*	*2,34*	*0,54*	*0,19*	*0,075*	*2,89*

Badany pył bazaltowy reprezentuje monomodalny typ uziarnienia. Dominują w nim średnice ziaren w przedziale od 4 do 90 µm. Największe ilości cząstek zaobserwowano dla średnicy $d_{(0,5)}$ = 15,86 µm. Pozostałe parametry charakterystyczne to $d_{(0,1)}$ = 2,26 i $d_{(0,9)}$ = 97,99 µm. W składzie mineralnym badanego pyłu dominują Ca-plagioklazy (anortyt) rozpoznane po charakterystycznych odległościach międzypłaszczyznowych d = 4,04; 3,33; 3,28; 3,18 Å, którym towarzyszą skaleniowce z grupy nefeliu i zeolit analcym. Rozpoznane odpowiednio po d = 4,18; 3,18; 3,00; 2,88; 2,57 Å i d = 5,58; 4,85; 3,42; 2,92 Å. Skład mineralny uzupełniają niewielkie ilości pirokseny z szeregu augitu d = 4,64; 3,23; 2,99; 2,51 Å i amfiboli z grupy hornblendy d = 8,40; 4,51; 3,09 Å.

3. Istota i program badań

Rozważany w pracy problem dotyczy analizy możliwości wykorzystania pyłu bazaltowego, jako składnika zaprawy cementowej. Istota badań polegała na tym, że pył ten dodawany był do zaprawy cementowej w taki sposób, że zastępował część piasku. W celu określenia wpływu dodatku pyłu bazaltowego na właściwości zaprawy, zbadano cztery różne zaprawy cementowe. Przeprowadzono badania zaprawy referencyjnej C0 (bez dodatku pyłu) oraz trzech zapraw doświadczalnych C1, C2 i C3, w których dodatek pyłu stanowił odpowiednio 10, 20 i 30% masy piasku. Wszystkie badane zaprawy wykonano z cementu portlandzkiego CEM I 42,5 R (skład tlenkowy – tab. 1). Skład poszczególnych badanych zapraw cementowych przedstawiono w tabeli 2.

Badania obejmowały analizę wpływu pyłu bazaltowego na niektóre właściwości stwardniałej zaprawy cementowej, tj. badano wytrzymałość na ściskanie i zginanie (PN-EN 196-1), mrozoodporność (PN/B-04500), nasiąkliwość

Tabela 2. Skład zapraw cementowych

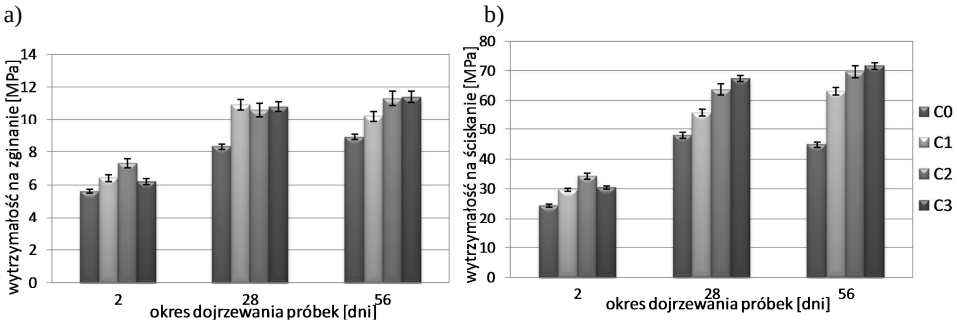
Table 2. Mortar mixture proportion

Zaprawa Cementowa	*Cement*	*Piasek*	*Pył bazaltowy*	*Woda*
	[g]			
C0	*450*	*1350*	*0*	*225*
C1		*1215*	*135*	
C2		*1080*	*270*	
C3		*945*	*405*	

(PN/B-04500) oraz zdolność do kapilarnego podciągania wody (PN/B-04500). Wszystkie próbki do badań zostały przygotowane i przechowywane zgodnie z normą PN-EN 196-1. Kolejne badania dotyczyły analizy wpływu dodatku pyłu bazaltowego na mikrostrukturę oraz porowatość zapraw cementowych. Obserwację mikrostruktury przeprowadzono za pomocą mikroskopu skaningowego oraz porozymetrii rtęciowej.

4. Wyniki badań i dyskusja

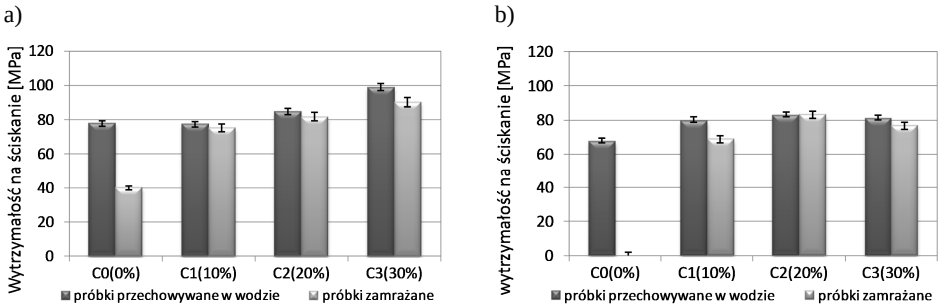
Wytrzymałość zaprawy cementowej na ściskanie i zginanie określono odpowiednio na sześciu i trzech próbkach, po 2, 28 oraz 56 dniach dojrzewania (rys.1). Pył bazaltowy pozytywnie wpływa, zarówno na wczesną i normową wytrzymałość zapraw, jak i na wytrzymałość badaną po 56 dniach dojrzewania próbek. W przypadku wytrzymałości na zginanie, największy przyrost w stosunku do zaprawy referencyjnej, odnotowano dla próbek dojrzewających 28 dni wykonanych z udziałem pyłu bazaltowego w ilości 10%. Wytrzymałość na zginanie wzrosła wówczas o 34%. W przypadku wytrzymałości wczesnej oraz 56 dniowej, zaobserwowano przyrost o ok. 30% przy udziale pyłu bazaltowego w ilości odpowiednio 20 i 30% masy piasku. Znacznej poprawie uległa również wytrzymałość na ściskanie. W porównaniu z zaprawą referencyjną, wczesna wytrzymałość na ściskanie zapraw z dodatkiem pyłu w ilości 20% wzrosła niemalże o 38%. W przypadku natomiast wytrzymałości 28 oraz 56 dniowej zaobserwowano wzrost wytrzymałości o odpowiednio 40% i prawie 60% dla zaprawy wykonanej z 30% udziałem pyłu. Pył bazaltowy charakteryzuje się znacznie mniejszymi wymiarami ziaren od piasku. W wyniku częściowej zamiany piasku na pył, mogło nastąpić doszczelnienie mikrostruktury matrycy cementowej, co jest główną przyczyną przyrostu wytrzymałości zaprawy z pyłem.



Rys. 1. Wytrzymałość na ściskanie i zginanie zapraw w różnym wieku i o różnej zawartości pyłu

Fig. 1. Compressive and flexural strength of mortar in different curing time and with different powder content

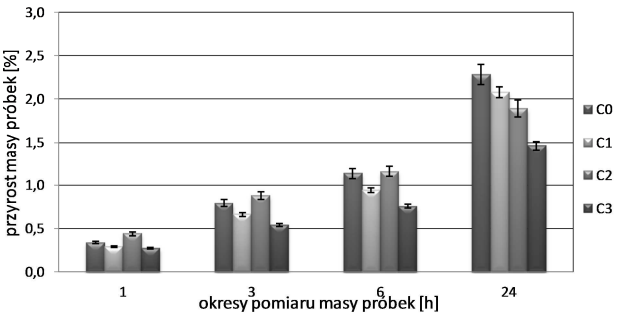
Doszczelnienie struktury matrycy cementowej przez pył bazaltowy, wpłynęło również na wzrost mrozoodporności zaprawy. Odporność zaprawy na działanie mrozu oznaczono na podstawie zmiany wytrzymałości sześciu próbek poddawanych cyklicznemu zamrażaniu i odmrażaniu w stosunku do sześciu próbek przechowywanych w wodzie, tzw. „świadków". Próbki referencyjne C0 nie są odporne na działanie mrozu (rys. 2). Po 25 cyklach zamrażania i odmrażania, spadek wytrzymałości na ściskanie w stosunku do próbek „świadków" wyniósł 49%. Kontynuacja procesu zamrażania i odmrażania doprowadziła do całkowitej destrukcji próbek referencyjnych po 34 cyklach. Dodatek pyłu zwiększył natomiast odporność zapraw na działanie mrozu. Wytrzymałość na ściskanie próbek poddawanych oddziaływaniu mrozu obniżyła się o 2,6%, 3,6% oraz 8,5% dla zapraw z udziałem pyłu w ilości odpowiednio 10%, 20% oraz 30%. Po 50 cyklach natomiast, wytrzymałość próbek z 20% zawartością pyłu nie uległa praktycznie zmianie a w przypadku zapraw C1 i C3 obniżyła się o odpowiednio 14% i 5 %.



Rys. 2. Wytrzymałość na ściskanie zapraw cyklicznie zamrażanych w funkcji zawartości pyłu bazaltowego: a) 25 cykli zamrażania i odmrażania, b) 50 cykli zamrażania i odmrażania

Fig. 2. Relationship between compressive strength of periodically frozen mortar and basalt powder content: a) 25 freeze-thaw cycles, b) 50 freeze-thaw cycles

W celu oceny wpływu dodatku pyłu bazaltowego na penetrację wody do zapraw cementowych, wykonano badania nasiąkliwości i podciągania kapilarnego wody, zgodnie z PN-85/B-04500. Badania wykonano na trzech beleczkach. Dodatek pyłu bazaltowego w niewielkim stopniu wpływa na nasiąkliwość zapraw. Trudno jest jednak określić wyraźną tendencję. Pył w ilości 10% masy piasku spowodował obniżenie nasiąkliwości z 7,6% do 7,1%. Przy dodatku pyłu natomiast w ilości 20% i 30% odnotowano wzrost nasiąkliwości do wartości odpowiednio 8,8% i 8,5%. Zdolność do kapilarnego podciągania wody określono na podstawie pomiaru przyrostu masy próbek (rys. 3). Zaprawa z pyłem bazaltowych ma mniejszą zdolność do kapilarnego podciągania wody, niż zaprawa referencyjna.

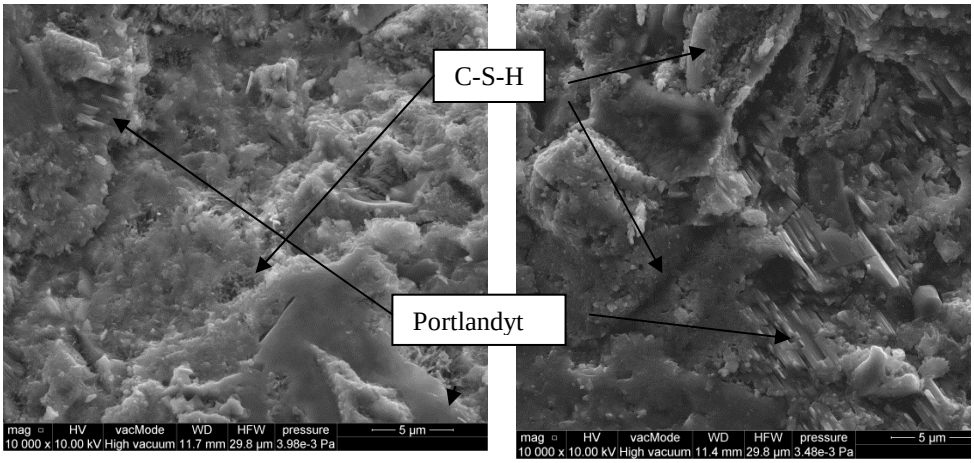


Rys. 3. Przyrost masy zaprawy w wyniku kapilarnego podciągania wody

Fig. 3. Increase of mortar mass as a resulat of capillary rise of water

Mikrostrukturę zapraw z pyłem bazaltowym zbadano przy użyciu elektronowej mikroskopii skaningowej SEM. Wybrane zdjęcia mikrostruktury zaczynów przedstawiono na rys. 4. Dominującymi fazami mineralnymi w badanych zaczynach są C-S-H i portlandyt. Pierwszy z nich występuje głównie w formie siateczkowej – tzw. „plaster miodu", któremu towarzyszy niewielka ilość form igiełkowych. Natomiast portlandyt będący efektem hydratacji krzemianu trójwapniowego (C_3S) i dwuwapniowego (C_2S), tworzy masywne, heksagonalne kryształy, których agregaty przybierają formy kolumnowe.

Wpływ ilości dodatku pyłu bazaltowego na mikrostrukturę otrzymanych zapraw bardzo dobrze widoczny jest w wynikach pomiarów porozymetrycznych. Wraz ze wzrostem ilości dodatku pyłu bazaltowego, maleje całkowita objętość



Rys. 4. Mikrostruktura zaprawy bazowej (lewa strona) i z dodatkiem 30% pyłu bazaltowego (prawa strona) po 28 dniach dojrzewania. SEM, pow. 10000X

Fig. 4. Mortar base microstructure (left side), and with 30% addition of powder basalt (right side) after 28 days of curing time. SEM, 10000X

porów ($cm^3 \cdot g^{-1}$), średnia średnica porów (µm) oraz porowatość (%). Dla bazowej zaprawy całkowita objętość porów wynosiła 0,1 $cm^3 \cdot g^{-1}$ próbki, natomiast dla zapraw z dodatkiem 30% pyłu bazaltowego zmalała do wartości 0,07 $cm^3 \cdot g^{-1}$. Średnia średnica porów wyliczona w oparciu o pole powierzchni bocznej porów i objętości porów zmniejsza się z 0,013 µm (dla zaprawy bazowej) do 0,10 µm dla zaprawy z dodatkiem 30% pyłu bazaltowego. Porowatość badanych zapraw wynosiła 20,33 % dla C0 i 17,68% dla C3. Wyniki te wskazują, że dodatek pyłu bazaltowego do zaprawy cementowej powoduje doszczelnienie jej struktury, co przekłada się na wzrost wytrzymałości na zginanie i ściskanie.

5. Podsumowanie

Przeprowadzone badania potwierdzają, że dodatek odpadowego pyłu bazaltowego pozytywnie wpływa na wytrzymałość i mrozoodporność zapraw cementowych. Pył bazaltowy dodany do zaprawy w zamian za piasek, doszczelnia strukturę matrycy cementowej, czego efektem jest poprawa wytrzymałości i mrozoodporności zapraw. Fakt doszczelnienia struktury zaprawy, potwierdzony został w wyniku badania porowatości. Dodany do zaprawy pył wpłynął na obniżenie porowatości. Zmniejszeniu uległa średnica porów w efekcie czego zmniejszyła się całkowita objętości porów.

Ograniczenie ilości wytwarzanych odpadów przemysłowych jest jedną z podstawowych zasad zrównoważonego rozwoju. Pył bazaltowy, będący przedmiotem badań przedstawionych w pracy jest odpadem powstającym przy produkcji mas mineralno-asfaltowych. Wykorzystanie pyłu w produkcji budowlanej wpłynie pozytywnie na niektóre cechy zapraw i betonów cementowych a także pozwoli na efektywne zagospodarowanie odpadów produkcyjnych.

Literatura

[1] Neeraj J.: Effect of nonpozzolanic and pozzolanic mineral admixtures on the hydration behavior of ordinary Portland cement, Construction and Building Materials 27 (2012), pp. 39-44.

[2] Liu L., Zhang Y., Zhang W., Liu Z., Zhang L.: Investigating the influence of basalt as mineral admixture on hydration and microstructure formation mechanism of cement, Construction and Building Materials 48 (2013), pp. 434-440.

[3] Soroka I., Setter N.: The effect of fillers on strength of cement mortar, Cement and Concrete Research, Vol. 7 (1977), pp. 449-456.

[4] Uncik S., Kmecova V.: The effect of basalt powder on the properties of cement composites, Concrete and Concrete Structures 2013 Conference, Procedia Engineering 65 (2013), pp. 51-56.

[5] Kmecova V., Stefunkova Z. Effect of basalt powder on workability and initial strength of cement mortar, Journal of Civil Engineering and Architectural Research, Vol. 1, No. 4, 2014, pp. 260-267.

[6] Saraya M. E. I.: Study physico-chemical properties of blended cements containing fixe amount of silica fume, blast furnace slag, basalt and limestone, a comparative study, Construction and Building Materials 72 (2014), pp. 104-112.

[7] Arivumangai A., Felixkala T.: Strength and durability properties of granite powder concrete, Journal of Civil Engineering Research 2014, 4(2A), pp. 1-6.

[8] Binici H.: Effecct of crushed ceramic and basaltic pumice as fine aggregates on concrete mortars properties, Construction and Building Materials 21 (2007), pp. 1191-1197.

[9] Dobiszewska M.: Beton z dodatkiem mineralnego pyłu odpadowego, Materiały Budowlane, 5/2015, s. 63-64.

[10] Dobiszewska M., Franus W.: Wpływ dodatku mączki bazaltowej na niektóre właściwości betonu zwykłego, Wybrane zagadnienia konstrukcji i materiałów budowlnych oraz geotechniki, Wydawnictwa Uczelnianie Uniwersytetu Technologiczno-Przyrodniczego w Bydgoszczy, 2015.

ANALYSIS OF THE POSSIBILITY OF USING POWDER BASALT IN CEMENT MORTAR

S u m m a r y

Growing demand for natural resources used for building materials production led to intensification research concerning the possibility of using by-products. Granulated blast furnace slag, fly ash and silica fume are used as a supplementary cementitious materials. Asphalt mixture production leads to formation of significant amounts of mineral powder. Utilization of this waste is a problem in Asphalt Batch Mix Plant. The present study analysed the possibility of using basalt powder in cement mortar. The physical properties and chemical composition of powder basalt were firstly studied. Four cementitious mortars were prepared with powder basalt as a partial substitute of sand in amount of 0-30% sand mass. Experiments were carried out to determine an influence of powder basalt on some properties of cementitious mortar. The compressive and flexural strength at 2, 28 and 56 days of curing, freeze resistance, absorptivity and capillary rise of water were conducted. Secondly, SEM test and mercury porosimetry test were conducted to investigate microstructure of a mortar with powder basalt. The results show that powder basalt can be use as an effective substitute of fine aggregate in cementitious mortar. Use of the powder basalt as a partial substitution of sand anable for the management of industrial waste and improves some properties of cementitious mortar.

Keywords: powder basalt, compressive strength, freeze resistance, porosity, waste management

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.12

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 115-122

Magdalena DOBISZEWSKA[1]
Justyna KUZIAK[2]
Piotr WOYCIECHOWSKI[3]
Maja KĘPNIAK[4]

GŁÓWNE ASPEKTY TRWAŁOŚCI BETONU MODYFIKOWANEGO ODPADOWYM PYŁEM BAZALTOWYM Z ODPYLANIA KRUSZYW W WYTWÓRNI MMA

Przygotowanie kruszywa do mieszanek mineralno-asfaltowych powoduje powstawanie odpadu w postaci pyłu mineralnego w ilości ok. 5% masy kruszywa. Właściwości pyłu zależą od kruszywa użytego do produkcji MMA. Problem utylizacji tego odpadu został częściowo rozwiązany poprzez wykorzystanie niewielkiej jego części, jako wypełniacza w MMA. Jednak duża ilość odpadu składowana jest na wysypiskach, bądź też używana jest w rekultywacji terenu. Opublikowane wyniki badań wskazują, że odpad ten może stanowić cenny składnik betonów cementowych. Może on być stosowany jako efektywny zamiennik części kruszywa drobnego. Rezultatem takiej modyfikacji jest doszczelnienie struktury betonu, co prowadzi do zwiększenia jego trwałości. Rezultaty badań [4, 5] wskazują, że modyfikacja betonu odpadowym pyłem bazaltowym korzystnie wpływa na wytrzymałość betonu, a cechy technologiczne mieszanki betonowej nie ulegają istotnemu pogorszeniu. W artykule przedstawione zostaną wyniki badań nad głównymi aspektami trwałości betonu modyfikowanego odpadowym pyłem bazaltowym. Zbadany zostanie wpływ takiej modyfikacji na wytrzymałość, mrozoodporność, przebieg karbonatyzacji i dyfuzję jonów chlorkowych. Rezultaty badań wskazują, że zastosowanie pyłu bazaltowego, jako częściowego zamiennika kruszywa drobnego w ilości do 20%, wpływa na zwiększenie trwałości betonu.

Słowa kluczowe: pył odpadowy, trwałość, mrozoodporność, karbonatyzacja, dufuzja jonów chlorkowych, zagospodarowanie odpadów

[1] Autor do korespondencji/corresponding author: Magdalena Dobiszewska, Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy w Bydgoszczy, Al. prof. S. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz, +48523408389, magdalena.dobiszewska@utp.edu.pl

[2] Justyna Kuziak, Politechnika Warszawska, Al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, +48222346480, j.kuziak@il.pw.edu.pl

[3] Piotr Woyciechowski, Politechnika Warszawska, Al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, +48222346483, p.woyciechowski@il.pw.edu.pl

[4] Maja Kępniak, Politechnika Warszawska, Al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, +48222346228, m.kepniak@il.pw.edu.pl

1. Wprowadzenie

Piasek naturalny powszechnie stosowany jest w produkcji betonu, jako kruszywo drobne. W wielu krajach obserwuje się obecnie znaczny niedobór odpowiedniej jakości piasku naturalnego, który może być stosowany do produkcji betonu [1]. W tej sytuacji poszukuje się innych materiałów, które stanowić mogą częściowy zamiennik piasku. Wykorzystanie różnego rodzaju odpadów przemysłowych w produkcji betonu, nie tylko redukuje zużycie surowców naturalnych, ale pozwala także na zagospodarowanie odpadów. Granulowany żużel wielkopiecowy, popiół lotny, czy też pył krzemionkowy, stosowane powszechnie jako dodatki mineralne do cementu, mogą być również wykorzystane w betonie, jako częściowy zamiennik piasku [1]. Częściowym substytutem kruszywa drobnego może być również mączka marmurowa [2], zmielony pumeks bazaltowy, czy też zmielone odpady ceramiczne [3].

W pracy przedstawia się wyniki badań betonu z dodatkiem pyłu będącego odpadem z produkcji mieszanki mineralno-asfaltowej, który stanowi częściowy zamiennik piasku. Przeprowadzone dotychczas badania [4, 5] wskazują na korzystny wpływ tego dodatku na niektóre właściwości betonu zwykłego.

2. Charakterystyka odpadowego pyłu mineralnego

Zastosowany do badań pył mineralny jest odpadem powstającym w procesie produkcji mieszanki z kruszywa stosowanego do produkcji mas mineralno-asfaltowych. W linii technologicznej produkcji MMA, kruszywa podawane są do suszarki, w której przebiega proces suszenia w temperaturze ok. 200°C. Spaliny opuszczają suszarkę porywając pył kamienny z kruszywa i wyciągane są przez wentylator wyciągowy. W separatorze wytrącane zostają grubsze frakcje pyłów kamiennych (tzw. zgrubne), a frakcje drobne zatrzymują się w filtrze tkaninowym otaczarki. Te ostatnie gromadzone są w specjalnym zbiorniku i stanowią odpad produkcyjny. Odpad ten najczęściej jest wykorzystywany do budowy izolacyjnych warstw pośrednich na wysypiskach odpadów komunalnych, np. jako warstwa sanitarna, a także jako materiał do rekultywacji terenów wokół żwirowni. W badaniach zastosowano pyły mineralne z kruszyw bazaltowych (skład tlenkowy i uziarnienie – tab. 1, rys. 1). Powierzchnia właściwa pyłów wyznaczona aparatem Blaine`a wynosi 3500 cm^2/g a gęstość 2,99 g/cm^3.

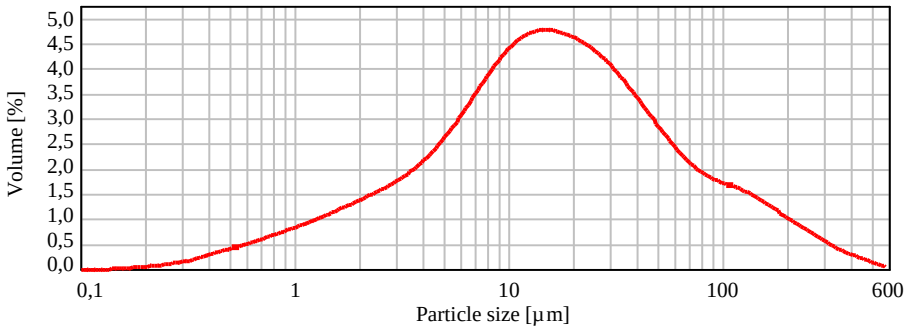
Uziarnienie pyłów mineralnych, pochodzących z filtrów suszarek kruszywa w wytwórniach MMA, wykazuje zróżnicowanie spowodowane nie tylko rodzajem wkładu surowcowego, ale również porą roku, w której zostały zgromadzone. W okresie zimowym, w porównaniu do okresu letniego, kruszywo przechowywane na hałdach ma większą wilgotność oraz niższą temperaturę. Im większa wilgotność kruszywa, tym większe cząstki zanieczyszczeń przylegają do jego powierzchni, co spowodowane jest większą adhezją wilgotniejszych cząstek.

Dodatkowo z uwagi na temperaturę oraz wilgotność dostarczonego surowca, konieczne są modyfikacje parametrów procesu suszenia i odpylania: czasu trwania, temperatury oraz siły nadmuchu suszarki. Modyfikacje te oraz wyjściowy skład granulometryczny zanieczyszczenia kruszywa, powodują, że pył gromadzony w filtrach wykazuje znaczącą zmienność w cyklu rocznym. Ze wstępnych analiz dokonanych w wytwórniach MMA wynika, że w okresie zimowym w porównaniu do okresu letniego odpad charakteryzuje się większym udziałem grubszych frakcji, co potencjalnie będzie miało znaczący wpływ na cechy betonu cementowego modyfikowanego tym pyłem. Pył użyty w przedstawionych badaniach pochodził z produkcji w okresie letnim.

Tabela 1. Skład chemiczny pyłu bazaltowego PB i cementu portlandzkiego CEM I

Table 1. Chemical composition of powder basalt PB and Portland cement CEM I

Mat.	***SiO_2***	***Al_2O_3***	***Fe_2O_3***	***CaO***	***MgO***	***SO_3***	***K_2O***	***Na_2O***	***Cl^-***	***LOI***
	[%]									
PB	*38,16*	*12,68*	*15,88*	*15,16*	*7,66*	*0,20*	*0,83*	*2,91*	*0,068*	*4,16*
CEM	*19,67*	*4,83*	*3,20*	*64,50*	*1,39*	*2,34*	*0,54*	*0,19*	*0,075*	*2,89*



Rys. 1. Krzywa uziarnienia pyłu bazaltowego z produkcji w okresie letnim

Fig. 1. Grain curve distribution of basalt powder produced in summer period

Istniejące polskie i europejskie normy nie definiują zestawu badań koniecznych do wykonania w przypadku pyłów mineralnych stosowanych jako dodatek typu I-go do betonu. Dlatego na wstępnym etapie badań zasadne wydaje się badanie według norm odnoszących się do dodatków typu II, takich jak np. popiół lotny. W odniesieniu do tych dodatków, warunek wskaźnika aktywności zostaje spełniony głównie dlatego, że w jego składzie występuje aktywna krzemionka, która wchodzi w reakcję pucolanową [6]. Pyły odpadowe nie zawierają znaczących ilości takich substancji. Wstępne badania różnych pyłów wskazują jednak, że aktywność pucolanową wykazują niektóre pyły o szczególnie drobnym uziarnieniu. Wynika to z faktu, że odpadowy pył mineralny o drobnej granulacji skutkuje uszczelnieniem mikrostruktury, co ma bezpośredni wpływ na

wynik badania aktywności pucolanowej. W podjętych badaniach przyjęto stosowanie pyłów, jako zamiennika części drobnego kruszywa a nie części spoiwa.

3. Istota i zakres badań

Celem przeprowadzonych badań było ustalenie wpływu dodatku odpadowego pyłu bazaltowego na niektóre właściwości betonu napowietrzonego, ze zwróceniem szczególnej uwagi na jego trwałość. Istota badań polegała na tym, że do mieszanki kruszywowej dodawano pył w taki sposób, że częściowo zastępował on piasek. Przeprowadzone doświadczenia obejmowały badanie wytrzymałości na ściskanie po 28 dniach i mrozoodporności betonu z pyłem odpadowym oraz analizę wpływu pyłów na przebieg karbonatyzacji i dyfuzję jonów chlorkowych. Wszystkie badania przeprowadzono dla betonu referencyjnego B0 oraz betonów B1 i B2 z dodatkiem pyłu odpadowego w ilości odpowiednio 10 i 20% masy piasku.

4. Materiały i metody badań

Wszystkie badane betony wykonano na bazie cementu portlandzkiego CEM I 42,5R (właściwości – tab.1) z piaskiem kwarcowym oraz kruszywem żwirowym z Kopalni Kruszyw Ostrowite (pomorskie). Zaprojektowano beton o stosunku w/c równym 0,4 z domieszką upłynniającą i napowietrzającą (tab.2).

Tabela 2. Skład mieszanek betonowych

Table 2. Concrete mixture proportion

Beton	***Cement***	***piasek***	***kruszywo 2/8***	***kruszywo 8/16***	***woda***	***pył bazaltowy***	***SP***	***dom. napow.***
	[kg/m^3]							
B0	*351*	*586*	*547*	*820*	*141*	*0*	*2,2*	*2,1*
B1		*527*				*59*	*3,5*	
B2		*469*				*117*	*3,5*	

Przeprowadzono następujące badania betonu: wytrzymałość na ściskanie (wg PN-EN 12390-3), mrozoodporność F50 i F150 (wg PN-B-06250) po 28 dniach na próbkach 100 x 100 x 100 mm, odporność na karbonatyzację po 42 dniach (wg projektu EN 12390-12 – 4% CO_2, 60% RH, 20^{0}C, fenoloftaleina i tymoloftaleina [7]) oraz dyfuzja jonów chlorkowych (wg zasady podanej w PN-EN13396 z użyciem prawa Ficka do wyznaczenia współczynnika dyfuzji [8]).

5. Wyniki badania właściwości uzyskanych betonów

Wyniki wytrzymałości na ściskanie betonu w funkcji dodatku pyłu odpadowego (tab. 3) wskazują na korzystny wpływ pyłu na wytrzymałość betonu.

Tabela 3. Wytrzymałość na ściskanie w funkcji zawartości pyłu bazaltowego

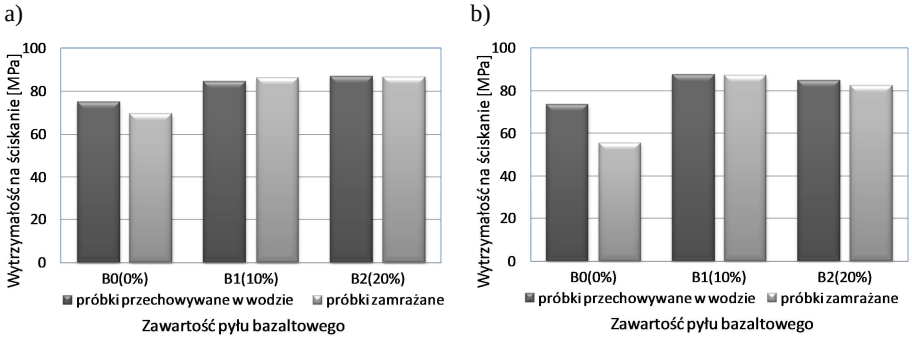
Table 3. Relationship between compressive strength and basalt powder content

Beton	***B0***	***B1***	***B2***
Wytrzymałość na ściskanie [MPa]	*72,71*	*80,64*	*78,82*

Dodatek pyłu, jako zamiennika piasku w ilości 10 i 20% spowodował wzrost średniej wytrzymałości betonu na ściskanie, odpowiednio o ok. 11 i 8%.

Pył odpadowy korzystnie wpływa również na odporność betonu na działanie mrozu (rys. 2). Po 50 cyklach zamrażania i odmrażania, wytrzymałość próbek betonu referencyjnego obniżyła się w stosunku do próbek przechowywanych w wodzie o 7,5%. W przypadku betonu z dodatkiem pyłu w ilości 10% masy piasku, nastąpił przyrost wytrzymałości próbek poddanych działaniu mrozu o 2% w stosunku do tzw. „świadków". Przy dodatku pyłu w ilości 20% masy piasku, wytrzymałość próbek po zamrażaniu i rozmrażaniu była praktycznie taka sama, jak „świadków". Po 150 cyklach zamrażania i odmrażania wytrzymałość na ściskanie betonu bez dodatku pyłu bazaltowego zmniejszyła się znacznie, tj. o 24% w stosunku do takich samych próbek przechowywanych w wodzie. Natomiast w przypadku próbek z pyłem bazaltowym nadal obserwowano wysoką odporność betonu na działanie mrozu – brak spadku wytrzymałości betonu z 10% zawartością pyłu i zaledwie 3%-owy spadek wytrzymałości betonu z 20% pyłu.

Wpływ dodatku pyłu na przebieg karbonatyzacji w okresie badania do 42 dni w 4% stężeniu CO_2 (tab. 4) nie jest szczególnie wyraźny. Badanie fenoloftaleiną nie wykazało różnic pomiędzy betonami. Jednak badanie tymoloftaleiną wskazuje, że 20%-owy udział pyłu spowalnia postęp karbonatyzacji, o czym świadczy mniejszy zasięg frontu pH=10,6. Jest to prawdopodobnie spowodowane uszczelnieniem struktury przez ziarna pyłu odpadowego.



Rys. 2. Wytrzymałość na ściskanie próbek cyklicznie zamrażanych w funkcji zawartości pyłu bazaltowego: a) 50 cykli zamrażania i odmrażania, b) 150 cykli zamrażania i odmrażania

Fig. 2. Relationship between compressive strength of periodically frozen samples and basalt powder content: a) 50 freeze-thaw cycles, b) 150 freeze-thaw cycles

Tabela 4. Głębokość karbonatyzacji po ekspozycji w 4% stężeniu CO_2

Table 4. Depth of carbonation after exposure in 4% concentration of CO_2

Czas ekspozycji	*Wskaźnik alkacymetryczny i graniczne pH*	*Głębokość karbonatyzacji betonu, mm*		
		B0	*B1*	*B2*
21 dni	*Fenoloftaleina - pH=8,3*	*0*	*0*	*0*
	Tymoloftaleina - pH = 10,6	*0*	*0*	*0*
42 dni	*Fenoloftaleina - pH=8,3*	*0*	*0*	*0*
	Tymoloftaleina - pH = 10,6	*4,0*	*4,0*	*0*

Badanie współczynnika dyfuzji jonów chlorkowych w betonie (tab. 5) wykazało, że jest on bardzo zbliżony we wszystkich badanych betonach. Oznacza to, że w odniesieniu do dyfuzji jonów chlorkowych pyły nie spowodowały wystarczającego uszczelnienia betonu. Wniosek ten wymaga jednak uprawomocnienia poprzez wyznaczenie wyjściowej zawartości chlorków w betonie.

Tabela 5. Współczynniki dyfuzji jonów chlorkowych

Table 5. Diffusion coefficents of chloride ions

Głębokość pobrania próbki, mm	*Oznaczenie składu*					
	B0		*B1*		*B2*	
	Stężenie Cl^-, %	*Wsp. dyfuzji, m^2/s*	*Stężenie Cl^-, %*	*Wsp. dyfuzji, m^2/s*	*Stężenie Cl^-, %*	*Wsp. dyfuzji, m^2/s*
1-2	*0,28*	*$6,7x10^{-12}$ ($\pm 0,8x10^{-12}$)*	*0,28*	*$7,2x10^{-12}$ ($\pm 1,3x10^{-12}$)*	*0,32*	*$7,4x10^{-12}$ ($\pm 1,2x10^{-12}$)*
3-4	*0,18*		*0,19*		*0,20*	
5-6	*0,11*		*0,12*		*0,13*	
7-8	*0,05*		*0,05*		*0,06*	
9-10	*0,02*		*0,02*		*0,03*	

Uziarnienie pyłu odpadowego zbliżone jest do uziarnienia cementu. Dodatek tego pyłu, jako zamiennika piasku, wpłynął na zmianę struktury badanego betonu, tj. zwiększył się udział mikroporów, kosztem porów o większych średnicach [5]. Doprowadziło to niewątpliwie do uszczelnienia struktury matrycy cementowej, co pozytywnie wpłynęło, zarówno na wytrzymałość betonu na ściskanie, jak i mrozoodporność.

6. Podsumowanie

Przeprowadzone badania miały na celu ocenę wpływu odpadowego pyłu bazaltowego z odpylania kruszyw na niektóre parametry betonu. Na podstawie rezultatów badań można wyciągnąć następujące wnioski:

1. Beton z dodatkiem pyłu odpadowego charakteryzuje się wyższą wytrzymałością i mrozoodpornością od betonu wykonanego bez pyłu.
2. Dodatek pyłu w ilości 20% spowolnił proces karbonatyzacji betonu.

3. Pył bazaltowy ma niewielki wpływ na wartość współczynnika dyfuzji jonów chlorkowych.

Wzrost wytrzymałości na ściskanie betonu z dodatkiem odpadowego pyłu bazaltowego związany jest przede wszystkim z fizycznym oddziaływaniem tego odpadu, tj. uszczelnieniem struktury matrycy cementowej. Ma to również wpływ na większą odporność betonu wykonanego z dodatkiem pyłu bazaltowego na działanie mrozu, co jednocześnie ściśle wiąże się z jego trwałością. Przedstawione w literaturze wyniki badań zapraw cementowych wskazują, że pył bazaltowy może charakteryzować się właściwościami pucolanowymi [9-11]. Aktywność pucolanowa pyłów daje możliwość stosowania ich również, jako częściowego zamiennika cementu [9-11]. W takim przypadku obserwuje się niższą wczesną wytrzymałość cementu na ściskanie w porównaniu z zaprawą referencyjną [9]. W późniejszym natomiast okresie, wytrzymałość zaprawy z pyłem jest zbliżona lub nawet przewyższa wytrzymałość zaprawy referencyjnej, co wiąże się właśnie z pucolanowymi właściwościami pyłu bazaltowego [10, 11]. Przedstawione w pracy wyniki badań jednoznacznie wskazują na możliwość wykorzystania odpadowego pyłu bazaltowego powstającego przy produkcji MMA do produkcji betonu.

Literatura

[1] Rashad A.: Cementitious materials and agricultural wastes as natural fine aggregate replacement in conventional mortar and concrete, Journal of Building Engineering, 5, 2016, pp. 119-141.

[2] Alyamac K.E., Aydin A.B.: Concrete properties containing fine aggregate marble powder, KSCE Journal of Civil Engineering, 19(7), 2015, pp. 2208-2216.

[3] Binici H.: Effect of crushed ceramic and basaltic pumice as fine aggregates on concrete mortars properties, Construction and Building Materials, 21, 2007, 1191-1197.

[4] Dobiszewska M.: Beton z dodatkiem mineralnego pyłu odpadowego, Materiały Budowlane, 5, 2015, 63-64.

[5] Dobiszewska M., Franus W.: Wpływ dodatku mączki bazaltowej na niektóre właściwości betonu zwykłego, Wybrane zagadnienia konstrukcji i materiałów budowlnych oraz geotechniki, Wydawnictwa Uczelnianie Uniwersytetu Technologiczno-Przyrodniczego w Bydgoszczy, Bydgoszcz 2015.

[6] Jackiewicz-Rek W., Kształtowanie mrozoodporności betonów wysokopopiołowych, Rozprawa doktorska, Politechnika Warszawska, 2010.

[7] Woyciechowski P., Model karbonatyzacji betonu, Prace naukowe. Budownictwo. z.57, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2013.

[8] Czarnecki L., Królikowski A., Kuziak J. i in. Ocena skuteczności działania migrujących inhibitorów korozji stali w betonie, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2008.

[9] Mucteba U., Kemalettin Y., Metin I.: The effect of mineral admixtures on mechanical properties, chloride ion permeability and impermeability of self-compacting concrete, Construction and Building Materials, 27, 2012, pp. 263-270.

[10] Liu L., Zhang Y., Zhang W., Liu Z., Zhang L.: Investigating the influence of basalt as mineral admixture on hydration and microstructure formation mechanism of cement, Construction and Building Materials, 48, 2013, pp. 434-440.

[11] Saraya M. E. I.: Study physico-chemical properties of blended cements containing fixe amount of silica fume, blast furnace slag, basalt and limestone, a comparative study, Construction and Building Materials, 72, 2014, pp. 104-112.

MAJOR ASPECTS OF CONCRETE DURABILITY MODIFIED BY BASALT WASTE POWDER FROM AGGREGATE DEDUSTING IN ASPHALT BATCH MIX PLANT

S u m m a r y

Asphalt mixture production results in formation of significant amount of by-product (ca. 5% of aggregate mass) in the form of mineral powder. Properties of this powder depend on the type of aggregate used in production. A problem of utilization of this by-product is solved partially by Asphalt Batch Mix Plant, which can use a small amount of the powder in MMA production. But huge amounts of this waste are collected on landfills or are used in land reclamation. Published research results, which concerns basalt waste powder, indicate that this by-product can be a valuable component of cement concrete. It can be used as an effective substitute of part of fine aggregate. Such a modification results in densifying of concrete matrix, which leads to improving of durability. Results published in the papers [4,5] show that it is possible to increase compressive strength due to the concrete modification with basalt waste powder, while technological properties of mix are not worsened. The present study shows the effect of partial replacement of fine aggregate by basalt waste powder on major aspects of concrete durability. The influence of such a modification of concrete composition on frost resistance, carbonation and chloride ion diffusion was investigated, as well as the effect on compressive and flexural strength. Results of tests show that replacement of sand by waste basalt powder in amount of up to 20% improves concrete durability.

Keywords: dust waste, durability, freeze resistance, carbonation, ion chloride diffusion, waste management

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.13

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 123-132

JASKULSKI[1]
Michał A. GLINICKI[2]
Mariusz DĄBROWSKI[3]
Zbigniew RANACHOWSKI[4]
Maciej SOBCZAK[5]

MONITOROWANIE PARAMETRÓW TERMICZNYCH PROCESU TWARDNIENIA BETONÓW OSŁONOWYCH

W artykule przedstawiono wyniki badań parametrów termicznych procesu twardnienia mieszanek betonowych, z których dwie wykonano z wykorzystaniem kruszyw stosowanych w produkcji betonów osłonowych (kruszywo magnetytowe oraz serpentynitowe), a trzecią, referencyjną, z wykorzystaniem kruszywa amfibolitowego. Na podstawie analizy dokonanych pomiarów temperatury wyznaczono parametry procesu twardnienia betonu (m.in. maksymalny przyrost temperatury, maksymalny gradient i in.). Jednocześnie rozwiązując numerycznie tzw. zagadnienie odwrotne wyznaczono parametry cieplne betonu w trakcie pierwszych 72 godzin twardnienia. Tą samą metodą wyznaczono również wartości funkcji źródła ciepła, a następnie na jej podstawie oszacowano ilość ciepła wydzieloną w procesie hydratacji cementu. Uzyskano dobrą jakościową zgodność postaci funkcji źródła ciepła oraz wykresów zmian temperatury w mieszankach. W toku analiz uzyskanych wyników wyraźnie zaznaczył się wpływ zróżnicowania parametrów cieplnych zastosowanych kruszyw. W przypadku mieszanki z kruszywem serpentynitowym dały się także zauważyć istotne różnice w przebiegu przyrostu temperatury (opóźnienie) w stosunku do pozostałych mieszanek.

Słowa kluczowe: młody beton, beton osłonowy, ciepło hydratacji, ciepło właściwe, współczynnik przewodzenia ciepła

[1] Autor do korespondencji/corresponding author: Roman Jaskulski, Instytut Podstawowych Problemów Techniki PAN, 02-106 Warszawa, ul. Pawińskiego 5B, tel.: +48 22 826 12 81, e-mail: rjask@ippt.pan.pl

[2] Michał A. Glinicki, Instytut Podstawowych Problemów Techniki PAN, 02-106 Warszawa, ul. Pawińskiego 5B, tel.: +48 22 826 12 81, e-mail: mglinic@ippt.pan.pl

[3] Mariusz Dąbrowski, Instytut Podstawowych Problemów Techniki PAN, 02-106 Warszawa, ul. Pawińskiego 5B, tel.: +48 22 826 12 81, e-mail: mdabrow@ippt.pan.pl

[4] Zbigniew Ranachowski, Instytut Podstawowych Problemów Techniki PAN, 02-106 Warszawa, ul. Pawińskiego 5B, tel.: +48 22 826 12 81, e-mail: zranach@ippt.pan.pl

[5] Maciej Sobczak, Instytut Podstawowych Problemów Techniki PAN, 02-106 Warszawa, ul. Pawińskiego 5B, tel.: +48 22 826 12 81, e-mail: msobczak@ippt.pan.pl

1. Wprowadzenie

Betonowe konstrukcje osłonowe w energetyce jądrowej ze względu na swoją specyfikę i rolę zwykle wykonywane są jako konstrukcje masywne. W tego rodzaju konstrukcjach kluczowe znaczenia ma ilość ciepła wydzielanego podczas procesów hydratacji cementu oraz sposób jego propagacji w twardniejącym młodym betonie [7]. Krytycznym okresem w przypadku konstrukcji masywnych są pierwsze doby po betonowaniu, kiedy młody beton nie ma jeszcze wystarczającej wytrzymałości, żeby przenieść naprężenia rozciągające powstałe w wyniku powstających gradientów temperatury i kiedy jednocześnie wydzielane są największe ilości ciepła, a przez to ryzyko powstania szkodliwych gradientów, i w konsekwencji rys, jest największe.

Beton wykorzystywany do konstrukcji osłon biologicznych reaktorów jądrowych musi charakteryzować się niską przepuszczalnością zarówno cieczy, jak i gazów [1,2,10], żeby zapobiec wyciekowi radioaktywnemu w przypadku awarii reaktora. Wymagań takich nie spełni materiał, w którym na etapie twardnienia powstały rysy. W zapobieganiu ich powstawania ważną rolę pełni odpowiedni dobór materiałów. W tym nie tylko cementu o odpowiednio niskim cieple hydratacji, ale także kruszywa, którego właściwości cieplne (tj. ciepło właściwe i przewodność cieplna) w największym stopniu decydują o właściwościach gotowej mieszanki.

Równie istotna jest wiedza na temat zmian właściwości cieplnych młodego betonu w czasie procesu jego twardnienia. Znajomość ich zmienności w czasie może pozwolić na precyzyjne modelowanie pól temperatury w konstrukcjach masywnych i sterowanie nimi. Takie zagadnienie zostało podjęte między innymi w pracy [8].

Celem niniejszego artykułu jest przeanalizowanie wyników monitoringu zmian temperatury w twardniejących mieszankach betonów w ciągu pierwszych 72 godzin od zabetonowania oraz wpływu zastosowanych kruszyw do betonów osłonowych (o zróżnicowanych właściwościach cieplnych) na rozwój i propagację ciepła w twardniejącym materiale.

2. Materiały i metodyka badań

2.1. Skład mieszanek

Badane mieszanki betonowe zostały wykonane z wykorzystaniem cementu CEM I 42,5 R z cementowni Kujawy. Jako kruszywa drobnego użyto piasku kwarcowego frakcji 0-2 mm. Zastosowano trzy rodzaje kruszywa grubego. Do wykonania betonu odniesienia (oznaczonego CI-A) użyto grysu amfibolitowego o uziarnieniu 2-8 mm oraz 8-16 mm. Do wykonania betonów osłonowych użyto kruszywa magnetytowego frakcji 0-5 mm i 0-16 mm (beton CI-M) oraz kruszywa serpentynitowego frakcji 2-8 mm i 8-16 mm (beton CI-S). W celu

uzyskania podobnej konsystencji mieszanek w przypadku betonów CI-M i CI-S został zastosowany superplastyfikator. Podstawowe informacje na temat składu wykonanych mieszanek betonowych zamieszczono w tablicy 1.

Tablica 1. Skład badanych mieszanek

Table 1. Composition of concrete mixtures

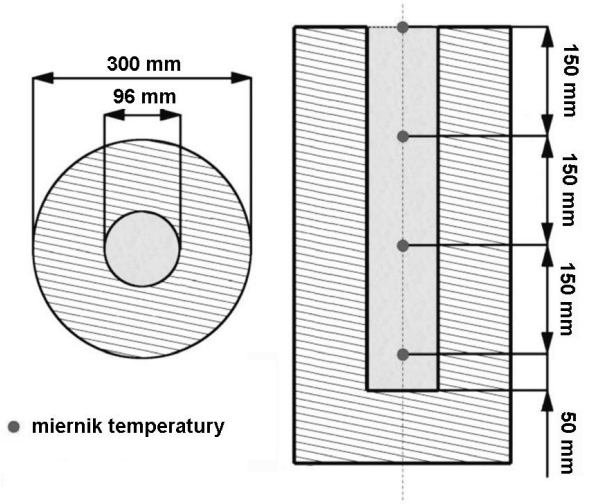
Składnik	**Mieszanka**		
	CI-A	**CI-M**	**CI-S**
Cement CEM I 42,5 R [kg/m^3]	400	400	400
Woda [l/m^3]	200	200	200
Piasek 0-2 mm [kg/m^3]	552	552	552
Grys amfibolitowy 2-8 mm [kg/m^3]	585	---	---
Grys amfibolitowy 8-16 mm [kg/m^3]	698	---	---
Kruszywo magnetytowe 0-5 mm [kg/m^3]	---	625	---
Kruszywo magnetytowe 0-16 mm [kg/m^3]	---	1500	---
Kruszywo serpentynitowe 2-8 mm [kg/m^3]	---	---	846
Kruszywo serpentynitowe 8-16 mm [kg/m^3]	---	---	305
Plastyfikator (na bazie fosfonianów) [% m. c.]	---	0,3	0,8

2.2. Przebieg badania

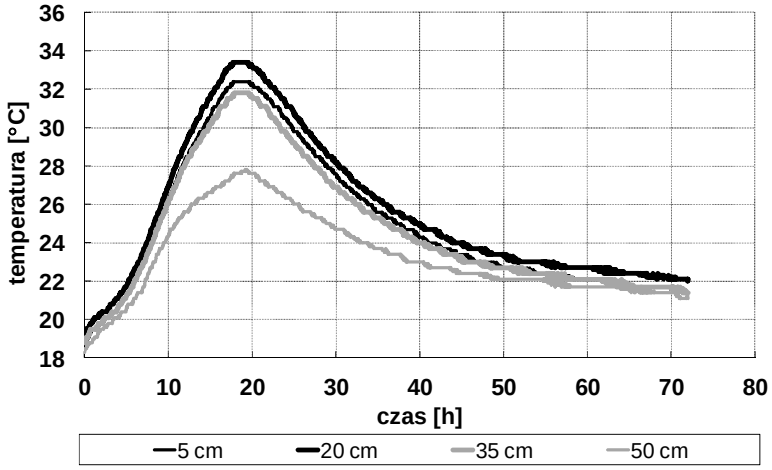
Badane mieszanki po przygotowaniu umieszczone zostały w urządzeniu pomiarowym, którego schemat przedstawiono na rys. 1. Urządzenie podczas pomiaru znajdowało się w pomieszczeniu, w którym średnia temperatura oscylowała wokół 22°C, a jej dobowe wahania mieściły się w zakresie 3-4°C.

Ze względu na sposób rozmieszczenia izolacji znajdującej się wokół badanej porcji mieszanki, ciepło wydzielane w procesach hydratacji cementu było odprowadzane w dominującej większości przez nieizolowaną powierzchnię górną. Była ona w trakcie badania przykryta jedynie cienką warstwą folii polietylenowej mającą za zadanie ograniczyć wysychanie twardniejącej mieszanki. W ten sposób wymuszono w próbce jednokierunkowy przepływ ciepła, co skutkowało m.in. pojawieniem się pionowego gradientu temperatury.

Temperaturę mieszanki podczas twardnienia rejestrowały mierniki rozmieszczone wzdłuż pionowej osi środkowej urządzenia. Wyniki pomiarów zapisywane były automatycznie w odstępach co 1 minutę przez około 72 godziny. Przykładowy zapis uzyskany w przypadku mieszanki CI-A przedstawiono na rys. 2. Na wykresie tym widać, że najwyższą temperaturę w mieszance zarejestrował miernik umieszczony na wysokości 20 cm nad dnem urządzenia. Prawidłowość ta powtórzyła się we wszystkich badanych mieszankach, dlatego wyniki pomiarów na tej wysokości przyjęto jako najbardziej miarodajne. Stanowiły one podstawę do większość przeprowadzanych dalej analiz.



Rys. 1. Schemat urządzenia do badania jednowymiarowego przepływu ciepła
Fig. 1. Schematic illustration of a one-dimensional heat flow test equipment

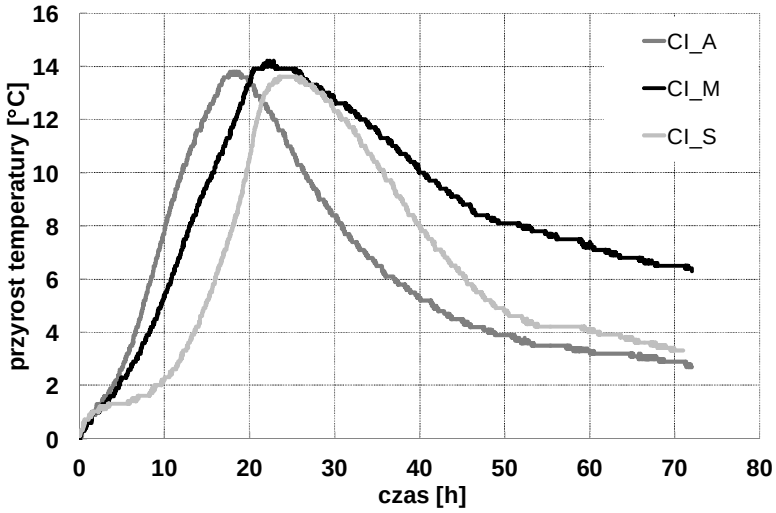


Rys. 2. Wykres zmian temperatury twardniejącego betonu w mieszance CI-A
Fig. 2. Temperature changes during hardening of the CI-A mixture

Uzyskane zapisy zmian temperatury ze wszystkich czujników, łącznie z rejestrowaną równocześnie temperaturą otoczenia, posłużyły do wyznaczenia parametrów termicznych twardniejących betonów: ciepła właściwego, współczynnika przewodzenia ciepła oraz wartości funkcji ciepła twardnienia. Wartości te wyznaczono numerycznie rozwiązując tzw. problem odwrotny. Szczegółowy opis tej metody, jej założeń oraz algorytmu zamieszczono w pracy [9].

3. Wyniki i ich dyskusja

Ze względu na duże różnice temperatury początkowej badanych mieszanek jako podstawę analiz przyjęto nie bezwzględne zmiany temperatury, ale jej przyrosty w stosunku do temperatury początkowej. Wykresy przyrostów temperatury poszczególnych mieszanek przedstawiono na rys. 3. Dane, które posłużyły do sporządzenia prezentowanych wykresów, poddano analizie wyznaczając m. in. maksymalną wartość przyrostu temperatury oraz maksymalny przyrost temperatury w czasie (badany w interwałach 15-minutowych).



Rys. 3. Przyrost temperatury w badanych mieszankach (wysokość 20 cm od dna)

Fig. 3. Temperature growth in tested mixtures (at 20 cm over the bottom)

Ponadto na podstawie wszystkich zarejestrowanych wartości temperatury określono wartość maksymalnego gradientu temperatury, jaki powstał w mieszance oraz najwyższą bezwzględną temperaturę, jaką osiągnęła mieszanka. W przypadku wszystkich wymienionych wyżej wartości określono również czas ich wystąpienia. Jeśli któraś z nich występowała wielokrotnie, określono w jej przypadku tylko czas jej pierwszego wystąpienia. Zestawienie ww. parametrów znajduje się w tablicy 2.

Analiza wyników wskazuje, że najwyższą wartość temperatury osiągnęła mieszanka CI-S, ale jednocześnie w jej przypadku zanotowano najniższy względny przyrost temperatury. Na drugim biegunie znalazła się mieszanka CI-M, która osiągnęła najniższą wartość maksymalnej temperatury oraz najwyższy jej względny przyrost. Zanotowane różnice między poszczególnymi mieszankami są jednak niewielkie i w przypadku przyrostu temperatury sięgają 0,6°C.

Tablica 2. Parametry termiczne procesu twardnienia mieszanek betonowych

Table 2. Thermal parameters of concrete mixtures hardening process

Parametr	**Mieszanka**		
	CI-A	**CI-M**	**CI-S**
Temperatura maksymalna T_{max} [°C]	33,3	31,4	35,0
czas wystąpienia $t(T_{max})$ [h]	17,67	22,07	23,43
Maksymalny przyrost temperatury $(\Delta T)_{max}$* [°C]	13,8	14,2	13,6
czas wystąpienia $t(\Delta T)_{max}$* [h]	17,67	22,07	23,43
Maksymalny gradient temperatury $(\nabla T)_{max}$ [°C/m]	28,0	21,3	30,7
czas wystąpienia $t((\nabla T)_{max})$ [h]	17,35	21,33	20,88
Maks. szybkość wzrostu temperatury $(\Delta T/\Delta t)_{max}$** [°C/h]	1,6	1,6	2,8
czas wystąpienia $t((\Delta T/\Delta t)_{max})$** [h]	2,00	1,63	20,58

*) czujnik na wysokości 20 cm od dna

**) Δt = 15 min; czujnik na wysokości 20 cm od dna

Jeśli chodzi o czas pojawienia się maksimum temperatury, to najwcześniej zostało ono osiągnięte w mieszance CI-A, a najpóźniej w mieszance CI-S. Ta druga mieszanka ma też widoczne na wykresie przyrostu temperatury niewielkie plateau. Ponieważ do jej wykonania wykorzystano największą ilość superplastyfikatora, (0,8 % m.c.) możliwe jest, że ten właśnie dodatek spowodował przesunięcie momentu rozpoczęcia wiązania mieszanki i tym samym osiągnięcia przez nią maksymalnego przyrostu temperatury.

Najwyższy gradient temperatury wystąpił w mieszance CI-S i wyniósł 30,7°C/m, a najniższy w mieszance CI-M, gdzie wyniósł 21,3°C/m. Obie wartości gradientów wystąpiły zanim mieszanki osiągnęły swoje maksima temperatury. Bardzo wyraźna różnica między obliczonymi wartościami gradientów jest skutkiem różnicy właściwości termicznych wykorzystanych kruszyw. Jak wynika z pracy [6] betony z kruszywem magnetytowym charakteryzują się wysokim współczynnikiem przewodności cieplnej sięgającym nawet powyżej 3,0 W/m·K, podczas gdy betony z kruszywem serpentynitowym osiągają dużo niższe wartości tego współczynnika, około 1,9 W/m·K.

Maksymalna zanotowana szybkość przyrostu temperatury w przypadku mieszanki CI-S wyraźnie odbiega od pozostałych dwóch zarówno samym tempem (2,8°C/h wobec 1,6°C/h w przypadku obu pozostałych), jak też czasem, w którym ten najszybszy przyrost nastąpił. Mieszanki CI-A i CI-M osiągnęły maksymalne tempo przyrostu temperatury w ciągu pierwszych dwóch godzin od rozpoczęcia pomiarów, a mieszanka CI-S prawie po upływie doby. Trudno na tym etapie badań przesądzić, co mogło być przyczyną tego opóźnienia, ale przypuszczalnie był to efekt uboczny zastosowania znacznej ilości superplastyfikatora.

Parametry termiczne mieszanek określone w wyniku rozwiązania zagadnienia odwrotnego zamieszczono w tablicy 3. Znajdują się w niej wartości ciepła właściwego mieszanek c_p oraz ich współczynnika przewodności cieplnej λ na początku procesu twardnienia oraz po upływie 72 godzin. Analiza otrzymanych wartości prowadzi do wniosku, że w przypadku analizowanych mieszanek w każdym przypadku wzrosła wartość przewodności cieplnej, a wartości ciepła właściwego w dwóch przypadkach spadły (mieszanki CI-A oraz CI-S), a w jednym wzrosły (mieszanka CI-M). Należy podkreślić, że prezentowane wyniki uzyskano po niewielkiej liczbie 12 iteracji procedury obliczeniowej w przypadku każdej mieszanki, co zaowocowało dużą zmiennością wyników.

Tablica 3. Parametry termiczne twardniejących mieszanek określone na podstawie rozwiązania zagadnienia odwrotnego

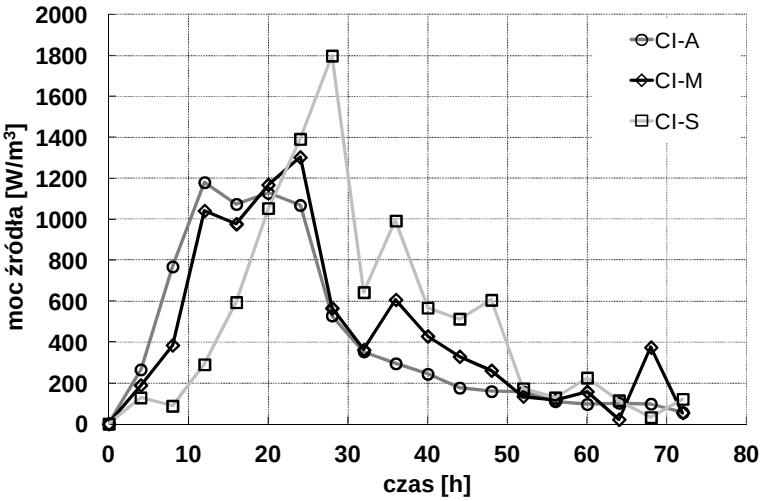
Table 3. Thermal parameters of the hardening concrete mixtures as a result of the inverse problem solution

Parametr	**Mieszanka**		
	CI-A	**CI-M**	**CI-S**
Ciepło właściwe c_p (t=0) [J/kg·K]	960 ± 45	870 ± 51	1088 ± 18
Ciepło właściwe c_p (t=72 h) [J/kg·K]	702 ± 4	894 ± 18	956 ± 80
Współczynnik przewodności cieplnej λ (t=0) [W/m·K]	2,48 ± 0,22	3,41 ± 0,32	2,74 ± 0,06
Współczynnik przewodności cieplnej λ (t=72h) [W/m·K]	2,68 ± 0,07	3,68 ± 0,11	2,78 ± 0,05
Ciepło twardnienia betonu [kJ/kg]	46,3 ± 1,4	37,1 ± 1,1	59,9 ± 1,3
Ciepło twardnienia cementu [J/g]	282 ± 8	304 ± 9	345 ± 7
Wartość funkcji celu [-]	18,5 ± 3,7	15,6 ± 3,1	13,1 ± 1,9

W tablicy tej podano też wartości ciepła twardnienia obliczone na jednostkę masy betonu i cementu. Wartości te również zostały obliczone w procedurze rozwiązania zagadnienia odwrotnego na podstawie określonych numerycznie wartości funkcji mocy źródła ciepła wyrażonej w W/m^3. Wartości te obliczone zostały w 19 punktach znajdujących się w równych odstępach czasowych co 4 godziny. Wykresy funkcji uzyskanych w przypadku badanych mieszanek z pomocą tej metody przedstawiono na rys. 4.

Otrzymane funkcje scałkowano graficznie otrzymując w ten sposób całkowitą wydzieloną ilość ciepła na 1 m^3 mieszanki. Uwzględniając gęstość mieszanki i zawartość cementu obliczono ciepło twardnienia przeliczone odpowiednio na 1 kg masy mieszanki oraz na 1 g masy cementu.

W tablicy 3 zamieszczono również obliczane w procedurze rozwiązywania zagadnienia odwrotnego wartości tzw. funkcji celu. Jest to funkcja pozwalająca ocenić jakość znalezionego rozwiązania. Minimalizacja jej wartości jest celem procedur optymalizacyjnych poszukujących rozwiązań zagadnienia odwrotnego.



Rys. 4. Funkcja emisji ciepła jako wynik rozwiązania zagadnienia odwrotnego

Fig. 4. Heat release function as a result of the inverse problem solution

Informacja o jej wartości jest przydatna przy interpretowaniu m.in. prezentowanych wyników obliczeń ciepła twardnienia cementu. Ponieważ we wszystkich mieszankach zastosowano ten sam cement, całkowita ilość ciepło wydzielone podczas jego hydratacji powinna kształtować się na podobnym poziomie. W przypadku rozbieżności, które widać w wynikach zamieszczonych w tablicy 3, jako najbardziej miarodajne należy uznać wartości uzyskane w przypadku mieszanki CI-S (345 J/g), w przypadku której wartość funkcji celu jest najniższa.

4. Wnioski

Przeprowadzone pomiary oraz ich analiza pozwoliły sformułować następujące wnioski.

1. Stwierdzono istotny wpływ zastosowania kruszyw wykorzystywanych w betonach osłonowych na wartość powstałego w mieszance gradientu temperatury. Wyniósł on od 21,3°C/m w przypadku mieszanki CI-M do 30,7°C/m w przypadku mieszanki CI-S.
2. Nie stwierdzono istotnego wpływu zastosowanego kruszywa na wartość maksymalnego przyrostu temperatury w mieszance. Zarejestrowane wartości maksymalne nie różniły się od siebie o więcej niż 0,6°C.
3. Rozwiązanie problemu odwrotnego w oparciu o wyniki ciągłego pomiaru temperatury przy wymuszonym jednowymiarowym przepływie ciepła pozwala określić charakter funkcji źródła ciepła oraz całkowitą ilość ciepła wygenerowaną przez procesy hydratacji cementu. W przypadku zastosowanego cementu przyjęto, że wynosi ona 345 J/g cementu.

Stosowane w betonach osłonowych kruszywa istotnie różnicują parametry termiczne tychże betonów w stosunku do betonów zwykłych a w konsekwencji także sposób propagacji ciepła w konstrukcjach masywnych. Z tego względu wszelkie obliczenia cieplne tego typu betonów powinny uwzględniać specyfikę kruszyw i nie należy ich opierać na powszechnie znanych parametrach wyznaczonych w przypadku betonów zwykłych.

Podziękowania

Referat został przygotowany w ramach Projektu „Trwałość i skuteczność betonowych osłon przed promieniowaniem jonizującym w obiektach energetyki jądrowej" (PBSII/A2/15/2014) finansowanego przez Narodowe Centrum Badań i Rozwoju.

Literatura

[1] Bamonte, P.; Gambarova, P.G. (2014) Properties of concrete required in nuclear power plants". W: Infrastructure Systems for Nuclear Energy; Hsu, T.T.C., Wu, C.-L., Lin, J.-L., Eds.; John Wiley & Sons, Hobokon, 2014, s. 409–438.

[2] Benboudjema F., Torrenti, J.M.: Early age behaviour of concrete nuclear containments, Nucl. Eng. Des.;10 (238), 2008, s. 2495–506.

[3] Freiesleben H.P., Pedersen E.J.: Curing of Concrete Structures, CEB Information Bulletin 166, 1985.

[4] Freiesleben H.P., Pedersen E.J.: Maturity Computer for Controlled Curing and Hardening of Concrete, Nordisk Betong, 1 (19), 1977, s. 19-34.

[5] Garbalińska H., Siwińska A.: Ocena porównawcza stacjonarnej i niestacjonarnej techniki pomiaru przewodności cieplnej. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z. 47, 2008, s. 123–130.

[6] Glinicki M.A., Jaskulski R., Pichór W., Dąbrowski M., Sobczak M.: Investigation of thermal properties of shielding concretes, Proc. Int. Symp. Brittle Matrix Composites, BMC-11, IPPT PAN, Warszawa, 2015, s. 371-380.

[7] Kiernożycki W.: Betonowe konstrukcje masywne. Teoria, wymiarowanie, realizacja, Polski Cement, Kraków, 2003.

[8] Knor G.: Identyfikacja, modelowanie i sterowanie polami temperatury w konstrukcjach betonowych, rozprawa doktorska, IPPT PAN, Warszawa, 2014

[9] Knor G., Glinicki M.A., Holnicki-Szulc J: Wyznaczanie parametrów termicznych twardniejących betonów za pomocą rozwiązania problemu odwrotnego, *Roads and Bridges-Drogi i Mosty*, **v.** 11, n. 4, 2012, s. 281-294.

[10] Mazars J., Capra B., Rouquand A., Pontiroli C.: Concrete properties, safety, and sustainability of nuclear power plant infrastructures: New tools and themes for future research. W: Infrastructure Systems for Nuclear Energy; Hsu, T.T.C., Wu, C.-L., Lin, J.-L., Eds.; John Wiley & Sons, Hobokon, 2014, s. 103–125.

[11] RILEM: TC 119-TCE: Avoidance of Thermal Cracking in Concrete at Early Ages. Materials and Structures. RILEM 1997, 451-464.

MONITORING OF THE THERMAL PARAMETERS OF THE HARDENING PROCESS OF SHIELDING CONCRETES

S u m m a r y

The article presents the results of thermal parameters monitoring of the hardening process of three concrete mixtures. Two of them were prepared using an aggregate used in the manufacturing of shielding concretes (magnetite and serpentine aggregate) and the third one was the reference one prepared with amphibolite aggregate. Thermal parameters of the hardening process of the concrete were determined on the basis of the measured temperature changes. On the same basis by means of numerical solution of the inverse problem the thermal parameters of concrete mixtures during 72 h of hardening were determined. Using the same method the heat source function values were determined and on its basis the total quantity of heat released during hydration of cement was estimated. Good compliance of the release functions and the charts of temperature changes in mixtures was obtained. The differences due to different thermal parameters of the aggregates were clearly marked. In the case of mixture with serpentine aggregate significant differences in the course of temperature increase (delay) relative to the other mixtures were observed.

Keywords: fresh concrete, shielding concrete, heat of hydration, specific heat, thermal conductivity.

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.14

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 133-140

Daria JÓŹWIAK-NIEDŹWIEDZKA[1]
Andrzej M. BRANDT[2]
Karolina GIBAS[3]

OCENA MOŻLIWOŚCI WYSTĄPIENIA REAKCJI ALKALICZNEJ W BETONACH OSŁONOWYCH Z KRUSZYWAMI SPECJALNYMI

Możliwość wystąpienia reakcji alkalicznej wodorotlenków sodu i potasu (*Alkali Silica Reaction, ASR*) w betonowych osłonach reaktorów wymaga szczególnej ostrożności przy doborze składników betonów do realizacji programu energii jądrowej w Polsce. Uszkodzenia osłon reaktorów w USA i w Belgii wskazują kierunki niezbędnych badań, [1-3]. W badaniach przedstawionych w artykule zastosowano kruszywa o dużej gęstości (osłabianie promieniowania gamma): magnetytowe, barytowe oraz hematytowe oraz kruszywo o wysokiej zawartości wody związanej (absorpcja promieniowania neutronowego) – kruszywo serpentynitowe. Przeprowadzono badania mikroskopowe kruszyw na cienkich szlifach w celu identyfikacji potencjalnie szkodliwych minerałów z uwagi na zagrożenie ASR, oraz przyspieszone i długotrwałe badania w celu określenia potencjalnej reaktywności alkalicznej tych kruszyw. Wyniki badań wykluczyły możliwość stosowania kruszywa hematytowego do betonów osłonowych. Wyniki badań odnośnie do wykorzystania dostępnych kruszyw specjalnych tworzą podstawy projektowania bezpiecznych osłon w warunkach krajowych.

Słowa kluczowe: reakcja krzemionki z wodorotlenkami sodu i potasu (ASR), ekspansja, beton osłonowy, kruszywo specjalne

1. Wstęp

Reakcja krzemionki z wodorotlenkami sodu i potasu (*ASR, Alkali Silica Reaction*) zachodzi w betonie między reaktywną postacią krzemionki z kruszywa a alkaliami zawartymi w cieczy porowej w zaprawie lub w betonie. Stanton [4] opisał to zjawisko w 1940 r. po wystąpieniu w Stanach Zjednoczonych poważnych uszkodzeń konstrukcji żelbetowych w postaci charakterystycznych rys, pęknięć i stopniowego zniszczenia. Liczne badania opublikowane w wielu kra-

[1] Autor do korespondencji/corresponding author: Daria Jóźwiak-Niedźwiedzka, IPPT PAN, Pawińskiego 5B, 02-106 Warszawa, djozwiak@ippt.pan.pl
[2] Andrzej M. Brandt, IPPT PAN, Pawińskiego 5B, 02-106 Warszawa, abrandt@ippt.pan.pl
[3] Karolina Gibas, IPPT PAN, Pawińskiego 5B, 02-106 Warszawa, kgibas@ippt.pan.pl

jach doprowadziły do obecnej wiedzy o przyczynach ASR i sposobach ograniczenia występowania, np. Hobbs [5], Diamond [6], a w Polsce Owsiak [7]. Jednak wobec wyczerpywania się w wielu regionach złóż kruszyw do betonu całkowicie bezpiecznych, ASR pojawia się, także w Polsce.

Warunki niezbędne do powstawania ASR to [4-7]: obecność reaktywnej krzemionki w kruszywie, dostateczna zawartość alkaliów w cemencie, odpowiednio wysoka wilgotność i podwyższona temperatura konstrukcji betonowej, przy czym konieczna jest obecność wszystkich tych warunków. Takie sytuacje powstają między innymi w osłonach betonowych w elektrowniach atomowych, czego przykładem jest elektrownia w Seabrook NH, w USA [1], w której wystąpienie ASR spowodowało kilkuletnie wyłączenie reaktora i kosztowną naprawę czy elektrownia w Belgii (Tihange 2), gdzie całkowita degradacja betonu w konstrukcji budynku reaktora wywołana była jednoczesnym działaniem ASR i karbonatyzacji, [2]. Przykłady te pokazują, że zagadnienie ASR nie zostało uznane za poważne zagrożenie podczas doboru materiałów do konstrukcji elektrowni jądrowych.

Okazuje się przy tym, że promieniowanie jonizujące jest czynnikiem sprzyjającym powstawaniu ASR w osłonach betonowych w elektrowniach jądrowych. Ichikawa i Koizumi [8] stwierdzili, że w betonach pod wpływem promieniowania neutronowego rozwijała się reakcja alkaliczna i powstawały warstwy charakterystycznego żelu wokół ziaren otoczonych zaczynem cementowym. Wynikało to z przemiany kwarcu w kruszywie. Pod wpływem promieniowania krystaliczna forma kwarcu przechodziła w formę bezpostaciową, która to postać jest o wiele bardziej podatna na reakcję alkaliczną. Zwrócili na to uwagę już wcześniej Struble i Diamond [9] i wskazali, że łączne odkształcenia wywołane napromienieniem betonu były kilkakrotnie większe niż odkształcenia samych ziaren. Różnice wyjaśniono powstawaniem żelu wokół ziaren i pęcznieniem, co powodowało rysy i pęknięcia nawet w przypadkach kruszyw, które uznano wcześniej za pozbawione istotnych ilości reaktywnej krzemionki.

W zaleceniach opracowanych przez Nausa i in. [10] opisano przypadki rozwoju ASR w betonach osłonowych pod wpływem promieniowania także przy użyciu kruszyw uważanych za bezpieczne, co może prowadzić do poważnych uszkodzeń konstrukcji.

Wobec tych stwierdzeń, próbki wybranych kompozycji betonów osłonowych zbadane w ramach Projektu* ze względu na zagrożenie ASR są również poddawane działaniu strumienia neutronów w kanale topazowym reaktora MARIA. Celem jest zaobserwowanie oznak wpływu promieniowania neutronowego na odkształcenia i mikrostrukturę betonów, a w szczególności na rozwój ASR.

W referacie przedstawiono wyniki badań, pozwalające na ocenę zagrożenia zniszczeniem betonów osłonowych reaktora jądrowego wskutek reakcji alkalicznej kruszyw w zaprawach i betonach.

* Projekt "Trwałość i skuteczność betonowych osłon przed promieniowaniem jonizującym w obiektach energetyki jądrowej", PBSII/A2/15/2014"

2. Opis badań doświadczalnych

2.1. Materiały i próbki

Ze względu na szczególne wymagania dotyczące kruszyw do betonu osłonowego dwie grupy kruszyw były badane: kruszywa o dużej gęstości z uwagi na promieniowanie gamma (barytowe, magnetytowe, hematytowe) i o wysokiej zawartości wody związanej (serpentynitowe) w celu osłabiania promieniowania neutronowego. Szczegółowy chemiczny skład kruszyw jest przedstawiony w publikacjach, [3, 11]. Kruszywa ciężkie charakteryzowały się następującymi gęstościami: barytowe 4,2 g/cm^3, magnetytowe 4,8 g/cm^3, oraz hematytowe 5,1 g/cm^3. Gęstość kruszywa serpentynitowego wynosiła 2,7 g/cm^3, ale co ważne ze względu na absorpcję strumienia neutronów, zawartość chemicznej związanej wody wynosiła 12% oznaczona wg DTA. Wszystkie kruszywa były zbadane za pomocą metody XRD w celu określenia składu mineralogicznego. Skład mineralny kruszywa barytowego to: baryt, kwarc i fluoryt, kruszywa magnetytowego - magnetyt, kordieryt i fluoroapatyt, kruszywa hematytowego - hematyt i kwarc oraz kruszywa serpentynitowego – chryzolit, antygoryt i lizardyt. Szczegółowe wyniki opisano w [12].

W badaniach zastosowano cement CEM I 42,5 R o zawartości alkaliów Na_2O_{eq} równej 0,78% wg XRF.

2.2 Metody badań

Analizę kruszyw przed badaniami laboratoryjnymi, oraz badania próbek zapraw po badaniach przyspieszonych przeprowadzono w mikroskopie polaryzacyjnym w świetle przechodzącym na cienkich szlifach. Próbki kruszyw oraz zapraw były poddane procesowi impregnacji żywicą fluorescencyjną, szlifowaniu i polerowaniu do otrzymania grubości szlifu równej 20±1 µm. Analizę cienkich szlifów przeprowadzono w świetle przechodzącym przy równoległych nikolach (PPL), skrzyżowanych nikolach (XPL) i skrzyżowanych nikolach z płytką gipsową, oraz w świetle ultrafioletowym (UV).

Z uwagi na złożoność zagadnienia ASR jak również na zmienność i różnorodność czynników mających wpływ na to zjawisko (złoża skał, minerały, warunki środowiskowe, i in.) nie ma przyjętej jednej ogólnej metody badawczej. Na potrzeby Projektu wybrano zestaw metod badawczych, który jest zawarty w amerykańskich normach ASTM. Metody C1260 i C1293 są najczęściej stosowane na świecie do oceny potencjalnej reaktywności alkalicznej kruszyw. Pośrednie metody badawcze dotyczą pomiaru ekspansji beleczek zapraw wg ASTM C1260 i belek z betonu wg ASTM C 1293, wykonanych z badanego kruszywa o potencjalnej reaktywności alkalicznej.

Badanie przyspieszone polegało na monitorowaniu zmian długości liniowej beleczek zapraw wykonanych z badanego kruszywa o żądanym uziarnieniu. Beleczki zapraw o wymiarach 25x25x285 mm przechowywano w 1M roztworze Na-

OH w temperaturze 80°C przez 14 dni. Kryterium badania była wartość ekspansji równa 0,1% - kruszywo potencjalnie reaktywne i 0,2% - kruszywo reaktywne.

Roczne badanie w ASTM C1293 polegało na pomiarze ekspansji belek betonowych, wykonanych z badanego kruszywa oraz kruszywa nieaktywnego. W tej metodzie zakłada się możliwie ostre warunki oddziaływania alkaliów z cementu na kruszywo, poprzez ustaloną stałą zawartość alkaliów. Zawartość cementu w betonie wynosi 420 kg/m^3, przy ekwiwalencie Na_2O_{eq} korygowanym do 1,25% masy cementu, co w wyniku daje 5,25 kg alkaliów na 1m^3 betonu. Pomiary ekspansji prowadzone są na belkach o wymiarach 75x75x285 mm, przechowywanych w warunkach wysokiej wilgotności w temperaturze 38°C. Miarą reaktywności kruszywa jest wartość ekspansji powyżej 0,04% mierzona po 1. roku dojrzewania próbek betonu.

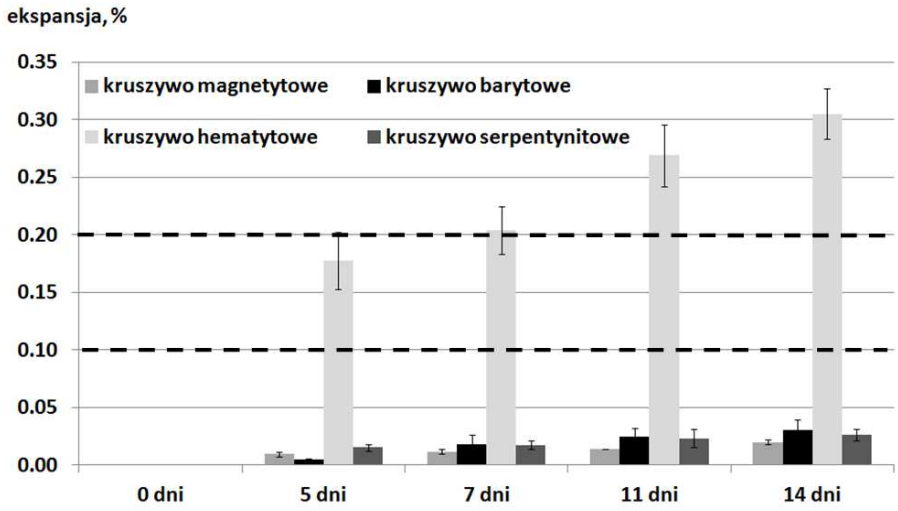
W badaniach zastosowano cement CEM I 42,5R o zawartości alkaliów Na_2O_{eq} = 0,78% oznaczonych metodą XRF. W zaprawach stosunek kruszywa do cementu wynosił 2,15 a współczynnik wodno-cementowy w/c=0,47. W betonach jako niereaktywne kruszywo zastosowano wcześniej zbadane kruszywo granodiorytowe, współczynnik w/c=0,45.

3. Wyniki badań i dyskusja

Szczegółowy opis analizy składu mineralogicznego badanych kruszyw znajduje się w pracach [6, 10]. Na cienkich szlifach w XPL z płytką gipsową przy pomocy automatycznej analizy obrazu określono zawartość kryształów SiO_2, który ma bezpośredni wpływ na wystąpienie ASR. Zawartość wysoko reaktywnego kwarcu (kryształy <10μm) wynosiła 0,08% a reaktywnego kwarcu (kryształy 10–60μm) – 2,67%. Wykazano zagrożenie ASR w kruszywie hematytowym z uwagi na zawartość kryształów kwarcu w zależności od ich wielkości, [13].

Wyniki badania ekspansji zapraw przedstawione są na Rys. 1 i potwierdziły powyższe przypuszczenia dotyczące zagrożenia wystąpieniem ASR. Wydłużenie liniowe wszystkich badanych beleczek zapraw zwiększało się wraz ze wzrostem czasu trwania testu, jednak tempo wzrostu ekspansji było zależne od zastosowanego kruszywa. Zaprawy z kruszywem hematytowym wykazały największy przyrost długości. Ekspansja w beleczkach była szybsza i większa w przypadku kruszywa hematytowego w porównaniu do innych kruszyw o dużej gęstości. Już po 7 dniach badania wydłużenie beleczek z kruszywem hematytowym przekroczyło wartość graniczną 0,2%. Wszystkie beleczki z kruszywem hematytowym po 14 dniach badania wykazały przyrost długości około 0,30-0,35%, co klasyfikuje to kruszywo jako bardzo reaktywne. Najniższa ekspansja była określona w zaprawach z kruszywem magnetytowym, ok. 0,02% po 14 dniach przechowywania w 1M NaOH i 80°C.

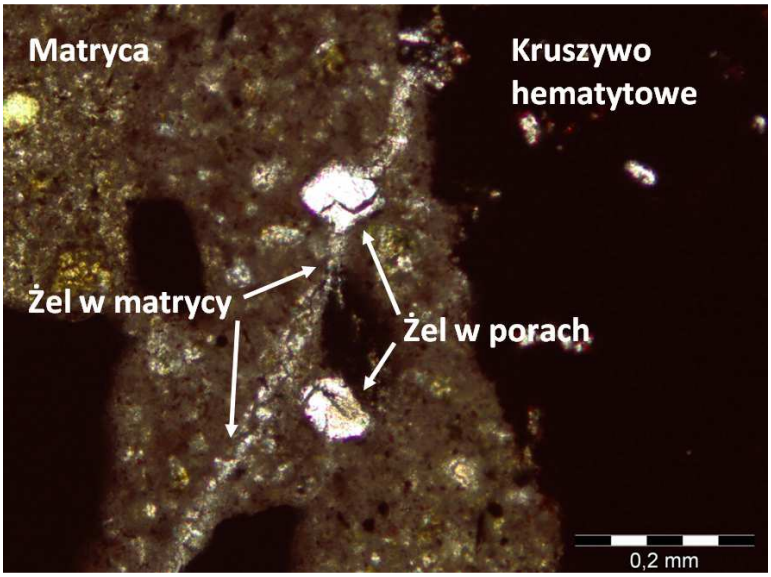
Analiza mikroskopowa próbek zapraw po badaniach laboratoryjnych na cienkich szlifach potwierdziła wyniki otrzymane wg metody przyspieszonej. Dowody wystąpienia reakcji alkalicznej zaobserwowano w próbkach zapraw z he-



Rys. 1. Wydłużenie zapraw przechowywanych w 1M NaOH w temperaturze 80°C przez 14 dni

Fig. 1. Expansion of mortar beams stored in 1M NaOH at 80°C during 14 days

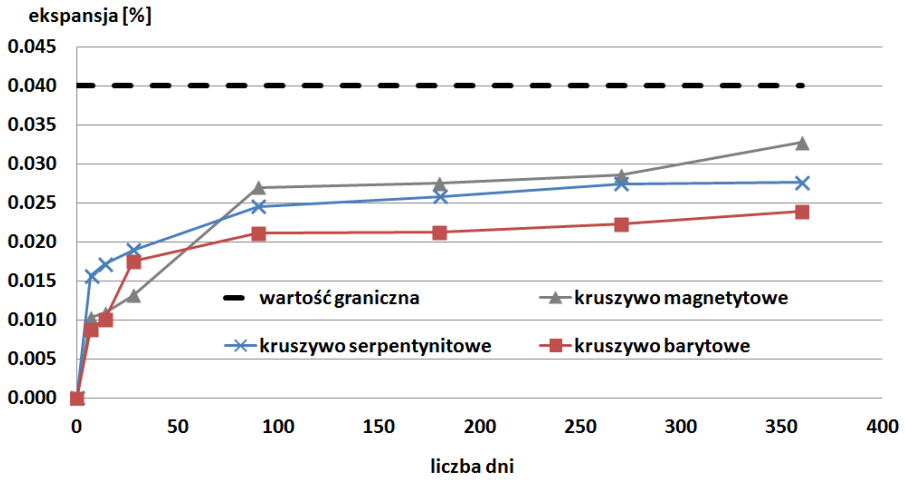
matytem. Widoczne były spękania i mikropęknięcia w matrycy cementowej, charakterystyczny żel krzemionkowo-alkaliczny całkowicie wypełniał małe pory powietrzne i częściowo większe pory (> 500 µm), był widoczny także w matrycy, Rys. 2.



Rys. 2. Żel w matrycy i w porach w zaprawie z kruszywem hematytowym, PPL, skala = 200 µm

Fig. 2. Alkali-silica gel in the matrix and in the air-voids in mortars with hematite aggregate, PPL; scale bar = 200 µm

Do badań długotrwałych wg ASTM C1293 wybrano kruszywa, które pomyślnie przeszły badania przyspieszone. Wyniki rocznej ekspansji kruszywa magnetytowego, barytowego oraz serpentynitowego pokazano na Rys. 3. Wszystkie badane belki betonowe wykazały niewielki przyrost długości, poniżej granicy 0,04% po rocznym badaniu. Najlepsze wyniki osiągnął beton z kruszywem barytowym (ok. 0,025%).



Rys. 3. Wydłużenie belek betonowych przechowywanych w 38°C w wilgotności ≥ 98% przez 365 dni

Fig. 3. Expansion of concrete beams stored at 38°C in R.H.≥ 98% during 365 days

4. Wnioski

Na podstawie uzyskanych wyników badań mikroskopowych oraz przyspieszonych i długotrwałych badań laboratoryjnych można sformułować następujące wnioski:

– Wyniki analizy mikroskopowa na cienkich szlifach dotyczyły ilościowego określenia zawartości kryształów kwarcu w badanych kruszywach, odnośnie czego wykazano potencjalne zagrożenie z uwagi na ASR w kruszywie hematytowym.
– Przyspieszone badanie potencjalnej reaktywności kruszyw wykazało, że beleczki z kruszywem hematytowym charakteryzowały się dużą i szybką ekspansją, znacznie powyżej dopuszczalnego limitu.
– Analiza na cienkich szlifach z zapraw z kruszywem hematytowym po badaniu wg ASTM C1260 potwierdziła obecność żelu, zarówno w matrycy jak i w porach powietrznych. Kruszywo hematytowe zostało odrzucone w dalszych badaniach z uwagi na możliwość wystąpienia ASR.
– Kruszywa ciężkie: magnetytowe i barytowe, oraz kruszywo serpentynitowe pomyślnie przeszły długotrwałe badania laboratoryjne wg ASTM C1293.

Ekspansja betonów z tymi kruszywami była znacznie poniżej wartości granicznej.

Dalsze badania polegające na silnym napromienieniu w reaktorze MARIA próbek betonu z wybranymi kruszywami specjalnymi są obecnie przeprowadzane.

Podziękowania

Artykuł został przygotowany w ramach Projektu "Trwałość i skuteczność betonowych osłon przed promieniowaniem jonizującym w obiektach energetyki jądrowej", PBSII/A2/15/2014.

Literatura

[1] Seabrook Station, Unit no. 1, 2015, Feb 6, NRC Integrated Inspection Report, US NUREG Commission, 41 str.
[2] Sixth Meeting of the Contracting Parties to the Convention on Nuclear Safety, National Report, Kingdom of Belgium, Federal Agency for Nuclear Control, August 2013, 129 str.
[3] Jóźwiak-Niedźwiedzka D.; Gibas K.; Brandt A.M.; Glinicki M.A.; Dąbrowski M.; Denis P. (2015) Mineral composition of heavy aggregates for nuclear shielding concrete in relation to alkali-silica reaction, Procedia Engineering, 108, 162 – 169, DOI: 10.1016/j.proeng.2015.06.132.
[4] Stanton T.E. (1940) Expansion of concrete through reaction between cement and aggregate. Proc. Amer. Soc. Civ. Engrs, vol. 66, no. 10, 1781-1811.
[5] Hobbs D.W. (1988) Alkali-silica Reaction in concrete, Telford, London, 183 str.
[6] Diamond S. (1989) Mechanisms of alkali-silica reaction, Proc. 8th Int. Conf. Alkali-aggregate Reaction, Kyoto, 83-94.
[7] Owsiak Z. (2002) Reakcje kruszyw krzemionkowych z alkaliami w betonie, Ceramika, Polski Biuletyn Ceramiczny, vol. 72, 107 str.
[8] Ichikawa T.; Koizumi H. (2002) Possibility of radiation-induced degradation of concrete by Alkali-Silica Reaction of aggregates, J. of Nuclear Science and Technology, 39 (8), 880-884, DOI: 10.3327/jnst.39.880.
[9] Struble L.; Diamond S. (1981) Swelling properties of synthetic alkali silica gels, J. of the Amer. Cer. Soc., 64, 11, 652-655, DOI: 10.1111/j.1151-2916.1981.tb15864.x.
[10] William K.; Xi Y.; Naus D. (2013) A review of the effects of radiation on microstructure and properties of concretes used in Nuclear Power Plants, United States Nuclear Regulatory Commission (NUREG). 106 str.
[11] Jóźwiak-Niedźwiedzka D.; Glinicki M.A.; Gibas K. (2016) Potential For Alkali-Silica Reaction In Aggregates Designed For Shields Against Radiation, 5th International Conference on Durability of Concrete Structures, June 30-July 1, 2016, Shenzhen University, Shenzhen, Guangdong, P.R. China, Paper Number #1134, pp. 230-235, DOI:10.5703/1288284316137.
[12] Jóźwiak-Niedźwiedzka D.; Brandt A.M.; Gibas K.; Denis P. (2014) The alkali-aggregate reaction hazard in the case of barite concretes, Cement Wapno Beton, 19, 4, 234-242.

[13] Jóźwiak-Niedźwiedzka, D.; Jaskulski, R.; Glinicki, M.A. (2016) Application of Image Analysis to Identify Quartz Grains in Heavy Aggregates Susceptible to ASR in Radiation Shielding Concrete, Materials 2016, 9 (4), 224, 1-14, doi:10.3390/ma9040224.

ASSESSMENT OF THE POSSIBILITY OF ASR OCCURRENCE IN THE RADIATION SHIELDING CONCRETES WITH SPECIAL AGGREGATES

S u m m a r y

The possibility of Alkali-Silica Reaction *ASR* in concrete shields in nuclear reactors in Poland requires particular attention in selection of concrete compositions. Damages in reactors in the USA and in Belgium may serve as indication for necessary investigations. In the research programme the high density aggregates were tested (for control of gamma radiation): magnetites, barites and hematites, as well as aggregates with high proportion of bound water – serpentinites – for absorption of neutrons. Microscope analyses of aggregates on thin sections enabled to identify potentially dangerous minerals with respect to ASR. Accelerated and long term tests in order to determine potential reactivity of special aggregates were carried on also. The test results indicated clearly that hematites should be excluded for application in concrete shields. The safe aggregates available on the market were defined for application in the shields in Polish conditions.

Keywords: alkali-silica re action (ASR), expansion, shielding concrete, special aggregates

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.15

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 141-148

Tomasz PIOTROWSKI[1]
Michał A. GRYZIŃSKI[2]

OCENA EFEKTYWNOŚCI NOWEJ GENERACJI BETONÓW OSŁONOWYCH PRZED PROMIENIOWANIEM JONIZUJĄCYM W OPARCIU O POMIARY WE WZORCOWYCH POLACH PROMIENIOWANIA

W artykule przedstawiono wyniki pomiarów właściwości osłonowych przed promieniowaniem jonizującym (gamma i neutronowym) betonów zwykłych i ciężkich, które poddano dodatkowej modyfikacji materiałowej przy użyciu wyselekcjonowanych dodatków. Pomiary wykonywano we wzorcowych polach promieniowania gamma (źródło Cs-137 i Co60) oraz promieniowania neutronowego (źródło Pu-Be). Na podstawie wyznaczonych wartości grubości HVL i TVL potwierdzono skuteczność betonów ciężkich jako osłon przed promieniowaniem gamma oraz dokonano oceny modyfikacji materiałowych w celu poprawy osłonności. Efektywnymi dodatkami zarówno wobec promieniowania gamma jak i neutronowego okazał się zarówno tlenek gadolinu jak i dyspersja polimerowa.

Słowa kluczowe: HVL, TVL beton ciężki, tlenek gadolinu, polimer

1. Beton osłonowy nowej generacji

Beton to podstawowy materiał, który obok funkcji konstrukcyjnej w obiekcie budowlanym może pełnić równocześnie funkcję osłony biologicznej przed promieniowaniem jonizującym. Historycznie, elementy z betonu osłonowego mają znaczne grubości. Nie wymagało się wtedy, aby beton miał bardzo wysokie parametry wytrzymałościowe, natomiast istota była ich trwałość. Obecnie jednak mamy do czynienia z betonami nowej generacji, które korzystają z najnowszych osiągnięć w technologii betonu. Przede wszystkim są to betony wysokowarto-

[1] Autor do korespondencji/corresponding author: Tomasz Piotrowski, Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Lądowej, Al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, +48 22 234 64 80, t.piotrowski@il.pw.edu.pl

[2] Michał A. Gryziński, Narodowe Centrum Badań Jądrowych, ul. Andrzeja Sołtana 7, 05-400 Otwock, +48 22 273 11 57, michal.gryzinski@ncbj.gov.pl

ściowe BWW tj. betony cementowe o niskim współczynniku w/c = 0,25÷0,35 na kruszywach naturalnych z odpowiednimi dodatkami i domieszkami. Współczesne betony nowej generacji to jednak nie tylko tak zdefiniowane BWW, ale także betony określane mianem betonów specjalnych, w tym m.in. beton samozagęszczalny, zbrojony włóknami, natryskowy, żaroodporny, podwodny, posadzkowy oraz beton do konstrukcji masywnych, ale także właśnie beton osłonowy. Beton taki powinien się charakteryzować następującymi właściwościami:

– podwyższone parametry osłonowe przed promieniowaniem jonizującym,
– trwałość - betonu stosowany w elektrowniach jądrowych powinien mieć trwałość na min. 80 lat (tyle wynosi czas życia zbiornika reaktora w obecnie budowanych reaktorach generacji III+),
– odpowiednio wysokie podstawowe parametry wytrzymałościowe i użytkowe.

Beton taki należy zatem określać betonem wysokowartościowym, chociażby z uwagi na jego zwiększoną trwałość. Również inne wymagania dla betonu zawarte w RCC-CW [4] znacznie wykraczają ponad standardowe wymagania dla betonu opisane w PN-EN 206, które przewidują jedynie 50 lat trwałości [2].

1.1. Rodzaje promieniowania jonizującego

Promieniowanie jonizujące jest to promieniowanie, które wywołuje tzw. jonizację, czyli wybicie elektronu bądź cząsteczki z materii i spowodowanie powstania w niej ładunków elektrycznych. Granica pomiędzy promieniowaniem jonizującym a niejonizującym przyjęta została na granicy widma światła widzialnego i ultrafioletu. Wyróżnia się cztery rodzaje promieniowania jonizującego: alfa, beta, elektromagnetyczne (rentgenowskie i gamma) oraz neutronowe. Promieniowanie jonizujące może uszkadzać żywe komórki, powodując negatywne skutki dla zdrowia na skutek przekazana energii jednostce masy materii (jednostka 1Gy = J/kg). Z tego powodu konieczne jest stosowanie osłon przed tym promieniowaniem. Miarą stopnia narażenia człowieka na działanie promieniowania jonizującego jest dawka skuteczna E_H liczona jako suma równoważników dawki we wszystkich narządach i tkankach z uwzględnieniem ich współczynników wagowych zgodnie ze wzorem (1);

$$E_H = \sum_T \omega_T H_T = \sum_T \omega_T \sum_R \omega_R D_{T,R} \quad [Sv] \tag{1}$$

gdzie: H_T – równoważnik dawki pochłoniętej dla tkanki T, ω_T – czynnik wagowy tkanki (narządu) T, ω_R – czynnik wagowy promieniowania R, $D_{T,R}$ – średnia dawka pochłonięta promieniowania R przez tkankę T.

Opisując osłabienie promieniowania najczęściej posługuje się pojęciem warstwy półchłonnej lub warstwy osłabienia połówkowego (*Half-Value Layer* HVL); jest to grubość danego materiału, która osłabia do połowy pierwotne natężenie przechodzącego promieniowania. Analogicznie warstwa osłabienia dziesięciokrotnego (*Tenth-Value Layer* TVL); jest to grubość danego materiału, która osłabia dziesięciokrotnie pierwotne natężenie przechodzącego promieniowania.

1.2. Właściwości osłonowe betonu

Dotychczasowe badania wskazują, iż optymalny skład betonu osłonowego przed promieniowaniem gamma jest inny niż betonu osłonowego przed promieniowaniem neutronowym [3-4]. Wynika to ze specyficznego oddziaływania neutronów z materią, w zależności od ich energii kinetycznej i tzw. przekrojów czynnych na różne reakcje z atomami wchodzącymi w skład betonu. Ma to szczególne znaczenie w przypadku, gdy mamy do czynienia ze źródłami promieniowania emitującymi neutrony o dużych energiach (tzw. neutrony prędkie). Dziej się tak w tzw. reaktorach IV generacji oraz jednej z najnowszych metod teleradioterapii - terapii szybkimi neutronami (FNT – Fast Neutron Therapy). Ponieważ przekrój czynny na absorpcję neutronów prędkich jest mały, to przegrodę należy wykonać tak, aby atomy, z których się składa, najpierw spowodowały spadek energii neutronów w procesach rozpraszania sprężystego i niesprężystego, a następnie miała miejsce absorpcja neutronów powolnych przez odpowiednie atomy pierwiastków wchodzących w skład betonu.

2. Pomiary we wzorcowych polach promieniowania

Przedmiotem badań były płyty betonowe o wymiarach 400x400x50 mm wykonane z różnych mieszanek betonowych. Były to betony referencyjne wykonane przy użyciu CEM III 42,5R i wskaźniku w/c=0,4: beton zwykły na kruszywie granitowym (Z) oraz beton ciężki magnetytowy (M). Dodatkowy konano beton ciężki magnetytowy z użyciem CEM I 42,5 R. Betony referencyjne następnie zmodyfikowano dodając zastępujące modyfikatory:

- tlenek gadolinu (Gd_2O_3) w ilości 0,5 i 1,0% masy cementu (ZG 0.5 i ZG 1.0 oraz MG 0.5 i MG 1.0),
- makrowłókna polimerowe (MF1) lub mikrowłókna polipropylenowe (MF2) oraz ich połączenie (MF1+2),
- dyspersja akrylową (MPCC1) lub dyspersją epoksydowa (MPCC2),
- nieorganiczny związek chemiczny z grupy wodorków zawierający bor, który jest stosowany jako magazyn wodoru w ogniwach wodorowych (H2).

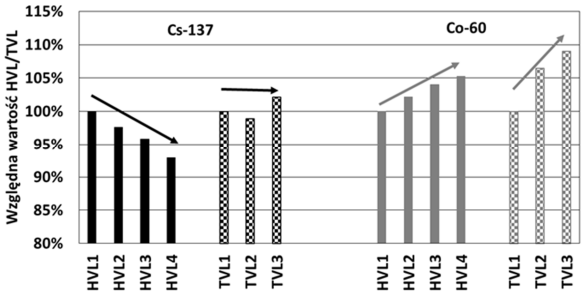
Pomiary przeprowadzono wg indywidualnie opracowanego programu [1] na specjalnie przygotowanym stanowisku, które składało się z konstrukcji stalowej, z poziomymi płytami z płyty pilśniowej zapewniającymi bezpieczne pozycjonowanie wertykalne nawet do 12 płyt o grubości 50 mm umieszczonych prostopadle do mechanizmu pozycjonowania źródła promieniowania. Ze względu na geometrię pomieszczenia badawczego i analizy oparte na obliczeniach Monte Carlo optymalną wysokością pozycjonowania źródła nad powierzchnią podłogi jest 1000 mm. Źródło promieniowania na czas trwania pomiarów przenoszono do nieużywanego slotu umieszczonego w pozycji bezpiecznej pod powierzchnią podłogi. Na czas pomiarów w sposób zdalny źródło jest wysuwane za pomocą wciągnika elektrycznego. Różnice w pozycjonowaniu źródła, które

w osi prostopadłej do powierzchni podłogi wynosi ±30 mm jest z punktu widzenia pomiarowego pomijalne. Wynika to z dosyć dużej powierzchni próbki która wynosi 1600 cm^2 oraz faktu, iż źródło promieniuje w sposób izotropowy. Prace obejmowały także skonfigurowanie systemu pomiarowego, w skład którego wchodziły dwie rekombinacyjne komory jonizacyjne typu REM 2.8 oraz GW2 [4]. Decyzja o wyborze ww. komór jonizacyjnych wynikała z charakteru zastosowanego źródła promieniowania jonizującego, które w zasadzie jest źródłem promieniowania neutronowego jednak równolegle do niego występuje składowa gamma, której obecność zaburza pomiar i wprowadza błąd. Komora jonizacyjna typu REM 2.8 jest komorą równoważną tkance, a więc jest detektorem czułym zarówno na składową neutronową jak i na składową gamma. Komora typu GW2 jest komorą bezwodorową, co oznacza, że jej czułość neutronowa jest pomijalna względem czułości na promieniowanie gamma. Pozwala to na określenie składowych oraz przedstawienie kolejnych wyników uwzględniających wpływ składowej gamma.

2.1. Promieniowanie gamma

Zarówno dla źródła Cs-137 jak i Co-60 wyznaczono czterokrotnie wartość HVL i trzykrotnie wartość TVL. Każda kolejna wartość oznacza grubość warstwy chłonnej po osłabieniu promieniowania przez poprzednią warstwę. Stwierdzono, że różnice miedzy kolejnymi wartościami wynoszą <10%. W przypadku źródła Cs-137 zaobserwowano wzrost skuteczności osłony przy HVL i utrzymanie skuteczności przy TVL, natomiast dla źródła Co-60 zarówno przy HVL jak i TVL stwierdzono spadek skuteczności osłon wraz z grubością (Rys.1).

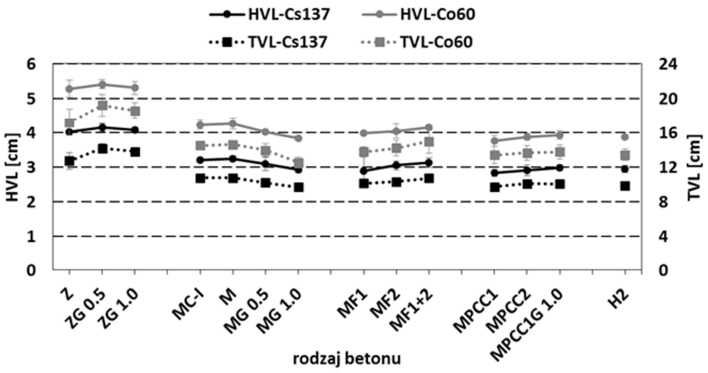
Przeprowadzone pomiary potwierdziły znaną zależność właściwości osłonowych względem promieniowania gamma od gęstości - beton ciężki (M) uzyskał o 20-30% niższe wartości HVL i TVL od betonu zwykłego (Z) (Rys.2). Analiza skuteczności dodatków wskazuje, że jedynie dla betonu ciężkiego gadolin polepsza właściwości osłonowe i zarówno HVL jak TVL maleje proporcjonalnie do jego zawartości osiągając 10% spadek wartości HVL i TVL przy 1% Gd_2O_3. Zbrojenie rozproszone okazało się mniej skuteczne - dodatek włókien



Rys. 1. Względne średnie wartości HVL i TVL względem źródeł gamma dla wszystkich próbek

Fig. 1. Relative mean values of HVL and TVL in gamma source for all the samples

(zarówno polimerowych jak i polipropylenowych) powodował spadek HVL i TVL o ok. 6%. Najbardziej skuteczny okazał się dodatek dyspersji polimerowej - spadek HVL i TVL nawet o 13%. Niestety nie stwierdzono synergii addytywnej w działaniu dodatku gadolinu i polimeru - spadek HVL i TVL dla Cs-137 wyniósł 8% i dla Co-60 – 6%. Dobry wynik uzyskano także dla betonu z dodatkiem H2.

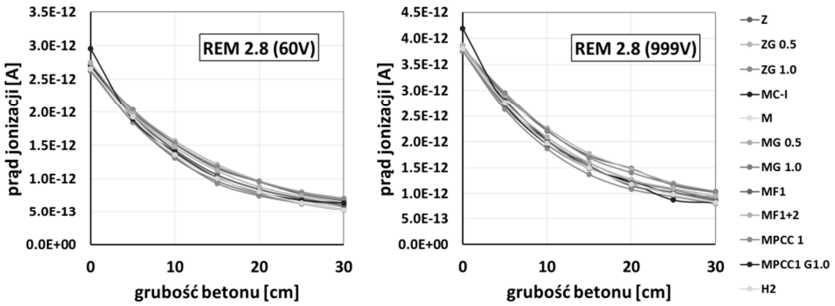


Rys. 2. Wartości średnie HVL i TVL dla źródeł gamma w zależności od rodzaju betonu

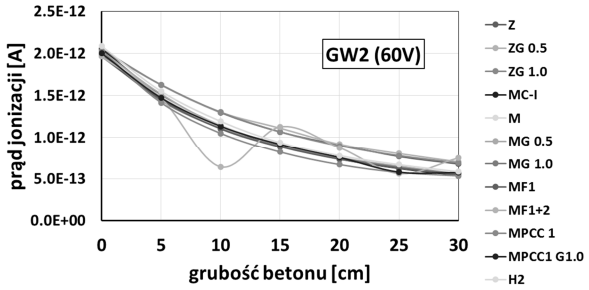
Fig. 2. Mean values of HVL and TVL for specific concretes measured in gamma radiation source

2.2. Promieniowanie neutronowe

Na wykresach przedstawiono wartości prądu jonizacji w zależności od grubości dla płyt betonowych poddanych badaniom (Rys 3-4). Wykresy podzielono w zależności od rodzaju wykorzystanego detektora oraz przyłożonego napięcia polaryzującego. Analiza wyników pozwala ocenić, że w przypadku detektora czułego zarówno na promieniowanie neutronowe jak i gamma - REM2-8, w przebadanych rodzajach betonu różnice w prądzie jonizacji są małe zarówno przy napięciu 60V jak i 999V. Jednakże uzyskane różnice pozwoliły na określenie wartości współczynnika HVL i QVL (Quater Value Length) dla różnych rodzajów betonów (Rys.5) oraz na analizę wartości współczynnika jakości promieniowania Q_n i udziału promieniowania gamma w dawce całkowitej (Rys.6). W przypadku komory nieczułej na promieniowanie neutronowe - GW2 widoczne jest wyraźne rozwarstwienie otrzymanych krzywych na dwie grupy (Rys.4). Do pierwszej z nich należą wszystkie betony zwykłe. Do drugiej grupy o lepszych właściwościach osłonowych wobec promieniowania gamma należą betony ciężkie niezależnie od modyfikacji materiałowej. Wyniki te są zgodne z przewidywaniami i wynikami pomiarów przy źródle promieniowania gamma Cs-137 i Co-60 (Rys.2). Dla próbki MF1+2 wyniki odbiegają od linii trendu najprawdopodobniej na skutek popełnionego błędu podczas pomiarów.



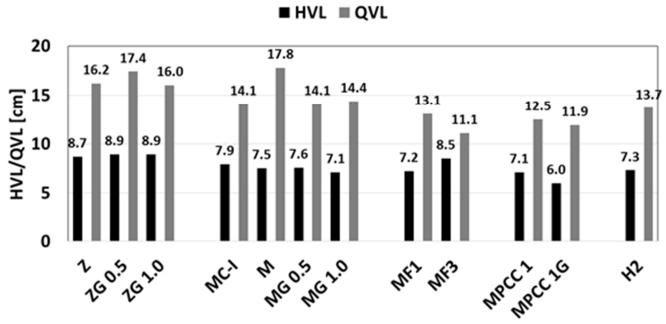
Rys. 3. Wartość prądu jonizacji w komorze REM 2.8 przy napięciu polaryzującym 60V i 999V
Fig. 3. Ionization current in REM 2.8 detector chamber in a polarized current 60V and 999V



Rys. 4. Wartość prądu jonizacji w komorze GW2 przy przyłożonym napięciu polaryzującym 60V
Fig. 4. Ionization current value in GW2 detector chamber when a polarized current was 60V

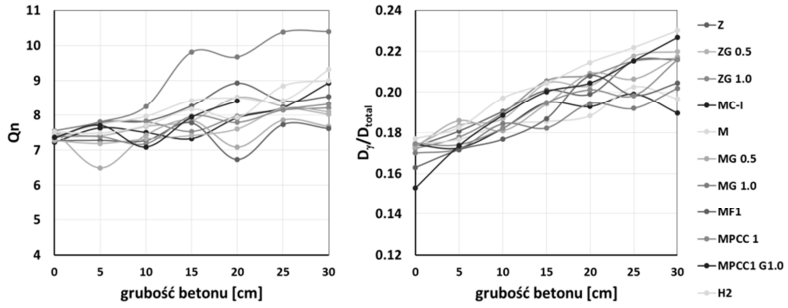
W wyniku interpolacji funkcją wielomianową III stopnia określono wartości HVL i QVL dla źródła Pu-Be (Rys.3). Można zauważyć, że beton zwykły uzyskuje nieznacznie gorsze właściwości osłonowe niż beton ciężki (o ok. 10-12% dla HVL). Bardzo dobre rezultaty daje modyfikacja materiałowa betonu ciężkiego zarówno przy użyciu gadolinu, włókien polimerowych jak i dodatku polimerowego (spadek HVL o kolejne 10% w stosunku do betonu ciężkiego niemodyfikowanego, M). Najbardziej korzystne okazało się zastosowanie polimeru łącznie z tlenkiem gadolinu (spadek o 20%) – można zatem stwierdzić, że w tym przypadku ujawnił się efekt synergistyczny modyfikacji. Należy pamiętać, że promieniowanie neutronowe jest promieniowaniem specyficznym ze względu na charakter oddziaływań dlatego należy przeprowadzić kolejne analizy uwzględniające zmiany widma promieniowania neutronowego na kolejnych warstwach materiału osłonowego. Z tego względu dla danych uzyskanych podczas pomiarów, wykreślono wartości wskaźnika jakości promieniowania Q_n i udziału dawki od promieniowania gamma w funkcji grubości materiału osłonowego (Rys.6). Gdy Q_n rośnie zwiększa się udział promieniowania o wysokim liniowym współczynniku przenoszenia energii LET - neutrony są wyhamowywane w materiale przez co domino-

wać zaczynają neutrony o niższych energiach (o wyższym współczynniku Q_n tj. silniej oddziałujące). Uzyskane wartości obarczone są dość dużym błędem jednak można zauważyć rosnący trend wraz z grubością osłony. Zaobserwowano także wzrost udziału dawki od promieniowania gamma, co świadczy o tym, iż wraz z grubością podczas spowalniania i pochłaniania neutronów następuje emisja promieniowania wtórnego w postaci fotonów gamma.



Rys. 5. Wartość HVL i QVL dla promieniowania neutronowego od źródła Pu-Be

Fig. 5. HVL and QVL values for specific concretes in Pu-Be neutron source



Rys. 6. Współczynnik jakości promieniowania Q_n i udział dawki promieniowania gamma w dawce całkowitej

Fig. 6. Radiation quality factor Q_n and relative contribution of gamma radiation in total dose

3. Wnioski

Wyniki pomiarów uzyskane we wzorcowych polach promieniowania jonizującego (gamma oraz neutronowego) potwierdziły, że w przypadku promieniowania gamma zastosowanie betonu ciężkiego jest rozwiązaniem skutecznym poprawiającym osłonność o 20-30%. Dla promieniowania neutronowego konieczne jest natomiast opracowanie nowej generacji betonów osłonowych zawierających składniki, których celem spowolnienie neutronów prędkich i/lub absorpcja neuronów termicznych. Należy przeprowadzić badania uwzględniają-

ce zmiany udziału neutronów o różnych energiach na kolejnych warstwach materiału. Przeprowadzenie wnikliwej analizy danych i rozszerzenie zakresu prowadzonych pomiarów pozwoli na zoptymalizowanie betonu pod kątem osłonności wobec neutronów o różnych energiach. Najważniejszą ilościową i jakościową zmianą będą pomiary w polu promieniowania o większej gęstości strumienia neutronów.

Artykuł powstał w ramach projektu LIDER/033/639/L-4/12/NCBR/2013

Literatura

[1] Domański S., Gryziński M. A., Maciak M., Murawski Ł., Tulik P., Tymińska K.: Experimental investigation on radiation shielding of high performance concrete for nuclear and radiotherapy facilities, Pol. J. Med. Phys. Eng., Vol. 22, No2, 2016.
[2] Piotrowski T.: Wymagania dotyczące betonu w elektrowni jądrowej typu EPR wg ETC-C a normalizacja w Polsce, Materiały Budowlane, 5 (489) 2013, 35-38.
[3] Piotrowski T.: Nowej generacji beton osłonowy przed promieniowaniem jonizującym, Materiały Budowlane 9 (517) 2015, 34-36.
[4] Piotrowski T., Tefelski D.B., Sokołowska J.J., Jaworska B.: NGS-Concrete-New Generation Shielding Concrete against Ionizing Radiation - the Potential Evaluation and Preliminary Investigation, Acta Phys Pol A, 128 (2B) 2015, B-9-13.
[5] RCC-CW: Design and construction rules for civil works in PWR nuclear islands, AFCEN 2015.
[6] Zielczyński, M., Golnik, N., Gryziński, M.A., Tulik, P.. The use of recombination chambers at radiation therapy facilities, Radiation Measurements 45, 2010 1472-1475.

EFFECTIVENESS EVALUATION OF NEW GENERATION SHIELDING CONCRETE AGAINST IONIZING RADIATION BASED ON MEASUREMENTS IN STANDARD RADIATION FIELDS

S u m m a r y

The article presents the results of measurements of the properties of shielding against ionizing radiation (gamma and neutron) of ordinary and heavy-weight concrete, which were subjected to additional material modification with selected additives. Measurements were performed in the standard gamma radiation (source of Cs-137 and Co60) and neutron radiation (source Pu-Be) fields. Based on the determined values of HVL and TVL, the efficiency against gamma radiation of heavy-weight concrete was confirmed, and material modifications in order to improve neutron shielding was evaluated. Effective additions to both for the gamma and neutron radiation was gadolinium oxide and polymer dispersion as well.

Keywords: HVL, TVL, heavy-weight concrete, gadolinium oxide, polymer

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.16

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 149-156

Kostiantyn PROTCHENKO[1]
Joanna DOBOSZ[2]
Marek URBAŃSKI[3]
Andrzej GARBACZ[4]

WPŁYW SUBSTYTUCJI WŁÓKIEN BAZALTOWYCH PRZEZ WŁÓKNA WĘGLOWE NA WŁAŚCIWOŚCI MECHANICZNE PRĘTÓW B/CFRP (HFRP)

W niniejszym artykule przedstawiono analityczne i numeryczne obliczenia mechanicznych właściwości obecnie opracowywanych prętów hybrydowych HFRP (Hybrid Fibre Reinforced Polymer) powstałych poprzez zastąpienie (substytucję) części włókien bazaltowych BFRP (Basalt Fibre Reinforced Polymer) włóknami węglowymi CFRP (Carbon Fibre Reinforced Polymer). W tym aspekcie termin „substytucja" rozumiany będzie jako modyfikacja prętów BFRP polegająca na zastąpieniu pewnej części włókien bazaltowych przez włókna węglowe.
Celem analizy jest określenie optymalnego modelu prętów hybrydowych HFRP, które stanowiłyby realną alternatywę dla prętów stalowych stosowanych do zbrojenia konstrukcji betonowych. Zamiana włókien bazaltowych, włóknami węglowymi prowadzi do uzyskania lepszych właściwości mechanicznych prętów. Względy ekonomiczne skłaniają do ograniczenia procentowego udziału włókien węglowych w prętach HFRP do rozsądnej wielkości, oraz zastosowaniu włókien węglowych o stosunkowo niedużej wytrzymałości (Low Strength Carbon Fibres) jak na włókna CFRP.
W pracy przedstawiony został opis struktury pręta hybrydowego, oszacowanie właściwości mechanicznych wzdłuż i w poprzek włókien, a także wpływ układu włókien w przekroju poprzecznym pręta na jego zachowanie mechaniczne.
Analizę przeprowadzono dla różnych proporcji udziału włókien węglowych do włókien bazaltowych (1:9; 1:4; 1:3; 1:2; 1:1) w prętach HFRP. Rozpatrzono dwa przypadki rozmieszczenia włókien w przekroju poprzecznym pręta (Bar Architecture). Pierwszy z włóknami węglowymi zlokalizowanymi w rdzeniu, natomiast drugi z włóknami węglowymi usytuowanymi w powierzchniowej warstwie pręta.

Słowa kluczowe: Hybrydowy pręt C/BFRP, HFRP, BFRP, CFRP, układ włókien

[1] Autor do korespondencji/corresponding author: Kostiantyn Protchenko, Politechnika Warszawska, ul. Armii Ludowej 16, 00636, Warszawa, 22 8255758, k.protchenko@il.pw.edu.pl

[2] Joanna Dobosz, Politechnika Warszawska, ul. Armii Ludowej 16, 00636, Warszawa, j.dobosz@il.pw.edu.pl

[3] Marek Urbański, Politechnika Warszawska, ul. Armii Ludowej 16, 00636, Warszawa, m.urbanski@il.pw.edu.pl

[4] Andrzej Garbacz, Politechnika Warszawska, ul. Armii Ludowej 16, 00636, Warszawa, 22 2346556, a.garbacz@il.pw.edu.pl

1. Wstęp

Jednym z mechanizmów niszczenia żelbetu jest korozja stalowych prętów, między innymi z powodu karbonatyzacji otuliny betonowej. Aby uniknąć niekorzystnych skutków spowodowanych tym zjawiskiem, zamiast typowych rozwiązań w postaci zabezpieczeń antykorozyjnych, można zastosować materiały o zwiększonej odporności na korozję.

W pewnych okolicznościach, użycie prętów kompozytowych FRP (Fibre Reinforced Polymer) może być traktowane jako alternatywne rozwiązanie w stosunku do konwencjonalnego zbrojenia stalowego. W porównaniu do zbrojenia stalowego, zastosowanie wewnętrznego zbrojenia FRP w konstrukcjach betonowych, może przyczynić się do zwiększenia ich nośności i trwałości [7]. Materiały kompozytowe stworzone na bazie FRP, ze względu na znacznie dłuższą żywotność, stanowią obiecujący zamiennik stali zbrojeniowej [10].

Koszt produkcji prętów CFRP (Carbon Fibre Reinforced Polymer) jest stosunkowo wysoki. Optymalnym rozwiązaniem uwzględniającym relację kosztów do właściwości mechanicznych jest zastosowanie prętów HFRP (Hybrid Fibre Reinforced Polymer) na bazie włókien bazaltowych, z substytucją włóknami węglowymi. Pręty HC/BFRP (Hybrid Carbon/Basalt Fibre Reinforced Polymer) charakteryzują się lepszymi właściwościami mechanicznymi niż pręty BFRP (Basalt Fibre Reinforced Polymer) przy relatywnie niskim koszcie, w porównaniu z prętami CFRP [5]. Ponadto koszt prętów HC/BFRP może być konkurencyjny w stosunku do kosztu prętów stalowych o porównywalnych właściwościach.

Niektóre sugestie odnoszące się do hybrydyzacji materiałów na bazie FRP można znaleźć w pracach naukowych w [2], [11], [12].

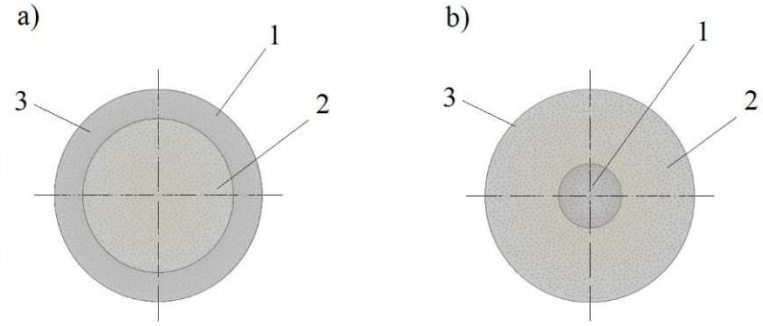
2. Charakterystyka pręta

2.1. Opis struktury pręta

Pręt hybrydowy stworzony na bazie FRP składa się z więcej niż jednego rodzaju włókien połączonych jednym lub kilkoma rodzajami matrycy.

Strukturę pręta może stanowić jedna, dwie lub więcej żyłek skręconych spiralnie wokół podłużnej osi pręta. Pojedyncza żyłka składa się z dużej ilości włókien zatopionych w matrycy. Włókna na całej swojej długości są ciągłe, ukierunkowane i nie przecinają się pomiędzy sobą. Strefa kontaktu pomiędzy żyłkami składa się z matrycy i z mniejszej niż w żyłce ilości włókien.

W niniejszej pracy analizowano pręty o matrycy z żywicy epoksydowej wzmocnionej włóknami bazaltowymi i węglowymi, które stanowią 80-procent całkowitej objętości pręta. Na Rys. 1 przedstawiono dwa rodzaje układu włókien w przekroju poprzecznym pręta, tj. włókna węglowe zlokalizowane w rdzeniu i w powierzchniowej warstwie pręta.



Rys. 1. Zaproponowane modele układu włókien w pręcie na bazie HFRP (a) położenie włókien węglowych na powierzchni (b) położenie włókien węglowych w rdzeniu (1) włókna węglowe (2) włókna bazaltowe (3) żywica epoksydowa

Fig. 1. Proposed model of the bar made on the basis of HFRP (a) location of carbon fibres in the region near the edge (b) location of carbon fibres in core region (1) carbon fibres (2) basalt fibres (3) epoxy resin

3. Mechanika pręta

3.1. Właściwości mechaniczne składników pręta

Nośność pręta zależy od właściwości mechanicznych tworzących go składników (Tabela 1).

Matryca wykazuje się brakiem zróżnicowania właściwości fizycznych niezależnie od rozpatrywanego kierunku. Włókna wzmacniające FRP wykazują w różnym stopniu własności anizotropowe. Włókna bazaltowe BFRP podobnie jak szklane GFRP charakteryzują się stosunkiem modułów sprężystości zbliżony do jedności. Włókna węglowe są silnie anizotropowe, stosunek modułów jest dużo wyższy.

Tabela 1. Parametry składników użytych w niniejszej pracy, na podstawie [3, 4, 8]

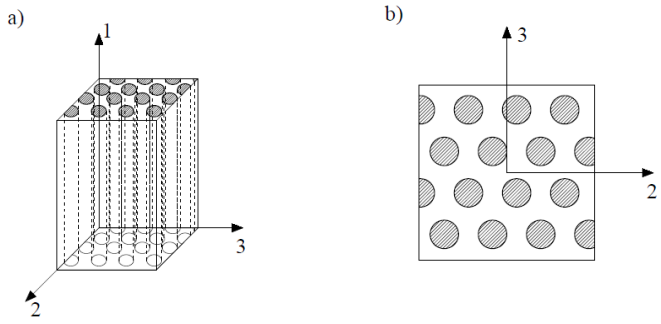
Table 1. Parameters of constituents utilized in this work, based on [3, 4, 8]

Składniki / parametry	**Żywica epoksydowa**	**Włókna węglowe** [a]	**Włókna bazaltowe**	**Włókna szklane** [b]
Kierunkowość właściwości	izotropia	anizotropia	anizotropia	anizotropia
Gęstość, g/cm^3	1.16	1.90-2.10	2.60-2.80	2.40-2.50
Średnica, μm	-	7.00-11.00	11.2-13.4	6.00-21.00
E11, GPa	3.45	232.00	89.00	73.10
E22, GPa	3.45	15.00	89.00	73.10
ν12	0.35	0.279	0.26	0.22
ν23	0.35	0.49	0.26	0.22
G12, MPa	1.28	24.00	21.70	29.95
G23, MPa	1.28	5.03	21.70	29.95
Wytrzymałość na rozciąganie, MPa	55-130	2500-3500	1153-2100	600-1437

a – Low Strength carbon fibres (LS carbon fibres); b – E-Glass fibres

3.2. Właściwości mechaniczne pręta

Sposób ułożenia włókien w przekroju poprzecznym w rzeczywistości nie jest w pełni równomierny. W obliczeniach przyjmuje się uproszczone modele rozmieszczenia włókien: kwadratowe, prostokątne i heksagonalne. Wybór modelu determinuje ilość zmiennych materiałowych. Układ heksagonalny odpowiada izotropii transwersalnej – właściwości materiału są jednakowe jedynie w płaszczyźnie prostopadłej do kierunku włókien (Rys. 2).



Rys. 2. Heksagonalna konfiguracja włókien (a) widok z boku (b) widok z góry

Fig. 2. Hexagonal configuration: a) side view, b) top view

Moduł sprężystości wzdłuż włókien jest jedną z najważniejszych właściwości mechanicznych, ponieważ jest on głównym czynnikiem wpływającym na sztywność konstrukcji.

W literaturze wykazano, że właściwości w kierunku podłużnym pręta mogą być przewidywane według prawa mieszanin [9 ,6 ,1]. Moduł sprężystości w kierunku podłużnym można uzyskać ze wzoru:

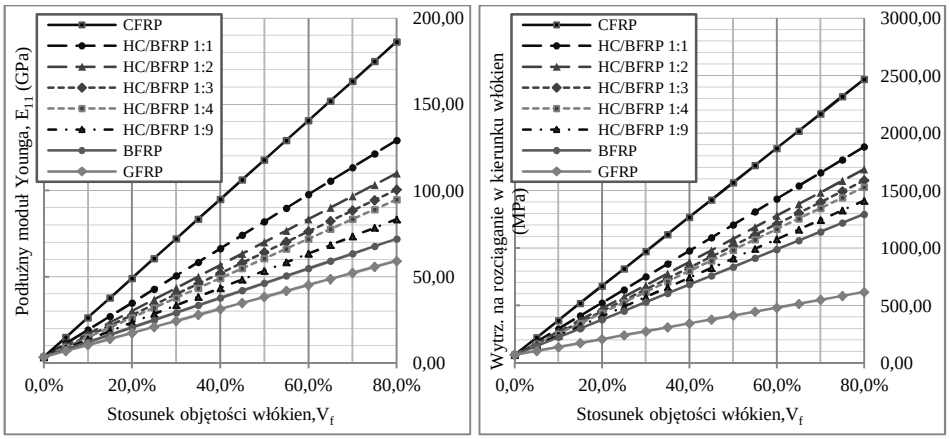
$$E_{11} = E_m V_m + \sum_i E_{11,fi} V_{fi} \tag{1}$$

gdzie: $E_{11,fi}$ i E_m - moduły sprężystości, odpowiednio włókien i matrycy,

V_{fi} i V_m - udziały objętościowe, odpowiednio włókien i matrycy.

W podobny sposób można przeprowadzić obliczenia dla wytrzymałości na rozciąganie i innych mechanicznych właściwości w kierunku podłużnym.

Zależność pomiędzy stosunkiem objętości włókien a modułem sprężystości oraz wytrzymałością na rozciąganie w kierunku podłużnym, pokazana jest dla różnych rodzajów prętów na Rys. 3.



Rys. 3. Zależność pomiędzy stosunkiem objętości włókien i (a) modułem sprężystości w kierunku podłużnym (b) wytrzymałością na rozciąganie w kierunku podłużnym

Fig. 3. Dependence between volume fraction of fibres and (a) modulus of elasticity in longitudinal direction (b) tensile stress in longitudinal direction

4. Analiza wpływu układu włókien na właściwości mechaniczne

Analizę wpływu układu włókien dokonano poprzez modelowanie rozciągania prętów HFRP w programie ANSYS. Symulację przeprowadzono dla prętów o przekrojach zaprezentowanych w Tabeli 2. Do porównania mechanicznych właściwości różnych układów włókien w pręcie HFRP wykorzystano włókna węglowe o niskiej wytrzymałości (LS Carbon fibres) i wysokim module sprężystości (High Modulus Carbon Fibres).

Tabela 2. Rodzaje prętów HFRP wziętych pod uwagę w analizie

Table 2. Types of HFRP bars taken into account in the analysis

Rodzaj pręta HFRP	**Położenie włókien węglowych**	
	Na powierzchni 	W rdzeniu 
Hybrid C/BFRP (1:1)	BC.1.a	BC.1.b
Hybrid C/BFRP (1:2)	BC.2.a	BC.2.b
Hybrid C/BFRP (1:3)	BC.3.a	BC.3.a
Hybrid C/BFRP (1:4)	BC.4.a	BC.4.b
Hybrid C/BFRP (1:9)	BC.5.a	BC.5.b

Otrzymane wyniki (Tabela 3) posłużyły do obliczenia modułu sprężystości podłużnej prętów HFRP. Rezultaty zestawiono z wartościami uzyskanymi zgodnie z prawem mieszanin.

Tabela 3. Wyniki obliczeń modułu sprężystości podłużnej prętów HFRP

Table 3. Results of calculations of longitudinal modulus of elasticity in HFRP bars

Rodzaj pręta HFRP	**Moduł sprężystości podłużnej, E_{11} (GPa)**			
	HC/BFRP (LS CFRP)		HC/BFRP (HM CFRP)	
	ROM [a]	FEM [b]	ROM [a]	FEM [b]
BC.1.a	129.09	127.81	356.29	344.30
BC.1.b		129.20		348.99
BC.2.a	110.02	110.54	261.49	260.78
BC.2.b		109.10		251.12
BC.3.a	100.49	101.05	214.09	214.80
BC.3.b		100.01		207.45
BC.4.a	94.77	93.56	185.65	178.35
BC.4.b		93.55		181.86
BC.5.a	83.33	83.02	128.77	126.82
BC.5.b		82.92		125.72

a - wartości obliczone analitycznie według reguły mieszanin (ROM)

b - wyniki numeryczne uzyskane według metody elementów skończonych (FEM)

W przypadku wykorzystania w analizach włókien węglowych LS wyniki analityczne pokrywają się z numerycznymi - maksymalny błąd nie przekracza 1.3%. Zastosowanie włókien węglowych HM powoduje zwiększenie rozbieżności w wynikach do prawie 4.0%.

5. Wnioski i podsumowanie

Przeprowadzone obliczenia wykazały, że zastąpienie w pręcie HC/BFRP części włókien bazaltowych, włóknami węglowymi ma korzystny wpływ na jego właściwości mechaniczne. Już 10-procentowa substytucja włóknami węglowymi LS powoduje wzrost modułu sprężystości podłużnej o 16,0% i wytrzymałości na rozciąganie o 9,0%.

Obliczenia właściwości mechanicznych przeprowadzone według prawa mieszanin nie uwzględniają żadnego zróżnicowania, w zależności od lokalizacji w przekroju poprzecznym włókien o lepszej charakterystyce mechanicznej. Badania eksperymentalne prowadzone dla prętów HFRP zawierających włókna węglowe i szklane [2] wskazują, że konfiguracja włókien rzutuje na właściwości mechaniczne prętów. Lepsze parametry osiągnięto przy układzie z włóknami węglowymi w rdzeniu przekroju. Na podstawie rezultatów przeprowadzonego modelowania numerycznego nie można jednoznacznie wnioskować, która konfiguracja włókien węglowych jest korzystniejsza z punktu widzenia kształtowania właściwości mechanicznych prętów. Sugerowane jest zatem przeprowadzenie badań eksperymentalnych w tym zakresie.

Podziękowanie:

Artykuł powstał w oparciu o projekt pt. „Innowacyjne hybrydowe zbrojenie kompozytowe FRP do konstrukcji infrastrukturalnych o podwyższonej trwałości" realizowanego w ramach Programu Badań Stosowanych NCBR: PBS3/A2/20/2015.

Literatura

[1] Abdel Gfahaar M., Mazen A.A., El-Mahallawy N.A.: Application of the rule of mixtures and Halpin-Tsai equations to woven fabric reinforced epoxy composites, Journal of Engineering Sciences, vol. 34, 2006, pp. 227-236.

[2] Bakis C. E., Nanni A., Terosky J. A., Koehler S. W.: Self-Monitoring, Pseudo-Ductile, Hybrid FRP Reinforcement Rods for Concrete Applications, Composites Science and Technology, 2001, pp.815-823.

[3] Chikhradze N.M., Japaridze L.A., Abashidze G.S.: Properties of Basalt Plastics and of Composites Reinforced by Hybrid Fibers in Operating Conditions, Composites and Their Applications, 2012, pp. 221-246, http://www.intechopen.com.

[4] Dorigato A., Pegoretti A.: Flexural and impact behaviour of carbon/basalt fibers hybrid laminates, Journal of Composite Materials, vol. 48, 2014, pp. 1121-1130.

[5] Garbacz A., Urbański M., Łapko A.: BFRP bars as an alternative reinforcement of concrete structures - Compatibility and adhesion issues, Advanced Material Research, Vol 1129, 2015, pp.233-241.

[6] Kormanikova E., Kotrasova K.: Elastic mechanical properties of fiber reinforced composite materials, Chem. Listy 105, LMV 2010 Regular Papers, 2011, pp. 758–762.

[7] Mufti A., Erki MA., Jaeger L.: Advanced composites materials with application to bridges, Canadian Society of Civil Engineers, 1991, Montreal, Canada.

[8] Parnas R., Shaw M., Liu Q.: Basalt Fiber Reinforced Polymer Composites, Technical Report, Storrs, the USA, 2007.

[9] Piekarski R.: Porównanie wybranych teorii sztywności kompozytów FRP, Wydawnictwo Politechniki Częstochowskiej, Kompozyty, r. 6, nr 1, s. 26-31.

[10] Urbański M., Łapko A.: Przyczynek do oceny stanu zarysowania belek z betonu zbrojonego prętami BFRP, Budownictwo i Architektura 13(3), 2014, s. 201-208.

[11] Wang X., Wu G., and Wu Z.: Tensile property of prestressing basalt FRP and hybrid FRP tendons under salt solution, Proc., 6th Int. Conf. on FRP Composites in Civil Engineering, 2012, pp. 1-8.

[12] Wu Z., Wang X., Wu G.: Basalt FRP composite as a reinforcement in infrastructure (keynote paper), the seventeenth annual international conference on composites/nano engineering (ICCE-17), 2009, Hawaii, USA.

INFLUENCE OF SUBSTITUTION OF BASALT FIBRES BY CARBON FIBRES ON THE MECHANICAL PROPERTIES OF B/CFRP (HFRP)

S u m m a r y

This paper introduces both an analytical and numerical study that investigates the mechanical performance of recently developing HFRP bars, which were created by substitution of the part of basalt fibres BFRP by the part of carbon fibres CFRP. In this aspect the term "substitution"

might be understood as modification of BFRP bars, where part of basalt fibres will be replaced by carbon fibres. Substitution is aimed at achieving of better properties in obtained material.

The objective of this study is to identify optimal model of HFRP bars, which provides an alternative to steel bars for enhancing concrete structures. Replacing of basalt fibres by carbon fibres provides better properties in mechanical performance of the bars. From economical point of view, for HFRP bars in combination with basalt fibres it is proposed to use carbon fibres with low strength (LS carbon fibres) and relatively small amount of volume fraction of carbon fibres to whole amount of fibres.

This work represents description of the hybrid bar structure, estimation of properties of the bar in fibre and transverse directions and influence of fibre arrangement on mechanical properties of the bar. Analysis was performed for bars with different ratio between fibres of carbon and fibres of basalt (1:9; 1:4; 1:3; 1:2; 1:1).

Investigations were done for two different bar architecture arrangements, where carbon fibres are estimated in the first case in the region near the edge and in another case in core region.

Keywords: Hybrid C/BFRP bar, HFRP, BFRP, CFRP, bar architecture

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.17

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 157-164

Izabela SKRZYPCZAK[1]
Lidia BUDA-OŻÓG[2]

KRYTERIA ZGODNOŚCI DLA WYTRZYMAŁOŚCI BETONU NA ŚCISKANIE – METODA AUTORSKA

Podstawowym działaniem związanym z kontrolą zgodności betonu ze specyfikacją jest kontrola wytrzymałości na ściskanie. Decyzja o zgodności lub niezgodności wytrzymałości jest podejmowana na podstawie porównania wyników badań próbek z kryterium zgodności. Kryteria zgodności wytrzymałości betonu na ściskanie są określone w normie PN-EN 206:2014 i zakładają odniesienie się do wartości średniej i minimalnej, przy założeniu, że zmienna wytrzymałości betonu na ściskanie ma rozkład normalny. W przypadku próby o małej liczebności n=3 i produkcji początkowej nie można założyć, że wytrzymałość na ściskanie ma rozkład normalny. W artykule zaprezentowano procedurę wyznaczania wartości współczynnika testowego, w przypadku, gdy rozkład wytrzymałości jest różny od normalnego. Omówiono metodę klasyczną zalecaną przez m.in. Montgomerego oraz autorską metodę szacowania wartości współczynnika testowego. Stwierdzono, iż w przypadku nieznajomości rozkładu, proponowana metoda może być stosowana do szacowania wartości współczynników testowych. Otrzymane wartości współczynników testowych 3,094 dla próby o liczebności n=3 oraz 1,842 dla próby o liczebności n=15 są zbieżne z wartościami uzyskanymi dla metody wnioskowania statystycznego oraz metody Bayesa i znanego estymatora odchylenia standardowego. Wartości współczynników testowych zweryfikowano za pomocą krzywych AOQ (średniej wadliwości po kontroli), które umożliwiają sprawdzenie proponowanych wartości liczbowych. Wykorzystanie wartości współczynników testowych szacowanych zaproponowaną metodą w kryteriach zgodności wytrzymałości betonu na ściskanie gwarantuje uzyskanie przez beton projektowanej klasy betonu.

Słowa kluczowe: kryteria zgodności, jakość, beton, współczynnik testowy

1. Wprowadzenie

Statystyczna kontrola jakości zajmuje się głównie zagadnieniami związanymi ze statystycznymi metodami odbioru produktów sztukowych oraz kontroli

[1] Autor do korespondencji/corresponding author: Izabela Skrzypczak, Politechnika Rzeszowska, Zakład Geodezji i Geotechniki im. Kaspra Weigla, ul. Poznańska 2, 35-959 Rzeszów; tel. 178651010; izas@prz.edu.pl
[2] Lidia Buda-Ożóg, Politechnika Rzeszowska, Katedra Konstrukcji Budowlanych, ul. Poznańska 2, 35-959 Rzeszów; tel.177432402; lida@prz.edu.pl

bieżącej prowadzonej w trakcie produkcji, na podstawie losowej, tzn. reprezentatywnej części badanej całości. Opracowanie planu kontroli jakości nie jest zagadnieniem łatwym. Poglądy na temat kryteriów zgodności oraz dobór współczynników testowych nie są spójne, stąd duża różnorodność kryteriów zgodności, które zostały zaproponowane w krajowych i zagranicznych wytycznych projektowych oraz zaleceniach normowych.

Podstawowym działaniem związanym z kontrolą zgodności betonu ze specyfikacją jest kontrola wytrzymałości na ściskanie. Decyzja o zgodności lub niezgodności wytrzymałości jest podejmowana na podstawie porównania wyników badań próbek z kryterium zgodności. Decyzja o uznaniu zgodności badanego materiału ze specyfikacją podejmowana jest na podstawie przyjętego planu statystycznej kontroli jakości. W przypadku wytrzymałości betonu na ściskanie jest to najprostszy pojedynczy plan badania wadliwości.

2. Kontrola jakości wytrzymałości na ściskanie

Kontrolę zgodności wytrzymałości na ściskanie przeprowadza się na betonach o określonych składach (receptach) lub na rodzinach betonów. Norma PN-EN 206-1: 2014 rozróżnia produkcję początkową oraz produkcję ciągłą, dla których plan pobierania próbek oraz kryteria zgodności są różne. Produkcja początkowa obejmuje produkcję do momentu uzyskania co najmniej 35 wyników badań w okresie nie przekraczającym 12 miesięcy [1, 3].

Duża część producentów betonu dokonuje oceny zgodności produkowanego betonu zgodnie z kryteriami jak dla produkcji początkowej (Tabela1) z uwagi na to, że same kryteria są łatwiejsze w stosowaniu bowiem nie wymagają uwzględnienia wpływu odchylenia standardowego badanej cechy. Przy dużej niejednorodności produkowanego betonu, kryteria zgodności dla produkcji ciągłej są bardziej rygorystyczne niż dla produkcji początkowej. Norma [1] przewiduje również dodatkową metodę C oceny wytrzymałości betonu na ściskanie, metodę opartą na kartach kontrolnych.

Tabela 1. Kryteria zgodności dotyczące wytrzymałości na ściskanie zgodnie z [1]

Table 1. Conformity criteria for compressive strength according to [1]

Produkcja	**Liczba „n" wyników badań wytrzymałości na ściskanie w zbiorze**	**Metoda A**	**Metoda B**
		średnia z „n" wyników (f_{cm}) [N/mm^2]	**dowolny pojedynczy wynik badania (f_{ci}) [N/mm^2]**
Początkowa	< 15	$\geq f_{ck} + 4$	$\geq f_{ck} - 4$
Ciągła	≥ 15	$\geq f_{ck} + 1{,}48\ \sigma$	$\geq f_{ck} - 4$

Kryterium zgodności dla wartości średniej i metody B zaproponowane w normie PN-EN-206-1 [1] przyjęte zostało zgodnie z poniższym algorytmem (1÷4):

$$f_{cm} \geq f_{ck} + k_1 \tag{1}$$

$$f_{cm} \geq f_{ck} + \left(\frac{k_1}{\sigma}\right) \cdot \sigma \tag{2}$$

$$f_{cm} \geq f_{ck} + \lambda' \cdot \sigma \tag{3}$$

gdzie: $k_1 = 4$ - wartość współczynnika testowego zalecanego przez [1],

σ - odchylenie standardowe dla populacji

$$\frac{k_1}{\sigma} = \lambda' \tag{4}$$

Zaproponowane przez Taerwe [6] i zalecane w normie PN-EN 206 [1] wartości λ dla skorelowanych wyników to (Tabela 2).

Tabela 2. Wartości λ dla wyników skorelowanych prób o różnej liczebności, na podstawie [5,6]

Table 2. The values of λ for the results correlated samples of different sizes, based on [5,6]

Liczba „n" wyników	Wartość λ
3	2,67
15	1,48

W przypadku produkcji początkowej norma narzuca stałą wartość odchylenia standardowego dla produkowanego betonu na poziomie 4/2,67=1,5 MPa bez względu na wartość średniej wytrzymałości betonu.

3. Statystyczna kontrola jakości

Na podstawie pobranej próbki o określonej liczebności zgodnej z zalecanym planem badania, (Tabela 1) podejmowane są decyzje o akceptacji weryfikowanej partii betonu. W przypadku planów badań dotyczących weryfikacji jakości betonu i jego akceptacji jest to tzw. metoda "off - line", bowiem stosuje się ją w momencie, gdy produkcja danej partii jest zakończona, a celem badania jest zapewnienie betonu o odpowiednich wymaganiach, określa się dolną (L) lub/i górną granicę (U) specyfikacji, które definiują dopuszczalne wartości da-

nego parametru [5, 7]. Klasyczny przypadek ograniczenia dolnego, kiedy znane jest odchylenie standardowe σ można przedstawić wzorem [5]:

$$\frac{f_{cm}-L}{\sigma} \geq \lambda \tag{5}$$

Stała akceptacji k jest wyznaczana jest z zależności:

$$\lambda = \frac{u_{1-\alpha}}{\sqrt{n}} - u_w \tag{6}$$

gdzie: *n* – liczebność próby,

w – akceptowalny dopuszczalny poziom wadliwości

α – poziom istotności, prawdopodobieństwo odrzucenia partii wadliwych.

W przypadku weryfikacji jakości betonu według zalecanych normowych kryteriów zgodności oczekuje się, że plany przyjęcia gwarantują przyjęcie partii o maksymalnej wadliwości w =0,05 z co najmniej prawdopodobieństwem 1-α =0,95 i gwarantują uzyskanie przez beton założonej klasy betonu. Odnosząc się do metody klasycznej i wzoru (6) określono współczynniki testowe λ dla wadliwości dopuszczalnej i dyskwalifikującej [Tabela 3].

Tabela 3. Wartości współczynnika testowego λ określonego metodą klasyczną

Table 3. The values of the test λ defined by the classical method

Liczebność próby	**Dopuszczalny poziom wadliwości w = 0,05**
3	2,595
4	2,467
5	2,380
6	2,316
7	2,267
8	2,226
9	2,193
10	2,165
11	2,141
12	2,120
13	2,101
14	2,084
15	**2,070**

Na podstawie otrzymanych wyników metodą klasyczną można stwierdzić, że dla próby o małej liczebności n=3 otrzymana wartość współczynnika testowego 2,595 jest wartością zbliżoną do zalecanej wartości normowej równej 2,67.

Wartość współczynnika testowego λ =2,070 otrzymana dla próby o liczebności n=15 różni się od zalecanej w normie wartości 1,48.

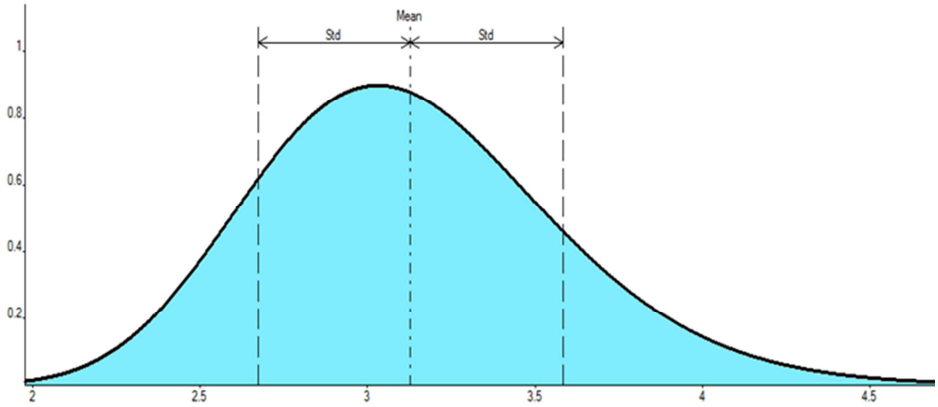
4. Alternatywna metoda szacowania wartości współczynnika testowego

W przypadku próby o małej liczebności n=3 i produkcji początkowej nie można założyć, że wytrzymałość na ściskanie ma rozkład normalny, dlatego zaproponowano algorytm do wyznaczenia wartości współczynnika testowego.

Procedura określania współczynnika testowego, w przypadku gdy rozkład kontrolowanej zmiennej nie jest znany można określić w następujący sposób:

1. Określić klasę betonu i wygenerować próbę o liczebności n=3 zgodnej z rozkładem normalnym (N) lub logarytmo-normalnym (LN) (prawdopodobieństwo wylosowania rozkładu N lub LN - 0,5), dla określonego odchylenia standardowego (σ = 2, 3, 4, 5 MPa– prawdopodobieństwo wylosowania 0,25), dla określonej średniej $f_{cm} = f_{ck} + 8$)
2. Obliczyć wartość średnią $f_{cm}(n)$ oraz rozstęp R
3. Oszacować odchylenie standardowe S korzystając ze wzoru L. Brunarskiego [4]
4. Przyjąć f_{ck} jako $L = f_{ck}$
5. Określić wartość $\lambda^* = \frac{f_{cm}(n) - f_{cm}}{S}$
6. Określić wartość $\lambda^{**} = \frac{f_{cm}(n) - f_{ck}}{S}$
7. Powtórzy pkt 1-4 N razy otrzymując tablicę wartości λ^* , λ^{**}
8. Dopasować odpowiedni rozkład do otrzymanych wartości
9. Oszacować nieznane parametry rozkładu dla wartości λ
10. Akceptowalna wartość współczynnika testowego λ to wartość oczekiwana.

Przykład zastosowania przyjętej metody odniesiono do klasy betonu C25/30 pobierając próbę o liczebności 3 i 15. Liczba wykonanych iteracji N to 30 000. Wartość współczynnika testowego obliczona dla analizowanej klasy betonu na podstawie zaproponowanego algorytmu, to 3,094 dla n=3 (Rys. 1) oraz 1,842 dla =15.



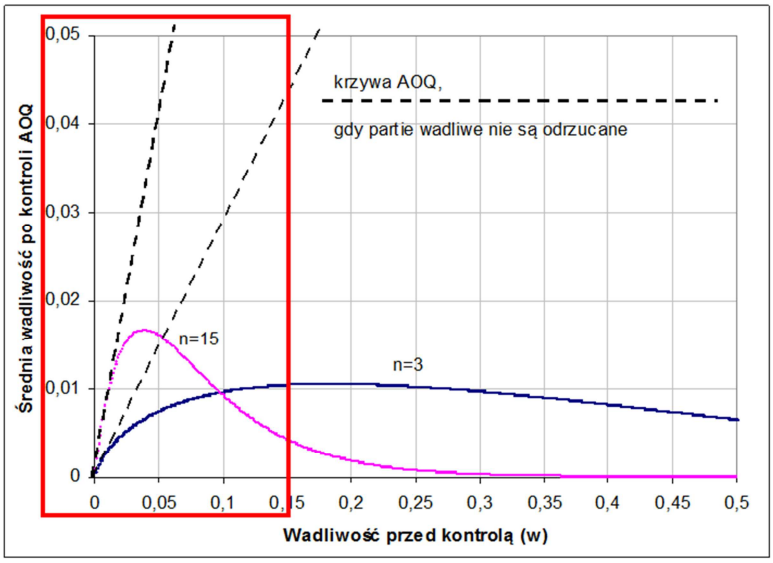
Rys. 1. Teoretyczna funkcja gęstości otrzymana dla wartości współczynnika testowego dla n= 3
Fig. 1. The theoretical density function obtained for the the values of test factor n = 3

Otrzymane wartości są zbieżne z wartościami uzyskanymi dla metody wnioskowania statystycznego (poziom ufności γ=0,75) oraz metody Bayesa i nieznanego odchylenia standardowego (Tabela 4).

Tabela 4. Zestawienie wartości współczynnika λ ustalonych różnymi metodami
Table 4. Summary values λ determined by different methods

Znany estymator odchylenia standardowego *S* (nieznane σ)			
Metoda wnioskowania		n=3	n=15
Wartości normowe		2,67	1,48
Metoda klasyczna Montgomerego		2,595	2,070
Metoda proponowana		**3,094**	**1,842**
Wnioskowanie statystyczne	(γ=0,75)	**3,15**	**1,99**
Wnioskowanie Bayesa		**3,37**	**1,82**

Wartości współczynników testowych zweryfikowano za pomocą krzywych AOQ (średniej wadliwości po kontroli), które umożliwiają sprawdzenie proponowanych wartości liczbowych (Rys. 2). Otrzymane średniej wartości wadliwości po kontroli są mniejsze od zalecanego kwantyla zdefiniowanego dla wytrzymałości charakterystycznej również 0,05, a więc zastosowanie w kryteriach zgodności proponowanych wartości liczbowych dla współczynników testowych gwarantuje uzyskanie przez beton projektowanej klasy betonu.



Rys. 2. Wykres krzywych AOQ dla proponowanych wartości współczynników testowych i próby o liczebności n=3 lub n=15

Fig. 2. AOQ curves for the determining the values of test factor and samples of size n = 3 or n = 15

5. Podsumowanie

Plan kontroli odbiorczej oparty na ocenie właściwości liczbowych zakłada, iż kontrolowana charakterystyka ma rozkład normalny. W przypadku weryfikowania wytrzymałości betonu na ściskanie plan odbiorczy, a więc kryteria zgodności zostały sformułowane w PN-EN 206:2014. W artykule zaprezentowano procedurę wyznaczania współczynnika testowego λ dla planu odbiorczego o zadanej liczebności próby, w przypadku nieznanego rozkładu wytrzymałości betonu na ściskanie. Otrzymane wartości współczynników testowych to 3,094 dla n=3 oraz 1,842 dla =15. Wartości te są zbieżne z wartościami uzyskanymi dla metody wnioskowania statystycznego (poziom ufności γ=0,75) oraz metody Bayesa i znanego estymatora odchylenia standardowego. Wykorzystanie wartości współczynników testowych szacowanych zaproponowaną metodą w kryteriach zgodności wytrzymałości betonu na ściskanie gwarantuje uzyskanie przez beton projektowanej klasy betonu.

Literatura

[1] PN-EN 206:214 Beton. Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność,

[2] Bajorek G., Kiernia-Hnat M., Skrzypczak I., Analiza kosztów kontroli odbiorczej w przypadku błędów kwalifikacji, Materiały Budowlane, 3, 2013 str. 76-78.

[3] Brunarski L., Podstawy matematyczne kształtowania kryteriów zgodności wytrzymałości materiałów, Wydawnictwo ITB, Warszawa, 2009.

[4] Czarnecki L. Praca zbiorowa, Beton według normy PN-EN 206-1 – komentarz, Polski Cement, Kraków 2004.

[5] Montgomery D. C, Introduction to Statistical Quality Control. John Wiley&Sons. Inc. Six Edition. New York, 2009.

[6] Taerwe L. Evaluation of compound compliance criteria of concrete strength. Materials and Structures, Vol. 21, 1988, p.13-20.

[7] Wetherill G. B.. Chiu W. K, A Review of Acceptance Sampling Schemes with Emphasis on the Economic Aspect. International Statistical Review., 1975, Vol. 43. p.191-210.

CRITERIA OF CONFORMITY FOR COMPRESSIVE STRENGTH OF CONCRETE – AUTHOR'S METHOD

S u m m a r y

The primary action associated with the control of the compliance with the specifications the concrete is to control the compressive strength. The decision on the compliance or incompliance strength of concrete is taken based on the comparison of test results of samples from compliance criteria. Compliance criteria for compressive strength of concrete are described in standard EN 206: 2014 and they are established in reference to the average and minimum values, assuming that the variable compressive strength has a normal distribution. For small numbers of samples n = 3 and initial production can't be assumed that the compressive strength has a normal distribution. The paper has presented the procedure for determining the values of test factor, where the strength distribution is different from normal distribution. The article discusses the classical method recommended by, among others, Montgomery and the author's method of estimating the values of the test factor. In the case of ignorance of distribution, the proposed method can be used to estimate the value of test factor. Obtain values of test factor are 3.094 for sample of size n = 3 and 1,842 for the sample size n = 15 are converging with the values obtained for the methods of statistical inference and Bayesian methods and known estimator of standard deviation. The values of the test factor was verified by curves AOQ (average defect after checking), which allow you to check the proposed values. The use of the values of test factor proposed by the compliance criteria are guarantees obtained for concrete the designed classes of strength.

Keywords: compliance criteria, quality, concrete, test factor

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.18

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 165-172

Wojciech DROZD[1]

CHARAKTERYSTYKA TERENU BUDOWY W ASPEKCIE ZAGROŻEŃ BEZPIECZEŃSTWA PRACY

Elementy systemu „człowiek - teren budowy" stwarzają okoliczności, które sprzyjają powstawaniu zagrożeń bezpieczeństwa w realizacji robót. Badania i analizy wskazują na decydujące znaczenie czynnika ludzkiego w zbiorze cech opisujących przyczyny wypadków w budownictwie. Teren budowy i jego elementy, wymieniane jako drugi, istotny element wpływający na zagrożenia, to coraz częściej podnoszone przedmioty badań bezpieczeństwa pracy w budownictwie. Niniejszy artykuł wpisuje się w nurt tych badań. Podjęto w nim próbę analizy cech terenu budowy (projektowych, realizacyjnych, środowiska) w celu wskazania ich znaczenia w definiowaniu okoliczności wypadku przy pracy. Badania zrealizowano na podstawie danych zarejestrowanych w statystycznych kartach wypadków, a dyskutowanymi jednostkami były zdarzenia wypadkowe przy pracy. Wykorzystując również źródła dodatkowe, w postaci tematycznych publikacji, utworzono zbiór warunków do zaistnienia przyczyn wypadków i scalono go ze zbiorem danych o wypadkach. W efekcie zestawiono grupę charakterystycznych zagrożeń na terenie budowy, które z kolei przypisano odpowiednim robotom budowlanym, sklasyfikowanym pod względem struktury technologiczno – organizacyjnej oraz zamodelowano czynniki determinujące zachowania pracowników budowlanych w czasie realizacji robót.

Słowa kluczowe: wypadek, przyczyny, pracownik, zachowanie

1. Wprowadzenie

Bezpieczeństwo pracy na terenie budowy jest niewątpliwie problemem złożonym. Wpływa na to specyfika budownictwa generująca grupę charakterystycznych zagrożeń, a także uwarunkowania organizacyjne, powodujące systematyczną zmienność frontu robót oraz rotację wykonawców. Nowoczesne technologie budowania powodują, iż czas trwania robót jest intensywnie skracany. Dąży się do możliwie najszybszego i najtańszego osiągnięcia założonego celu. Uwagę skupia się na minimalizacji kosztów, w tym poprzez minimalizację liczby zatrudnionych pracowników i nadzoru. Zjawisko bezpieczeństwa pracy

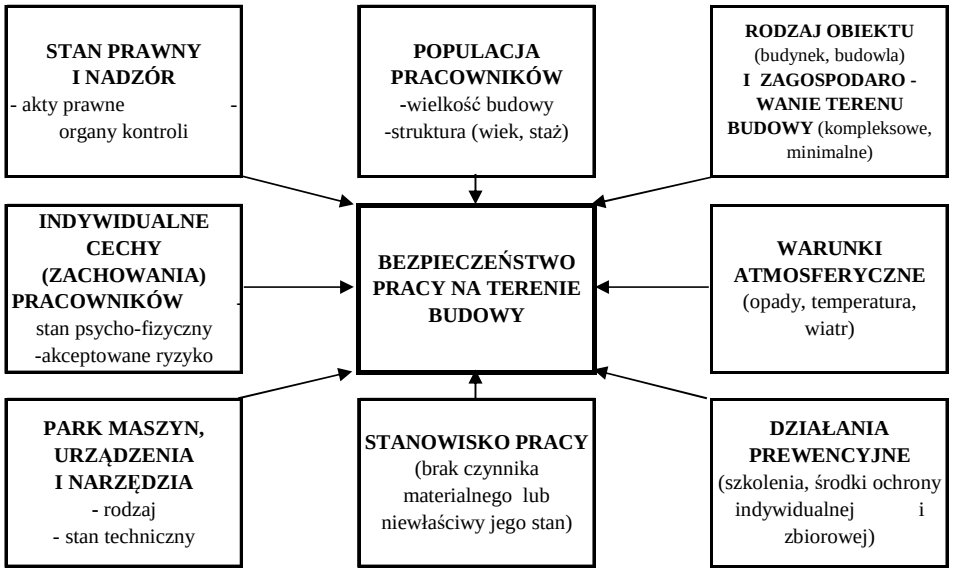
[1] Wojciech Drozd, Politechnika Krakowska, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków, tel. 12 628 21 25, wdrozd@ztob.pk.edu.pl

w budownictwie wymaga więc uwzględnienia szerokiego kompleksu przyczyn powstawania zagrożeń wypadkowych.

W artykule podjęto próbę analizy cech terenu budowy i zachowań pracowników, celem wskazania ich znaczenia w definiowaniu okoliczności wypadku przy pracy. Badania zrealizowano na podstawie danych zarejestrowanych w statystycznych kartach wypadków, a dyskutowanymi jednostkami były zdarzenia wypadkowe przy pracy.

2. Identyfikacja zagrożeń

Wypadki przy pracy, jako zdarzenia na terenie budów są następstwem przyczyn technicznych i organizacyjnych, powodowanych przede wszystkim błędami działalności ludzkiej. Są zdarzeniami losowymi, trudnymi lub niemożliwymi do przewidywania. Jednak możliwa jest identyfikacja zagrożeń bezpieczeństwa pracy [2]. Ich znajomość i opis okoliczności powstawania wypadków mogą wskazywać potencjalne środki na rzecz redukowania wypadków i ich skutków. Niezbędna do tego jest charakterystyka placu budowy. W tym celu utworzono grupy czynników, charakteryzujących plac budowy w aspekcie bezpieczeństwa pracy [3]. Przedstawiono je w formie schematu (Rys. 1).

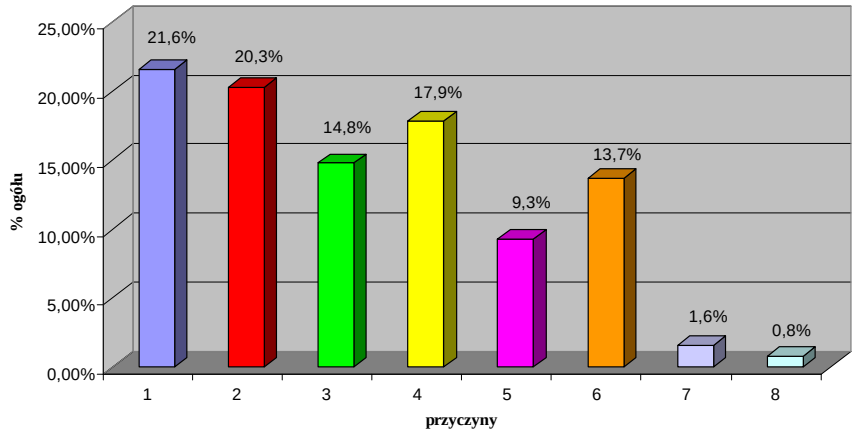


Rys. 1. Czynniki charakteryzujące teren budowy w aspekcie bezpieczeństwa pracy

Fig. 1. Factors characterizing the construction site in terms of safety

Dla zidentyfikowania zagrożeń wypadkowych analizie poddano informacje o wypadkach przy pracy na budowach Małopolski, zarejestrowane w statystycz-

nych kartach wypadków, w 2015 roku. Na podstawie stwierdzonych braków i nieprawidłowości w aspekcie bhp, które bezpośrednio lub pośrednio przyczyniły się do zaistnienia wypadku, przyjęto strukturę rodzajową warunków do zaistnienia przyczyn wypadków. Warunki te związane są z czynnikami materialnymi (techniczne - maszyna, narzędzie lub inny przedmiot używany przez poszkodowanego), organizacją pracy oraz pracownikami. Ich udział w zaistniałych wypadkach, na budowach Małopolski, w 2015 roku, przedstawiono na Rys. 2.



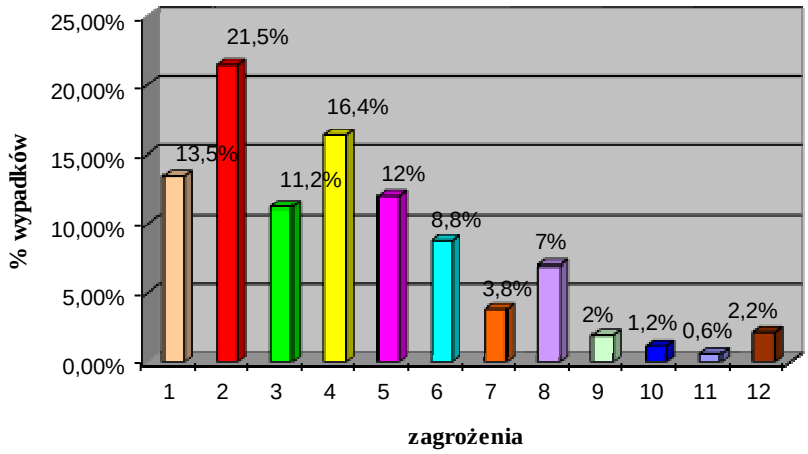
1 – niewłaściwy stan cz. materialnego
2 – niewłaściwa organizacja pracy
3 – niewł. organizacja stanowiska pracy
4 – brak czynnika materialnego
5 – nie używanie sprzętu ochronnego
6 – samowolne zachowanie się pracownika
7 – niewł. stan psycho-fizyczny pracownika
8 – inne

Rys.2. Warunki do zaistnienia przyczyn wypadków

Fig. 2. Conditions for the occurrence of accidents

Każdy wypadek był wydarzeniem spowodowanym najczęściej przez kilka przyczyn. Wyniki analizy dały możliwość określenia rodzaju kontaktu poszkodowanego z czynnikiem materialnym (źródłem), który wywołał wypadek. Określono grupę 18 charakterystycznych zagrożeń bezpieczeństwa pracy na terenie budowy. Zagrożenia i ich udział w zaistniałych wypadkach, na budowach Małopolski, w 2015 roku, przedstawiono na Rys. 3.

Potknięcie i poślizg, upadek do zagłębienia oraz upadek z wysokości, to najczęstsze przyczyny zaistnienia wypadku, natomiast niewłaściwy stan czynnika materialnego (technicznego) to najczęstsza okoliczność wywołująca przyczyny.



1 – upadek z wysokości
2 - potknięcie i poślizg
3 – uderzenie przez spadające czynniki
4 – upadek do zagłębienia
5 – uderzenie o el. przemieszczane
6 – uderzenie o nieruchome czynniki
7 – pochwycenie przez urządzenia
8 – porażenie prądem
9 – przecięcia i skaleczenia
10 – zgniecenie
11 – przeciążenie przy dźwiganiu
12 – pozostałe

Rys. 3. Zagrożenia na terenie budowy

Fig. 3. Threats on the construction site

3. Charakterystyka terenu budowy w strukturze technologiczno-organizacyjnej

Wyniki analizy pozwoliły przypisać grupę charakterystycznych zagrożeń na terenie budowy odpowiednim robotom budowlanym, sklasyfikowanym pod względem struktury technologiczno – organizacyjnej (Tablica 1).

4. Czynniki determinujące działania pracowników

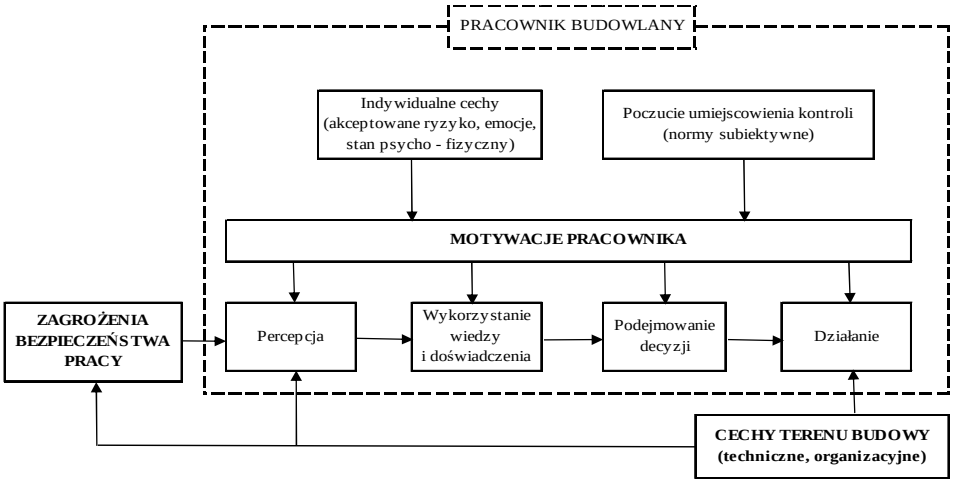
Znajomość struktury rodzajowej wypadków i ich przyczyn jest niezbędna do identyfikacji czynników determinujących zachowania pracowników budowlanych w czasie realizacji robót, podczas których doszło do niepożądanych zdarzeń [4, 5, 7]. Szczegółowa analiza danych na temat zdarzeń wypadkowych, zarejestrowanych w statystycznych kartach wypadków przy pracy, dała możliwość utworzenia modelu zachowań pracownika budowlanego podczas realizacji robót, możliwego do wykorzystania w procesie efektywnego zarządzania bez-

Tablica 1. Roboty budowlane wraz z charakterystycznymi zagrożeniami

Table 1. Works with characteristic threats

Lp.	Rodzaj robót	Zagrożenia
1	Zagospodarowanie terenu budowy	potknięcie i poślizg, zgniecenie, przeciążenie przy dźwiganiu, przecięcia i skaleczenia, nagły przypadek medyczny, uderzenie o elementy przemieszczane lub będące w ruchu, porażenie prądem.
2	Roboty ziemne	upadek do zagłębienia, zasypanie w wykopie, porażenie prądem, uderzenie o elementy przemieszczane lub będące w ruchu, pochwycenie przez urządzenia.
3	Roboty betonowe	porażenie prądem, porażenie światłem, pochwycenie przez urządzenia, uderzenie o elementy przemieszczane lub będące w ruchu, uderzenie o nieruchome czynniki, awarie, przecięcia i skaleczenia, upadek z wysokości.
4	Roboty murowe	upadek z wysokości, przecięcia i skaleczenia, uderzenie przez spadające czynniki.
5	Konstrukcje drewniane i pokrycia dachowe	upadek z wysokości, przeciążenie przy dźwiganiu, przecięcia i skaleczenia, nagły przypadek medyczny.
6	Roboty izolacyjne	upadek z wysokości, uderzenie przez spadające czynniki, substancje chemiczne, przecięcia i skaleczenia, porażenie termiczne.
7	Roboty impregnacyjne i odgrzybieniowe	przecięcia i skaleczenia, nagły przypadek medyczny, porażenie termiczne, substancje chemiczne.
8	Roboty montażowe	uderzenie przez spadające czynniki, hałas, uderzenie o nieruchome czynniki, porażenie światłem.
9	Roboty wykończeniowe	upadek z wysokości, przeciążenie przy dźwiganiu, potknięcie i poślizg, uderzenie przez spadające czynniki, substancje chemiczne.
10	Roboty rozbiórkowe	upadek z wysokości, uderzenie przez spadające czynniki, zgniecenie, uderzenie o elementy przemieszczane lub będące w ruchu, hałas, porażenie termiczne, substancje chemiczne.

pieczeństwem pracy. Model prezentuje zarówno cechy osobowe, jak i cechy terenu budowy. Cechy te ujęto w sposób połączony. W modelu tym główną rolę w kształtowaniu zachowania przypisano motywacjom pracownika, związanym z czynnikami osobowymi. Powiązanie z cechami terenu budowy następuje na poziomie percepcji zagrożeń (Rys. 4.).



Rys. 4. Model zachowań pracownika budowlanego podczas realizacji robót

Fig. 4. Model of behavior of a construction worker during the execution of works

Z przedstawionego schematu modelu zachowania pracownika budowlanego wynika, że na wybór jego działania wpływają czynniki związane z sumą: odbioru bodźców zewnętrznych, cech indywidualnych (z towarzyszącymi emocjami) oraz subiektywnych norm zachowania i własnej kontroli.

Zwrócenie uwagi na istotę czynników osobowych przy opisie bezpieczeństwa pracy na terenie budowy znajduje uzasadnienie w wynikach analiz statystycznych kart wypadku. Zauważono, że największą grupę osób poszkodowanych w wypadkach budowlanych, w województwie małopolskim, w 2015 r., stanowiły osoby w wieku 40 - 44 lata oraz osoby ze stażem pracy do 1 roku lub powyżej 16 lat na zajmowanym stanowisku pracy. Związek wieku i stażu pracy ze zdarzeniami wypadkowymi wiąże się z organizacją stanowiska pracy, akceptowanym ryzykiem, i stanem psycho – fizycznym poszkodowanych.

Rola percepcji cech terenu budowy w podejmowaniu decyzji widoczna jest głównie w rodzaju obiektu budowlanego, elementach zagospodarowania terenu budowy, środkach prewencyjnych oraz parku sprzętu budowlanego i stanowi przedmiot dalszych badań autora , w rzeczonej problematyce.

5. Podsumowanie

W analizie statystycznych kart wypadków i tworzeniu charakterystyki terenu budowy uwzględniono klasyfikację robót szczególnie niebezpiecznych, ze względu na wysokość lub głębokość ich prowadzenia, dla której zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Infrastruktury, z dnia 6 lutego 2003 roku, wymiar 1 m stanowi granicę.

Wyniki badań oraz studium literatury z zakresu wpływu cech terenu budowy na bezpieczeństwo robót i identyfikacji czynników determinujących zachowanie pracownika budowlanego [1, 6, 8, 9], pozwalają sformułować następujące wnioski:

- wypadki przy pracy jako zdarzenia na placu budowy są następstwem przyczyn technicznych i organizacyjnych powodowanych przede wszystkim błędami działalności ludzkiej,
- każdy wypadek jest wydarzeniem spowodowanym najczęściej przez kilka przyczyn,
- wypadki są zdarzeniami losowymi, trudnymi lub niemożliwymi do przewidywania. Możliwa jest identyfikacja zagrożeń bezpieczeństwa pracy,
- w identyfikacji czynników determinujących bezpieczeństwo pracy na terenie budowy celowe jest koncentrować się na stanowiskach pracy oraz indywidualnych cechach (zachowaniu) pracowników,
- wyniki analizy wypadków przy pracy dały możliwość określenia rodzaju kontaktu poszkodowanego z czynnikiem materialnym (źródłem), który wywołał wypadek. Istnieje grupa charakterystycznych zagrożeń, najsilniej powiązanych z wypadkami w różnych robotach budowlanych. Zawarte w nich informacje mogą być wykorzystywane przy każdym projektowaniu i wdrażaniu środków poprawy warunków bezpieczeństwa pracy,
- znajomość zagrożeń i opis okoliczności powstawania wypadków mogą wskazywać potencjalne środki na rzecz redukowania wypadków i ich skutków,
- znajomość struktury rodzajowej wypadków i ich przyczyn oraz model zachowań pracownika budowlanego podczas realizacji robót, mogą być wykorzystywane do efektywnego zarządzania bezpieczeństwem pracy.

Zawarte w artykule wyniki badań i analiz nie wyczerpują problemu bezpieczeństwa pracy na terenie budowy. Część rozpoczętych wątków badawczych potwierdza potrzebę i kierunki dalszych prac. Wątpliwości, jakie powstały przy analizie danych nakłaniają do podjęcia dalszych badań, w tym pozostałych czynników kształtujących poziom bezpieczeństwa pracy na terenie budowy (rodzaj obiektu budowlanego, zagospodarowanie placu budowy, warunki atmosferyczne, nadzór) i wskazania działań zmierzających do poprawy warunków bezpieczeństwa pracy na budowach.

Literatura

[1] Behm M.:Construction sector. Journal of Safety Research, Vol. 39, No. 2, 2008, pp. 175 – 178.

[2] Drozd W., Kowalik M.:Nowoczesne systemy zabezpieczeń bhp przy robotach na wysokości. Czasopismo techniczne, Kraków 26 – 28 czerwca 2014, str. 247 – 255.

[3] Drozd W. Regresion analysis of accident absenteeism and variables describing working conditions. Monografia 480 – Recent advances in civil engineering: Construction management - Inżynieria Lądowa, Politechnika Krakowska 2015.

[4] Hoła B.: Modelowanie jakościowe i ilościowe wypadkowości w budownictwie. Wrocław : Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, 2008.
[5] Hoła B., Szóstak M.: Model rozwoju sytuacji wypadkowej w budownictwie. Czasopismo techniczne – Budownictwo. Politechnika Krakowska 2014.
[6] Kiviniemi M., Sulankivi K.: BIM – based Safety Management and Communication for Building Construction. Copyright © VTT 2011.
[7] Pęciłło M.: Identyfikacja i modelowanie procesów zarządzania bezpieczeństwem i higieną pracy w przedsiębiorstwie. Bezpieczeństwo Pracy – Nauka i Praktyka, 2003.
[8] Rozenfeld O., Sacks R.: Construction job safety analysis. Safety Science 48, 2010, pp. 491 – 498.
[9] Stępień T.: Identyfikacja czynników determinujących wypadkowość w budownictwie. Czasopismo techniczne – Budownictwo. Politechnika Krakowska 2014.

CHARACTERISTICS OF CONSTRUCTION SITE IN TERMS OF OCCUPATIONAL SAFETY

S u m m a r y

Elements of the system “man - construction site” create the circumstances that favor the formation of security risks in the execution of works. Research and analysis show the crucial importance of the human factor in a set of attributes describing the causes of accidents in the construction industry. The construction site and its components, listed as the second important element influencing the threat is increasingly raised subjects of research work safety in construction. This article is a part of a trend in these studies. It studies have been taken to analyze the characteristics of the construction site (design, execution, environment) and to indicate their importance in defining the circumstances of the accident at work. The research was carried out on the basis of data recorded in the statistics documents of accidents, and the units were debated event of accidents at work. Using the additional sources, such as thematic publications, set of conditions for the occurrence of accidents was created and merge with a set of data on accidents. As the result, the list of specific hazard combined with the relevant construction works and modeled the behavior of a construction worker during the execution of works.

Keywords: accident, causes, worker, behavior

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.19

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 173-180

Artur DUCHACZEK[1]
Dariusz SKORUPKA[2]

UWZGLĘDNIENIE PREFERENCJI DECYDENTA W PROCESIE OCENY RYZYKA EKSPLOATACJI MOSTÓW WOJSKOWYCH

Bardzo często ocena ryzyka realizacji i eksploatacji obiektów budowalnych z powodów finansowych lub też braku odpowiednich narzędzi badawczych w praktyce jest realizowana tylko przez nieliczne grono inżynierów. Identyfikacja ryzyka eksploatacji obiektów mostowych polega przede wszystkim na specyfikacji i hierarchizacji potencjalnych zagrożeń, które mogą utrudnić lub nawet uniemożliwić przemieszczanie środków transportowych. Pozwala ona zatem na uniknięcie lub zmniejszenie liczby problemów w czasie realizacji przedsięwzięć budowlanych. W pracy przedstawiono jedną ze znanych metod analizy ryzyka eksploatacyjnego obiektów mostowych. W nawiązaniu do niej zaprezentowano prostą autorską metodę doboru wartości liczbowych współczynników ważności γ_i poszczególnych czynników ryzyka. Współczynniki te umożliwiają uwzględnienie indywidualnych preferencji decydenta. Zastosowanie przedstawionej w pracy metody powoduje ilościowe uwzględnienie rzeczywistych preferencji decydenta w oparciu o prostą metodę naukową, a nie tylko samą intuicję decydenta.

Słowa kluczowe: eksploatacja obiektów, analiza ryzyka, preferencjedecydenta, mosty wojskowe

1. Wstęp

Analiza ryzyka dotyczy całego procesu inwestycyjnego, w tym także etapu eksploatacji (użytkowania i obsługiwania) obiektów budowlanych. Zakres analizy ryzyka eksploatacji obiektów mostowych jest proporcjonalny do stopnia ich złożoności. Duża część inżynierów uznaje konieczność takiej analizy, jednak ze względów finansowych lub brak odpowiednich metod i narzędzi badawczych jest ona realizowana tylko przez niewielką część z nich [6].

[1] Autor do korespondencji/corresponding author: Artur Duchaczek, Wyższa Szkoła Oficerska Wojsk Lądowych imienia generała Tadeusza Kościuszki, ul. Czajkowskiego 109, 51-109 Wrocław, 261-658-525, aduchaczek@poczta.wp.pl
[2] Dariusz Skorupka, Wyższa Szkoła Oficerska Wojsk Lądowych imienia generała Tadeusza Kościuszki, ul. Czajkowskiego 109, 51-109 Wrocław, 261-658-222, d.skorupka@wso.wroc.pl

Mosty wojskowe nazywane często mostami tymczasowymi, z założenia są konstrukcjami przystosowanymi do wielokrotnego i szybkiego montażu oraz demontażu. Używa się ich także podczas remontów mostów stałych jako tzw. mosty objazdowe. Identyfikacja ryzyka eksploatacji wojskowych obiektów komunikacyjnych polega na specyfikacji i hierarchizacji potencjalnych zagrożeń, które mogą uniemożliwić przemieszczanie wojsk własnych. Z całą pewnością prawidłowy opis ilościowy czynników ryzyka wpływa w znacznym stopniu na efektywność tej oceny [6].

2. Ryzyko eksploatacji mostów tymczasowych (wojskowych)

Podczas eksploatacji mostów wojskowych występują dwie zasadnicze grupy zagrożeń. Do pierwszej z nich zaliczamy zagrożenia, na które może mieć w znacznym stopniu wpływ projektant. Uwzględnić należy tutaj m. in. przeciążenie głównych elementów konstrukcyjnych mostu, zniszczenie lub uszkodzenie zmęczeniowe poszczególnych elementów konstrukcji, wystąpienie nagłego hamowania ciężkich pojazdów oraz występowanie zatorów lodowych zagrażających podporom. Do grupy drugiej zaliczamy czynniki ryzyka, których praktycznie nie można uwzględnić w fazie projektowania. Ta grupa zagrożeń jest oczywiście zdecydowanie trudniejsza do jednoznacznej identyfikacji. Można tu wyszczególnić np. atak terrorystyczny w postaci eksplozji materiału wybuchowego [6].

W pracy [7] założono, że ryzyko R eksploatacji obiektu mostowego obliczamy na podstawie zależności:

$$R = \sum_{i=1}^{i=n} \gamma_i R_i \ , \tag{1}$$

gdzie R_i to ryzyko składowej wpływającej na całkowitą wartość ryzyka R eksploatacji analizowanego obiektu mostowego, określane jako wartość wybranego czynnika ryzyka, a obliczane jako iloczyn prawdopodobieństwa p_i wystąpienia tego czynnika i jego konsekwencji c_i, n jest liczbą rozpatrywanych czynników, natomiast γ_i to współczynnik ważności (waga) z jaką dany czynnik ryzyka R_i wpływa na całkowitą wartość ryzyka R.

Współczynniki γ_i umożliwiają uwzględnienie indywidualnych preferencji decydenta w procesie wyboru optymalnego wariantu decyzyjnego. Poszczególne czynniki ryzyka R_i uwzględniane podczas obliczania wartości liczbowych ryzyka R eksploatacji wybranych przedsięwzięć budowlanych, nie muszą być równorzędne (równoważne). Ich hierarchia nie może być również z góry ustalona w danym algorytmie, ponieważ uwzględnia indywidualne oczekiwania (preferencje) danego decydenta [1]. Zatem wartości współczynników ważności γ_i poszczególnych czynników ryzyka R_i stanowią newralgiczny element w procesie określania wartości liczbowych ryzyka R eksploatacji poszczególnych przedsięwzięć budowlanych. Z tego względu sposób ich określania powinien być w sposób przejrzysty określony i uwzględniony w procedurze obliczeniowej.

Wartość wagi γ_i z jaką dany czynnik ryzyka R_i wpływa na całkowitą jego wartość R można przyjmować intuicyjnie, biorąc pod uwagę doświadczenia danego zespołu. W pracy [7] autorzy zaprezentowali możliwość wykorzystania do tego celu metody AHP (The Analytic Hierarchy Process) [5]. Wykorzystanie jednak tej metody jest dość skomplikowane i pracochłonne. W pracy [3] zaprezentowano również autorski sposób określania wartości współczynników ważności przy wykorzystaniu jednej ze znanych metod optymalizacji wielkokryterialnej, a mianowicie metody DEMATEL [2]. Ten sposób okazał się również dość nieprzyjazny dla ewentualnego decydenta, gdyż wymagał każdorazowo obliczania macierzy odwrotnych, co bez użycia komputera jest mimo wszystko dość pracochłonne.

Uwzględniając powyższy fakt, autorzy w niniejszej pracy zaprezentowali własną prostą metodę doboru wartości liczbowych współczynników ważności γ_i poszczególnych czynników ryzyka w odniesieniu do ryzyka eksploatacji wojskowych obiektów mostowych.

3. Założenia proponowanej metody wykorzystanej do ustalania współczynników ważności poszczególnych czynników ryzyka

Istotę znacznej grupy wielokryterialnych metod porównawczych stanowi teoria grafów, a w szczególności grafy o ukierunkowanej postaci umożliwiające określenie wzajemnych zależności między porównywanymi obiektami [4]. Teoria ta została wykorzystana również w zaproponowanej przez autorów metodzie określania wartości współczynników ważności γ_i poszczególnych czynników ryzyka.

Analizę rozpoczynamy od utworzenia macierzy kwadratowej A zwanej macierzą bezpośredniego wpływu czynników ryzyka. Poszczególne wiersze tej macierzy są dedykowane czynnikom ryzyka występującym w porównaniach jako pierwsze, natomiast kolumny dedykowane są czynnikom występujących w porównaniach jako drugie.

Wpływ poszczególnych czynników ryzyka na sąsiednie czynniki realizowany jest poprzez przydział odpowiednich ocen liczbowych, przy czym przyjęta skala ocen zależy każdorazowo od rozpatrywanego przypadku obliczeniowego. Przyjęto, że ocena 0 oznacza równoważność czynników ryzyka. Zatem dla tożsamych relacji poszczególnych czynników ryzyka dany wyraz macierzy A przyjmuje wartość zero. Przewyższenie jednego czynnika ryzyka nad drugim wyrażane jest liczbami dodatnimi, przy czym im wyższa ocena tym większe przewyższenie.

Jeżeli w analizowanym przykładzie mamy n poziomów hierarchii czynników ryzyka to maksymalna wartość przewyższenia wynosi (n-1). Dla przykładu zaprezentowanego na rys. 1a istnieją 4 poziomy hierarchii czynników ryzyka, stąd maksymalna wartość przewyższenia czynnika R_2 na R_4 powinna wynosić 3. Istnieje również możliwość wprowadzania poziomów w omawianej hierarchii nie zwierających żadnego czynnika ryzyka. Takie „puste” poziomy w hierarchii ważności czynników ryzyka umożliwiają nawet kilkukrotne zwiększenie przewyższenia jednego czynnika nad drugim.

Obniżone znaczenia danego czynnika ryzyka w stosunku do innego czynnika wyrażane jest natomiast poprzez liczby ujemne. Z tego też względu macierz bezpośredniego wpływu jest macierzą w której obowiązuję następująca zależność dla poszczególnych jej wyrazów:

$$a_{ij} = -a_{ji}\,. \tag{2}$$

Bardzo istotnym elementem omawianego algorytmu jest kontrola wprowadzonych ocen do macierzy bezpośredniego wpływu, która realizowana jest trzy etapowo.

Obliczenia rozpoczynamy od uzupełnienia macierzy bezpośredniego wpływu ocenami określającymi przewyższenie poszczególnych czynników (zawsze oceny dodatnie). Następnie należy obliczyć sumy poszczególnych wierszy w_i macierzy bezpośredniego wpływu oraz sumy poszczególnych kolumn k_i tejże macierzy.

Etap I oceny prawidłowości wprowadzonych ocen do macierzy bezpośredniego wpływu rozpoczynamy od sprawdzenia czy uzyskana hierarchia sum poszczególnych wierszy w_i macierzy bezpośredniego wpływu jest zgodna z przyjętą hierarchią czynników ryzyka. Następnie należy sprawdzić czy hierarchia sum poszczególnych wierszy w_i macierzy bezpośredniego wpływu jest odwrotna do hierarchii sum poszczególnych kolumn k_i tejże macierzy. Jeżeli tak jest, to etap I kontroli uznajemy za zaliczony pozytywnie.

Następnie macierz bezpośredniego wpływu uzupełniamy ocenami ujemnymi odpowiadającymi obniżeniu znaczenia poszczególnych czynników ryzyka, obliczając ponownie sumy wierszy w_i i kolumn k_i macierzy bezpośredniego wpływu.

Etap II pozytywnej oceny prawidłowości wprowadzonych ocen do macierzy bezpośredniego wpływu sprowadza się do spełnienia zależności:

$$w_i = -k_i\,. \tag{3}$$

Wartość sum poszczególnych wierszy macierzy bezpośredniego wpływu w_i określa ogólny charakter czynnika ryzyka, tzn. jeżeli jej wartość jest większa od zera wówczas możemy przyjąć, że dany czynnik dominuje nad pozostałymi czynnikami ryzyka, jeżeli suma ta jest ujemna wówczas został on zdominowany przez te czynniki [4].

W takiej formie wartości sumy wierszy w_i nie mogą być bezpośrednio wykorzystane jako współczynniki ważności γ_i (tzw. wagi) poszczególnych czynników ryzyka. Przyjęto, że powinny one być liczbami z przedziału od 0 do 1, a jednocześnie ich suma powinna być równa jedności. Z tego względu zaproponowano przeliczenie tych wielkości według zależności [3]:

$$\gamma_i = \frac{w_i - 2w_{\min}}{\sum_{i=1}^{n}(w_i - 2w_{\min})}, \tag{4}$$

gdzie w_{min} jest najmniejszą wartością wszystkich wyliczonych sum wierszy w_i z macierzy A.

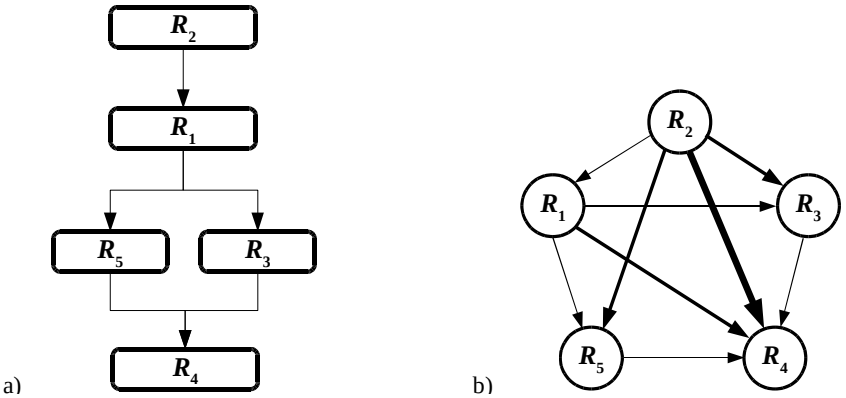
Etap III pozytywnej oceny prawidłowości wprowadzonych danych do macierzy bezpośredniego wpływu (a jednocześnie przeprowadzonych obliczeń) obejmuje sprawdzenie czy różnica pomiędzy wartościami współczynników ważności γ_i na poszczególnych poziomach hierarchii jest taka sama.

4. Przykład zastosowania prezentowanej metody określania liczbowych wartości współczynników ważności

Sposób obliczania współczynników ważności γ_i poszczególnych czynników ryzyka R_i zaprezentowano w odniesieniu do ryzyka R eksploatacji wojskowych obiektów mostowych. W analizach uwzględniono pięć czynników ryzyka, takich jak wystąpienie zatorów lodowych narażających obiekt mostowy na uszkodzenie podpór (R_1), przeciążenie głównych elementów konstrukcyjnych (R_2), wystąpienie ataków terrorystycznych w obrębie obiektu mostowego (R_3), zmęczenie materiału w odniesieniu do głównych elementów konstrukcyjnych (R_4) oraz katastrofę środka transportowego na analizowanym obiekcie mostowym (R_5).

Na rys. 1a zaprezentowano przyjętą hierarchię rozpatrywanych czynników ryzyka (R_1-R_5) przedstawiającą aktualne preferencje decydenta. Relacjom między poszczególnymi czynnikami ryzyka zostały przypisane oceny zaprezentowane w macierzy bezpośredniego wpływu A (tabela 1 – etap I) oraz w formie graficznej na rys. 1b, gdzie grubość łuku oznacza wartość przewyższenia jednego czynnika nad drugim.

W macierz A w pierwszej kolejności uzupełniono tylko relacje przewyższenia zaprezentowane na rys. 1a, obliczając jednocześnie sumy poszczególnych wierszy macierzy bezpośredniego wpływu w_i oraz sumy kolumn k_i tejże macierzy (tabela 1 – etap I).



Rys. 1. Graficzne przedstawienie: a) przyjętej hierarchii czynników ryzyka, b) relacji między nimi

Fig. 1. Graphical representation of: a) the accepted hierarchy of risk factors, b) relationships between them

Tabela 1. Wartości wyrazów macierzy bezpośredniego wpływu – etap I i II

Table 1. The values of elements "direct influence " matrix - Stage I and II

Czynnik ryzyka	Etap I						Etap II					
	R_1	R_2	R_3	R_4	R_5	w_i	R_1	R_2	R_3	R_4	R_5	w_i
R_1	0		1	2	1	4	0	-1	1	2	1	3
R_2	1	0	2	3	2	8	1	0	2	3	2	8
R_3			0	1	0	1	-1	-2	0	1	0	-2
R_4				0		0	-2	-3	-1	0	-1	-7
R_5			0	1	0	1	-1	-2	0	1	0	-2
k_i	1	0	3	7	3	---	-3	-8	2	7	2	---

Następnie dokonano pierwszej oceny prawidłowości wprowadzonych ocen do macierzy bezpośredniego wpływu, tj. sprawdzono czy uzyskana hierarchia sum poszczególnych wierszy w_i macierzy bezpośredniego wpływu jest zgodna z przyjętą hierarchia czynników ryzyka R_i. Dalej sprawdzamy czy hierarchia sum poszczególnych wierszy w_i macierzy bezpośredniego wpływu jest odwrotna do hierarchii sum poszczególnych kolumn k_i tejże macierzy. Zaprezentowane wyniki potwierdzały prawidłowość prowadzonych obliczeń (tabela 2 - etap I).

Następnie macierz bezpośredniego wpływu A uzupełniana zostaje o wartości ujemne, odpowiadające obniżeniu znaczenia danego czynnika ryzyka względem innych. Aby dokonać oceny prawidłowości wprowadzonych ocen do macierzy bezpośredniego wpływu A ponownie obliczono sumy poszczególnych wierszy macierzy bezpośredniego wpływu w_i oraz sumy poszczególnych kolumn tejże macierzy k_i (tabela 1 – etap II). Następnie sprawdzono warunek konieczny oceny prawidłowości wprowadzonych ocen do macierzy bezpośredniego wpływu zgodnie z równaniem (3). Przeprowadzone analizy potwierdziły prawidłowość wprowadzonych danych do macierzy bezpośredniego wpływu.

Na zakończenie analiz za pomocą równania (3) obliczono współczynniki ważności γ_i poszczególnych czynników ryzyka (tabela 2 – etap III). Uzyskana hierarchia wyników dla poszczególnych czynników ryzyka oraz różnice między nimi w pełni pokrywa się z hierarchią czynników zaprezentowanych na rys. 1a. Zatem III etap kontroli obliczeń zakończony został wynikiem pozytywnym.

Tabela 2. Uzyskana hierarchia czynników ryzyka R_i

Tabela 2. The calculated hierarchy of risk factors R_i

Czynnik ryzyka	Etap I		Etap III	
	Wartość w_i	Wartość k_i	Wartość γ_i	Różnica między γ_i na sąsiednich poziomach hierarchii
R_2	8	0	0,31429	-----
R_1	4	1	0,24286	0,07143
R_3 / R_5	1	3	0,17143	0,07143
R_4	0	7	0,10000	0,07143

5. Podsumowanie

Zastosowanie przedstawionej metody do określenia współczynników ważności γ_i poszczególnych czynników ryzyka R_i powoduje, że uwzględnienie rzeczywistych preferencji decydenta odbywa się na podstawie dość prostej metody naukowej, a nie tylko samej intuicji decydenta. Metoda ta oparta jest na prostym algorytmie obliczeniowym, przez co wydaje się być godna polecenia osobom, które potrzebują „przyjaznego" narzędzia wspomagającego proces decyzyjny. W zaprezentowanym algorytmie uwzględniono aż trzy etapy umożliwiające kontrolę prawidłowości wprowadzania danych do macierzy bezpośredniego wpływu, co wydaje się istotną zaleta omawianej metody.

Dotychczasowe doświadczenia autorów z zastosowaniem niniejszej metody wskazały na pewne jej ograniczenia. Jednym z takich ograniczeń jest fakt, że zastosowanie w jej algorytmie wzoru (3) powoduje, że najmniejsze obliczone wartości współczynnika ważności γ_i (wagi) wynoszą 0,10. Oznacza to, że najmniej istotny czynnik ryzyka R_i ma zawsze 10% udział w wartości całkowitego ryzyka R eksploatacji obiektu mostowego. Z tego też względu autorzy prowadzą aktualnie badania nad wyeliminowaniem tego ograniczenia.

Literatura

[1] Aouni B., Abdelaziz F. B., Martel J. M.: Decision-maker's preferences modeling in the stochastic goal programming, European Journal of Operational Research, 162(3), 2005, pp. 610-618.

[2] Chang B, Chang C. W., Wu C. H.: Fuzzy DEMATEL method for developing supplier selection criteria, Expert Systems with Applications, vol. 38(3), 2011, pp. 1850-1858.

[3] Duchaczek A.: Ocena preferencji decydenta przy wyborze środków transportowych, Budownictwo i Architektura, nr 14(1), 2015, s. 25-31.

[4] Dytczak M., Przybyło W., Wielokryterialna ocena systemów transportu Krakowa z użyciem metody DEMATEL. Budownictwo i inżynieria środowiska, nr 2, 2011, s. 241-246.

[5] Saaty T. L., Vargas L.: Models, Methods, Concepts and Applications of the Analytic Hierarchy Process, Kluwer Academic Publishing, Boston 2001.

[6] Skorupka D., Duchaczek A.: Zarządzanie ryzykiem eksploatacji wojskowych obiektów mostowych, W: Problemy naukowo-badawcze budownictwa: LV Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB KRYNICA 2009, Kielce - Krynica 20-25 września 2009, Politechnika Świętokrzyska, 2009, s. 563-570.

[7] Skorupka D., Duchaczek A.: Eksploatacja mostów wojskowych w warunkach ryzyka, W: Problemy naukowo-badawcze budownictwa: LVI Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB, Kielce - Krynica 19-24.09.2010 r., Politechnika Świętokrzyska, 2010, s. 451-458.

CONSIDERATION OF THE DECISION MAKER PREFERENCES IN THE PROCESS OF ASSESSING THE RISKS OF MILITARY BRIDGES EXPLOITATION

S u m m a r y

The risk assessment of implementation and exploitation of building structures, for financial reasons and lack of appropriate methods and tools, in practice is carried out only by very few engineers. The identification of the risk of bridges exploitation is based on specifying and hierarchizing potential risk factors that may impede or prevent the movement of means of transport. Therefore, it enables avoiding or reducing problems during the implementation of construction projects. The paper presents one of the methods of operational risk analysis of bridges. With reference to it, the author presents a simple method for selecting the values of significance coefficients of individual risk factors. These coefficients make it possible to take into account individual preferences of the decision maker. The application of the presented quantitative method results in taking into account the real preferences of the decision maker, basing on the scientific method, and not only the intuition of the decision maker.

Keywords: exploitation of building structures, risk analysis, decision-maker preferences, military bridge

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.20

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 181-188

Jarosław GÓRECKI[1]

OCENA PROCESÓW LOGISTYCZNYCH W PRZEDSIĘWZIĘCIACH BUDOWLANYCH

Procesy logistyczne w toku realizacji przedsięwzięć budowlanych, stanowią istotny element systemu produkcji budowlanej. Zatem winny być postrzegane jako determinanta sukcesu tych przedsięwzięć. Trzeba jednak zauważyć znaczącą rolę przedsiębiorstw budowlanych, jako wykonawców robót budowlanych. O szczególnym splocie celów przedsięwzięć i ich wykonawców – przedsiębiorstw budowlanych – decyduje specyfika produkcji budowlanej. Celem artykułu jest przedstawienie charakteru produkcji budowlanej, realizowanej na placach budowy, w której procesy logistyczne mają szczególną rolę. W celu zdiagnozowania sposobu prowadzenia procesów logistycznych przeprowadzono badania ankietowe 55 przedsiębiorstw budowlanych. Badania wykazały znaczące uczestnictwo przedsiębiorstw budowlanych w prowadzeniu procesów logistycznych, a co za tym idzie ponoszenie w dużej mierze kosztów logistycznych i podejmowanie ryzyka logistycznego. Metoda „just in time" jest wprowadzana w celu minimalizacji czasu realizacji przedsięwzięć budowlanych. Z kolei jako największe zagrożenie wynikające ze stosowania tej metody przedsiębiorcy wskazywali trudności w synchronizacji harmonogramów budowlanych i harmonogramów dostaw zasobów produkcyjnych.

Słowa kluczowe: logistyka, specyfika przedsięwzięć budowlanych, badanie procesów logistycznych

1. Wprowadzenie

Jak wskazano w pracy [2] budowlane projekty inwestycyjne są ściśle powiązane z logistyką zaopatrzenia, która znajduje się na wejściu systemu logistycznego, rozumianego jako układ celowo zorganizowanych podsystemów produkcji, transportu i magazynowania wraz z dostarczeniem zasobów produkcyjnych (np. materiałów budowlanych) do miejsca ich wbudowania. Zasadniczym celem logistyki zaopatrzenia jest pozyskiwanie surowców, materiałów i półfabrykatów potrzebnych do zapewnienia ciągłości i rytmiczności procesów budowlanych [3]. Do zrealizowania tego celu konieczne są określone czynności logistyczne. Z tego względu logistykę zaopatrzenia, której zadaniem jest zapew-

[1] Jarosław Górecki, Uniwersytet Technologiczno- Przyrodniczy, ul. Al. prof. S. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz, tel. +48 502 637 067, e-mail: gorecki@utp.edu.pl

nienie dostaw zasobów niezbędnych do wznoszenia obiektów budowlanych, można ujmować czynnościowo. Oznacza to, że zawiera ona czynności związane nie tylko z magazynowaniem, tworzeniem zapasów, ale także z całą procedurą opracowywania zamówień i dokonywania zakupu surowców i materiałów.

Logistyka w realizacji budowlanych projektów inwestycyjnych ma specyficzny charakter, wynikający ze specyfiki tychże projektów. Bowiem jak pisze A. Sobotka pomimo, że wiedza logistyczna ma charakter uniwersalny, jej zastosowanie w budownictwie jest szczególne, z racji specyfiki działalności budowlanej [4, s. 7].

Przeprowadzone, autorskie badania postrzegania procesów logistycznych przez przedsiębiorców budowlanych miały na celu diagnozę aktualnego stanu i wskazanie problemów zarządzania logistyką w realizacji przedsięwzięć budowlanych.

W badaniach wykorzystano literaturę przedmiotu jak też badania ankietowe na próbie 55 polskich przedsiębiorstw budowlanych, przeprowadzone w styczniu i lutym 2016 roku w regionie kujawsko-pomorskim. W kwestionariuszu ankiety zadano pytania dotyczące funkcjonowania logistyki w toku realizacji budowlanych przedsięwzięć inwestycyjnych.

2. Procesy logistyczne przedsięwzięć budowlanych na tle specyfiki produkcji budowlanej

Procesy logistyczne są uwikłane w specyfikę branży i projektów inwestycyjno-budowlanych. Z perspektywy logistyki na podkreślenie zasługują następujące cechy przedsięwzięć budowlanych:

– Indywidualne rozwiązania technologiczno - organizacyjne realizacji obiektów budowlanych, wynikające ze szczegółowej lokalizacji. Odnosi się to zarówno do technologii procesów wznoszenia obiektów, jak też procesów logistycznych.
– Trwałe związanie obiektów budowlanych z gruntem, co determinuje wykonywanie znacznej części robót w miejscu przeznaczenia obiektu. Dla wielu przedsięwzięć charakterystyczne jest również znaczne rozproszenie poszczególnych obiektów w terenie.
– Znaczne rozmiary i duża masa obiektów budowlanych, powodująca wysoką materiałochłonność.
– Wysokie koszty budowy, wynikające ze zużywania znacznych ilości zasobów (robocizny, materiałów, sprzętu).
– Probabilistyczny charakter procesów budowlanych implikujący zjawisko ryzyka różnorodnej natury, w tym ryzyka logistycznego.

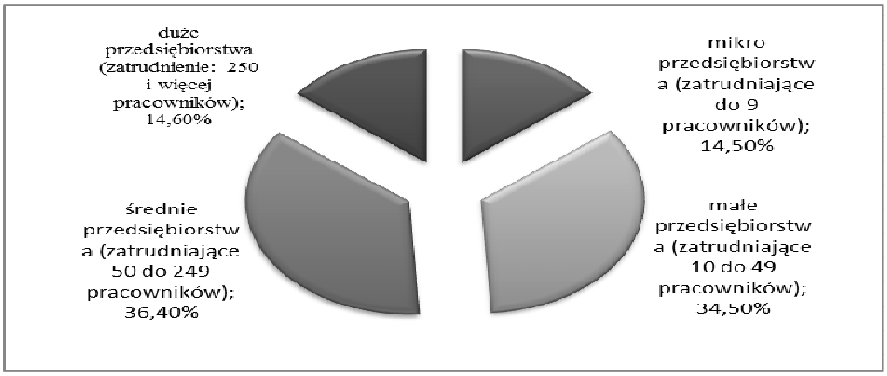
Na tle specyfiki produkcji budowlanej procesy logistyczne można scharakteryzować następująco [1, s. 122]:

– logistyka w realizacji procesów budowlanych jest w znaczącej mierze logistyką zaopatrzeniową,

– w procesach logistycznych, obsługujących podstawowe procesy budowlane, dominujące znaczenie ma zaopatrzenie budowy w materiały masowe,
– wymagania interesariuszy budowlanych projektów inwestycyjnych stymulują procesy globalizacyjne, co wpływa na decyzje w ramach logistyki zaopatrzeniowej,
– różnorodność zapotrzebowania zasobowego budowlanych projektów inwestycyjnych wymaga wykorzystania zróżnicowanych systemów logistycznych także na poziomie międzynarodowym,
– obsługa logistyczna procesów budowlanych ewoluuje w kierunku elastycznego zarządzania (zwinnego) i preferuje stosowanie metody „just in time".

3. Przeprowadzone badania

Strukturę badanych 55 przedsiębiorstw budowlanych regionu kujawsko-pomorskiego ukazuje rysunek 1.



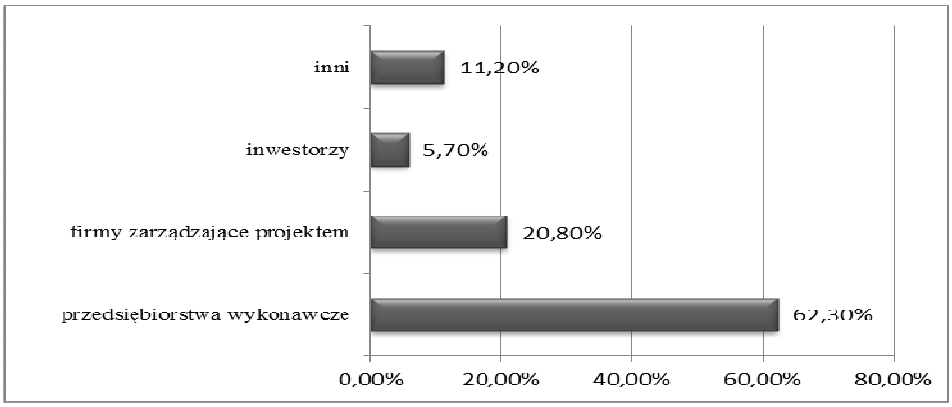
Rys. 1. Struktura badanych przedsiębiorstw budowlanych

Fig. 1. Company breakdown by a size of the company

Wszystkie duże przedsiębiorstwa mają wdrożony system zapewnienia jakości według standardu ISO serii 9000. Wdrożenia takie istnieją w 50% przedsiębiorstw średniej wielkości i 37% małych.

Badani wskazali, że dostawy zasobów produkcyjnych (w tym materiałów, prefabrykatów, sprzętu), zapewniają głównie przedsiębiorstwa wykonawcze. W mniejszym stopniu trudnią się tym firmy zarządzające projektami , co pokazano na rysunku 2.

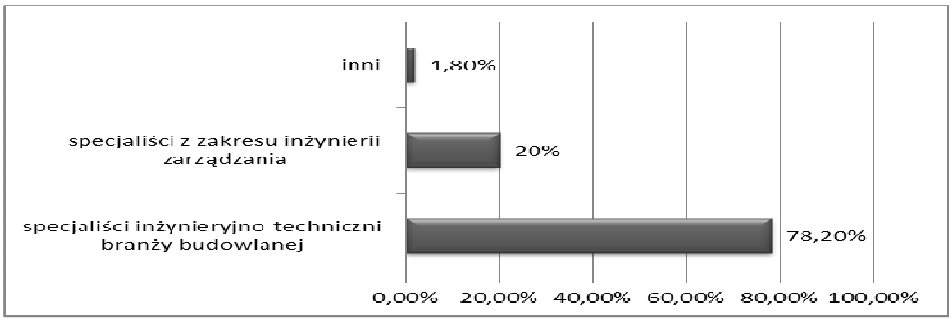
Z punktu widzenia realizacji przedsięwzięć budowlanych wskazane byłoby większe zaangażowanie przedsiębiorstw specjalizujących się w zarządzaniu projektami i wykorzystanie ich sprawności menedżerskich w obszarze realizacji dostaw.



Rys. 2. Podmioty zapewniające dostawy zasobów produkcyjnych

Fig. 2. Suppliers of the production resources

W rozważnych przedsięwzięciach zarządzaniem łańcuchem dostaw zajmują się głównie specjaliści inżynieryjno-techniczni branży budowlanej (rysunek 3).

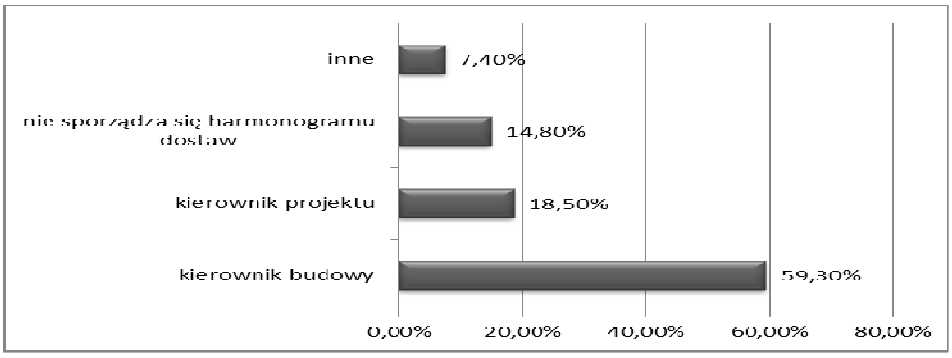


Rys. 3. Zarządzający łańcuchem dostaw w przedsięwzięciach

Fig. 3. Supply chain managers in construction projects

Większa specjalizacja funkcjonalna w tym wymiarze mogłaby okazać się kluczowa z punktu widzenia sprawności realizowanych zadań.

Dominującą rolę przedsiębiorstw wykonawczych w organizowaniu procesów logistycznych potwierdza też wskazanie kierownika budowy jako osoby sporządzającej harmonogram dostaw (rysunek 4). Zaobserwowano to w połowie badanych przedsiębiorstw – niezależnie od wielkości.

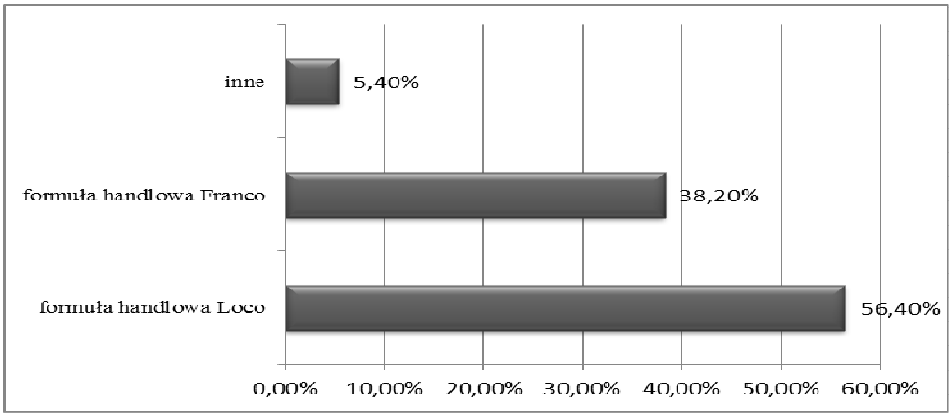


Rys. 4. Sporządzający harmonogram dostaw w przedsięwzięciach budowlanych

Fig. 4. Construction project schedulers

Można zauważyć, że powierzanie tego obowiązku kierownikowi projektu mogłoby okazać się bardziej korzystne z punktu widzenia doskonalenia trafności przewidywań przebiegu procesów logistycznych.

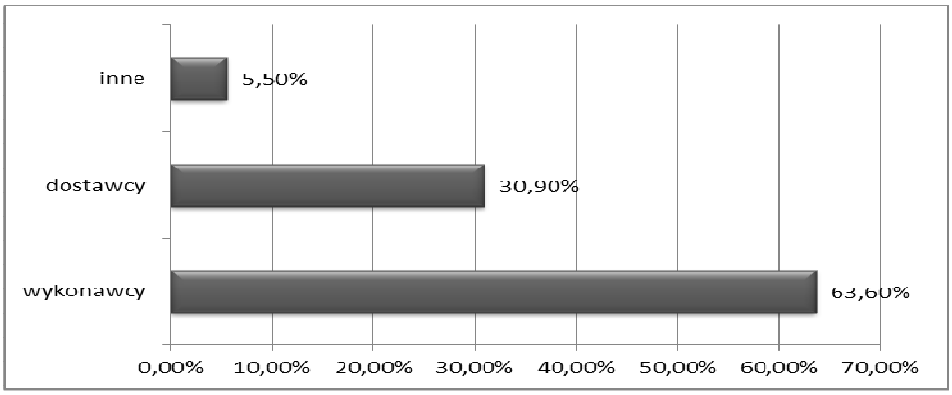
Interesujące jest wskazywanie formuły Loco (odbiór towaru przez kupującego) jako dominującej w przebiegu łańcucha dostaw. Formuła Franco - dostawy na plac budowy – jest rzadziej stosowana (rysunek 5).



Rys. 5. Przebieg łańcucha dostaw

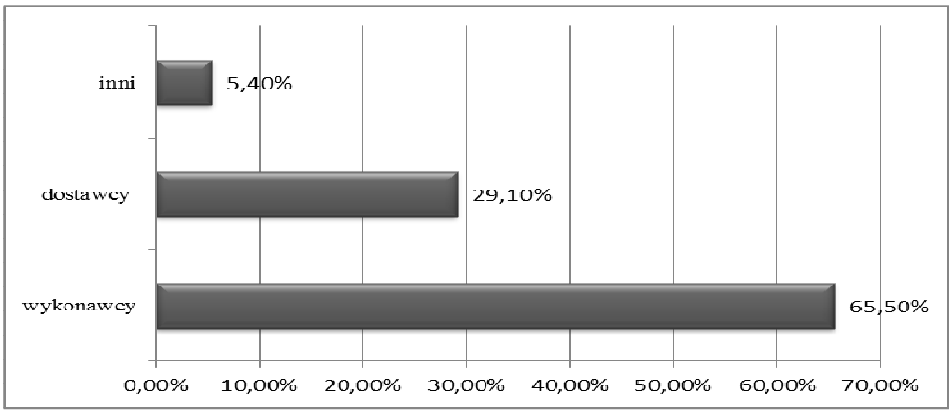
Fig. 5. A type of the supply chain

Wobec wskazywanej pozycji wykonawców w organizowaniu procesów logistycznych nie budzi zaskoczenia wskazywanie ich jako podmioty przejmujące ryzyko logistyczne i koszty logistyczne (rysunek 6 i 7).



Rys. 6. Podmioty przejmujące ryzyko logistyczne

Fig. 6. Companies taking the risk of logistics

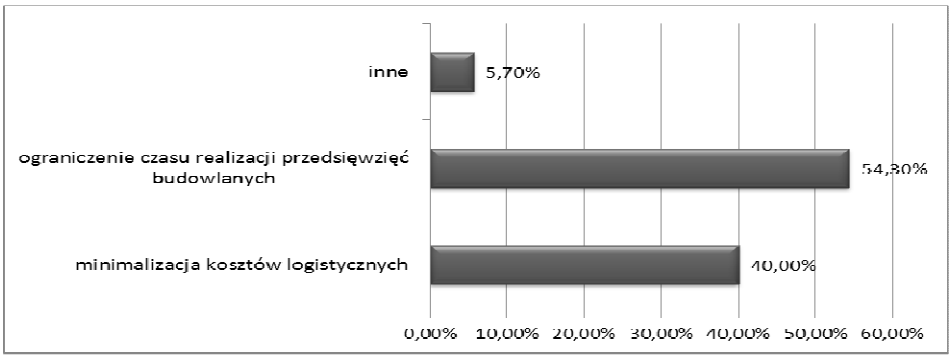


Rys. 7. Ponoszący koszty logistyczne

Fig. 7. Companies covering the logistics costs

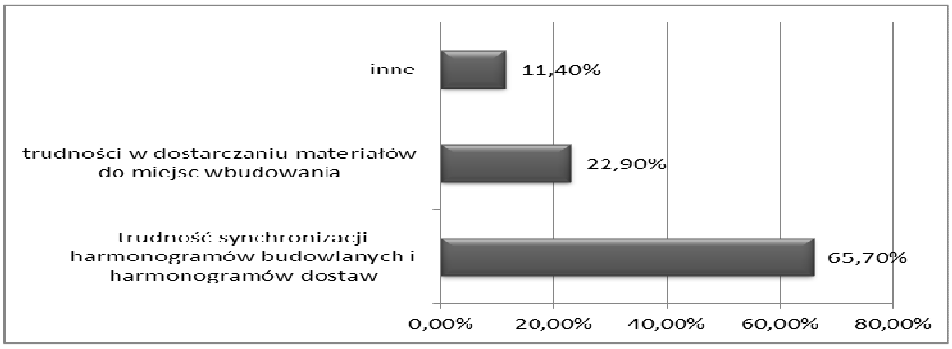
Taki stan rzeczy może okazać się niekorzystny z punktu widzenia przedsiębiorstw wykonawczych – podwyższa ryzyko ich działalności. To z kolei może negatywnie wpływać na przebieg przedsięwzięć budowlanych.

Upatrywane przez badanych korzyści i zagrożenia wynikające ze stosowania metody „just in time" ukazują rysunki 8 i 9.



Rys. 8. Spodziewane efekty stosowania metody „just in time" w przedsięwzięciach

Fig. 8. Expected outcomes of the "just in time" (JIT) method in projects



Rys. 9. Spodziewane zagrożenia w stosowaniu metody „just in time" w przedsięwzięciach

Fig. 9. Expected risks of the "just in time" (JIT) method in projects

Skrócenie czasu trwania budowy było najczęściej wskazywane jako korzyść wynikająca z wykorzystania metody „just in time", natomiast trudności synchronizacji przebiegu procesów budowlanych jako problematyczne.

4. Podsumowanie

Budowlane projekty inwestycyjne są ściśle powiązane z logistyką zaopatrzenia, która znajduje się na wejściu systemu logistycznego. Głównym jej celem jest pozyskiwanie surowców, materiałów i półfabrykatów potrzebnych do zapewnienia ciągłości i rytmiczności procesów budowlanych. Logistykę zaopatrzenia można ujmować czynnościowo bowiem do zrealizowania wspomnianego celu konieczne są określone czynności logistyczne. Oznacza to, że logistyka zaopatrzenia obejmuje czynności związane nie tylko z magazynowaniem, tworzeniem zapasów, ale także z całą procedurą opracowywania zamówień i dokonywania zakupu surowców i materiałów. Jak wskazują przeprowadzone badania

organizacja zadań logistycznych w znaczącej mierze pozostaje ciągle w zakresie zadań polskich przedsiębiorstw budowlanych. Powoduje to, że nie wykorzystuje się w zarządzaniu procesami logistycznymi nowoczesnych narzędzi obejmujących m.in. zwinne projektowanie łańcuchów logistycznych. Konsekwencją takiego podejścia jest ponoszenie ryzyka logistycznego przez wykonawców budowlanych. Sposobem na ograniczanie tego ryzyka może być powierzanie zadań logistycznych wyspecjalizowanym podmiotom.

Literatura

[1] Bizon-Górecka J.: Determinanty sukcesu przedsiębiorstw budowlanych jako uczestników projektów realizowanych w międzynarodowej kooperacji, Wydawnictwo TNOiK, Bydgoszcz 2011.

[2] Górecki J.: Ryzyko logistyczne budowlanych projektów inwestycyjnych, Logistyka nr 6, 2014, s. 1292-1302.

[3] Marcinkowski R.: Optymalizowanie decyzji w planowaniu produkcji budowlanej na podstawie pracochłonności prac, w: Kasprowicz T. (red.), Inżynieria przedsięwzięć budowlanych. Rekomendowane metody i techniki, Sekcja Inżynierii Przedsięwzięć Budowlanych KILiW PAN, Warszawa 2015, s.126-140.

[4] Sobotka A.: Logistyka przedsiębiorstw i przedsięwzięć budowlanych, Wydawnictwa AGH, Kraków 2010.

EVALUATION OF LOGISTICS PROCESSES IN CONSTRUCTION PROJECTS

S u m m a r y

Logistics processes are an essential component of the construction projects. Therefore, they should be treated as a determinant success of these projects. It should be noticed an important role of construction companies, as building contractors. About particular connection between project targets and targets of the project contractors - construction enterprises - decides a specificity of the building production. An aim of the article is to present a character of the construction industry, implemented on construction sites, in which logistics processes play a special role. In order to study a way of conducting logistics processes it was conducted 55 surveys of construction companies. The research has revealed a significant participation of the construction companies in conducting logistics processes, and thus covering the costs of logistics and taking the risk of logistics. A "just in time" (JIT) method is used in order to minimize duration of construction projects. On the other hand, as the greatest threat coming from a use of this method, companies indicated the difficulties in synchronization of construction schedules and delivery schedules of production resources.

Keywords: logistics, specificity of construction projects, study of logistics processes

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.21

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 189-196

Agnieszka LEŚNIAK[1]

WSPOMAGANIE DECYZJI WYKONAWCY BUDOWLANEGO Z ZASTOSOWANIEM SZTUCZNEJ INTELIGENCJI

Odpowiednia selekcja przetargów, do których startuje przedsiębiorstwo budowlane jest ważna w aspekcie kreowania jego pozycji na rynku. By wspomóc procesu myślowy decydenta i zwiększyć skuteczności decyzji opracowuje się modele wspomagające podejmowanie decyzji. W pracy zaproponowano sztuczne sieci neuronowe do budowy modelu wspomagającego decyzje przetargową wykonawcy. Zaproponowany model klasyfikacyjny generuje odpowiedź w formie zalecenia przystąpienia do przetargu bądź rezygnacji z udziału. Model w postaci sieci dwuwarstwowej jednokierunkowej o strukturze MLP 15-2-2 z dwoma neuronami w warstwie ukrytej, osiągnął dobrą jakość działania i prawidłowo sklasyfikował 88,64% przypadków, a pole pod krzywą ROC (współczynnik AUC) wyniosło 0,92578.

Słowa kluczowe: wspomaganie decyzji przetargowej, sztuczne sieci neuronowe, model klasyfikacyjny, zarządzanie w budownictwie

1. Wprowadzenie

W obszarze zarządzania w budownictwie wspomaganie procesów decyzyjnych jest szeroko poruszane w literaturze. Proponowane modele wspomagają decyzje podejmowane przez uczestników procesu budowlanego: zarówno inwestorów [11] jak i wykonawców [7]. Skuteczne podejmowanie decyzji to jedno z największych wyzwań współczesnego budownictwa [6].

Starania o pozyskanie kontraktu budowlanego wymagają od wykonawcy podjęcia kluczowej decyzji, czy ubiegać się o dane przedsięwzięcie i złożyć ofertę przetargową. Odpowiednia selekcja przetargów, do których startuje przedsiębiorstwo jest bardzo ważna w aspekcie budowania pozycji na rynku i wpływa na sukces wykonawcy. Decyzje przetargowe są złożone, dynamiczne i zależne od wielu czynników [15], związanych zarówno z przedsiębiorstwem, jak i przedsięwzięciem, którego dotyczy przetarg.

[1] Agnieszka Leśniak, Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Lądowej, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków, tel. 12-6282393, email: alesniak@izwbit.pk.edu.pl

Pierwsze badania dotyczące czynników wpływających na decyzje dotyczące przystąpienia do przetargu przeprowadzono wśród wykonawców robót budowlanych w 1988 roku w USA [1], kolejne w Wielkiej Brytanii [15], potem w innych krajach, w tym także w Polsce [7]. Autorzy tych prac dostrzegają, że czynniki wpływające na decyzje przetargowe w dużej mierze zależą także od otoczenia i rynku, na którym firma funkcjonuje.

Wykonawca podejmując decyzję o udziale w przetargu najczęściej bazuje na doświadczeniu i własnej intuicji. By wspomóc procesu myślowy decydenta, i zwiększyć skuteczności decyzji, opracowuje się modele wspomagające proces podejmowania decyzji. Do budowy tych modeli wykorzystywane są różne narzędzia i metody matematyczne. Większość z nich bazuje na zdefiniowanych czynnikach przetargowych. Spośród istniejących warto wymienić modele z zastosowaniem: metody obwiedni danych [4], regresji logistycznej [3], sztucznych sieci neuronowych [16] i logiki rozmytej [7].

W artykule zostanie przedstawiona propozycja modelu wspomagającego podjęcie decyzji o udziale w przetargu, wykorzystującego metodę sztucznej inteligencji w postaci sieci neuronowych. Do modelowania zaproponowano sieci warstwowe jednokierunkowe, które są najczęściej opisywaną i najchętniej wykorzystywaną w zastosowaniach praktycznych architekturą neuronową.

2. Wybór narzędzia w postaci SSN i budowa bazy danych

Sztuczne Sieci Neuronowe (skrót SSN) od końca lat pięćdziesiątych uznawane są za jedną z ważniejszych metod badawczych sztucznej inteligencji. Dzięki budowie opartej za wzorcach biologicznych układów nerwowych posiadają niezwykłe właściwości, do których zaliczyć można m.in. [9]:

- szybki proces przetwarzania informacji. Obliczenia w sieciach wykonywane są równolegle. Neurony składające się na sieć wykonują przypadające im zadania obliczeniowe równocześnie,
- zdolność uczenia i uogólniania zdobytej wiedzy. Sieć wytrenowana na wybranej grupie danych uczących potrafi skojarzyć nabyta wiedzę i wykazać dobre działanie na danych nie uczestniczących w procesie uczenia.

W obszarze zarządzania w budownictwie SSN znalazły zastosowanie m.in. w zagadnieniach harmonogramowania przedsięwzięć budowlanych [14] szacowania kosztów robót budowlanych [12] i wspomagania problemów decyzyjnych [5], [2].

Punktem wyjścia do budowy modelu opartego na sztucznej sieci neuronowej były badania czynników przetargowych przeprowadzone w Polsce i prezentowane częściowo w pracy [7]. W ich wyniku wyselekcjonowano 15 czynników wpływających na decyzje o udziale w przetargu w opinii polskich wykonawców: x_1 - rodzaj robót, x_2 - doświadczenie w realizacji podobnych przedsięwzięć, x_3 - warunki umowne, x_4 - reputacja inwestora, x_5 - wartość przedsięwzięcia, x_6 - potrzeba pracy, x_7 - wielkość przedsięwzięcia, x_8 - zyski osiągnięte w prze-

szłości z podobnych przedsięwzięć, x_9 - czas trwania przedsięwzięcia, x_{10} - kryteria wyboru oferty, x_{11} - lokalizacja przedsięwzięcia, x_{12} - czas na przygotowanie oferty, x_{13} - możliwy udział podwykonawców, x_{14} - konieczność użycia specjalistycznego sprzętu, x_{15} - stopień trudności robót.

Kolejnym krokiem podjętym przez autorkę była budowa niezbędnej do modelowania bazy danych. Zidentyfikowane czynniki posłużyły do oceny przedsięwzięć, o które ubiegali się wykonawcy uczestnicząc w przetargach. Ocena każdego czynnika w danym przedsięwzięciu przebiegała w skali od 1 do 7, gdzie liczby oznaczały: 1 – bardzo mało korzystny (istotny), a 7 – bardzo korzystny (istotny).

Drugim istotnym celem prowadzonych badań było określenie rezultatu dla każdego ocenianego postępowania przetargowego w postaci wyniku:

- W – przetarg wygrany,
- P – przetarg przegrany.

W badaniach zgromadzono ostatecznie informacje na temat 88 przetargów.

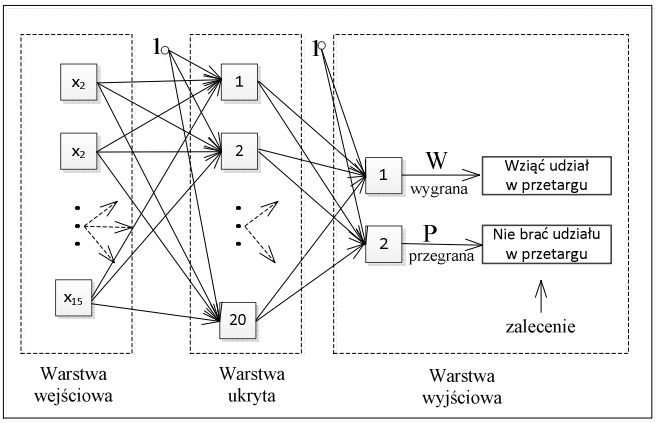
3. Zdefiniowanie problemu i konstrukcja modelu

Modelowanie decyzji o udziale w przetargu potraktowano jako zagadnienie klasyfikacji. Jest ona jedną z metod eksploracji danych, której celem jest przypisanie poszczególnych obiektów (przypadków) do odpowiednich predefiniowanych klas, których liczba jest ograniczona. Budowa modelu klasyfikacyjnego, wspomagającego decyzje przetargowe wykonawców sprowadza się do poszukiwania modelu zależności między możliwymi do ustalenia ocenami czynników decydujących o przystąpieniu do przetargu, a zaliczeniem go do odpowiedniego zbioru klasyfikacyjnego: W - wygrana, P - przegrana.

Do rozwiązania zadania klasyfikacyjnego zaproponowano sztuczną sieć neuronową dwuwarstwową, jednokierunkową (MLP - *ang. Multi-Layer Perceptron*). Warstwę wejściową sieci stanowiło 15, ocenionych dla każdego przypadku przetargu, czynników przetargowych. W warstwie ukrytej przyjmowano różną liczbę neuronów (maksymalnie 20), w zależności od etapu procesu modelowania. Warstwę wyjściową stanowiły 2 neurony reprezentujące klasy:

- W - wygrana – zalecenie wzięcia udziału w przetargu,
- P - przegrana – zalecenie rezygnacji z udziału w przetargu.

Ogólną postać modelu przedstawia rysunek 1.



Rys. 1. Schemat zaproponowanego modelu - sieć dwuwarstwowa

Fig. 1. The form of the proposed model - the two layers network

Należy zauważyć, że w pracy [16], po raz pierwszy zaproponowano model wspomagający podejmowanie decyzji o udziale w przetargu z wykorzystaniem sztucznych sieci neuronowych. Do rozwiązania problemu, zaproponowano sieć neuronową jednokierunkową wielowarstwową, z 18 neuronami w warstwie wejściowej. Wyjście sieci stanowił neuronowy wskaźnik przetargowy - *NWP* przyjmujący wartości w przedziale (0,1). Wartości *NWP*, co najmniej 0,5 - rekomenduje przystąpienie do przetargu, a poniżej 0,5 - sugeruje rezygnację. W tym miejscu podkreślić należy, dwie zasadnicze różnice pomiędzy istniejącym modelem, a proponowanym przez autorkę:

1) Istniejący model [16] opiera się na bazie danych zawierającej informacje o podjętych przez wykonawców decyzjach w przeszłości (wziął udział w przetargu / nie wziął udziału w przetargu). Zastosowana przez autorkę w niniejszej pracy baza danych zawiera rzeczywiste efekty uczestnictwa w przetargach (wygrana / przegrana).
2) Proponowany przez autorkę model nie jest modelem regresyjnym podającym na wyjściu wskaźnik, którego wielkość należy interpretować w zależności od przyjętej wartości progowej, lecz modelem klasyfikacyjnym, w którym sieć zaleca udział w przetargu poprzez zakwalifikowanie przypadku do klasy W - wygrana lub sugeruje rezygnację z przetargu, poprzez zakwalifikowanie do klasy P - przegrana.

3.1. Przebieg procesu modelowania

Modelowanie przebiegało w dwóch etapach. W trakcie pierwszego etapu symulacji neuronowych wykorzystano moduł „automatycznego projektanta sieci" dostępny w programie *STATISTICA Automatyczne Sieci Neuronowe*. Umożliwia on poszukiwanie sieci – przy różnych funkcjach aktywacji i liczbie neuro-

nów w warstwie ukrytej. Jako kryterium dopasowania sieci pomiędzy odpowiedziami sieci, a wartościami oczekiwanymi liczono błąd uczenia i testowania sieci w postaci funkcji błędu opartej na sumie kwadratów różnic pomiędzy wartościami zadanymi, a wartościami otrzymanymi (MSE - *mean of squares*) dla n próbek:

$$MSE = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(y_i - t_i)^2 \tag{1}$$

gdzie:

n– liczba próbek,

t_i – wartość rzeczywista i-tej próbki,

y_i – wartość i-tej próbki oszacowana przez sieć.

Wynikiem pierwszego etapu był wybór ostatecznej struktury sieci neuronowej MLP. Wybrano sieć MLP 15-8-2. Funkcje aktywacji tej sieci w warstwie ukrytej to funkcja logistyczną, a w warstwie wyjściowej funkcja liniowa. Ta sieć osiągnęła wyniki najbliższe wynikom średnim, uzyskanym przez najlepsze 25 sieci.

W drugim etapie uczenia dla wybranej sieci MLP zmieniano liczbę neuronów w warstwie ukrytej od 2 do 12, zachowując jednocześnie funkcje aktywacji: w warstwie ukrytej - logistyczną, a wyjściowej - liniową.

Dla każdego przypadku stosowano uczenie za wykorzystaniem 10-krotnej walidacji krzyżowej, aby uzyskać wyniki dla sieci, których działanie będzie jak najmniej obarczone sposobem losowania zbiorów.

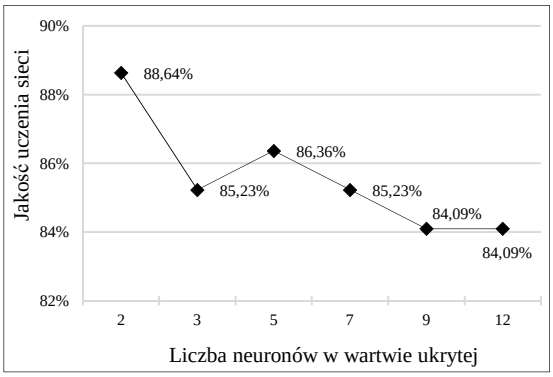
W sumie wytrenowano 60 sieci. Spośród nich wskazano sieć (Tabela 1), która reprezentuje średnie wartości osiąganych wyników dla rozważanej struktury. Najlepsze wyniki zanotowano w przypadku sieci MLP 15-2-2. Dla tej sieci różnica pomiędzy jakością uczenia dla zbiorów wyniosła 6,81%. Warto zauważyć, że maksymalnie różnica ta wyniosła 11,36% dla sieci MLP 15-7-2.

Na rysunku 2 przedstawiono osiąganą jakość uczenia sieci w zależności od liczby neuronów w warstwie ukrytej dla zbioru testującego.

Tabela 1. Charakterystyka wybranych sieci MLP

Table 1. Characteristic of selected MLP networks

L.p.	Struktura sieci	Liczba ukrytych neuronów	Jakość uczenia		Funkcja błędu	Aktywacja ukryte	Aktywacja wyjściowe
			Zbiór uczący [%]	Zbiór testujący [%]			
1	MLP 15-2-2	2	95,45%	88,64%	MSE	Logistyczna	Liniowa
2	MLP 15-3-2	3	90,91%	85,23%	MSE	Logistyczna	Liniowa
3	MLP 15-5-2	5	90,91%	86,36%	MSE	Logistyczna	Liniowa
4	MLP 15-7-2	7	96,59%	85,23%	MSE	Logistyczna	Liniowa
5	MLP 15-9-2	9	92,05%	84,00%	MSE	Logistyczna	Liniowa
6	MLP 15-12-2	12	93,18%	84,09%	MSE	Logistyczna	Liniowa



Rys. 2. Jakość uczenia sieci MLP w zależności od liczby neuronów w warstwie ukrytej – wyniki dla zbioru testującego

Fig. 2. The quality of learning MLP network depending on the number of neurons in the hidden layer - the results for the testing set

Analizując powyższy wykres łatwo zaważyć, że najlepsze wyniki uczenia uzyskała sieć 15-2-2. Wzrost liczby neuronów w warstwie ukrytej nie poprawił rezultatów. Najsłabszą jakość uczenia równą 84,09% osiągnęły sieci z liczbą 9 i 12 neuronów w warstwie ukrytej.

3.2. Ocena modelu MLP 15-2-2 jako klasyfikatora

Podsumowanie klasyfikacji dla modelu MLP przedstawiono w tabeli 2. Dane z tabeli 2 umożliwiają wyznaczenie podstawowych parametrów modelu klasyfikacyjnego. Ich definicje i wzory można znaleźć m.in. w [10]. Wyniki zamieszczono w tabeli 3.

Tabela 2. Podsumowanie klasyfikacji sieci MLP 15-2-2

Table 2. Summary of MLP 15-2-2 network classification

		Rzeczywistość		
Odpowiedź SSN		W – wygrana	P – przegrana	Wszystkie
MLP 15-2-2	W – wygrana	19	5	24
	P – przegrana	5	59	64
	Razem	24	64	88

Tabela 3. Podstawowe parametry klasyfikatora w postaci sieci neuronowej MLP 15-2-2

Table 3. Basic parameters of the classifier as a neural network MLP 15-2-2

Model neuronowy MLP 15-2-2	Czułość	Swoistość	Wartość predykcyjna dodatnia (PPV)	Wartość predykcyjna Ujemna (NPV)	Skuteczność (ACC)
	79,17%	92,19%	79,17%	92,19%	88,64%

Uzyskane wartości są wysokie i wykazują dobre działanie sieci. Analizując je można zauważyć, że sieć lepiej klasyfikuje do klasy P - przegrana (swoistość 92%), niż do klasy W - wygrana (czułość 79%). Wybrana sieć sklasyfikowała poprawnie 88,64% przypadków dla zbioru testującego (skuteczność ACC), popełniając przy tym błąd na poziomie 11%. Pole pod krzywą ROC tzw. współczynnik AUC to wielkość powszechnie traktowana jako miara jakości klasyfikatora [13]. Wielkość pola mieści się w przedziale (0,1]. Im jest ono większe tym lepsza jest jakość klasyfikatora. Dla modelu MLP 15-2-2 współczynnik AUC uzyskał wysoką wartość: 0,92578.

Ocena modelu neuronowego w postaci sieci MLP 15-2-2 jako klasyfikatora wypadła zadowalająco.

4. Podsumowanie

Uczestnictwo w przetargach ma znaczący wpływ na funkcjonowanie i rozwój przedsiębiorstwa budowlanego. Decyzja o przystąpieniu do przetargu, mimo, że istotna często musi zostać podjęta szybko i w ograniczonym czasie. Wykonawca najczęściej bazuje na doświadczeniu i własnej intuicji. By wspomóc proces decyzyjny i zwiększyć skuteczność podejmowanych decyzji zaproponowano klasyfikacyjny model wspomagający decyzje przetargowe. Został on zbudowany w postaci sztucznej sieci neuronowej. Do modelowania zaproponowano sieć dwuwarstwową jednokierunkową. Najlepszą jakość uczenia osiągnęła sieć z dwoma neuronami w warstwie ukrytej, klasyfikując poprawnie 88,64% przypadków dla zbioru testującego. Uzyskane wyniki sugerują możliwość wykorzystania modelu w praktyce.

Literatura

[1] Ahmad I., Minkarah I., Questionnaire survey on bidding in construction, Journal of Management in Engineering, 4, 3, 1988, 229-243.

[2] Anysz H., Foremny A., Kulejewski J., Estimating potential losses of the client in public procurement in case of collusion utilizing a MLP neural networks, Technical Transactions Civil Engineering, 1-B/2014, s. 105-118.

[3] Drew D., Lo H. P., Applying a random coefficients logistic model to contractors' decision to bid, Construction Management and Economics, 25, 2007, s. 387–398.

[4] El-Mashaleh M. S., Decision to bid or not to bid, a data envelopment analysis approach. Canadian Journal of Civil Engineering, 37, 2010, s. 37–44.

[5] Juszczyk M., Leśniak A.: Przegląd możliwości zastosowania sztucznych sieci neuronowych w zarządzaniu kosztami przedsięwzięć budowlanych, Przegląd Naukowy – Inżynieria i Kształtowanie Środowiska, 55, 2012, s. 55-64.

[6] Kapliński O., Tupenaite L., Review of the multiple criteria decision making methods, intelligent and biometric systems applied in modern construction economics, Transformation in Business & Economics, 10, 1, 2011, s. 166-181.

[7] Leśniak A., Plebankiewicz E., Modeling the decision-making process concerning

participation in construction bidding, Journal of Management in Engineering, 31, 2, 2015, s. 04014032. DOI: 10.1061 / (ASCE)ME.1943-5479.0000237.

[8] Leśniak A., Application of artificial neural networks in indirect cost estimation, International Conference on Numerical Analysis And Applied Mathematics 2013 (ICNAAM-2013), Rhodes, Greece, AIP Publishing, 1558, 2013, s. 1312-1316.

[9] Osowski S., Sieci neuronowe w ujęciu algorytmicznym, WNT, Warszawa 1997.

[10] Panek T., Zwierzchowski J., Statystyczne metody wielowymiarowej analizy porównawczej. Teoria i zastosowania, OW SGH, Warszawa, 2013.

[11] Plebankiewicz E., Model strategii przetargowej wykonawcy budowlanego z zastosowaniem teorii zbiorów rozmytych, praca doktorska, Politechnika Krakowska, Kraków 2001.

[12] Plebankiewicz E., Leśniak A., Overhead costs and profit calculation by polish contractors, Technological and Economic Development of Economy, 19, 1, 2013, s. 141-161.

[13] Sagan A., Krzywe operacyjno-charakterystyczne w ewaluacyjnych badaniach marketingowych, Zeszyty naukowe UE w Krakowie, 864, 2011, s. 5-17.

[14] Schabowicz K., Hoła B., Application of artificial neural networks in predicting earthmoving machinery effectiveness ratios, Archives of Civil and Mechanical Engineering, 8, 4, 2008, s. 73-84.

[15] Shash A.A., Factors considered in tendering decisions by top UK contractors, Construction Management and Economics, 11, 1993, s. 111-118.

[16] Wanous M., Boussabaine H.A., Lewis J., A neural network bid/no bid model: The case for contractors in Syria, Construction Management and Economics, 21, 7, 2003, s. 737-744.

SUPPORTING CONTRACTORS' DECISION USING ARTIFICIAL INTELLIGENCE

S u m m a r y

An appropriate selection of tenders in which the company wishes to participate plays an important part in establishing its position in the market and contributes to the contractor's success. Efficiency of bidding decisions can be improved by applying decision support models. The paper presents a model based on an artificial neural network designed to support contractors' bidding decisions. The network solved the problem of classification. The best network proved to be the MLP 15-2-2 one which generated the most efficient classification, namely the 88,64% of correctly identified cases that did not participate in the training process. The area under the ROC curve (the coefficient AUC) reached the value 0,92578.

Keywords: supporting bidding decision, artificial neural networks, classification model, construction management

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.22

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 197-204

Mieczysław POŁOŃSKI[1]

ZALEŻNOŚĆ KONTYNGENCJI CZASU I KOSZTU W HARMONOGRAMACH BUDOWLANYCH

Streszczenie: Uwzględnianie buforów czasu i/lub kosztu w strukturze harmonogramów jest coraz popularniejszą metodą zabezpieczania harmonogramów budowlanych przed wpływem wielu czynników ryzyka występujących podczas realizacji tych obiektów. Spotykane dotychczas w literaturze rozwiązania najczęściej pozwalają wyznaczyć ich wielkość niezależnie jedne od drugich. Oznacza to, że wielkość buforów kosztu nie uwzględnia nakładów, jakie należy ponieść na skrócenie zadań, które to są podstawowym założeniem metody Goldratta. W artykule wskazano, że kontyngencja kosztów zgromadzona w buforach powinna być uzależniona od rozmiarów skrócenia zadań, które dany bufor chroni. Zdefiniowano założenia proponowanej metody wyznaczania wielkości buforów kosztu w zależności od przyjętego terminu zakończenia całego przedsięwzięcia i wynikających z tego skróceń czasu zadań oraz opisano sposób prowadzenia obliczeń. Zaproponowana metoda wyznaczania buforów została zilustrowana i zweryfikowana na przykładzie dużego harmonogramu przebudowy zbiornika wodnego.

Słowa kluczowe: kontyngencja czasu, kontyngencja kosztu, analiza ryzyka, bufor czasu, bufor kosztu, harmonogram budowlany

1. Wprowadzenie

Uwzględnianie buforów czasu i/lub kosztu w strukturze harmonogramów jest coraz popularniejszą metodą zabezpieczania harmonogramów budowlanych przed wpływem wielu czynników ryzyka występujących podczas realizacji tych obiektów [3,6,8]. W literaturze można spotkać szereg różnych propozycji wyznaczania lokalizacji, ilości i wielkości różnego rodzaju buforów w zależności od przyjętych założeń i danych, którymi dysponujemy do wykonania niezbędnych obliczeń. O ile potrzeba wyznaczania kontyngencji czasu jest raczej bezsporna, o tyle dyskusyjna jest możliwość gromadzenia zapasowych zasobów niezbędnych w realizacji każdego przedsięwzięcia budowlanego. Co prawda E. Goldratt wspomina w swojej książce również bufory zasobów [2], jednak ze względu na szeroki wachlarz zasobów odnawialnych i nieodnawialnych używanych w proce-

[1] Mieczysław Połoński, Katedra Geoinżynierii, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska SGGW, ul. Nowoursynowska 159, 02-776 Warszawa, e–mail: mieczyslaw_polonski@sggw.pl

sie budowlanym, praktyczne wyznaczenie parametrów takich buforów jest bardzo trudne. Trudna i kosztowna wydaje się również techniczna strona utrzymania w gotowości takich zasobów, zwłaszcza w odniesieniu do zasobów odnawialnych. Wspomniane trudności z kontyngencją zasobów skłoniły wielu badaczy do wniosku, że drugim elementem, którego kontyngencję powinno się brać pod uwagę są środki finansowe [1,5]. W literaturze można spotkać metody wyznaczania rezerwowych wielkości kosztów lokowanych w buforach, jednak zazwyczaj parametry buforów czasu i buforów kosztu wyznaczane są niezależnie jedne od drugich. A przecież od dawna rozpoznane jest istnienie związku pomiędzy czasem realizacji każdego zadania i całego przedsięwzięcia budowlanego i kosztem ich realizacji. Skoro stworzenie buforów czasu łączy się najczęściej ze skróceniem wstępnie planowanych czasów poszczególnych zadań, a koszt wykonania zadań w harmonogramie zależy od ich czasu, wielkości buforów kosztu chroniące te zadania powinny również zależeć od przyjętych czasów zadań.

W artykule wskazano na konieczność uzależnienia kontyngencji kosztu od terminu realizacji harmonogramu i wielkości skrócenia wstępnie planowanych czasów zadań. Podano najważniejsze założenia proponowanego rozwiązania, a opisany sposób wyznaczania buforów czasu i kosztu został zilustrowany i zweryfikowany na przykładzie dużego harmonogramu przebudowy zbiornika wodnego.

2. Założenia proponowanej metody

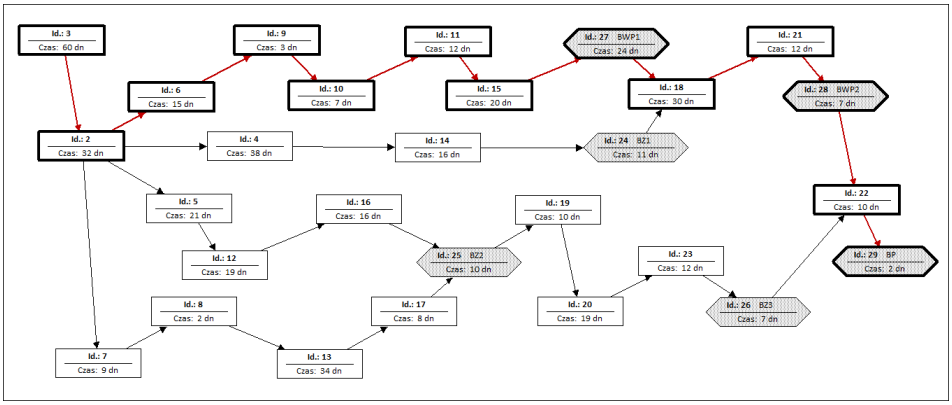
Zaproponowany w artykule sposób wyznaczania współzależnych wielkości kontyngencji czasu i kosztów oparty jest na następujących założeniach:

- podstawą wyznaczenia wartości kontyngencji czasu i kosztu jest harmonogram sieciowy przedsięwzięcia ze zdefiniowanymi, wyjściowymi czasami i kosztami wszystkich zadań,
- kontyngencja czasu i kosztu wyznaczana jest dla wspólnych buforów zlokalizowanych w strukturze sieci zależności harmonogramu,
- skrócenie czasu zadań częściowo chronione jest rezerwą czasu zgromadzoną w buforach, a częściowo służy przyspieszeniu realizacji przedsięwzięcia,
- skrócenie czasu każdego zadania poniżej czasu wyjściowego generuje dodatkowy koszt, zależny od wielkości skrócenia,
- koszt skrócenia zadań częściowo zostanie przypisany bezpośrednio do skracanych zadań, a częściowo do chroniących ich buforów,
- maksymalne skrócenie każdego zadania uwarunkowane jest możliwościami technologicznymi i organizacyjnymi analizowanego przedsięwzięcia,
- obliczane koszty przedsięwzięcia powinny obejmować zarówno koszty bezpośrednie zadań, jak i koszty pośrednie dla całego przedsięwzięcia,
- na wielkość buforów kosztu składają się dwa składniki: zabezpieczenie kosztów wykonania zadań wyjściowych (bez skrócenia) i kontyngencja kosztów wynikająca z założonego skrócenia czasu zadania i związanych z tym kosztów.

3. Przykład obliczeniowy

Sposób obliczenia wielkości buforów czasu i kosztów na podstawie zaproponowanych założeń zostanie przedstawiony na przykładzie jednopunktowego harmonogramu przebudowy zbiornika małej retencji w Małomicach wraz z infrastrukturą towarzyszącą [7].

Ponieważ cały szczegółowy harmonogram liczył 298 zadań, w artykule przestawiono jego bardzo uproszczoną wersję, zachowując jednak podstawowe etapy robót i ich powiązania. Struktura uproszczonego harmonogramu powstała na podstawie struktury SPP harmonogramu szczegółowego, a czasy i koszty poszczególnych skomasowanych zadań zostały wyznaczone jako czasy i koszty poszczególnych zadań sumarycznych w pierwotnym harmonogramie. Dzięki temu zachowano przebieg ścieżki krytycznej i podstawowe parametry harmonogramu wyjściowego: wstępny czas realizacji 264 dni robocze i koszt 8 935 177 zł kosztów bezpośrednich i 1 244 760 zł kosztów pośrednich tzn. całkowity koszt wykonania obiektu to 10 179 937 zł. Zarówno harmonogram uproszczony jak i szczegółowy sporządzony był w programie MS Project. Na rysunku 1 przedstawiono schemat sieci zależności i przebieg ścieżki krytycznej (pogrubione ramki) harmonogramu uproszczonego.



Rys.1. Schemat sieci zależności i przebieg ścieżki krytycznej (pogrubione ramki) harmonogramu z wstawionymi buforami czasu i kosztu

Fig. 1. The relationship network with the critical path (frame bolded) and with located the time of the cost buffer task

Kolejnym krokiem było ustalenie lokalizacji buforów czasu i kosztu. Zgodnie z przyjętymi założeniami wstawione bufory są wspólne dla czasu i kosztu. Ich lokalizację pokazano na rys. 1 oznaczonych jako sześciokątne ostroboki. W sieci zależności wstawiono dwa bufory wspomagające na ścieżce krytycznej (BWP1 i BWP2), trzy bufory zasilające (BZ1, BZ2, BZ3) oraz bufor projektu BP będący równocześnie zadaniem kończącym całe przedsięwzięcie.

Znając lokalizację buforów oraz układ chronionych przez nie ciągów możliwe było wyznaczenie ich parametrów. W pierwszej kolejności skupiono się na skróceniu czasów trwania zadań i wynikających z nich wielkościach buforów czasu. Ze względu na fakt, że wyznaczony wstępnie czas realizacji obiektu wynoszący 264 dni nie mógł być przekroczony, jedyną możliwością wstawienia buforów czasu było odpowiednie skrócenie wyjściowych czasów zadań. Ponieważ dysponowano deterministycznymi ocenami czasu wszystkich zadań (oznaczonych jako t_B), na podstawie oceny eksperckiej, z uwzględnieniem istniejących ograniczeń technologicznych i organizacyjnych, oszacowano najkrótsze możliwe czasy wszystkich zadań (oznaczono je jako t_A). Zgodnie z założeniami Goldratta połowa uzyskanego skrócenie czasu każdego zadania $\Delta t = t_B - t_A$ została przeniesiona do bufora chroniącego dane zadanie, druga połowa umożliwiła skrócenie całego przedsięwzięcia. Nowe czasy zdań zostały wstawione do harmonogramu w programie MS Project co pozwoliło obliczyć, że możliwie najkrótszy czas realizacji całego harmonogramu wynosi 201 dni (bez buforów czasu), a po wstawieniu buforów czasu 234 dni.

Kolejnym krokiem było wyznaczenie kosztów kontyngencji przypisanych do ustalonych już buforów. W danych wyjściowych ustalone były koszty bezpośrednie wykonania wszystkich zadań (k_B), odpowiadające czasom t_B i koszty pośrednie całego projektu (*KP*). Wynikały one m.in. z kosztów obsługi geodezyjnej i geologicznej, urządzenia i obsługi placu budowy, opłat za zajmowanie terenu, płac personelu kadry kierowniczej, kosztów ubezpieczenia itp. Obliczona łączna stawka dzienna tych opłat wynosiła 4715 zł. W celu poprawnego naliczenia kosztów pośrednich w MS Project zdefiniowano materiał „Koszty pośrednie" o jednostkowym koszcie użycia 4715 zł, a następnie przypisano ten zasób do zadania sumarycznego całego harmonogramu jako zużycie dzienne w ilości 1/dzień. Dzięki temu, każdego dnia trwania robót, koszty pośrednie były dodawane automatycznie przez program do kosztów bezpośrednich zaplanowanych zadań, a ich łączna wartość zmieniała się w zależności od czasu trwania całego harmonogramu. Znając najkrótszy czas realizacji wszystkich zadań t_A, na podstawie oceny eksperckiej wyznaczono dodatkowy koszt Δk_A, jaki należy ponieść za skrócenie czasu zadań od t_B do t_A. Szacując wzrost kosztu Δk_A każdego zadania brano głównie pod uwagę koszty bezpośrednie zasobów odnawialnych, uznając, że koszty zasobów nieodnawialnych zależą głównie od przyjętych rozwiązań konstrukcyjno-materiałowych, a nie przyjętej organizacji pracy [4]. Wyliczone wzrosty kosztów Δk_A dla poszczególnych zadań zostały następnie podzielone na dwie części. Połowę (oznaczoną *KZtA*) dodano do kosztów wykonania zadań w czasie t_B, otrzymując w ten sposób koszt k_A, przypisany bezpośrednio do wykonania zadań w najkrótszym możliwym czasie t_A. Łatwo zauważyć, że koszt wykonania zadań w skróconym czasie jest większy od kosztów ich realizacji w czasach bez skróceń (tabela1). Drugą część Δk_A (oznaczoną *KBtA*) skumulowano w buforach kosztów chroniących poszczególne zadania. W ten sposób zabezpieczono niezbędne nakłady finansowe na realizację projektu,

a z drugiej strony zabezpieczono się przed ewentualnym przeszacowaniem wzrostu kosztów spowodowanych skróceniem zadań.

Jednak jak podano w założeniach proponowanej metody całkowity koszt bufora kosztu wynika z dwóch źródeł. Pierwszy element (*KtB*), stanowi zabezpieczenie kosztów wykonania zadań w podstawowym czasie bez skracania, czyli w czasie t_B. W tym wypadku, ze względu na brak danych o rozkładach kosztów oraz dostateczną dokładność obliczeń [5], *KtB* poszczególnych zadań określono jako 10% kosztu k_B. Drugim składnikiem jest opisany powyżej mechanizm zabezpieczenia wynikającego ze wzrostu kosztu związanego ze skróceniem zadań. Ostatecznie całkowity koszt rezerwowych nakładów finansowych BK_i zgromadzonych w każdym buforze i wyniósł:

$$BK_i = \sum_{j=1}^{m} \left(KtB_j + KBtA_j \right) \tag{1}$$

gdzie: BK_i – wielkość bufora kosztów i,
m – liczba zadań chronionych buforem i,
KtB_j – rezerwa kosztu wykonania zadania j w czasie t_B,
$KBtA_j$ – rezerwa kosztu zabezpieczająca wykonanie zadania j w skróconym czasie t_A.

Zaprojektowane skrócenie zadań w kolejnych rozważanych wariantach nie musi być równe maksymalnemu możliwemu skróceniu Δt. Może również stanowić tylko jego część. W takim wypadku również koszt skrócenia zadania będzie stanowił tylko fragment kosztu Δk_A. W prezentowanym przykładzie przyjęto, że funkcja opisująca wzrost kosztu skrócenia zadań w zależności od wartości tego skrócenia jest prostoliniowa, co w ogólnym przypadku nie ogranicza zastosowania innego przebiegu tej funkcji. W celu zilustrowania możliwości wykonania obliczeń przy założeniu częściowego skrócenia zadań obliczono wariant, w którym przyjęto skrócenie równe połowie maksymalnego (po zaokrągleniu do pełnych dni roboczych). Czasy tak skróconych zadań oznaczono jako t_C, a odpowiadające im koszty wykonania zadań po skróceniu k_C. Dane o czasach i kosztach wszystkich zadań zestawiono w tabeli 1. Wyniki obliczeń wielkości buforów czasu i kosztu przy skróceniu zadań do czasu t_A i t_C podano w tabeli 2. Na rys. 2 przedstawiono krzywe skumulowanych całkowitych kosztów wykonania obiektu w trzech rozważanych wariantach: bez skróceń zadań (t_B) oraz z maksymalnym i częściowym skróceniem t_A i t_C.

Tabela 1. Czasy i koszty bezpośrednie zadań w przykładowym harmonogramie

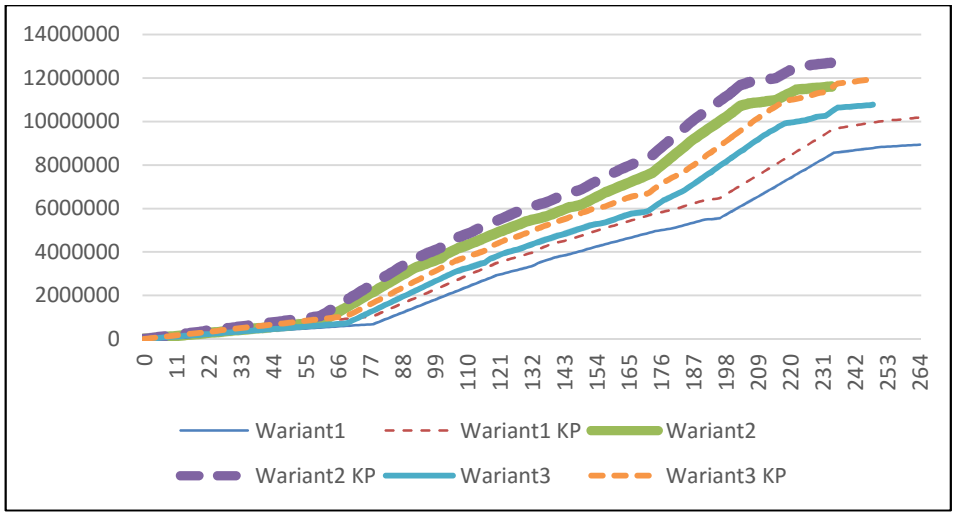
Table 1. Tasks time and direct cost in PLN for example schedule

Id	Nazwa zadania	t_B [dni]	t_A [dni]	k_B [PLN]	Δk_A [PLN]	k_A [PLN]	t_C [dni]	k_C [PLN]	Bufor chroniący
1	PRZEBUDOWA ZBIORNIKA - SUMA	264	201	8935177	1772117	9821230	248	9405062	
2	Rob. ziemne - grobla	42	32	2245573	500913	2496029	37	2370801	BWP1
3	Rob. ziemne - duży zbiornik	78	60	683790	164644	766112	69	724951	BWP1
4	System napowietrzania	54	38	654167	139624	723979	46	689073	BZ1
5	Umocnienie strefy brzeg.	28	21	149245	29150	163820	24	157573	BZ2A
6	Wymiana rurociągu doprowadzającego	19	15	304213	49717	329071	17	316642	BWP1
7	Stopnie nawodne drewniano-ziemne	12	9	14507	3142	16078	10	15554	BZ2B
8	Przewał	3	2	92931	16865	101363	2	101363	BZ2B
9	Wylot wody ze zbiornika	5	3	800	141	870	4	835	BWP1
10	Studnie przeciwpożarowe	10	7	80413	17498	89162	8	86245	BWP1
11	Pomost tech. północny	16	12	71503	12497	77751	14	74627	BWP1
12	Pomosty tech. wschodnie	25	19	170643	28871	185078	22	177860	BZ2A
13	Kładka technologiczna	45	34	535044	94783	582435	39	560893	BZ2B
14	Pochylnia technol. z betonu zbrojonego	21	16	17511	3087	19054	18	18437	BZ1
15	Roboty elektryczne - rozprowadzenie kabli	26	20	150619	37181	169209	23	159914	BWP1
16	Skrzynki SO I SZ i napowietrzanie	22	16	87234	14230	94349	19	90791	BZ2A
17	Plac technologiczny	11	8	283335	50615	308642	9	300206	BZ2B
18	Drogi technologiczne z kostki betonowej	39	30	2331273	425718	2544132	34	2449528	BWP2
19	Przejścia technol. z kostki betonowej	14	10	226473	44668	248807	12	237640	BZ3
20	Przejścia technol. o nawierzchni żwirowej	25	19	456378	69550	491153	22	473765	BZ3
21	Szata roślinna	16	12	183789	35731	201654	14	192721	BWP2
22	Prace porządkowe	13	10	109976	18422	119187	11	116116	BP
23	Nasadzenia roślinne	16	12	85760	15070	93295	14	89527	BZ3

Tabela 2. Czasy i koszty realizacji przykładowego harmonogramu w analizowanych wariantach

Table 2. Time and contingency cost in PLN for example schedule in the analyzed variants

Lp	Wariant	Liczba dni roboczych	Koszty bezpośrednie zadań [PLN]	Bufory kosztów [PLN]	Koszty pośrednie [PLN]	Koszt całego projektu [PLN]
1	t_B bez buforów czasu i kosztu	264	8 935 177	0	1 244 760	10 179 937
1a	t_B bez buforów czasu + bufory kosztu	264	8 935 177	893 515	1 244 760	11 073 452
2	t_A z buforami czasu i kosztu	234	9 821 230	1 779 568	1 103 310	12 704 108
3	t_C z buforami czasu i kosztu	248	9 405 062	1 363 400	1 169 320	11 937 782



Rys. 2. Skumulowane koszty wykonania obiektu w analizowanych wariantach (z kosztami pośrednimi i bez)

Fig. 2. Summary curves of the budgeted costs in the analyzed variants (direct and indirect cost)

4. Posumowanie

Analizując uzyskane wyniki można zauważyć, że koszt realizacji całego obiektu uzależniony jest od terminu zakończenia robót, przy czym im krótszy jest ten termin, tym łączny koszt jest większy. Pierwotnie, przy czasie realizacji 264 dni, koszt wykonania obiektu wynosił 10 179 937 zł łącznie z kosztami pośrednimi, ale bez żadnych buforów kosztu. Chcąc zabezpieczyć realizację kosztami rezerwowymi (bez skracania czasu przedsięwzięcia) trzeba podnieść koszty o ok. 893 tys zł, co daje kwotę 11 073 452 zł. Skrócenie okresu realizacji robót do 234 dni podnosi koszty bezpośrednie (z buforami) o ok. 1 772 tys zł, ale zmniejsza koszty pośrednie (z 1 244 760 zł do 1 103 310 zł), co łącznie daje koszt wykonania obiektu 12 704 108 zł. Oznacza to, że skrócenie czasu o ok. 11,4% wymaga wzrostu kosztów o ok. 1 631 tys. zł, czyli ok. 14,7%. Przy czasie realizacji obiektu 248 dni łączny koszt wynosi 11 938 tys. zł, co oznacza odpowiednio skrócenie o ok. 6% i wzrost kosztu obiektu z tytułu łącznych kosztów skrócenia zadań i zmniejszenia kosztów pośrednich o ok. 7,8%.

Zaproponowana w artykule metoda wskazuje, w jaki sposób można połączyć wartość kontyngencji kosztów z czasem trwania robót i kontyngencją czasu, określoną w buforach czasu. W artykule nie skupiono się na szczegółowych technikach wyznaczania wielkości buforów czasu i kosztu, a jedynie wskazano na potrzebę i możliwość wzajemnego powiązania tych dwóch ważnych z punktu widzenia analizy ryzyka planowanego przedsięwzięcia parametrów.

Literatura

[1] Baccarini D.: Estimating project cost contingency - a model and exploration of research questions, in Khosrowshahi, Farzad (ed), ARCOM 20th Annual Conference, September (2004), pp. 105-113. Heriot-Watt University, Edinburgh: Association of Researchers in Construction Management.
[2] Goldratt E.: Łańcuch krytyczny. Wyd. WERBEL, Warszawa, 2000.
[3] Kasprowicz T.: Kontyngencja przedsięwzięć budowlanych. Biuletyn Wojskowej Akademii Technicznej, Vol. 53, nr 8, 2004, s. 91-108.
[4] Marcinkowski R.: Harmonogramowanie w produkcji budowlanej, Studia z zakresu inżynierii nr 57, s. 79-118, KILiW PAN, Warszawa 2007.
[5] Połoński M.: Budżetowanie przedsięwzięć budowlanych z uwzględnieniem buforów czasu i kosztu, Budownictwo i Architektura, 13(4), 2014, s. 389-398.
[6] Połoński M., Pruszyński K.: Lokalizacja buforów czasu w metodzie łańcucha krytycznego w harmonogramach robót budowlanych (cz. I) - podstawy teoretyczne, Przegląd Budowlany, No. 2, 2008, 45-49.
[7] Rosińska A.: Projekt technologiczno – organizacyjny wykonania zbiornika retencyjnego w Małomicach z elementami ryzyka czasu i kosztu, praca magisterska,. SGGW, 2014.
[8] Steyn H.: An investigation into the fundamentals of critical chain project scheduling, International Journal of Project Management, Vol. 19, 2000, pp. 363-369.

RELATIONSHIP BETWEEN TIME CONTINGENCY AND COST CONTINGENCY IN CONSTRUCTION SCHEDULES

S u m m a r y

Considering time and/or cost buffers in the structures of CPM schedules is becoming a more and more popular method of protecting construction schedules against numerous risk factors occurring during object accomplishment. So far, solutions offered by published reports usually allow for determining their magnitude independently from each other. This means that the cost buffers do not include the costs required for shortening of tasks, which are the basic assumption of the Goldratt method. The paper shows that the cost contingency amassed in the buffers should depend on the shortening dimensions of tasks protected by a given buffer. The assumptions of the proposed method for determining the magnitude of cost buffers depending on the assumed completion time of the object accomplishment and the resulting time shortenings for the tasks are presented and discussed, and the calculation procedure is described. The proposed method of buffer determination is illustrated and verified based on a large schedule of a water reservoir reconstruction.

Keywords: time contingency, cost contingency, risk analysis, time buffers, cost buffers, construction schedule

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.23

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 205-212

Anna STARCZYK[1]
Tadeusz KASPROWICZ[2]

WYZNACZANIE WARTOŚCI WYPRACOWANEJ W INWESTYCJACH REALIZOWANYCH PRZEZ PODWYKONAWCÓW

Metoda EVM umożliwia efektywną kontrolę inwestycji budowlanych za pomocą wskaźnika wartości wypracowanej. Wskaźniki określają rzeczywistą wartość wypracowaną wykonanych robót. Poprawne wyznaczenie tego wskaźnika jest podstawowym zadaniem analizy EVM. Na podstawie analizy konwencjonalnych rozwiązań, zbadano zastosowanie metody EVM dla inwestycji wykonywanych głównie przez podwykonawców. Wyniki zrealizowanych badań potwierdzają, że zastosowanie metod EVM do kontroli takich inwestycji wymaga korekty wskaźników wartości wypracowanej.

Słowa kluczowe: zarządzanie wartością wypracowaną, koszty, inwestycje budowlane, podwykonawcy

1. Wprowadzenie

Kontrola cyklu realizacji inwestycji budowlanych jest jednym z warunków koniecznych wykonania robót na czas, w ramach budżetu i zgodnie z oczekiwaniami inwestora. Metoda EVM jest jedną z metod kontroli inwestycji, która jest szczególnie przydatna w fazie realizacji robót na placu budowy. Pozwala określić stopień zaawansowania robót w czasie i zgodnie z nim kontrolować budżet inwestycji. Umożliwia również określenie opóźnienia lub przyspieszenia robót w czasie [1]. Poprawne wyznaczenie wskaźnika wartości wypracowanej dla konkretnej inwestycji budowlanej umożliwia realne śledzenie postępu robót i podejmowanie właściwych decyzji operatywnych. Analizie poddano inwestycje, w których większość robót realizują podwykonawcy. Natomiast kontrola rzeczowo – finansowa przedsięwzięcia przeprowadzana jest na poziomie generalnego wykonawcy.

[1] Autor do korespondencji/corresponding author: Anna Starczyk, Wydział Inżynierii Lądowej i Geodezji, Wojskowa Akademia Techniczna w Warszawie, ul. Kaliskiego 2, 00-908 Warszawa, anna.starczyk@wat.edu.pl

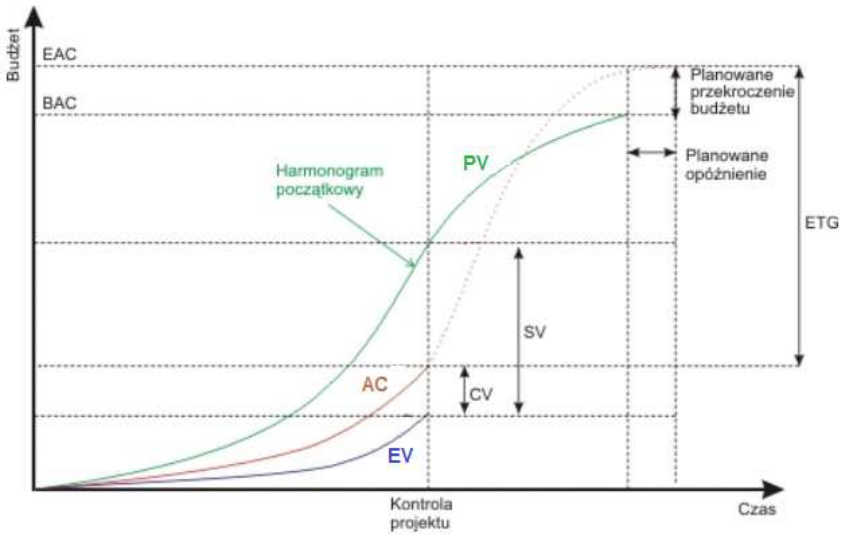
[2] Tadeusz Kasprowicz, Wydział Inżynierii Lądowej i Geodezji, Wojskowa Akademia Techniczna w Warszawie, ul. Kaliskiego 2, 00-908 Warszawa, tadeusz.kasprowicz@wat.edu.pl

2. Metody wyznaczania wartości wypracowanej

Aktualnie stosowana metoda EVM znajduje zastosowanie przy kontroli przedsięwzięć budowlanych na poziomie wykonawcy budowy [2]. Rzeczywistym poniesionym kosztem AC są wtedy faktury kosztowe wykonawcy, w których skład wchodzą m.in. faktury za materiały, sprzęt, transport, które w danym okresie rozliczeniowym (np. w tym samym miesiącu) nie powodują wzrostu kosztu wykonania planowanych prac EV. W związku z powyższym dwa z głównych wskaźników metody EVM różnią się od siebie, czyli EV ≠ AC. Dzięki temu możemy za pomocą tej metody kontrolować inwestycję, stwierdzić przyspieszenie lub opóźnienie robót. Obrazuje to poniższy wykres. Klasyczna analiza EVM może być zrealizowana w następujących kolejnych krokach [3]:

1. Zidentyfikować, jakie roboty wykonano i jakie powinny być wykonane.
2. Określić, jak dużo pieniędzy zarobiono (EV) i ile pieniędzy wydano (AC).
3. Obliczyć czas (harmonogram) i pieniądze (budżet) oraz określić istniejące rozbieżności (CV=EV-AC, SV=EV-PV, CPI=EV/AC, SPI=EV/PV).
4. Przeanalizować przyczyny głównych różnic oraz określić ewentualne środki zaradcze.
5. Ekstrapolować istniejące różnice do zakończenia projektu.

Sytuacja ulega zmianie, gdy większość robót wykonują podwykonawcy. To oni ponoszą koszty m.in. zakupu materiałów, transportu, sprzętu. Rzeczywistym poniesionym kosztem AC generalnego wykonawcy stają się w głównym stopniu faktury podwykonawców rozliczane na podstawie zaawansowania robót. Dodatkowymi kosztami rzeczywistymi ponoszonymi przez generalnego wykonawcę



Rys. 1. Podstawowe wskaźniki EVM, na podstawie [4]

Fig. 1. Basic EVM indicators, based on [4]

są koszty zatrudnienia osób nadzorujących zaawansowanie robót, którzy na tej podstawie sporządzają protokoły częściowe robót z wyliczoną kwotą wykonanych prac oraz niewielkie koszty prac realizowanych własnymi siłami, stanowiące ok. 10% inwestycji.

Wartością wypracowaną EV w tym przypadku są koszty wykonanych robót, rozliczone na podstawie sporządzonego protokołu odbioru, który określa stopień zaawansowania robót zgodnie z obmiarem. Protokoły odbioru są sporządzane między inwestorem a generalnym wykonawcą oraz między generalnym wykonawcą a podwykonawcami. Stopień zaawansowania robót jest taki sam, różni się jedynie cena jednostkowa wykonanych robót przyjmowana do rozliczeń częściowych przez generalnego wykonawcę a podwykonawców. Na tej podstawie dokonano rozróżnienia w sposobie określania wielkości EV. Iloczyn ceny jednostkowej i obmiaru wykonanych robót daje wartość wypracowaną. Wartość wypracowana rozliczana przez generalnego wykonawcę (nazwana EV1) jest większa kwotowo od tej, którą „wykonał" podwykonawca (nazwana EV2). Należy zastanowić się która wartość powinna być wzięta przy kontroli inwestycji metodą EVM w celu uzyskania poprawnych wyników.

Z wyborem określonej wartości wypracowanej EV1 lub EV2 wiąże się też wybór odpowiedniej wartości kosztów planowanych. Koszt planowany ustalony na podstawie sporządzonego harmonogramu czasowo-finansowego generalnego wykonawcy będzie zawierał głównie kwoty planowanych faktur podwykonawców, czyli będzie to PV2. Natomiast planowane kwoty rozliczeń między inwestorem a generalnym wykonawcą to PV1.

Patrząc z perspektywy generalnego wykonawcy, monitorowanie kosztów, polega na kontroli faktur kosztowych wystawionych przez podwykonawców oraz faktur przychodowych, wystawionych przez generalnego wykonawcę dla zamawiającego.

3. Weryfikacja metod na przykładach zrealizowanych inwestycji budowlanych

Weryfikacji zostały poddane dwie metody wyznaczania wartości wypracowanej EV1 i EV2 w kolejnych miesiącach kontroli inwestycji. Analizowano trzy różne inwestycje budowlane wykonywane głównie przez podwykonawców. Inwestycja nr 1 to budowa pawilonu mieszkalnego w latach 2008 – 2010 [5]. Inwestycja nr 2 to budowa pawilonu tymczasowego zakwaterowania w latach 2010 – 2012. Natomiast inwestycja nr 3 to kompleksowa termomodernizacja pawilonów mieszkalnych w latach 2013-2015.

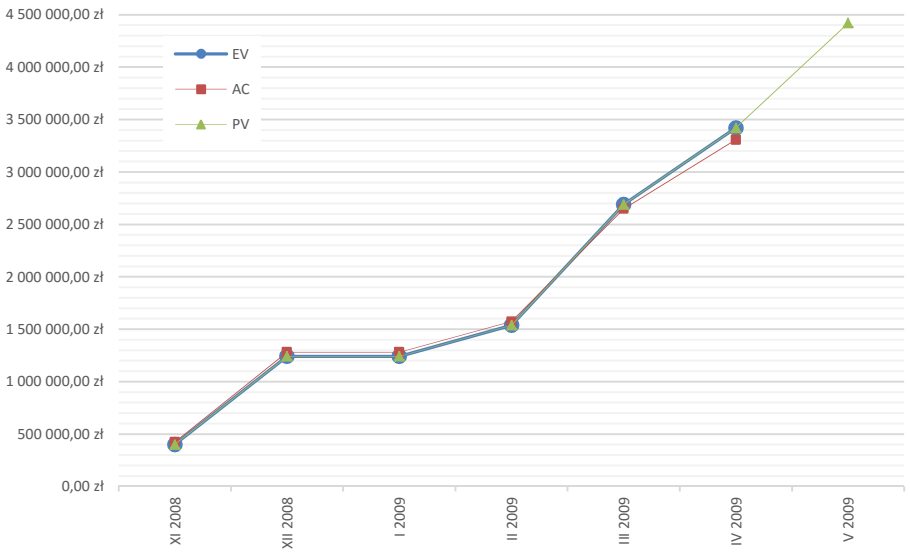
W opracowaniu przedstawiono wyniki badań dla jednej inwestycji, z uwagi na fakt, iż dwie kolejne dały bardzo zbliżone wyniki, potwierdzając tym samym prawidłowość założeń.

Dla wartości trzech podstawowych parametrów wyznaczonych za pomocą metody nr 1 i nr 2 sporządzono wykresy w poszczególnych miesiącach kontroli umożliwiające porównanie dwóch metod.

Tabela 1. Zestawienie trzech podstawowych parametrów metody EVM w poszczególnych miesiącach realizacji budowy nr 1 wyznaczonych przy użyciu metody nr 1 i metody nr 2 [5]

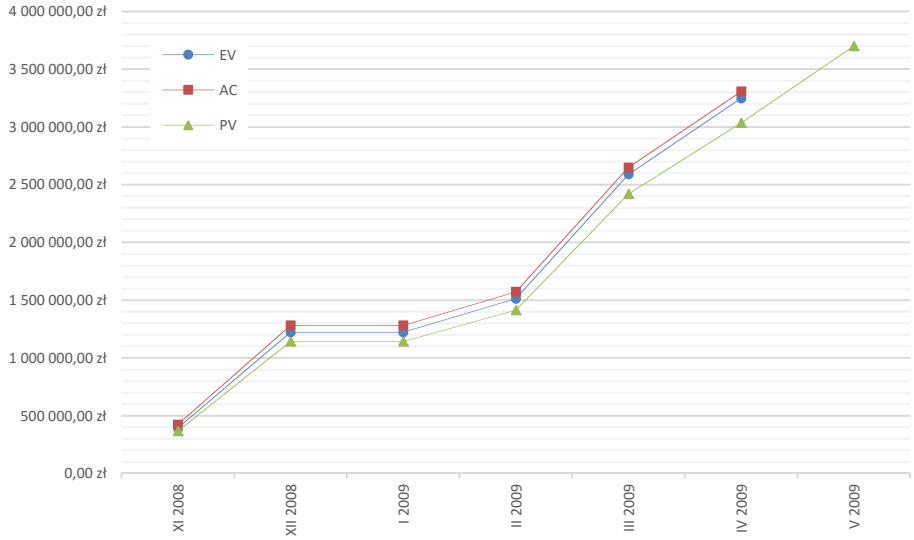
Table 1. Record of the basic parameters of EVM method in the following months on construction No. 1, calculated using methods No. 1 and No. 2 [5]

Czas [miesiące]	EV1	EV2	AC	PV1	PV2
XI 2008	400 000,00 zł	393 760,00 zł	423 490,00 zł	400 000,00 zł	368 000,00 zł
XII 2008	1 241 705,00 zł	1 222 475,00 zł	1 281 935,00 zł	1 241 705,00 zł	1 142 500,00 zł
I 2009	1 241 705,00 zł	1 222 475,00 zł	1 281 935,00 zł	1 241 705,00 zł	1 142 500,00 zł
II 2009	1 537 455,00 zł	1 513 515,00 zł	1 572 975,00 zł	1 537 455,00 zł	1 414 500,00 zł
III 2009	2 689 974,13 zł	2 589 400,00 zł	2 648 860,00 zł	2 689 974,13 zł	2 420 000,00 zł
IV 2009	3 420 974,13 zł	3 247 985,00 zł	3 307 445,00 zł	3 420 974,13 zł	3 035 500,00 zł
V 2009	4 420 974,13 zł	4 116 370,00 zł	4 175 830,00 zł	4 420 974,13 zł	3 700 000,00 zł
VI 2009	5 450 672,08 zł	4 985 050,16 zł	5 044 510,16 zł	5 450 672,08 zł	4 600 000,00 zł
VII 2009	6 443 142,04 zł	6 016 846,35 zł	6 076 306,35 zł	5 746 142,04 zł	5 400 000,00 zł
VIII 2009	7 123 142,04 zł	6 457 258,35 zł	6 516 718,35 zł	6 267 244,54 zł	6 200 000,00 zł
IX 2009	7 806 460,45 zł	7 114 364,25 zł	7 173 824,25 zł	6 853 546,86 zł	6 900 000,00 zł
X 2009	8 329 450,45 zł	7 827 830,18 zł	7 887 290,18 zł	7 460 001,00 zł	7 600 000,00 zł
XI 2009	8 784 450,45 zł	8 279 450,83 zł	8 338 910,83 zł	8 090 392,49 zł	8 000 000,00 zł
XII 2009	9 158 726,04 zł	8 632 142,75 zł	8 691 602,75 zł	8 503 308,12 zł	8 200 000,00 zł
I 2010	9 158 726,04 zł	8 635 802,75 zł	8 695 262,75 zł	8 603 308,12 zł	8 356 586,00 zł
II 2010	9 158 726,04 zł	8 635 802,75 zł	8 695 262,75 zł	9 387 044,05 zł	8 515 291,00 zł
III 2010	9 360 191,08 zł	8 659 182,95 zł	8 718 642,95 zł	9 387 044,05 zł	8 659 182,95 zł
IV 2010	9 482 868,70 zł	9 083 379,41 zł	9 083 379,41 zł	9 482 868,70 zł	9 083 379,41 zł



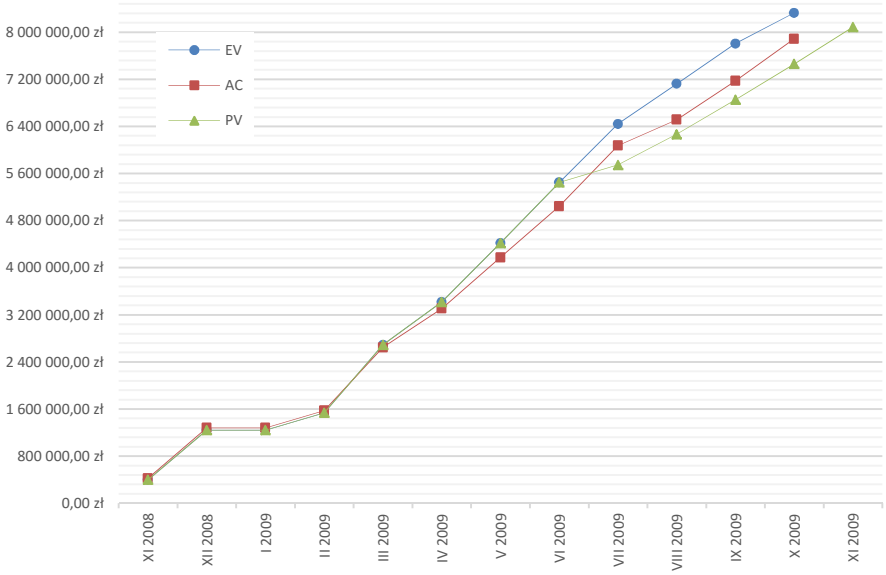
Rys. 2. Podstawowe wskaźniki metody EVM w 6. miesiącu realizacji inwestycji nr 1 obliczone przy użyciu metody nr 1 [opracowanie własne]

Fig. 2. Basic indicators of EVM method in 6th month implementation of investment No. 1, calculated using No. 1 method



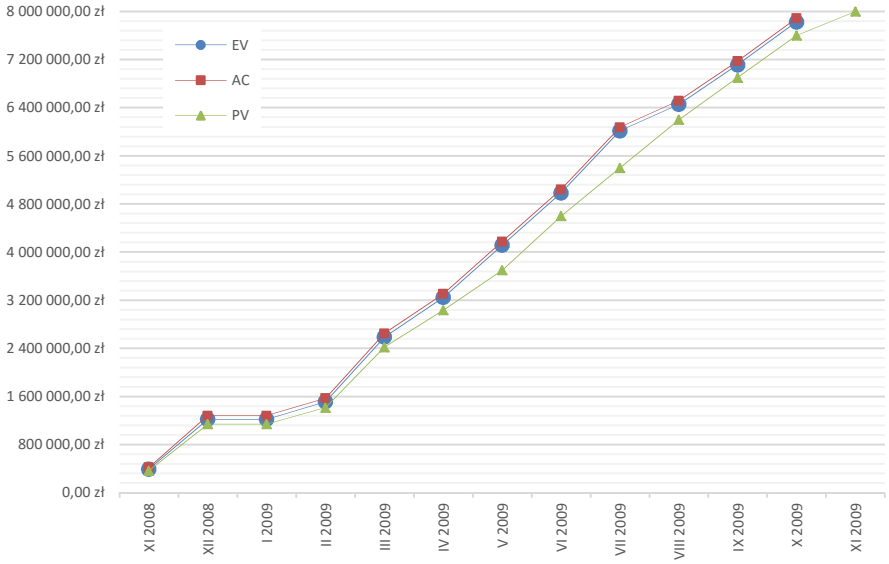
Rys. 3. Podstawowe wskaźniki metody EVM w 6. miesiącu trwania inwestycji nr 1 obliczone przy użyciu metody nr 2 [opracowanie własne]

Fig. 3. Basic indicators of EVM method in 6th month implementation of investment No. 1, calculated using No. 2 method



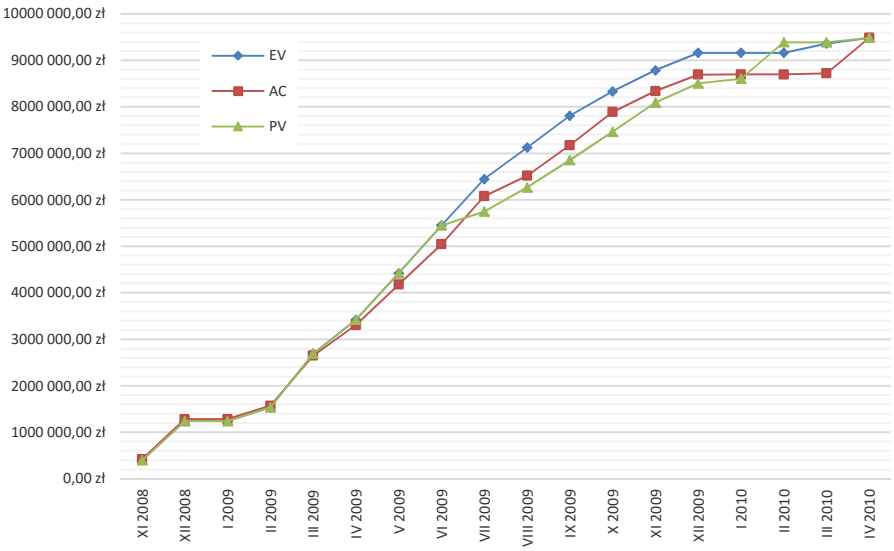
Rys. 4. Podstawowe wskaźniki metody EVM w 12 miesiącu realizacji inwestycji nr 1 obliczone przy użyciu metody nr 1 [opracowanie własne]

Fig. 4. Basic indicators of EVM method in 12th month implementation of investment No. 1, calculated using No. 1 method



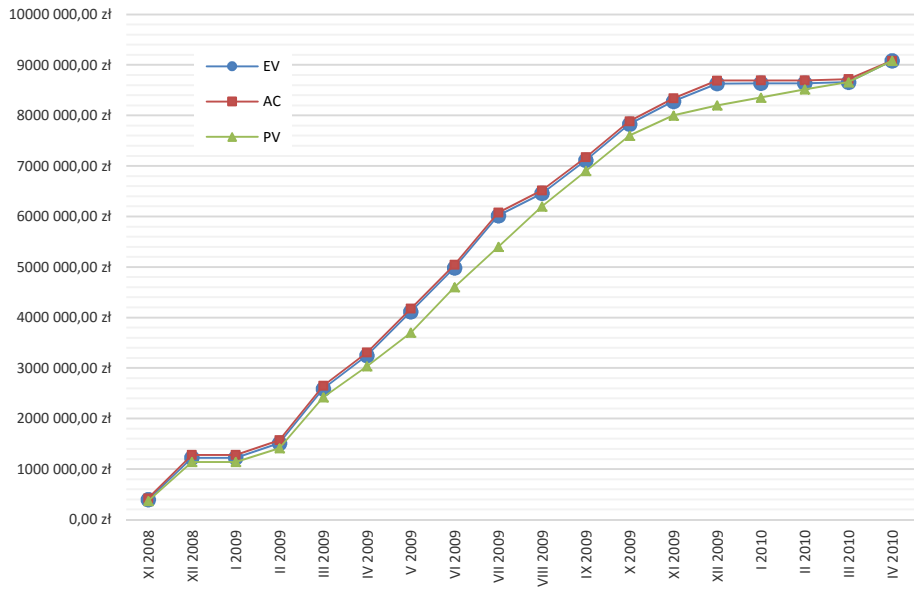
Rys. 5. Podstawowe wskaźniki EVM w 12 miesiącu realizacji inwestycji nr 1 obliczone przy użyciu metody nr 2 [opracowanie własne]

Fig. 5. Basic indicators of EVM method in 12th month implementation of investment No. 1, calculated using No. 2 method



Rys. 6. Podstawowe wskaźniki EVM w 18 miesiącu trwania inwestycji nr 1 obliczone przy użyciu metody nr 1 [opracowanie własne]

Fig. 6. Basic indicators of EVM method in 18th month implementation of investment No. 1, calculated using No. 1 method



Rys. 7. Podstawowe wskaźniki EVM w 18 miesiącu trwania inwestycji nr 1 obliczone przy użyciu metody nr 2 [opracowanie własne]

Fig. 7. Basic indicators of EVM method in 18th month implementation of investment No. 1, calculated using No. 2 method

4. Wnioski

Można zauważyć, iż wartość wskaźnika EV wyznaczona metodą nr 1 jest na każdym etapie kontroli wyższa od wartości wskaźnika AC w sposób widocznie jednostajny, co pozwala kontrolować zysk budowy. Kontrola inwestycji, w której do wyznaczania wskaźników wykorzystano metodę nr 2, pokazuje znacznie mniejsze rozbieżności między wartościami EV i AC w każdej z dokonanych kontroli. W przypadku, gdy EV = AC, metoda EVM straci sens - zacznie przypominać tradycyjną metodę kontroli inwestycji, w której dysponujemy tylko dwoma wskaźnikami: kosztem planowanym PV oraz kosztem rzeczywistym AC.

Na podstawie przeprowadzonych badań, można stwierdzić, iż do wyznaczania wartości wypracowanej EV w inwestycjach wykonywanych głównie przez podwykonawców, gdzie kontrola rzeczowo-finansowa przeprowadzana jest z poziomu generalnego wykonawcy, należałoby stosować metodę nr 1. Oprócz możliwości, które daje kontrola inwestycji metodą EVM, metoda nr 1 pozwala kontrolować także zysk generalnego wykonawcy, monitorując koszty i przychody inwestycji.

Literatura

[1] ANSI EIA – 748 Standard – Earned Value Management Systems.

[2] Grobler K.: Ocena projektu metodą Earned Value w systemie IFS Applications, Krakowska konferencja młodych uczonych 2009, s. 45 – 54.

[3] Mubarak Saleh A., Construction Project Scheduling and Control. John Wiley & Sons, 2015. ISBN: 978-1-118-84600-1, pp. 504.

[4] Połoński M., Komanderek P.: Bieżąca kontrola kosztów realizacji obiektu budowlanego metodą Earned Value, Metody ilościowe w badaniach ekonomicznych, Tom XII/2, 2011, s. 279–290.

[5] Starczyk A.: Wybrane problemy budownictwa, Analiza procesu realizacji przedsięwzięć budowlanych wielokrotnie aneksowanych, Wydawnictwo Uczelniane Uniwersytetu Technologiczno – Przyrodniczego w Bydgoszczy, Bydgoszcz 2015.

CALCULATION OF EARNED VALUE FOR INVESTMENTS IMPLEMENTED MAINLY BY SUBCONTRACTORS

S u m m a r y

EVM method allows effective control of construction investments by using earned value indicators. The indicators determine the actual earned value of the executed project. The correct calculation of these indicators is the basic task of the EVM analysis. Based on an analysis of conventional solutions, the use of EVM method has been examined for investments implemented mainly by subcontractors. The results of the realized studies confirm that the use of EVM method to such investments requires correction of earned value indicators.

Keywords: Earned Value Management, cost, construction investment, subcontractors

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.24

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 213-220

Janusz SZELKA[1]
Zbigniew WRONA[2]

MOŻLIWOŚCI WYKORZYSTANIA EKSPLORACYJNEJ ANALIZY DANYCH W PRZEDSIĘWZIĘCIACH INŻYNIERYJNYCH

Wszystkie kategorie procesów informacyjno-decyzyjnych, realizowanych w obszarze przedsięwzięć inżynieryjnych, wymagają gromadzenia i przetwarzania znacznych ilości danych. Systemy baz danych, eksploatowane w obszarze tych przedsięwzięć, wykorzystuje się niemal wyłącznie do bieżącego przetwarzania informacji. Ich wykorzystanie do celów analitycznych ogranicza się do analiz całkowicie sterowanych przez użytkownika (inżyniera). Natomiast, w wielu obszarach zarządzania, w przechowywanych zasobach danych dostrzega się ogromny potencjał analityczny i dokonuje się z powodzeniem ich zautomatyzowanej eksploracji, pozyskując w ten sposób nową wiedzę (odkrywając nietrywialne, nieznane wcześniej prawidłowości). Wydaje się, że nie ma przeszkód, by podobne działania realizować także w obszarze przedsięwzięć inżynieryjnych, odkrywając nowe klasyfikacje, asocjacje, czy identyfikując sekwencje zdarzeń. Zautomatyzowana eksploracja danych często okazuje się jedynym sposobem wyszukiwania prawidłowości w ogromnych zbiorach danych, których człowiek nie jest w stanie przeanalizować. Specyfika przedsięwzięć inżynieryjnych (znaczna złożoność, niejednorodność a często także niepowtarzalność sytuacji problemowych) narzuca przy tym określone ograniczenia na poszczególne etapy takiej analizy. W opracowaniu przybliżono uwarunkowania stosowania eksploracyjnej analizy danych w przedsięwzięciach inżynieryjnych, nakreślono zakres przedsięwzięć niezbędnych do wykonania w poszczególnych jej etapach oraz wskazano narzędzia umożliwiające programową realizację tego typu przedsięwzięć.

Słowa kluczowe: procesy analityczno-decyzyjne w przedsięwzięciach inżynieryjnych, eksploracyjna analiza danych, metody eksploracji danych w przedsięwzięciach inżynieryjnych

1. Wprowadzenie

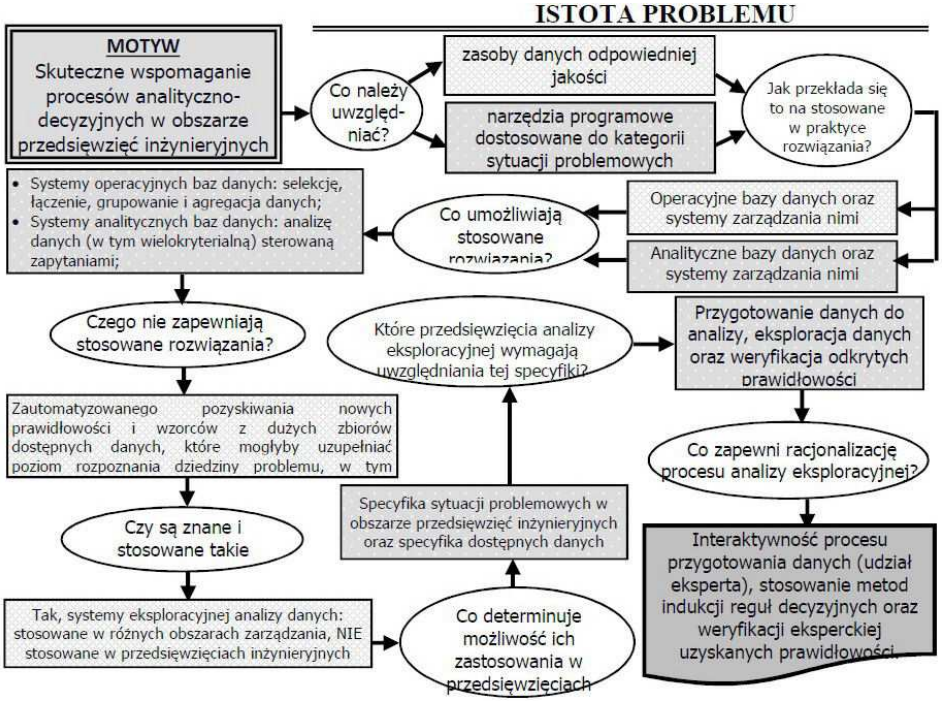
W szerokim spektrum działań inżynieryjnych coraz większego znaczenia nabiera problematyka automatyzacji procesów analityczno-decyzyjnych. Wykorzystanie w tym celu metod i narzędzi informatyki daje możliwość tworzenia coraz

[1] Autor do korespondencji/corresponding author: Janusz Szelka, Wyższa Szkoła Oficerska Wojsk Lądowych we Wrocławiu, Uniwersytet Zielonogórski, e-mail: jszelka@wso.wroc.pl
[2] Zbigniew Wrona, Wyższa Szkoła Zarządzania „Edukacja" we Wrocławiu, e-mail: z_wrona@wp.pl

bardziej złożonych i precyzyjnych opisów sytuacji problemowych, ale jednocześnie wymaga stosowania coraz sprawniejszych narzędzi sprzętowych i programowych do realizacji analiz. Dodatkowo, w szybkim tempie rozrastają się rozmiary wymaganych zasobów informacyjnych, choć nie przekłada się to na znaczące zwiększenie możliwości wykorzystania analitycznego potencjału tych danych.

Warto natomiast odnotować, że w niektórych obszarach zarządzania, w coraz większym stopniu dostrzega się znaczenie gromadzonych danych operacyjnych (ale także i historycznych) w odkrywaniu nowych prawidłowości, czy wzorców, co pociąga za sobą skuteczne próby zautomatyzowanej eksploracji tych danych. Analiza dostępnych zasobów informacyjnych w oparciu o ich eksplorację może okazać się użyteczna, a przy tym trudna do zastąpienia przy użyciu innych metod, także w obszarze przedsięwzięć inżynieryjnych. Warunkiem skutecznego wykorzystania eksploracyjnej analizy danych wydaje się odpowiednie przygotowanie zasobów informacyjnych, właściwy dobór metod i algorytmów eksploracji, uwzględniających specyfikę sytuacji problemowych w obszarze działań inżynieryjnych oraz prawidłowa interpretacja i weryfikacja rezultatów procesu eksploracyjnego.

Istotę rozpatrywanego problemu przedstawiono na rys. 1.



Rys. 1. Istota problemu

Fig. 1. The essence of the problem

2. Przedsięwzięcia analityczne w kontekście specyfiki procesów inżynieryjnych

Wyzwaniem w zakresie skutecznej realizacji procesów analityczno-decyzyjnych jest nie tylko dysponowanie odpowiednimi zasobami danych, lecz także możliwości ich analizowania, zdolność interpretacji i wyciągania użytecznych wniosków, które mogą prowadzić do racjonalnych decyzji.

Powszechnie wykorzystywanym narzędziem informatycznym, umożliwiającym gromadzenie danych (i informacji) w ustrukturyzowanej postaci są transakcyjne bazy danych. Dają one dostęp do szczegółowych danych operacyjnych (np. parametrów sprzętu przeprawowego, danych z systemu monitoringu, itp.), a obudowane o dodatkową powłokę programową, pozwalają na przetwarzanie tych danych w zakresie tzw. *OLTP* (ang. *OnLine Transactional Processes*), które obejmują selekcję, agregowanie, łączenie, czy grupowanie danych.

Realizacja złożonych przedsięwzięć analitycznych (np.: analizy porównawcze, predykcyjne, wielokryterialne) wymaga zastosowania specjalistycznej kategorii systemów baz danych, określanych mianem hurtowni danych. Są one zaopatrzone w rozbudowane mechanizmy wspomagające realizację wielowymiarowych analiz różnego typu (tzw. *OLAP* – ang. *OnLine Analytical Processes*). W obszarze przedsięwzięć inżynieryjnych hurtownie danych są stosowane rzadko, głównie z powodu bardzo dużych kosztów zakupu i eksploatacji, ale niektóre kategorie specjalistycznego oprogramowania, wspomagającego prace inżynierskie (typu CAD), zawierają moduły działające w oparciu o mechanizmy OLAP.

Warto jednak zauważyć, że posiadane zasoby danych operacyjnych (i ewentualnie analitycznych) można wykorzystać także do innego rodzaju analiz, w efekcie których mogą zostać odkryte niezidentyfikowane dotychczas regularności, asocjacje, czy sekwencje zdarzeń (nowa wiedza) – rys. 2.

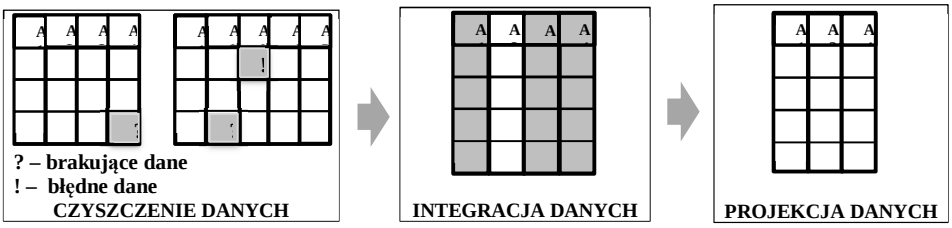


Rys. 2. Analiza eksploracyjna w zestawieniu z procesami OLTP i OLAP

Fig. 2. Exploratory analysis in comparison with OLTP and OLAP

Poszukiwanie takich prawidłowości, przy użyciu określonych metod i algorytmów zgłębiania danych jest określane mianem eksploracji danych (ang. *Data Mining*) [1]. Natomiast termin eksploracyjnej analizy danych jest utożsamiany z procesem analizy posiadanych zbiorów danych, dokonywanej przy użyciu ich eksploracji. Proces ten powinien być nietrywialny, co oznacza, że musi wykraczać poza analizę, w której badane są tylko z góry określone zależności, co oferują proste aplikacje OLAP. Eksploracyjna analiza danych powinna umożliwiać poszukiwanie nowych, potencjalnie użytecznych i zrozumiałych struktur, wzorców lub modeli.

Eksploracja danych musi być poprzedzona przygotowaniem zasobów informacyjnych, przeznaczonych do analizy (rys. 3). Obejmuje ono m. in. proces czyszczenia danych, polegający na wyeliminowaniu obiektów (krotek) z ewidentnie błędnymi lub nieznanymi wartościami atrybutów, bądź też, zastąpieniu ich wartościami odpowiednio spreparowanymi. Przedsięwzięcia tego etapu można w pewnym stopniu automatyzować, np. zastępując brakujące wartości wartościami średnimi lub modalnymi (dla danych numerycznych). Wydaje się jednak, że specyfika sytuacji problemowych w obszarze przedsięwzięć inżynieryjnych (sytuacje wielokrotnie niepowtarzalne oraz występowanie znacznej ilości danych nienumerycznych w bazach danych, skłania do wniosku, że przygotowanie danych w tym zakresie powinno być nadzorowane przez eksperta (inżyniera).



Rys. 3. Proces przygotowania danych do analizy eksploracyjnej

Fig. 3. Process of data preparation for exploratory analysis

Dane wykorzystywane w procesie eksploracji mogą znajdować się w wielu zbiorach danych, posiadających różne struktury lub formaty, które należy ujednolicić (w zakresie nazw atrybutów, dziedzin atrybutów, a w niektórych przypadkach także przeprowadzić ich standaryzację, czy kategoryzację). Następnie należy wydzielić te atrybuty, które mają zostać poddane procesowi analizy. Do realizacji tego zadania można wykorzystać wiedzę eksperta bądź, w niektórych przypadkach, narzędzia dokonujące zautomatyzowanej oceny ważności atrybutów, np. w oparciu o algorytm *Minimum Description Length*, dostępny, między innymi, w aplikacji *Oracle Data Miner* (Oracle Corporation).

Zasadnicze przedsięwzięcie analizy eksploracyjnej, określane mianem eksploracji danych, może być realizowane przy użyciu różnorodnych metod, technik i narzędzi. Dobór metod zależy w znacznej mierze od specyfiki sytuacji

problemowej, celu eksploracji, czy rodzaju eksplorowanych danych. Uwzględniając specyfikę sytuacji problemowych w obszarze przedsięwzięć inżynieryjnych, za metody o dużej, potencjalnej użyteczności można uznać metody klasyfikacji obiektów, generujące tzw. reguły klasyfikacyjne, odkrywane najczęściej w oparciu o zbiór danych treningowych, a następnie wykorzystywane dla nowych sytuacji oraz metody okrywania asocjacji – obejmujące odkrywanie zależności, opisywanych następnie w zbiorach reguł asocjacyjnych.

Do odkrywania reguł mogą być stosowane różne algorytmy, różniące się m. in. wydajnością, czy sposobem przygotowania danych wejściowych. Na przykład, do odkrywania reguł asocjacyjnych, można wykorzystać algorytm *Apriori*, a do odkrywania klasyfikacji – *SVM* [1].

Prawidłowości odkryte w procesie eksploracji danych należy ocenić w zakresie ich wiarygodności oraz użyteczności. Pierwszy z aspektów może być częściowo zautomatyzowany, dzięki określeniu wartości kilku wskaźników jakości reguł, wypracowanych w rezultacie eksploracyjnej analizy danych. Dwa najczęściej stosowane wskaźniki, to *wsparcie reguły* (ang. *Support*) - liczba krotek relacji (lub grup krotek) potwierdzających odkrytą regułę oraz *zaufanie reguły* (ang. *Confidence*) – stosunek liczby krotek relacji spełniających regułę do liczby krotek relacji, dla których jest spełniona część warunkowa reguły [2].

W praktyce zarządzania, przedsięwzięcia eksploracyjnej analizy danych są realizowane przez specjalistyczne systemy Data Mining, wspomagające zarówno procesy przygotowania danych, jak i ich eksploracji. Można do nich zaliczyć m. in.: *Statistica Data Miner* (Statsoft), czy *Oracle Data Miner* (Oracle).

3. Wykorzystanie metod i narzędzi eksploracyjnej analizy danych w przedsięwzięciach inżynieryjnych

Niezależnie od jakości danych, którymi dysponujemy w procesie analizy eksploracyjnej, należy założyć, że ich struktura będzie miała postać tabelaryczną (dane gromadzone np. w arkuszach kalkulacyjnych) lub relacyjną (operacyjne bazy danych). Przykładową tabelę, zawierającą dane treningowe, dotyczące kolejnych wpisów obejmujących parametry przeszkody wodnej oraz odpowiadających im, dobranych konstrukcji podpór zaprezentowano w tab. 1. W efekcie procesu czyszczenia danych (usuwanie lub zastępowanie przez eksperta brakujących lub niewłaściwych danych) oraz integracji danych (łączenia analogicznych tabel z różnych źródeł i ujednolicenia atrybutów) uzyskano postać tabeli z danymi źródłowymi. Następnie, w oparciu o ujęcie modelowe dla mostów składanych [3], poddano procesowi kategoryzacji atrybuty ilościowe: *Szerokość przeszkody wodnej* (SPW) [m], *Głębokość przeszkody wodnej* (GPW) [m], *Głębokość koryta rzeki* (GKR) [m], *Szybkość prądu rzeki* (SPR) [m/s] oraz *Przewyższenie brzegów* (PB) [m]. Przykładowo, dla atrybutów: SPW oraz GKR, przyjęto następujące kategorie:

(SPW): *Sp1* <= 40; 40 < *Sp2* <=100; 100 <*Sp3* <= 300; *Sp4* > 300

(SPR): *Vp1* <= 0,5; 0,5 < *Vp2* <= 1,5; 1,5 < *Vp3* <=2,5; *Vp4* >2,5

Tablica 1. Proces eksploracji reguł klasyfikacyjnych – przygotowanie danych
Table 1. Process of exploration of classification rules – data preparation

NR PRZEPRAWY	SPW	GPW	GKR	SPR	RODZAJ GRUNTU DNA (RGD)	RODZAJ GRUNTU BRZEGÓW (RGB)	PB	RODZAJ PODPORY (RP)	NUMER NADBUDOWY (NN)	LICZBA PODPÓR POŚREDNICH (LP)	WYSOKOŚĆ RUSZTU (WR)	WYSOKOŚĆ NADBUDOWY (WN)
1	170 / Sp3	4,5 / Hw3	12 / Hk3	1,2 / Vp2	spoisty	drobno-ziarnisty	1 / Pb1	SPS-69 B	P246	5	5,5	7,5
2	120 / Sp3	3,5 / Hw2	7,5 / Hk2	0,8 / Vp2	gruboziarnisty	spoisty	1,5 / Pb2	SPS-69 B	P123	3	4,5	4,5
3	80 / Sp2	2,5 / Hw2	5 / Hk1	1,5 / Vp2	gliniasty	spoisty	2,5 / Pb2	SPS-69 B	P83	2	3.0	4
.....												
40	168 / Sp3	4,8 / Hw3	11,5 / Hk3	1,0 / Vp2	spoisty	drobno-ziarnisty	0,8 / Pb1	SPS-69 B	P246	5	6,0	7,5

W wyniku indukcji reguł klasyfikacyjnych, wygenerowanych zostanie szereg reguł decyzyjnych. Weryfikacja wstępnej wiarygodności odkrytych reguł, dokonana w oparciu o zależność *sup*(Ri) >= *minsup* (przy założeniu, że *minsup* zostało określone przez eksperta na poziomie 20%) pozwala zakwalifikować do dalszej weryfikacji reguły R1 oraz R2, natomiast sup(R3) < minsup – tab. 2.

Następnie, dla zakwalifikowanych wstępnie reguł, w oparciu o zależność: *con*(Ri) >= *mincon*, gdzie próg zaufania reguły został określony przez eksperta na poziomie 25%, uzyskuje się zestaw wiarygodnych reguł (w rozpatrywanym przypadku reguły: R1 oraz R2), które należy poddać ocenie eksperta w zakresie ich użyteczności.

Z kolei, odkrywanie asocjacji w zbiorze danych, zaprezentowanym na rys. 4, pozwala określić zależności pomiędzy uszkodzeniami, obserwowanymi w przypadku obiektów mostowych. Wykorzystując algorytm *Apriori* można uzyskać m. in. zależności R1-R7, opisujące sytuacje, w których wystąpienie określonego uszkodzenia często wiąże się z innymi, ściśle określonymi uszkodzeniami tego obiektu oraz przypisane poszczególnym regułom wartości współczynnika wsparcia (sup):

Tablica 2. Przykłady odkrytych reguł klasyfikacyjnych
Table 2. Examples of discovered classification rules

(R1)	**IF** SPW='Sp3' AND GPW='Hw3' AND GKR = 'Hk3' AND SPR='Vp2' AND RGD='spoisty' AND RGB='drobnoziarnisty' AND PB='Pb1' AND RP='SPS-69 B' **THEN** NN='P246' AND LP=5 AND WN=7,5
sup(R1)=20%, con(R1)=30%	
(R2)	**IF** SPW='Sp3' AND GPW='Hw2' AND GKR = 'Hk2' AND SPR='Vp2' AND RGD='gruboziarnisty' AND RGB='spoisty' AND PB='Pb2' AND RP='SPS-69 B' **THEN** NN='P83' AND LP=2 AND WR=3 AND WN=4
sup(R2)=20%, con(R2)=25%	
(R3)	**IF** SPW='Sp2' AND GPW='Hw2' AND GKR = 'Hk1' AND SPR='Vp2' AND RGD='gliniasty' AND RGB='drobnoziarnisty' AND PB='Pb2' AND RP='SPS-69 B' **THEN** NN='P123' AND LP=3 AND WR=3 AND WN=7,5
sup(R3)=10% < minsup → (R3) - odrzucona	

NR OBSER-WACJI	NR OBIEKTU MOSTOW.	RODZAJ ZNISZCZENIA
1	1	podmycie podpór/ przewrócenie
1	1	załamanie się przęseł / zniszczenie
2	2	podmycie pod-pór/przewrócenie
2	2	załamanie się przęseł / zniszczenie
2	2	przesunięcie nurtu rzeki
3	3	podmycie pod-pór/przewrócenie
3	3	uszkodzenia nawierzchni
3	3	przesunięcie nurtu rzeki
4	4	podmycie podpór/ przewrócenie
4	4	załamanie się przęseł / zniszczenie

NR OBSER-WACJI	Podmycie podpór/przewrócenie (Z1)	Załamanie się przęseł/zniszczenie (Z2)	Przesunięcie nurtu rzeki (Z3)	Uszkodzenie nawierzchni (Z4)
1	1	1	0	0
2	1	1	1	0
3	1	0	1	1
4	1	1	0	0

Binarna tablica obserwacji

	sup	*con*
(R1) IF (Z1) THEN (Z2)	75%	75%
(R2) IF (Z1) AND (Z2) THEN (Z3)	25%	33%
(R3) IF (Z1) THEN (Z2) AND (Z3)	25%	25%
(R4) IF (Z1) THEN (Z3)	50%	50%
(R5) IF (Z1) THEN (Z4)	25%	25%
(R6) IF (Z1) AND (Z3) THEN (Z4)	25%	50%
(R7) IF (Z1) THEN (Z3) AND (Z4)	25%	25%

Rys. 4. Proces odkrywania reguł asocjacyjnych

Fig. 4. Process of exploration of association rules

Określenie przez eksperta minimalnego wsparcia dla reguły *minsup* na poziomie 30% pozwala zakwalifikować do wstępnie przyjętego zbioru reguł, reguły R1 oraz R4, a przy ustaleniu: *mincon* = 50%, zarówno R1, jak i R4 zostaną uznane za wiarygodne. Użyteczność odkrytych reguł powinien zweryfikować ekspert.

W oparciu o podany przykład można również zrealizować analizę eksploracyjną wzorców sekwencji, rozszerzając analizę asocjacji o kolejność (sekwencję) uszkodzeń obiektu mostowego.

4. Podsumowanie

W wielu obszarach zarządzania dostępne zbiory danych są traktowane obecnie nie tylko jako zasoby, stanowiące zasilenie informacyjne procesów analityczno-decyzyjnych. Postrzega się je również jako źródło nowych, potencjalnie użytecznych prawidłowości i wzorców – źródło cennej często wiedzy, odkrywanej w zautomatyzowany sposób. Podobne własności można przypisać dużym zbiorom danych operacyjnych i analitycznych, eksploatowanym w obszarze przedsięwzięć inżynieryjnych. Wykorzystywane dotychczas jedynie w zakresie analiz sterowanych całkowicie przez użytkownika, nie pozwalały na odkrywanie analitycznego potencjału zgromadzonych danych. Poddanie ich procesowi analizy eksploracyjnej umożliwia zautomatyzowane przeszukiwanie tych zasobów pod kątem odkrywania nowej wiedzy. Jej wiarygodność oraz użyteczność jest uwarunkowana jedynie narzuceniem określonych ograniczeń na poszczególne etapy procesu analizy oraz na zastosowane metody eksploracji danych. Należy założyć, że analiza eksploracyjna, dokonywana w obszarze przedsięwzięć inżynieryjnych

powinna być procesem interaktywnym i iteracyjnym. Udział eksperta wydaje się nieodzowny już na etapie przygotowania danych, a w szczególności, w ramach przedsięwzięć czyszczenia danych (uzupełniania brakujących danych) oraz projekcji danych (wyboru atrybutów istotnych w procesie eksploracji). Podobna uwaga dotyczy etapu weryfikacji otrzymanych prawidłowości, a w szczególności oceny ich przydatności (użyteczności). Po otrzymaniu i przeanalizowaniu uzyskanych wzorców, ekspert ma możliwość skorygowania parametrów zadania przez zawężenie/rozszerzenie zbioru eksplorowanych danych lub zawężenie/rozszerzenie zbioru poszukiwanych wzorców – po czym może nastąpić przejście do kolejnej iteracji procesu analizy danych.

Literatura

[1] Larose D. T. Odkrywanie wiedzy z danych. Wprowadzenie do eksploracji danych. PWN, Warszawa 2013.

[2] Stefanowski J. Algorytmy indukcji reguł decyzyjnych w odkrywaniu wiedzy. Rozprawa habilitacyjna. Wydaw. Politechniki Poznańskiej, Poznań 2001.

[3] Szelka J., Obiektowy zapis wiedzy w systemach eksperckich wspomagających budowę mostów wojskowych, WAT, Warszawa 1999.

THE POSSIBILITY OF USING EXPLORATORY DATA ANALYSIS IN ENGINEERING PROJECTS

S u m m a r y

In all categories of information-based decision-making processes implemented in the area of engineering, a significant amount of data must be gathered and processed. Parameters of engineering equipment, as well as data gathered, inter alia, during analysis, design and construction of engineering objects or systems for monitoring engineering structures are stored mainly in operational databases. Database systems utilized in the area of engineering are used almost exclusively for ongoing information processing. Their use for analytical purposes is limited to analyses entirely directed by the user (engineer). On the other hand, in many areas of management, pools of stored data are valued for their immense analytical potential, and their automated exploration is successfully conducted, yielding new knowledge (bringing out extraordinary, hitherto unknown regularities). There is no reason to believe that such activities would not be feasible also in the area of engineering, where they would produce discoveries of new classifications, associations, or identification of sequences of events. Automated exploration of data often turns out to be the only way of looking for regularities in pools of data which are too large for a human being to analyze. The character of engineering projects (their high complexity, heterogeneity, and often the uniqueness of the problem situation) imposes specific restrictions on each phase of such analysis. This study explains conditions for use of exploratory data analysis in engineering projects, delineates the scope of activities which have to be undertaken on its consecutive stages, and presents tools enabling programmatic completion of such projects.

Keywords: analytical decision-making processes in engineering projects, exploratory data analysis, methods of data exploration in engineering projects

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.25

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 221-228

Krzysztof ZIMA[1]

SZACOWANIE WSTĘPNYCH KOSZTÓW BUDOWY BOISK SPORTOWYCH Z WYKORZYSTANIEM WNIOSKOWANIA Z PRZYPADKÓW

W artykule zostanie pokazane zastosowanie metody CBR (Case Based Reasoning) na wczesnym etapie budowlanego procesu inwestycyjnego w celu szacowania kosztów boisk sportowych. Analiza ma na celu zbadanie możliwości wspomagania kosztorysowania robót budowlanych z wykorzystaniem wnioskowania z przypadków. Zaprezentowana zostanie baza danych zawierająca 84 przypadki boisk sportowych dla których przeprowadzono postępowania przetargowe. Baza danych zawiera także ceny wybranych ofert w toku postępowania. Następnie pokazano proces wnioskowania z przypadków w celu wyboru najbardziej zbliżonych przypadków do analizowanego problemu. Obliczone zostały lokalne podobieństwa przypadków nowych i starych zawartych w bazie danych, a następnie podobieństwo globalne. Wybrane zostały przypadki, dla których podobieństwo globalne było większe niż 95%. Wybrane przypadki zostały następnie adaptowane ze względu na różnice w czasie kalkulowanych ofert starych przypadków, a czasem oszacowania dla nowego przypadku oraz różnic w lokalizacji inwestycji. W tym celu dokonano korekty o dwa współczynniki korekcyjne: współczynnik waloryzacyjny i współczynnik regionalny. Obliczenia przeprowadzono dla czterech modeli różniących się przyjętymi wagami zmiennych objaśniających przypadki oraz ilością zmiennych dla których obliczane były podobieństwa lokalne. Na koniec wyliczono średni absolutny szacowany błąd MAEE dla analizowanych modeli i dokonano analizy błędów w odniesieniu do publikowanych wskaźników polskich oraz zagranicznych w celu oceny błędu dla analizowanych modeli.

Słowa kluczowe: Case Based Reasoning, kosztorysowanie, roboty budowlane

1. Wprowadzenie

Metoda wnioskowania z przypadków (Case Based Reasoning – CBR) jest często wykorzystywana w rozwiązywaniu problemów decyzyjnych. Wnioskowanie na podstawie przypadków wykorzystuje wiedzę specyficzną zawartą w doświadczonych w przeszłości sytuacjach, zwanych przypadkami [2].

[1] Krzysztof Zima, Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Lądowej, Instytut Zarządzania w Budownictwie i Transporcie, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków, kzima@izwbit.pk.edu.pl

Wnioskowanie na podstawie znanych przypadków to metodologia wykorzystująca proste spostrzeżenia że „podobne problemy już kiedyś rozwiązano" oraz „podobne przypadki mają podobne rozwiązania" [10]. CBR imituje, w bardziej wierny sposób, ludzką inteligencję i proces nauki ponieważ aplikowany system modyfikuje swoje zachowanie na podstawie zgromadzonego doświadczenia [9]. Pierwszym krokiem w metodzie CBR jest analiza rozważanego problemu. Kolejnym krokiem jest znalezienie przypadków, które są najbardziej podobne do analizowanego przypadku. Zdarza się że żaden stary przypadek nie pasuje do nowego. Należy wtedy wprowadzić modyfikacje w starych rozwiązaniach. Następnym krokiem jest dokonanie oceny uzyskanych rozwiązań. Proponowane wybrane rozwiązanie jest testowane, a następnie są dokonywane niezbędne poprawki. Metodologia wnioskowania z przypadków może być szeroko wykorzystywana w różnych dziedzinach gospodarki. Może być również stosowana w budownictwie: w procesie inżynierii produkcji, oszacowaniach kosztowych oraz tworzeniu procedur zarządzania jakością [7]. Metoda CBR może być wykorzystywana w budownictwie między innymi do celów zarządzania kosztami przedsięwzięcia lub przygotowania wiarygodnych oszacowań kosztowych dla inwestora, odzwierciedlających ceny rynkowe [11].

W oszacowaniach kosztowych dokonywanych we wstępnej fazie inwestycji stosunkowo często wykorzystywana jest metoda wnioskowania z przypadków. Przykładowo w [5] autorzy opisali model hybrydowy wykorzystujący wnioskowanie z przypadków wspomagane algorytmami genetycznymi. Zaprezentowano model szacowania kosztów wodnych obiektów budowlanych oparty się na bazie danych złożonej ze 189 przypadków, a po zbadaniu korelacji z kosztami inwestycji wykorzystali 6 zmiennych opisujących inwestycje. Z kolei An, Kim i Kang [1] wsparli proces wnioskowania z przypadków analitycznym procesem hierarchicznym AHP. Kim i Shim [6] opisali system hybrydowy oparty na CBR i algorytmach genetycznych. Algorytmy genetyczne zostały wykorzystane do optymalizacji określenia wag kryteriów. Wykorzystana w obliczeniach baza danych zawierała 590 budynków zrealizowanych w Korei Południowej w latach 2000-2010. Podobny sposób zaprezentowali dla przedsięwzięć budowlanych Ji, Park i Lee [3]. Z kolei Marzouk i Ahmed [8] wykorzystali metodę CBR do szacowania kosztów stacji pomp. Wykorzystali w tym celu bazę danych złożoną z 44 inwestycji opierając się na 14 kryteriach.

2. Modele szacowania wstępnych kosztów z wykorzystaniem wnioskowania z przypadków

2.1. Baza danych boisk sportowych

Utworzona przez autora baza danych zawiera 84 przypadki inwestycji polegających na budowie boisk sportowych. Zebrane informacje pochodzą z zamówień publicznych opisanych kodem CPV - 45212200-8 „Roboty budowlane

w zakresie budowy obiektów sportowych". Dane pochodzą z wybranych w toku postępowania przetargowego ofert z 2014 r. i dotyczą robót budowlano inwestycyjnych na wykonanie boisk sportowych. Baza danych boisk sportowych BD_{BS} zawiera przypadki zawierające 3 grupy informacji R_i, OS_i, O_i:

$$BD_{BS}=\{\text{Przypadek}_1[(R_1),(OS_1),(O_1)],\ldots,\text{Przypadek}_{84}[(R_{84}),(OS_{84}),(O_{84})]\} \quad (1)$$

gdzie:
Przypadek_i $[R_i, OS_i, O_i]$, – i-ty „stary" przypadek,
R_i – rozwiązanie dla i-tego przypadku,
OS_i – opis sytuacji dla i-tego przypadku,
O_i – zmienne objaśniające dla i-tego przypadku.

Rozwiązaniem jest cena jednostkowa m^2 powierzchni boiska sportowego wyrażona w zł/m^2. Opis sytuacji zawiera niezbędne informacje opisujące sytuację takie jak: funkcja boiska, lokalizacja oraz data oferty. Zmienne objaśniające to dane ilościowe zawierające informacje o powierzchniach w [m^2] boisk, dojść i dojazdów, zieleni oraz powierzchni piłkochwytów, czy długości w [m] ogrodzeń oraz dane jakościowe opisujące typ nawierzchni sportowej, rodzaj materiału na dojścia i dojazdy, typ ogrodzenia oraz rodzaj wyposażenia sportowego.

Fragment bazy danych (kolejnych rekordów) został przedstawiony poniżej:
Przypadek_n [(cena jednostkowa); (funkcja boiska; lokalizacja; data oferty); (powierzchnia boiska; powierzchnia dojść i dojazdów; powierzchnia zieleni; powierzchnia piłkochwytów, długość ogrodzenia; typ nawierzchni sportowej; materiał na dojścia i dojazdy; typ ogrodzenia; rodzaj wyposażenia w notacji 0/1=NIE/TAK – piłka ręczna-siatkówka-koszykówka-piłka nożna-tenis ziemny)],
Przypadek_1 [(321,07 zł/m^2); (wielofunkcyjne, Bytom, 24.02.2014), 1196 m^2, 732 m^2, 640 m^2, 240 m^2, 144 m; poliuretanowa, kostka brukowa, panelowe, 11101],
Przypadek_2 [(280,54 zł/m^2); wielofunkcyjne, Dąbrówka, 28.02.2014, 392 m^2, 0 m^2, 1867 m^2, 0 m^2, 86 m; kostka betonowa bezfazowa, brak, panelowe, 11101],
Przypadek_3 [(8,94 zł/m^2); piłka nożna, Biskupie, 04.03.2014, 2970 m^2, 0 m^2, 0 m^2, 0 m^2, 0 m; trawa naturalna, brak, brak, 00010].

2.2. Wnioskowanie z przypadków – przykład obliczeniowy

Analizie poddano przypadki, które do celów badawczych potraktowano jako nowe V_N – 4 przypadki z roku 2015 i 4 przypadki z roku 2016. Przypadki wraz z opisem sytuacji i zmiennymi objaśniającymi pokazano w tab. 1.

W pierwszym kroku dokonano analizy podobieństwa na poziomie lokalnym dla poszczególnych zmiennych objaśniających.

Tabela 1. Fragment zbioru przypadków testujących wraz z opisem sytuacji i objaśnieniami
Table 1. Fragment of test cases set, with a description of the situation and explanations

Objaśnienia	**J.m.**	**V_{N1}**	**…**	**V_{N8}**
Cena	[zł]	419 999,50	…	666 778,03
Cena jednostkowa	[zł/m^2 boiska]	336,00	…	688,41
Data	-	02.06.2015	…	25.02.2016
Lokalizacja	-	Stopnica	…	Iłża
Powierzchnia boisk	[m^2]	1250	…	968,58
Powierzchnia dojść	[m^2]	105	…	210
Powierzchnia zieleni	[m^2]	36.5	…	150
Długość ogrodzenia	[m]	168	…	258
Powierzchnia piłkochwytów	[m^2]	0	…	0
Przeznaczenie	-	wielofunkcyjne	…	wielofunkcyjne
Typ nawierzchni	-	poliuretanowa	…	poliuretanowa
Materiał na dojścia	-	kostka brukowa	…	kostka brukowa
Rodzaj wyposażenia	0/1	10101	…	11100
Typ ogrodzenia	-	z siatki	…	panelowe

W celu pomiaru lokalnych podobieństw wykorzystano poniższe formuły:

- dla zmiennych objaśniających ilościowych

$$\mathrm{sim}(V_{N,}V_S)=1-\frac{|V_N-V_S|}{V_{max}-V_{min}} \tag{2}$$

- dla zmiennych objaśniających jakościowych

$$\mathrm{sim}(V_{N,}V_S)=1-\frac{|n(V_N)-n(V_S)|}{M-1} \tag{3}$$

gdzie:
$n(V_N)$, $n(V_S)$ – oceny wartości zmiennych objaśniających w przyjętej skali,
V_{max}, V_{min} – wartości minimalne i maksymalne w bazie danych dla danej zmiennej objaśniającej.

W przypadku doboru skali oceny dla zmiennych jakościowych problemem jest dobór liczby poziomów skali, prawidłowość oceny rozwiązań zapisanych za pomocą skali liczbowej, a co za tym idzie ocena podobieństwa rozwiązań.

Miarę $SIM(V_{N,}V_S)$ nazywamy globalnym podobieństwem przypadku nowego V_N do przypadku starego V_S. Miary lokalne poszczególnych podobieństw lokalnych $sim(V_{N,}V_S)$ są korygowane o wagi zmiennych objaśniających:

$$SIM(V_N, V_S) = \sum_{i=1}^{n} \omega_i(sim_i(V_{Ni}, V_{Si}) \quad (4)$$

gdzie:

ω_i – waga i-tej zmiennej objaśniającej.

Przykład obliczania podobieństw lokalnych $sim(V_N, V_S)$ oraz podobieństwa globalnego $SIM(V_N, V_S)$ został przedstawiony w tabeli 2.

Tabela 2. Przykład obliczania podobieństw lokalnych sim(VN1, VS1) oraz podobieństwa globalnego SIM(VN1, VS1)

Table 2. An example of calculating local similarities $sim(V_{N1}, VS1)$ and global similarity $SIM(V_{N1}, V_{S1})$

Zmienne objaśniające	**Nowy przypadek 1**	**Stary przypadek 1**	**Podobieństwo sim**
1. Powierzchnia boisk	968,58 [m^2]	1196 [m^2]	0,98
2. Powierzchnia dojść	210 [m^2]	732 [m^2]	0,91
3. Powierzchnia zieleni	150 [m^2]	640 [m^2]	0,90
4. Długość ogrodzenia	258 [m]	144 [m]	0,88
5. Powierzchnia piłkochwytów	0 [m^2]	240 [m^2]	0,89
6. Przeznaczenie	wielofunkcyjne	wielofunkcyjne	1
7. Typ nawierzchni	poliuretanowa	poliuretanowa	1
8. Materiał na dojścia	kostka brukowa	kostka brukowa	1
9. Rodzaj wyposażenia	11100	11101	0,80
10. Typ ogrodzenia	panelowe	panelowe	1
Podobieństwo globalne SIM			**0,940**

W wyniku analizy wybrane zostały stare przypadki V_S^*, których podobieństwo globalne $SIM(V_{N1}, V_{S1})$ wynosiło minimum 95%. Każdy z wybranych przypadków został poddany adaptacji poprzez korektę ceny jednostkowej znalezionych przypadków z bazy danych BD_{BS} o dwa współczynniki:

1. Współczynnik regionalny – odzwierciedlający różnice cenowe pomiędzy lokalizacjami inwestycji przypadku nowego V_N oraz wybranego podobnego przypadku starego V_S^*,
2. Współczynnik waloryzacyjny - odzwierciedlający różnice cenowe spowodowane różnicą w czasie pomiędzy starym V_S^*, a nowym przypadkiem V_N.

Jeżeli w wyniku analizy otrzymano dwa lub więcej przypadków spełniających warunek $SIM(V_N, V_S) \geq 95\%$ to cena jednostkowa C_N nowego przypadku V_N jest średnią arytmetyczną wybranych przypadków. Przypadek dla którego cena jednostkowa $C_i > 25\%$ od średniej ceny jednostkowej C_N jest odrzucany z wyjątkiem sytuacji gdy mamy do czynienia jedynie z dwoma wybranymi przypadkami. Przy braku rozwiązań spełniających nierówność $SIM(V_N, V_S) \geq 95\%$ wybierany jest przypadek o najwyższej wartości podobieństwa.

2.3. Analiza dokładności szacowania wstępnych kosztów budowy boisk

W celu analizy utworzono cztery modele: CBR 1, CBR 2, CBR 3 oraz CBR 4. Model CBR 1 zakłada wnioskowanie z przypadków oparte na 10 zmiennych objaśniających pokazanych w tabeli 2 przy założeniu jednakowych wag dla każdego kryterium. Modele CBR 2 i CBR 3 zakładają zróżnicowanie wag poszczególnych zmiennych objaśniających. Wagi zostały dobrane subiektywnie. Ostatni model CBR 4 jest oparty na 6 zmiennych (zmienne objaśniające nr 1, 2, 4, 7, 8 oraz 10). Zmienne te zostały wybrane w toku analizy AHP oceniającej ich ważność w zakresie wpływu na koszt budowy boisk sportowych.

W tabeli 3 zostały zaprezentowane wyniki analizy oszacowania ceny jednostkowej z wykorzystaniem metody CBR. Oceny dokonano na podstawie obliczonego średniego absolutnego szacowanego błędu MAEE. Oszacowano również błędy dla poszczególnych, pojedynczych, analizowanych nowych przypadków. Przypadek 6 był specyficzny i nie było takich przypadków w bazie stąd duży błąd obliczeń. Problemem powodującym wysokie błędy procentowe jest fakt przyjętego poziomu szczegółowości oceny wariantów (wybrane kryteria) i co za tym idzie możliwość występowania w porównywanych boiskach elementów, których nie ma w innych porównywanych boiskach.

Błąd bez Przypadku 6 dla modeli wyniósł kolejno: CBR 1=15,87%, CBR 2=13,24%, CBR 3=12,04%, CBR 4=50,98%. Błąd sumaryczny MAEE powinien wynosić 0 lub być do zera jak najbardziej zbliżony. Jednakże błąd oszacowań kosztowych w fazie wyboru wykonawcy jest w zamówieniach publicznych na poziomie 20-30%. Błąd oszacowania niższy niż 20% uznano za pożądany. Błąd jest więc dopuszczalny (z wyjątkiem modelu CBR 4). Spełnione są też wymogi AACE (American Association of Cost Engineers) dla modeli CBR 2 i CBR 3 – przedział błędu od -10% do + 15% oraz Instytutu Przemysłu Budowlanego (Construction Industry Institute) wynoszące -30% do + 50% (za: [6]). Warto zauważyć, że spełnione są także założenia przyjęte w publikacji [4] dla oszacowań w fazie przedprojektowej takich jak: preliminarz kosztów ±25%-35% oraz budżet ±15%-25%.

Tabela 3. Średni absolutny szacowany błąd MAEE dla analizowanych czterech modeli CBR

Table 3. Mean absolute estimate error MAEE for analyzed four CBR models

Przypadki	Model CBR 1	Model CBR 2	Model CBR 3	Model CBR 4
Przypadek 1	(-) 29,50%	(-) 24,29%	(-) 24,29%	(-) 22,68%
Przypadek 2	(-) 17,26%	(-) 24,95%	(-) 17,26%	(+) 122,64%
Przypadek 3	(+) 2,17%	(+) 2,17%	(+) 2,17%	(+) 152,63%
Przypadek 4	(+) 20,00%	(+) 16,83%	(+) 16,83%	(+) 15,38%
Przypadek 5	(+) 5,81%	(+) 5,81%	(+) 5,81%	(+) 5,81%
Przypadek 6	(+)422,33%	(+)294,84%	(+)294,84%	(+)620,49%
Przypadek 7	(-) 13,17%	(-) 13,17%	(-) 13,17%	(-) 63,34%
Przypadek 8	(+) 39,05%	(+) 18,72%	(+) 16,77%	(+) 25,40%
Błąd sumaryczny	**68,66%**	**50,10%**	**48,89%**	**128,55%**
Błąd sumaryczny bez Przypadku 6	**15,87%**	**13,24%**	**12,04%**	**50,98%**

3. Wnioski

Najlepsze rozwiązania generuje model CBR 3, nieco gorsze modele CRB 1 i CRB 2. Zauważyć można niską wrażliwość modelu na zmiany wag zmiennych. Wyniki nie akceptowalne wygenerował jedynie model CBR 4. Model wykorzystujący jedynie 6 zmiennych sprawdza się głównie w przypadku dużej liczby wyników przekraczających 95% podobieństwa. W przypadku małej liczby przypadków (1-2 przypadki) spełniających warunek 95% podobieństwa model może generować bardzo duże błędy (Przypadki 2,3,7).

Zaletami metody CBR są m.in czas rozwiązania problemu, brak konieczności dogłębnego zrozumienia problemu oraz możliwość ciągłego uczenia się (przyrost bazy danych i adaptacja przypadków). Metoda CBR ma jednak także wady takie jak: trudność znalezienia odpowiednich przypadków w sytuacji kiedy dysponujemy małą bazą danych (vide Przypadek 6) lub mamy do czynienia z problemem opisywanym przez dużą liczbę zmiennych. Mała baza danych powoduje także konieczność adaptacji znalezionych rozwiązań z uwagi na trudność znalezienia przypadków o 100% podobieństwie. Problemem jest także wybór odpowiednich zmiennych opisujących problem i oszacowanie wag poszczególnych zmiennych. W przypadku szacowania kosztów dochodzi jeszcze czynnik czasu powodujący konieczność stosowania współczynników waloryzacyjnych. Niemniej jednak wyniki oszacowania kosztów we wstępnej fazie inwestycji są satysfakcjonujące dla modeli CBR 1, CBR 2 i CBR 3.

Literatura

[1] An S-H., Kim G-H., Kang K-I.: A case-based reasoning cost estimating model using experience by analytic hierarchy process, Building and Environment, vol. 42, no. 7, 2007, pp. 2573–2579.

[2] Dohn K., Gumiński A., Matusek M., Zoleński W.: Model wspomagania zarządzania w zakresie zarządzania wiedzą w polskich przedsiębiorstwach budowy maszyn, Difin, Warszawa 2013.

[3] Ji S-H., Park M., and Lee H-S.: Cost estimation model for building projects using case-based reasoning, Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 38, no. 5, 2011, pp. 570–581.

[4] Kasprowicz T.: Inżynieria przedsięwzięć budowlanych w: Kapliński O. (red.), Metody i modele badań w inżynierii przedsięwzięć budowlanych, KILiW PAN, Warszawa 2007.

[5] Kim M., Lee S., Woo S., and Shin D.H.: Approximate Cost Estimating Model for River Facility Construction Based on Case-Based Reasoning with Genetic Algorithms, KSCE Journal of Civil Engineering, vol. 16, no. 3, 2012, pp. 283-292.

[6] Kim S., Shim J.H.,: Combining case-based reasoning with genetic algorithm optimization for preliminary cost estimation in construction industry, Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 41, no. 1, 2014, pp. 65-73.

[7] Kończak A., Pasławski J.: Hybrid approach in learning from examples in construction process design, Technical Transactions, Civil Engineering, 2-B/2014, pp. 21-30.

[8] Marzouk M., Ahmed R.: A case-based reasoning approach for estimating the costs of pump station projects, Journal of Advanced Research, vol. 2, no. 4, 2011, pp. 289–295.

[9] Radziejowska A., Zima K.: The concept of a knowledge base to aid in cost estimating of sports facilities, International Journal of Contemporary Management, vol. 14, no. 3, 2015, pp. 99–113.

[10] Traczyk W.: Inżynieria wiedzy, Exit, Warszawa 2010.

[11] Zima K.: The Case-Based Reasoning model of cost estimation at the preliminary stage of a construction project, Procedia Engineering, vol. 122, 2015, pp. 57–64.

EARLY CONSTRUCTION SPORTS FIELDS COST ESTIMATION USING CASE BASED REASONING

S u m m a r y

In the article was shown the method Case Based Reasoning - CBR at an early stage of construction investment process in order to estimate the cost of sports fields. The analysis aims to explore the possibility of supporting cost estimation of construction works using CBR. It was presented a database containing 84 cases of sports fields for which tenders were conducted. The database also contains prices of selected offers in the course of the proceedings. Then, has been illustrated application process of the cases in order to select the most similar case to the analyzed problem. Have been calculated local similarities of cases, new and old cases, in the database, and then the global similarity. Cases were chosen for which the global similarity was greater than 95%. Selected cases have subsequently been adapted due to the differences in the calculated time of old offers and a time of calculation for the new case and differences in the location of investments. For this purpose, adjustments were made by two correction factors: coefficient of valorisation and regional coefficient. The calculations were performed for four models differing in the adopted weighting variables for cases and the number of variables for which were calculated local similarities. At the end has been calculated average absolute estimate error MAEE for the analyzed models and errors were analyzed in relation to the published Polish and foreign indicators to assess error for the analyzed models.

Keywords: Case Based Reasoning, cost estimation, construction works

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.26

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 229-236

Przemysław BODZAK[1]
Łukasz SOWA[2]

BADANIA WPŁYWU PODATNOŚCI PODPÓR NA NOŚNOŚĆ SPRĘŻONYCH PŁYT KANAŁOWYCH

W artykule przedstawiono wyniki badań sprężonych płyt kanałowych opartych na podporach sztywnych (badanie normowe) oraz na podporach podatnych. Podpory podatne stanowiły belki stalowe umieszczone na obu końcach płyty. Zbadano dwa warianty płyt o pięciu kanałach, tj. HC320 oraz HC400. Obciążenie liniowe przykładano, zgodnie z procedurą normową, za pośrednictwem kształtownika stalowego. Badania wykazały, że w przypadku płyt HC umieszczonych na podporach podatnych nośność na ścinanie takich elementów jest zdecydowanie mniejsza w porównaniu z płytami badanymi na podporach sztywnych. Zaobserwowana różnica nośności związana jest z wpływem sztywności poprzecznej przekroju płyty na rozdział siły tnącej na poszczególne żebra. Wpływ ten powinien zostać uwzględniony w obliczeniach statycznych i wytycznych projektowych.

Słowa kluczowe: sprężone płyty kanałowe HC, ścinanie, podpory podatne

1. Wstęp

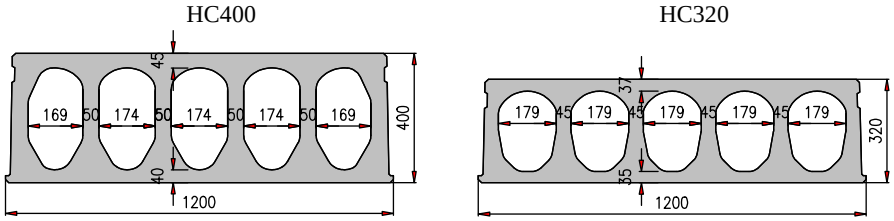
Badania doświadczalne elementów mają na celu sprawdzenie rzeczywistego zachowania się wybranego fragmentu konstrukcji i porównanie otrzymanego wyniku z rezultatami analizy teoretycznej. Z tego względu zarówno kształt elementu, jak i sposób podparcia oraz obciążenia powinien być zgodny ze schematem pracy w rzeczywistej konstrukcji. Ze względu na stopień złożoności oraz ograniczenie kosztów, najczęściej badane są elementy wydzielone, tj. płyty, belki, słupy, a nie całe układy stropowe. W przypadku płyt kanałowych standardowe badanie elementu na ścinanie przeprowadzane jest w znormalizowanym stanowisku, w którym płyta ułożona jest na niepodatnych podporach mimo, że w konstrukcji elementy te montowane są na podporach podatnych, tj. belkach stalowych, żelbetowych zwykłych lub sprężonych. W celu sprawdzenia wpływu sposobu podparcia płyt HC na ich nośność na ścinanie przygotowano program badań uwzględniający dwa typy podpór.

[1] Autor do korespondencji/corresponding author: Przemysław Bodzak, Politechnika Łódzka Katedra Budownictwa Betonowego, Al. Politechniki 6, 90-924 Łódź, tel. 42-631-35-75, e-mail: pbodzak@p.lodz.pl
[2] Łukasz Sowa, Politechnika Łódzka Katedra Budownictwa Betonowego, Al. Politechniki 6, 90-924 Łódź, tel. 42 631 35 75, e-mail: lukasz.sowa@p.lodz.pl

2. Opis programu badań

2.1. Elementy badawcze

Badanie przeprowadzono dla dwóch typów elementów o wysokości 320 i 400mm. Przekroje poprzeczne badanych elementów pokazano na rys. 1. Elementy te różniły się między sobą wysokością przekroju oraz grubością żeberek rozdzielających kanały. Liczba kanałów dla obu typów była jednakowa i wynosiła 5. Płyty o wysokości 320mm sprężone były 10 cięgnami, natomiast płyty o wysokości 400mm – 8 cięgnami o średnicy 12,5mm.



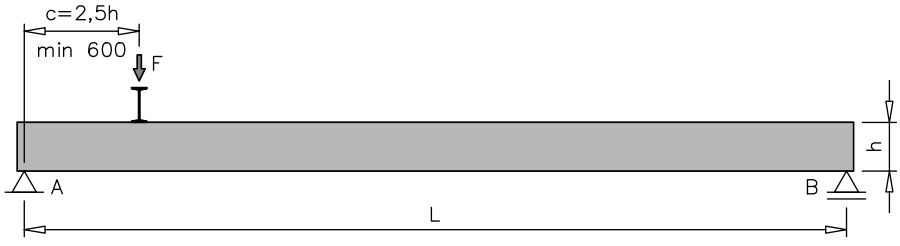
Rys. 1. Przekroje poprzeczne badanych elementów

Fig. 1. Cross section of hollow-core slabs

2.2. Stanowisko badawcze

2.2.1. Badanie normowe

Standardowe badanie nośności na ścinanie płyt HC przedstawiono w normie PN – EN 1163+A3 [1]. Zgodnie z zapisami normy badany element, o długości 12h (minimum 4000mm), należy obciążyć w odległości 2,5h i nie mniejszej od 600mm. Płytę należy umieścić w stanowisku badawczym na podporach przegubowych, niepodatnych i obciążyć aż do zniszczenia za pośrednictwem kształtownika stalowego o wysokości minimum 150mm, który ma za zadanie rozłożyć obciążenie na całej szerokości płyty. Schemat stanowiska badawczego pokazano na rys. 2.

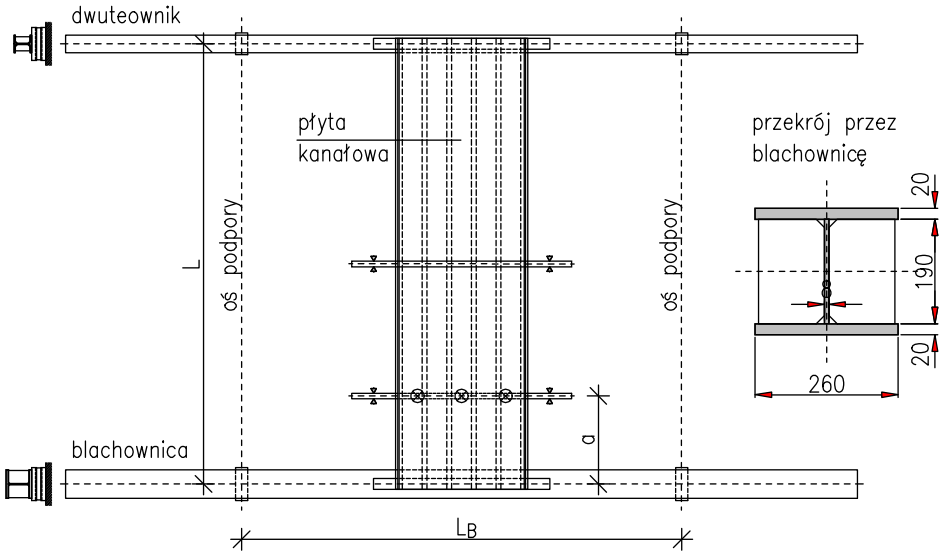


Rys. 2. Schemat stanowiska badawczego dla normowych badań na ścinanie, według [1]

Fig. 2. Test setup to determine the shear strength according to [1]

2.2.2. Badanie na podporach podatnych

Zmodyfikowane badanie normowe przeprowadzono w stanowisku z podporami podatnymi. Podpory wykonano w postaci dwóch belek stalowych o przekroju dwuteowym, na których za pośrednictwem podkładek elastomerowych oparto płytę kanałową. Obciążenie przykładano poprzez kształtownik stalowy rozcięty na trzy niezależne odcinki o długości 400mm każdy. Odległość przyłożenia obciążenia od podpory, za każdym razem, była zgodna z wymogami normowymi. Schemat stanowiska badawczego pokazano na rys. 3, a widok elementu podczas badania na rys. 4.



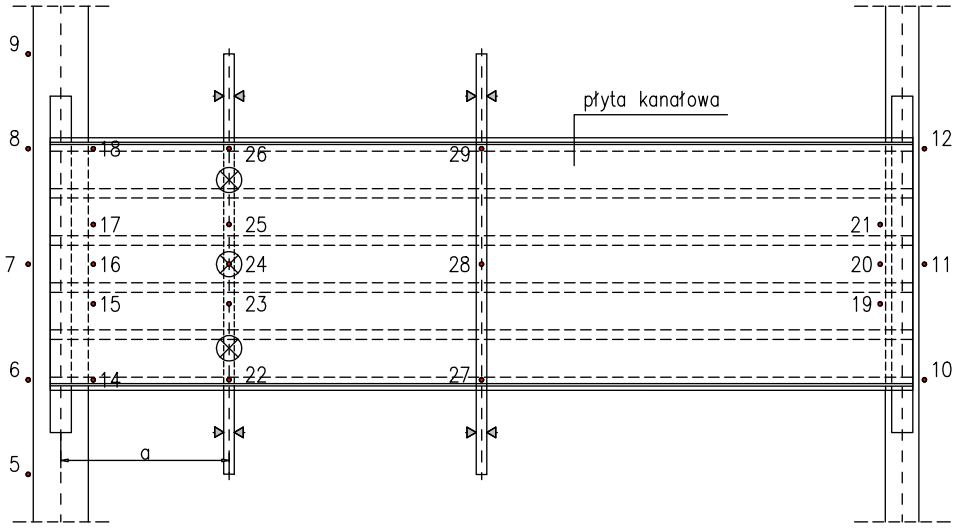
Rys. 3. Schemat stanowiska badawczego dla badań zmodyfikowanych
Fig. 3. Test setup in modified test method



Rys. 4. Element na podporze podatnej podczas badań
Fig. 4. Slab supported by beam during test

2.3. Pomiary

W trakcie badania, zarówno przy podparciu sztywnym, jak i podatnym, mierzono ugięcia płyty w środku ich rozpiętości (bazy 27 do 29) i w odległości 150mm od linii obciążenia (bazy 22 do 26). Dodatkowo w badaniu na podporach podatnych mierzono ugięcie kształtownika podpierającego w środku rozpiętości oraz przy krawędzi płyty HC (bazy 6 do 8), a także w tych samych punktach odległość pomiędzy półką górną kształtownika i dolną powierzchnią płyty HC (bazy 14 do 18). Wszystkie pomiary przeprowadzono przy użyciu czujników indukcyjnych podłączony do zestawu pomiarowego rejestrującego również obciążenie przyłożone do elementu. Schemat rozmieszczenia czujników pokazano na rys. 5. Czujniki 14 do 18 zostały tak umieszczone, aby mierzyć zmianę odległości pomiędzy dolną krawędzią płyty i górną półką kształtownika podpierającego.



Rys. 5. Schemat rozmieszczenia punktów pomiarowych

Fig. 5. Layout of measuring points

3. Wyniki badań

Wszystkie elementy zarówno w badaniach na podporach niepodatnych, jak i podatnych zniszczyły się na ścinanie. W trakcie badania, dla obu typów podparcia, nie zaobserwowano żadnych rys od zginania. Powstanie rysy ukośnej prowadziło do zniszczenie elementu. Geometria elementu oraz siły niszczące podano w tablicy 1.

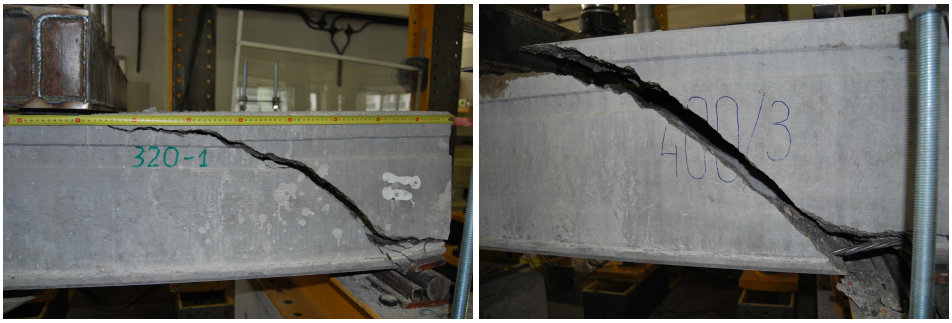
Widoki zniszczonych elementów przedstawiono na rys. 6 oraz 7.

Tablica 1. Dane geometryczne i nośności płyt na ścinanie

Table 1. Geometric data and shear capacity

Płyta	**Długość płyty**	**Odległość obciążenia**	**Długość belki**
	L [mm]	a [mm]	L_B [mm]
HC320	4000	800	4000
HC400	4800	1000	4000

Płyta	**Siła niszcząca F_u [kN]**		**Siła tnąca $F_{u,v}$ [kN]**		**$F_{u,v}$ / $F_{u,v}$**
	niepodatne	podatne	niepodatne	podatne	
HC320	417	232	332	187	0,55
HC400	486	225	384	178	0,46



Rys. 6. Widok zniszczonych elementów w badaniach na podporach sztywnych

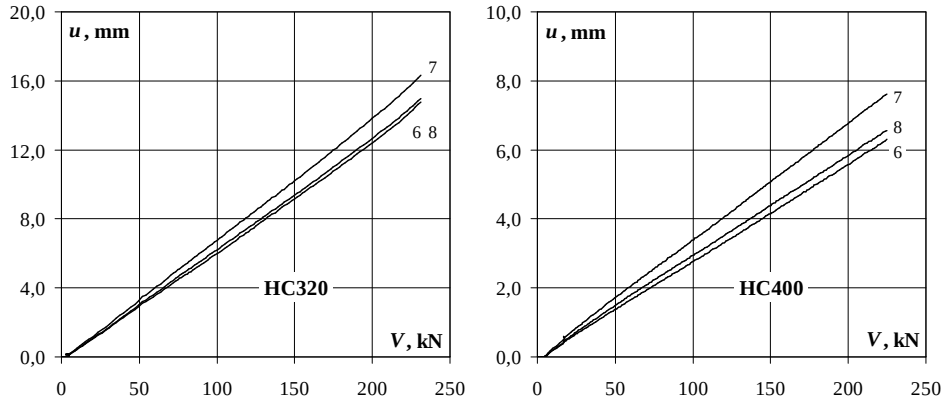
Fig. 6. Hollow core slabs supported on rigid supports after failure



Rys. 7. Widok zniszczonych elementów w badaniach na podporach podatnych

Fig. 7. Hollow core slabs supported on flexible supports after failure

Pomiary ugięć belki stanowiącej podporę płyty, w punktach rozmieszczonych na szerokości płyty, pokazano na rys. 8. Na wykresach widoczna jest nieznaczna różnica w przemieszczeniach punktów znajdujących się przy krawędzi płyty – brak pełnej symetrii w linii ugięcia belki podpierającej.

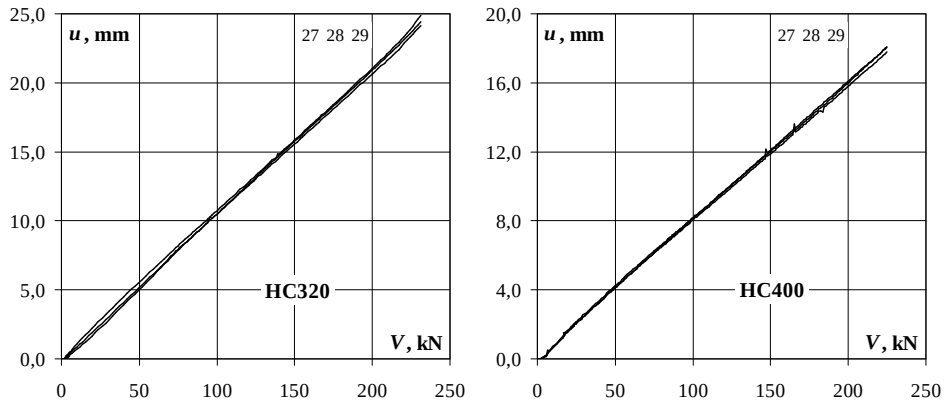


Rys. 8. Ugięcia belki podpierającej

Fig. 8. Deflection of a supporting beam

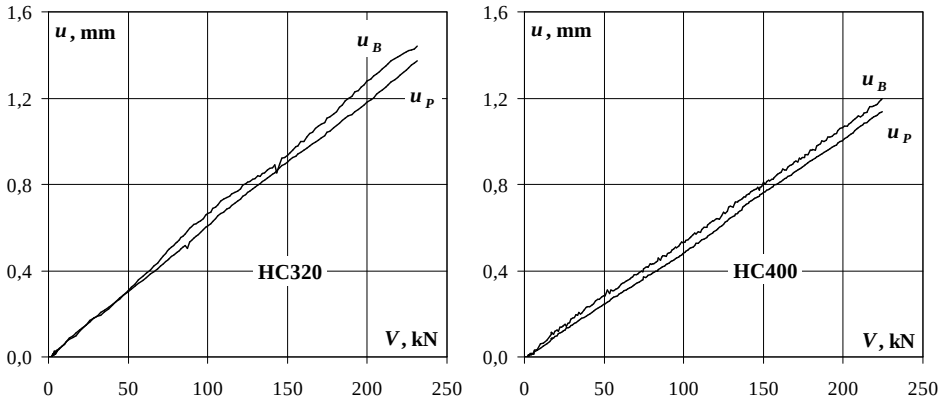
Na rys. 9 pokazano przemieszczenia pionowe 3 punktów pomiarowych rozmieszczonych na szerokości płyty (bazy 27 do 29) w środku jej rozpiętości. Nie zaobserwowano istotnych różnic w wartościach przemieszczeń zarejestrowanych w poszczególnych punktach, przy obu wysokościach płyt. Świadczy to o braku w tym przekroju wygięcia poprzecznego elementu, który zachował się jak ciało idealnie sztywne w tym zakresie obciążenia.

Rysunek 10 przedstawia wykres względnego przemieszczenia środka belki podpierającej (wyznaczone z zależności u_B=7-(6+8)/2) oraz wykres względnej zmiany odległości pomiędzy górną krawędzią belki stalowej a dolną płaszczyzną płyty HC (wyznaczonej z zależności u_P=16-(14+18)/2).



Rys. 9. Przemieszczenie płyty w środku rozpiętości

Fig. 9. Deflection of the slab measured in the middle of a span



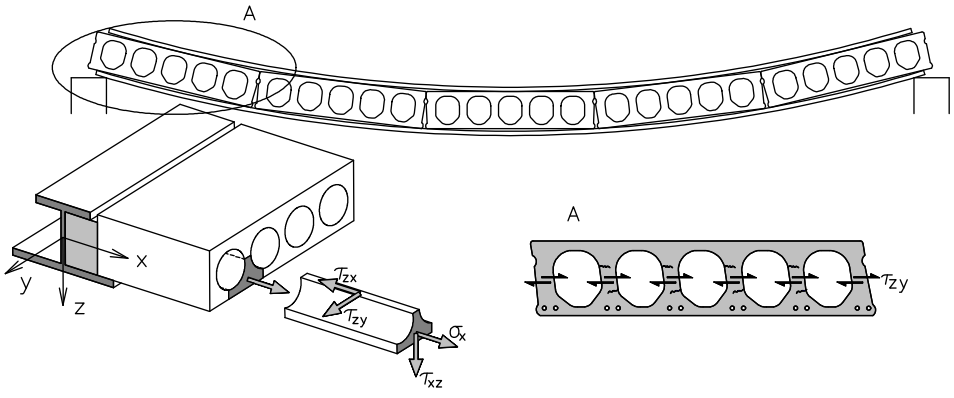
Rys. 10. Względne przemieszczenia płyty HC i belki podpierającej

Fig. 10. The relative displacement of hollow core slab and supporting beam

Jak można zauważyć, wraz ze wzrostem obciążenia ugięcie kształtownika przyrasta w sposób liniowy. W ten sam sposób zwiększa się odległość pomiędzy środkiem rozpiętości belki i punktem leżącym w połowie szerokości płyty. Ze względu na odkształcenie elastomeru na skraju płyty wykresy nie pokrywają się - przyrost ugięcia belek jest nieznacznie mniejszy niż przyrost ugięcia belki.

Porównując siły niszczące uzyskane w badaniach normowych, tj. na podporach sztywnych, z siłami uzyskanymi w badaniach na podporach podatnych można zauważyć, że w tym ostatnim przypadku zmniejszenie nośności wynosi około 50% dla obu wysokości płyt, tj. 320 i 400mm.

W świetle tych badań nie znajduje uzasadnienia teoria o istotnym wpływie poprzecznego ścinania żeber płyt HC, opisana w [2], zgodnie z którą skrajne żebro skrajnej płyty HC poddane jest dwukierunkowemu ścinaniu – rys. 11.



Rys. 11. Deformacja przekroju płyty opartej na podporze sprężystej

Fig. 11. Deformation of cross section of the slab supported on flexible support

Wyniki badań potwierdziły wcześniejsze analizy przedstawione w [3]. Zmniejszenie nośności na ścinanie płyty opartej na podporach podatnych wynika z nierównomiernego rozdziału sił ścinających na poszczególne żebra.

4. Wnioski

Nośność na ścinanie płyt HC wyznaczona według procedury normowej nie jest miarodajna dla wszystkich warunków podparcia. Przyjęcie przekroju zastępczego, w którym szerokość środnika jest sumą szerokości poszczególnych żeberek jest właściwe jedynie wtedy, gdy analizujemy element na podporach sztywnych. W przypadku umieszczenia takiego samego elementu na podporach podatnych uwidacznia się wpływ sztywności poprzecznej elementu i związane z tym nierównomierne wytężenie poszczególnych żeber, wynikające z innych warunków podparcia na szerokości jednego elementu prefabrykowanego. Deformacja podatnej belki stalowej, w połączeniu ze znaczną sztywnością poprzeczną płyty powoduje, że płyta nie opiera się całą szerokości na belce a jedynie w rejonie skrajnych żeber, które przenoszą dużo większe obciążenie niż wynikałoby to z klasycznej analizy przewidującej proporcjonalny rozdział siły poprzecznej na szerokości przekroju.

Literatura

[1] PN – EN 1163+A3:2011 Prefabrykaty z betonu – płyty kanałowe.

[2] FIB Bulletin no 6 Special design considerations for precast hollow core floors. International Fedaration for structural Concrete (fib) January 2000.

[3] Bodzak P.: Wpływ sztywności poprzecznej sprężonych płyt kanałowych opartych na podporach podatnych na ich nośność na ścinanie, Konferencja Naukowo - Techniczna „Konstrukcje sprężone:, Kraków 2015.

EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF THE HOLLOW CORE SLAB SUPPORTED ON FLEXIBLE BEAM.

S u m m a r y

The article presents comparison of experimental test results carried out on hollow core slabs supported on rigid and flexible supports. Two depth of cross sections 320 and 400 mm were tested. The experimental investigations showed that the slab supported on flexible beam has a significantly lower shear capacity (about 50%) compared with rigid supported one. This impact should be taken into account in static calculations and design guidelines

Keywords: prestressed hollow core slab, precast hollow core slab, shear, flexible supports

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.27

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 237-245

Sofiya BURCHENYA[1]
Ivan DOBRYANSKYY[2]
Yuriy FAMULYAK[3]
Justyna SOBCZAK-PIĄSTKA[4]

BADANIE NOŚNOŚCI BELEK ŻELBETOWYCH DOZBROJONYCH STALOWYMI SIATKAMI CIĘTO-CIĄGNIONYMI

W artykule przedstawiono wyniki badań nośności oraz momentu pojawienia się pęknięć i odkształceń konstrukcji żelbetowych zginanych belek ze wzmocnieniem zewnętrznym w formie stalowej siatki cięto-ciągnionej. Rozpatrzono przypadek umieszczenia siatki bez warstwy ochronnej z betonu oraz z warstwą ochronną w postaci betonu (otuliny). We wcześniejszych badaniach eksperymentalnie potwierdzono, że siatka cięto-ciągniona zapewnia bardziej niezawodną sczepność z powierzchnią betonu, niż beton z arkuszem blachy falistej lub gładkiej i systemem dospawanych kotew.

Słowa kluczowe: nośność, stalowa siatka cięto-ciągniona, odkształcenia, zginane konstrukcje belkowe, wzmocnienie zewnętrzne

1. Wprowadzenie

W 1967 roku na Wydziale Konstrukcji Budowlanych Lwowskiego Narodowego Uniwersytetu Rolniczego rozpoczęto badania konstrukcji żelbetowych, wzmocnionych zewnętrznym zbrojeniem pasmowym. Założycielem Lwowskiej szkoły naukowej konstrukcji żelbetowych z zewnętrznym zbrojeniem pasmowym był Ph.D. Profesor F.Ye.Klymenko [2]. Obecnie pod kierunkiem Dr HC Profesora I.M. Dobriańskiego we Lwowskim Narodowym Uniwersytecie Rolniczym przeprowadza się nadal badania takich konstrukcji [1].

[1] Autor do korespondencji/corresponding author: Sofiya Burchenya, Wydział Budownictwa i Architektury, Lwowski Narodowy Uniwersytet Rolniczy, e-mail: yufam@ukr.net

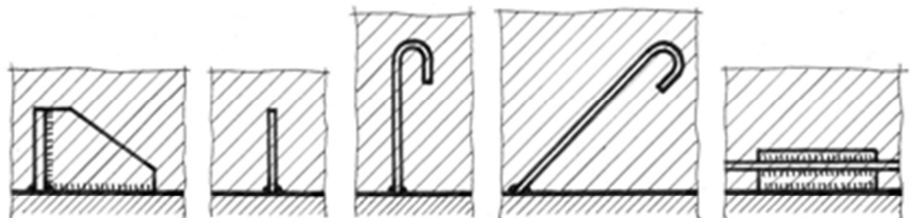
[2] Ivan Dobryanskyy, Wydział Budownictwa i Architektury, Lwowski Narodowy Uniwersytet Rolniczy, e-mail: yufam@ukr.net

[3] Yuriy Famulyak, Wydział Budownictwa i Architektury, Lwowski Narodowy Uniwersytet Rolniczy, e-mail: yufam@ukr.net

[4] Justyna Sobczak-Piąstka, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy im. Jana i Jędrzeja Śniadeckich w Bydgoszczy

W rozwój i badania konstrukcji betonowych zaangażowane są także inne zespoły prowadzone przez wybitnych naukowców i badaczy z Ukrainy: O.B. Golysheva, V.I. Efimenka, L.I. Storozhenka, O.V. Semka, E. Chykhladze, O.L. Shagina i innych [7]. Do tworzenia żelbetowych konstrukcji belkowych z zewnętrznym zbrojeniem pasmowym wyżej wymienieni naukowcy zwykle stosowali zbrojenia z prętów gładkich i żebrowanych, płaskiej blachy lub falistej blachy dachowej.

Ogólnie wiadomo, że przy zginaniu elementów dostrzegamy znaczną koncentrację naprężeń w punktach połączeń pasma zbrojenia z betonem. Siły adhezji i tarcia, które powstają w płaszczyźnie styku betonu i gładkich prętów zbrojeniowych lub płaskiego arkusza blachy są niewielkie. Współpracę zbrojonego żelbetowego przekroju zapewnia się więc przez zastosowanie jednostronnej chropowatości płaskiej blachy, użycie różnych łączników, np. elastycznych i sztywnych kotew, przestrzennych pionowych lub ukośnych prętów (rys. 1). Montowanie dodatkowych elementów kotwiących zapewnia dobrą współpracę zbrojenia i betonu, a to w znaczący sposób wpływa na zwiększenie nośności. Wzmocnienie to wymaga jednak dodatkowych operacji technologicznych, powstaje też niepożądana koncentracja naprężeń [3, 8].



Rys. 1. Rodzaje łączników: a – podpora sztywna; b – podpora elastyczna; c – kotew pionowa; d – kotew pochylona; e – wzmocnienie wzdłużne, przyspawane do blach

Fig. 1. Types of connectors: a – stiff mainstay; b – elastic mainstay; c – vertical anchors; d – slanting anchors; e – longitudinal reinforcement, welded to the sheet metal

We współczesnej praktyce budowlanej powszechnie stosowany jest typ wzmocnienia pasmowego – stalowa siatka cięto-ciągniona (SSCC). Ze względu na oryginalny kształt geometryczny powierzchni bocznej i dobre właściwości wytrzymałościowe, SSCC może być stosowana jako wzmocnienie zewnętrzne klasycznego zbrojenia betonu z prętów, zarówno dla struktur belkowych, jak i płytowych. W pracy zostanie przedstawiony przypadek zastosowania siatki cięto-ciągnionej do zbrojenia belki zginanej.

2. Sformułowanie problemu

Siatki cięto-ciągnione SSCC wykonane są ze zwykłego arkusza blachy metalowej. Proces produkcji siatki polega na nacinaniu i jednoczesnym rozciąganiu blachy, co zmniejsza jej masę, ale pozwala przy tym zachować wskaźniki jakościowe i ilościowe potrzebne do utrzymania nośności i sztywności. SSCC jest o 80% lżejsza niż lite blachy o podobnych wymiarach i grubości. W celu zmniejszenia potencjalnego odkształcania arkusza jest on walcowany, a więc arkusz siatki jest bardziej płaski, ale zwiększa się przy tym jego odporność na odkształcenia [6].

Siatki mają z jednej strony teksturę płaską z drugiej chropowatą, co zapobiega poślizgowi na powierzchni SSCC. Charakteryzują się także większą wydajnością eksploatacyjną w stosunku do pełnych arkuszy blach i znacząco zmniejszają koszt użytej do ich produkcji stali. Wymienione cechy siatki cięto-ciągnionej SSCC sprawiają, że coraz częściej jest ona wykorzystywana do zbrojenia betonu, ale także plastiku i innych tworzyw sztucznych. Ten rodzaj zbrojenia gwarantuje dobrą sczepność z betonem zbrojonym klasycznymi prętami, bez żadnych dodatkowych elementów łączących.

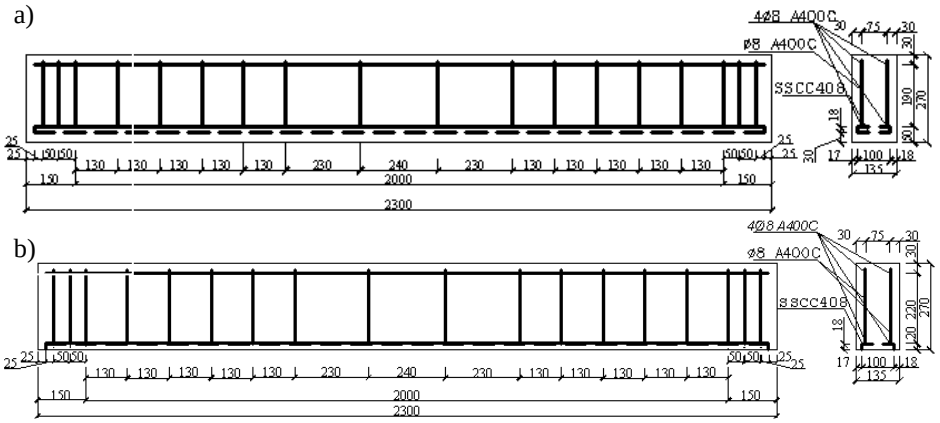
Celem przestawionego badania była analiza nośności i odkształcalności konstrukcji belek zbrojonych stalową siatką cięto-ciągnioną z ochronną warstwą betonu i bez otuliny.

3. Przedstawienie wyników badań i analiz

Do badania pracy belek wzmocnionych stalową siatką cięto-ciągnioną wykonano prototypy z betonu klasy C35/45. Zbrojenie belek wykonano z prętów zbrojeniowych klasy A240S. W belkach oznaczonych symbolami B-II-1 i B-II-1* (rys. 2a) wykonano dodatkowe zbrojenie z siatki cięto-ciągnionej osłoniętej warstwą ochronną z betonu (rys. 2a). Natomiast w belkach oznaczonych symbolami B-II-2 i B-II-2* (rys 2b) wykonano dodatkowe zbrojenie z siatki cięto-ciągnionej bez warstwy ochronnej z betonu. Przekrój poprzeczny belek ma wymiar 135×270 *mm*, całkowita długość belki wynosi 2300 *mm*, natomiast rozpiętość obliczeniowa – 2000 *mm* (belki z gwiazdką* –są to tzw. belki odpowiedniki) [4, 5].

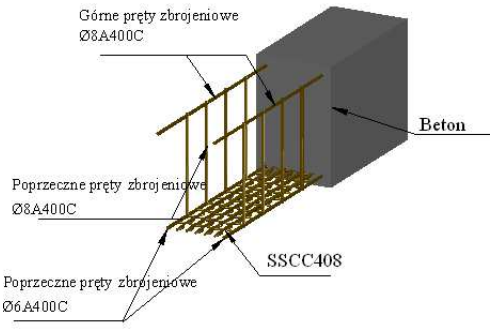
Charakterystyki siatki SSCC, która służyła jako wzmocnienie zewnętrzne w prototypach belki były następujące: marka CC 408 zgodnie ze specyfikacjami normy 27.1-13625948-002: 2006, grubość elementu t = 4 *mm*, szerokość tzw. mostka powstałego w procesie nacinania i rozciągania B = 8 *mm*, całkowity wymiar komórki C = 90 *mm*, krótsza przekątna oczka mierzona w tzw. węzłach h = 25 *mm*, całkowita grubość arkusza po rozciągnięciu S = 16 *mm*, wielkość tzw. wyciągu A = 12,5 *mm* (rys. 4). Schematy wzmocnienia prototypów belek przez siatki SSCC pokazano na rysunkach 2-3.

Przed przeprowadzeniem badań eksperymentalnych, określono podstawowe właściwości fizyczne i mechaniczne prętów zbrojeniowych, siatek SSCC oraz betonu. Wyniki testów i obliczeń przedstawiono w tabeli 1-2.



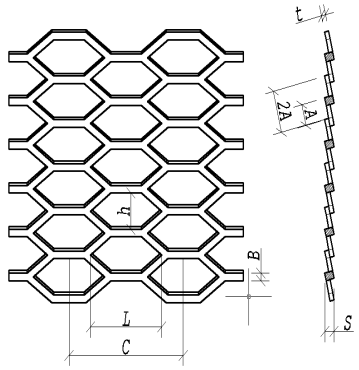
Rys. 2. Schemat prototypów belek zbrojonych siatką cięto-ciągnioną
a) z otuliną betonową B-II-1, B-II-1*; b) bez otuliny betonowej B-II-2, B-II-2*

Fig. 2. Diagram of prototypes of reinforced beams with the cut and stretchy sheet
a) with a layer of concrete B-II-1, B-II-1*; b) without a layer of concrete B-II-2, B-II-2*



Rys. 3. Konstrukcja prototypu

Fig. 3. The construction of the prototype



Rys. 4. Parametry SSCC

Fig. 4. Parameters of SSCC

Tabela 1. Wartości określające właściwości stali

Table 1. The values describing of steel properties

Rodzaje wzmocnień	Wymiary przekroju poprzecznego średnica [*mm*]	Pole przekroju poprzecznego A [cm^2]	Obliczeniowa wartość wytrzymałości zbrojenia f_{yk} [*MPa*]	Moduł sprężystości podłużnej zbrojenia $E_s x10^5$ [*MPa*]	Dopuszczalne względne odkształcenia przy rozciąganiu ε_{ud}
SSCC	50x4	1,12	271	2,05	0,025
Pręt klasy A240S	∅6	0,283	316	2,01	0,023
Pręt klasy A400S	∅8	0,503	600	1,96	-

Tabela 2. Podstawowe właściwości fizyczne i mechaniczne betonu po 28 dniach

Table 2. Basic physical and mechanical properties of concrete after 28 days

Oznaczenie belki	Wytrzymałość betonu na ściskanie badana na kostkach sześciennych $f_{cd,cube}$ [*MPa*]	Obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie po 28 dniach (wytrzymałość badana na próbkach walcowych) $f_{cd,prism}$ [*MPa*]	Moduł sprężystości E_{cd} [*MPa*]
			Na podstawie wyników uzyskanych na próbkach o wymiarach 150×150×600 [*mm*]
B-II-1	39,3	32,6	33840
B-II-1*			
B-II-2			
B-II-2*			

Badania żelbetowych belek wzmocnionych SSCC przeprowadzone były na specjalnym stanowisku. Zastosowano obciążenie w postaci dwóch symetrycznie działających sił skupionych przyłożonych do górnej powierzchni belek (rys. 5).

Wzrost obciążenia odbywał się stopniowo co 0,05÷0,1 *kN*, aż do obciążenia niszczącego, przy czym przerwa pomiędzy kolejnymi wzrostami obciążenia wynosiła 25-30 minut. W procesie obciążania prototypów belek, po każdym etapie dociążania notowane były wskazania tensometrów przy pomocy automatycznego elektronicznego miernika odkształcenia AID-4, który rejestrował deformacje odczytywane z mikroczujników (tensometrów), przymocowanych do powierzchni prototypu belki. Przemieszczenie belek mierzone było przy pomocy



Rys. 5. Widok ogólny stanowiska badawczego

Fig. 5. General view of the testing stand

czujników ze wskaźnikami o wartości nominalnej wynoszącej 0,01 *mm*. Wskaźniki te były umieszczone w środku belki oraz na osi działania sił zewnętrznych (rys. 5). Jednocześnie obserwowano powierzchnię boczną belki i rejestrowano pojawienie się i rozwój pęknięć w betonie (w tym wysokość i szerokość szczeliny). Rozwój i rozwarcie pęknięć obserwowano przy wykorzystaniu mikroskopu pomiarowego MPB-2M.

W belkach prototypowych B-II-1, B-II-1* pierwsze pęknięcia zaobserwowano przy obciążeniu powodującym powstanie momentu zginającego o wartości odpowiednio M_{crc}^{exp} = 793 *kNcm* dla próbki B-II-1 oraz M_{crc}^{exp} = 665,27 *kNcm* dla próbki B-II-1*. W próbkach B-II-2, B-II-2* pierwsze pęknięcia zaobserwowano przy obciążeniu powodującym powstanie momentu zginającego o wartości odpowiednio M_{crc}^{exp} = 845 *kNcm* dla próbki B-II-2 oraz M_{crc}^{exp} = 855,40 *kNcm* dla próbki B-II-2*. Można więc zauważyć, że pęknięcia w belkach B-II-2, B-II-2* pojawiły się później niż w próbkach B-II-1, B-II-1* (o około 1,07-1,28 raza).

Ustalenie stanu granicznego nośności belek prototypowych zostało przeprowadzone przy wykorzystaniu uzyskanych wcześniej wyników badań laboratoryjnych odkształcenia siatek SSCC i prętów zbrojeniowych podczas próby rozciągania. Podczas badań laboratoryjnych belek prototypowych zbrojonych siatkami cięto-ciągnionymi SSCC, ustalono wartości doświadczalne obciążeń i odpowiadające im wartości doświadczalne momentów zginających, przy których występowało przekroczenie w zbrojeniu granicy plastyczności (plastyczne płynięcie stali), a następnie zniszczenie strefy ściskanej betonu (tabela 3). Okazało się, że w momencie osiągnięcia przez stalowe siatki SSCC granicy plastyczności (plastyczne płynięcie stali), wytrzymałość betonu w strefie ściskanej belek prototypowych była wykorzystana na poziomie 35-40%.

W celu dokładniejszego określenia odkształcenia betonu w ściskanych i rozciąganych obszarach oraz ugięć, przyjęto w dalszych analizach wartość momentu zginającego, która jest równa 0,83-0,85M_t. Moment M_t jest wartością wyliczonego momentu zginającego w belkach prototypowych zbrojonych siatkami cięto - ciągnionymi SSCC, odpowiadającego osiągnięciu przez to zbrojenie granicy plastyczności. Wartości te zestawiono w tabeli 4.

Tabela 3. Graniczne wartości doświadczalne i niszczące momenty zginające

Table 3. The limit experimental values and destructive bending moments

Oznaczenie belki	Doświadczalny graniczny moment zginający M, *kNcm*·	Wysokość strefy ściskanej betonu *cm*	Wykorzystanie wytrzymałości betonu na początku plastycznego płynięcia zbrojenia *%*	Doświadczalny moment niszczący M_{nisz}^{eks}, *kNcm*
B-II-1*	1202,5	6,43	35	1527,50
B-II-1	1202,5	6,43	35	1540,50
B-II-2	1365,0	7,40	39,4	1690,00
B-II-2*	1365,0	7,40	39,4	1678,62

Tabela 4. Wartości eksperymentalne

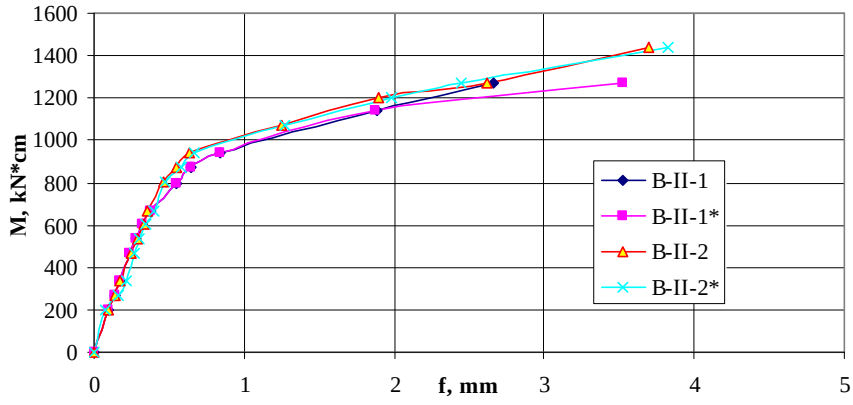
Table 4. Experimental values

Oznaczenie belki	Moment zginający, który odpowiada 0,83-0,85 M_t^{SSCC} kN*cm	Zmierzone ugięcie f^{exp}, *mm*	Odkształcenia w skrajnych rozciąganych włóknach betonu $\varepsilon^{exp}_{c(2)} \times 10^{-5}$	Odkształcenia w skrajnych ściskanych włóknach betonu $\varepsilon^{exp}_{c(1)} \times 10^{-5}$	Odkształcenia na poziomie rozciąganego zbrojenia $\varepsilon^{exp}_{s} \times 10^{-5}$
B-II-1*	1140,75	1,87	-139,6	46,5	-108,1
B-II-1	1140,75	1,89	-135,2	45,5	-106,3
B-II-2	1140,8	1,93	-100,2	32,5	-78,6
B-II-2*	1140,8	1,90	-99,0	33,4	-79,0

W tabeli 4. pokazano, że w próbkach eksperymentalnych B-II-2, B-II-2* (wzmocnionych SSCC bez warstwy ochronnej) odkształcenia graniczne w strefie rozciąganej betek prototypowych są o 1,4 razy mniejsze w porównaniu z belkami B-II-1, B-II-1*. Deformacja graniczna ściskanych włókien w belce B-II-2 jest o 1,36 razy mniejsza w porównaniu z badaną belką B-II-1.

W celu lepszego oszacowania nośności belki wzmocnionej SSCC bez warstwy ochronnej (B-II-1, B-II-1*) oraz z warstwą ochronną z betonu (B-II-2, B II-2*) zestawiono zależności ugięcia od obciążenia rys.6.

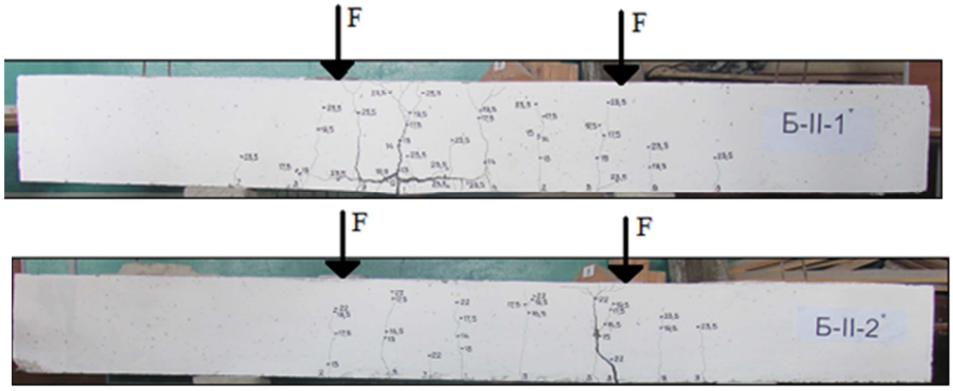
Na rysunku 6. przedstawiono wartości ugięć belki prototypowej B-II-1 (zbrojona siatką SSCC z warstwą ochronną) i B-II-2 (zbrojona siatką SSCC bez warstwy ochronnej). Do poziomu obciążenia odpowiadającego momentowi około 1000 *kNcm* są one niemal identyczne, a w dalszej części wykresu nadal różnią się nieznacznie. Przy obciążeniu, które jest zbliżone do wartości niszczącej, wartość ugięcia jest niemal identyczna dla belki prototypowej B-II-2 - $f_{exp} = 3{,}7$ *mm* i dla belki prototypowej B-II-1- $f_{exp} = 3{,}52$ *mm*.



Rys. 6. Zależność eksperymentalnych ugięć belek B-II-1, B-II-1* oraz B-II-2, B-II-2* od poziomu obciążenia

Fig. 6. Dependence of the experimental beams deflections B-II-1, B-II-1* and B-II-2, B-II-2* of the load level

Wszystkie badane belki prototypowe obciążane były do całkowitego ich fizycznego zniszczenia. Charakter pękania poszczególnych belek pokazano przykładowo na rys. 7.



Rys. 7. Charakter zniszczenia belek

Fig. 7. The nature of the destruction of beams

4. Wnioski

1. Przeprowadzone badania eksperymentalne potwierdziły, że stalowa siatka cięto-ciągniona zapewnia niezawodną sczepność z warstwą betonu. Porównania wykonywano z analogicznym arkuszem blachy falistej lub gładkiej z systemem spawanych kotew.
2. Stwierdzono, że ustalona doświadczalnie wartość momentu zginającego w chwili pojawienia się pierwszych zarysowań w badanych belkach prototypowych wzmocnionych SSCC bez warstwy ochronnej betonowej jest o 1,07-1,28 razy wyższy, niż w podobnych prototypach z warstwą ochronną.
3. Nośność belek wzmocnionych SSCC bez warstwy ochronnej betonu jest większa o 1,09-1,21 razy w porównaniu z belką wzmocnioną SSCC z warstwą ochronną, poprzez zwiększenie wewnętrznego ramienia pary sił.
4. Potwierdzono eksperymentalnie, że przy tej samej wartości obciążenia, odkształcenie belek, gdzie SSCC jest bez warstwy ochronnej z betonu, jest mniejsze o 1,13 razy, w porównaniu z taką samą belką wzmocnioną SSCC, ale z warstwą ochronną z betonu.
5. Wartości ugięć dla belki wzmocnionej SSCC bez warstwy ochronnej z betonu i dla belki wzmocnionej SSCC z warstwą ochronną z betonu były porównywalne.
6. Planuje się wykonanie dalszych badań, w których będą stosowane innego typu siatki cięto-ciągnione. Analizie będzie poddany także aspekt zabezpieczenia antykorozyjnego siatki w belkach bez warstwy ochronnej z betonu.

Literatura

[1] Добрянський І.: Експериментальне дослідження міцності нормальних перерізів згинаних балкових елементів, армованих просічно-витяжним листом // І. Добрянський, С. Бурченя, І. Шмиг // Теоретичні основи і практичні аспекти використання ресурсоощадних технологій для підвищення ефективності агропромислового виробництва і розвитку сільських територій : матеріали Міжнар. наук.-практ. форуму, 18-21 вересня 2012 р. – Львів, 2012. – С. 552-558.
[2] Клименко Ф. Е.: Сталебетонные конструкции с внешним полосовым армированием / Ф. Е. Клименко. – К. : Будівельник, 1984. – 88 с.
[3] Шмиг Р., Добрянський І., Бурченя С., Нікіфоряк С.: Обгрунтування доцільності застосування сталевого просічно-витяжного листа як робочої арматури у залізобетонних балкових конструкціях. Вісник Львівського національного аграрного університету : архітектура і сільськогосподарське будівництво − 2013. − № 14. − С. 89 -100.
[4] Патент на корисну модель, u2011 08765 МПК E04C 5/02(2006.01). Сталебетонний елемент / Добрянський І.М., Шмиг Р.А., Бурченя С.П. ; заявн. і патентовласник Львівський нац. аграрн. унів. − № 69032, заявл. 12.07.2011 ; опубл. 25.04.2012., Бюл. №8.
[5] Патент на корисну модель, u2011 08771 МПК E04C 5/02(2006.01). Сталебетонний елемент / Добрянський І.М., Шмиг Р.А., Бурченя С.П. ; заявн. і патентовласник Львівський нац. аграрн. унів. − № 69035, заявл. 12.07.2011 ; опубл. 25.04.2012.. Бюл. №8.
[6] Просічно-витяжний лист [Електронний ресурс]. – Режим доступу : http://www.acrossteel.ru/list_8.html {dostęp 10.06.2016}.
[7] Стороженко Л. И.; Сталежелезобетонные конструкции / Л.И. Стороженко, А. В. Семко, В. И. Ефименко. − К. : Четверта хвиля, 1997. − 160 с.
[8] Фамуляк Ю. Є. Міцність сталебетонних балок з торцевими анкерами в зоні дії поперечних сил : монографія / Ю. Є. Фамуляк, Ф. Є. Клименко, В. М. Барабаш. − Львів : Львів. держ. аграр. ун-т, 2006. − 117 с.

TESTING CAPACITY OF CONCRETE REINFORCED BEAMS AND EXTRA REINFORCEMENT OF CUT AND STRETCHY STEEL SHEET

S u m m a r y

The results of the bearing capacity, cracks formation moment and stress-strain behavior of the reinforced bending beam structures with the external reinforcement in the form of steel cut and stretchy sheet which is placed with and without the protective layer of concrete are presented in the article. It is experimentally confirmed that the cut and stretchy sheet provides better adhesion with an array of concrete than a similar solid corrugated sheet or flat sheet with a system of welded anchors.

Keywords: bearing capacity, steel cut and stretchy sheet, stress-strain behavior, bending beam structures, external reinforcement

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.28

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 247-254

Jacek DOMSKI[1]

UGIĘCIE DŁUGOTRWAŁE ELEMENTÓW FIBROBETONOWYCH WYTWORZONYCH NA BAZIE KRUSZYWA ODPADOWEGO

Zrównoważony Rozwój powinien dotyczyć każdej dziedziny gospodarki, również budownictwa, dlatego też podjęta w artykule tematyka jest szczególnie ważna dla obszarów północnej Polski. Artykuł prezentuje wyniki badań długotrwałych elementów wykonanych z betonu na bazie kruszywa odpadowego, zalegającego na hałdach kopalnianych, wzbogaconego dodatkiem w postaci minimalnej ilości włókien stalowych. Zakres prezentowanych badań towarzyszących obejmował wytrzymałość na ściskanie, moduł sprężystości oraz odkształcenia skurczowe i pełzania, wykonane na próbkach walcowych o średnicy 15 cm i wysokości 30 cm. Badania podstawowe przeprowadzono na specjalnie zaprojektowanych, skonstruowanych i skalibrowanych układach dźwigniowych, w których umieszczono 8 belek o wymiarach 0,15×0,20×3,3m. Belki i część walców obciążono po 28 dniach dojrzewania betonu i utrzymywano stałe obciążenie (6 kN·m dla belek i 1/3 wytrzymałości na ściskanie dla walców w próbie pełzania) przez okres 365 dni. Zakres prezentowanych w niniejszym artykule badań podstawowych ograniczono jedynie do ugięcia elementów belkowych, jednak ich analizę przeprowadzono w oparciu o normowe i autorskie metody obliczeń. W analizie wykorzystano aktualną metodę normową wg PN-EN-1992-1-1 i autorskie metody Tana wraz z różnymi zespołami oraz Bywalskiego. Na podstawie przeprowadzonych porównań i analiz stwierdzono, że wykorzystane metody szacowania wartości ugięcia długotrwałego są wrażliwe na stopień zbrojenia podłużnego belek. Część z nich wiernie odzwierciedla ugięcie dla belek o niskim stopniu zbrojenia (propozycja Bywalskiego), natomiast dla części lepszą zgodność uzyskano dla belek zbrojonych ekonomicznie - jedna z propozycji Tana z zespołem. Jednocześnie należy zauważyć, że metoda normowa wg PN-EN-1992-1-1 może być stosowana do określania ugięcia elementów belkowych wykonanych na bazie kruszywa odpadowego i włókien stalowych, jednak daje ona zawyżone wartości.

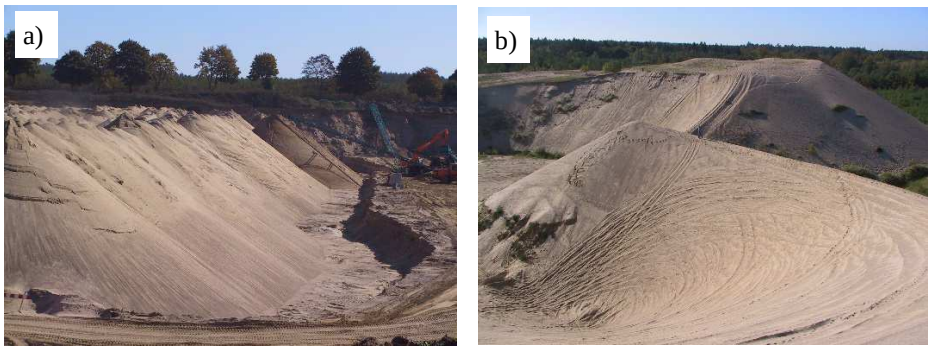
Słowa kluczowe: piasek odpadowy, włókna stalowe, belka, ugięcie długotrwałe, pełzanie, skurcz

[1] Jacek Domski, Politechnika Koszalińska, ul. Śniadeckich 2, 75-453 Koszalin, tel. 943486730, e-mail: domski@wilsig.tu.koszalin.pl

1. Wprowadzenie

1.1. Opis problemu

Środowisko naturalne jest naszym największym dobrem. Dlatego też powinno ono wpływać w coraz większym stopniu na racjonalną eksploatację złóż surowców mineralnych wykorzystywanych m.in. w produkcji kruszyw budowlanych. Szacuje się, że światowe roczne zużycie kruszywa do betonu na osobę to około 3 tony. W obszarze Polski północnej występują przede wszystkim złoża piaszczyste (około 100 milionów ton) i stanowią one około 30 % krajowych złóż surowców do produkcji kruszyw. W kopalniach kruszyw tego regionu około 43 % urobku poddaje się hydroklasyfikacji, uzyskując żwir w ilości 20÷25 % całości pospółki. Piasek, stanowiący 75÷80 % pozostałości z procesu hydrosortowania, traktowany jest niesłusznie jako odpad (rys. 1.). W piasku tym, wraz ze wzrostem stopnia rozdrobnienia ziaren, zwiększa się udział kwarcu, a maleje zawartość pozostałych grup mineralno-petrograficznych, a ponadto jest on w znacznym stopniu pozbawiony substancji ilastych. Właściwości tego surowca skłaniają do wykorzystania go do produkcji betonów o specyficznych właściwościach, uzyskanych np. poprzez dodatek zbrojenia rozproszonego [8, 11, 14].



Rys. 1. Hałdy piasku w istniejącej (a) i zlikwidowanej (b) kopalni kruszyw (obszar północnej Polski)

Fig. 1.Waste sand dumps in operative (a) and inoperative (b) aggregate mine (northern Poland area)

1.2. Przegląd literaturowy

Obliczanie ugięcia elementów belkowych wymaga przede wszystkim jak najwierniejszego określenia sztywności w analizowanym przekroju. Jej zmiana pod wpływem obciążenia jest trudna do określenia, gdyż ma na nią wpływ znaczna liczba niezależnych parametrów, takich jak moduł sprężystości, moment bezwładności przekroju, czy stopień zbrojenia podłużnego. Problem ten dotyczy belek wykonanych z różnych materiałów, w tym i z betonu modyfikowanego włóknami. Istnieje kilka metod obliczania ugięcia fibrobetonowych

elementów belkowych [2, 3, 6, 9, 12, 15, 16, 18], jednak tylko część z nich zawiera propozycję określania ugięcia wywołanego obciążeniem działającym długotrwale [4, 9, 18, 19, 20]. Dodatkowym problemem jest fakt, że wymienione wyżej metody obliczania stanu granicznego ugięcia belek z dodatkiem włókien stalowych dotyczą elementów fibrobetonowych, wykonanych na bazie betonu z kruszywem o uziarnieniu powyżej 2 mm. W niniejszym artykule zweryfikowano przydatność wybranych metod obliczania ugięcia dla belek wykonanych z fibrobetonu na bazie kruszywa odpadowego (piasku do 2 mm).

2. Program i metodyka badań

2.1. Skład mieszanek betonowych i wykonanie elementów próbnych

Skład mieszanki betonowej ustalono bazując na doświadczalnej zależności pomiędzy rzeczywistą objętością wody i porów w mieszance betonowej, a właściwościami betonu piaskowego. Następnie zmodyfikowano ustalony skład mieszanki, poprzez dodanie odpowiedniej ilości superplastyfikatora (FM 34) oraz włókien stalowych (o długości 30 mm i średnicy 0,55 mm [13]). Ilość włókien ustalono na poziomie spełniającym minimalny warunek klasyfikacyjny zawarty w MC2010 [17] i była taka sama jak w [7]. Zawartość superplastyfikatora regulowano tak, aby otrzymać mieszankę o konsystencji plastycznej, zgodnie z [1]. W rezultacie otrzymano beton odpowiadający klasie C30/37 według EC2 [10]. Dodatkowo wykonano serię elementów z betonu zwykłego (towarowego), na bazie cementu CEM I 32,5 R i plastyfikatora Pantarhit® 45 BV. Jego skład został zaprojektowany przez lokalnego producenta (tabela nr 1).

Tabela 1. Składy mieszanek betonowych

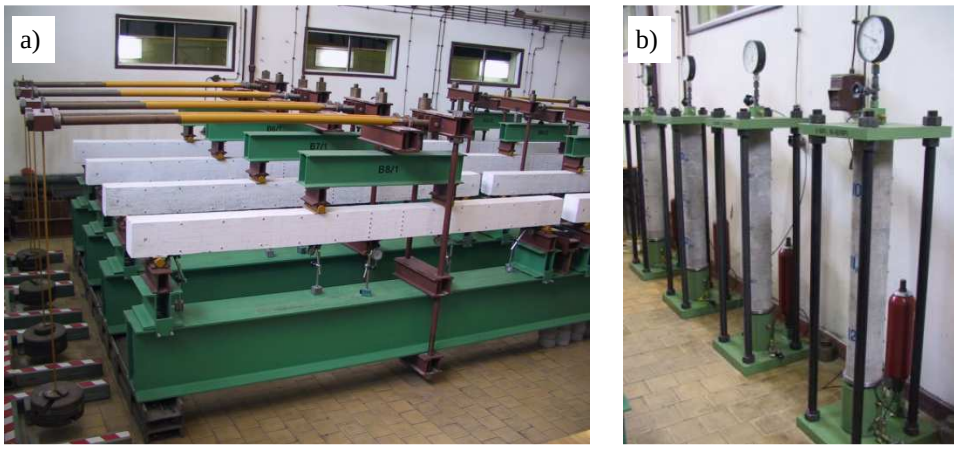
Table 1. Mixture composition

Serie próbne	Kruszywo [kg]			Cement	Woda	BV/FM	Włókna
	(0 – 2)	(2 – 8)	(8 – 16)	[kg]	[dm^3]	[dm^3]	[kg]
B5	646,0	576,0	523,0	410,0	188,0	1,64	–
B6, B7, B8	1855,0	–	–	378,0	140,0	3,51	34,0

Elementy próbne wykonywano seriami (w sezonie jesienno-zimowym w pomieszczeniu, w którym temperatura powietrza wynosiła około 20 °C), utrzymując jednakowy reżim technologiczny. Przez pierwsze 24 godziny (do chwili rozformowania), jak i przez kolejne 6 dni, próbki dojrzewały w warunkach podwyższonej wilgotności, tj. szczelnie przykryte folią. Po siedmiu dniach dojrzewania elementy próbne transportowano do hali laboratoryjnej, gdzie znajdowały się do zakończenia badań. Temperatura powietrza w hali wahała się od 14 do 25 °C, natomiast wilgotność powietrza wynosiła od 14 do 75 %.

2.2. Program i metodyka badań

Specjalnie skonstruowany i skalibrowany układ dźwigniowy posłużył do obciążenia elementów belkowych stałą wartością obciążenia równą 6 kN·m. Do pomiaru ugięcia zastosowano czujniki zegarowe (o dokładności 0,01 mm), usytuowane pod belką, w charakterystycznych miejscach, tj.: przy podporach, w osi obciążeń skupionych i w środku rozpiętości belki (rys. 2a).



Rys. 2. Stanowiska i elementy próbne podczas badań długotrwałych: a) ugięcia belek, b) odkształcenia pełzania próbek walcowych

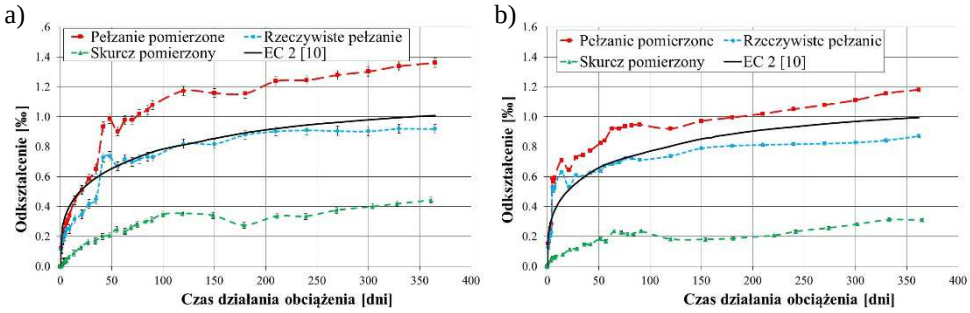
Fig. 2. Work stands and specimens during long-term study of: a) beam deflection, b) creep strain of cylindrical specimens

Badanie ugięcia prowadzono na belkach o wymiarach 150×200×3300 mm, pracujących w schemacie czteropunktowego (co 1,0 m) zginania, przez okres 1 roku. Elementy próbne wykonano w 4 seriach, zróżnicowanych pod względem: rodzaju mieszanki betonowej (beton zwykły i fibrokompozyt) oraz stopnia zbrojenia podłużnego (rozciąganego) elementów belkowych (0,6 %; 0,9 %; 1,3 %). Jednakowe dla wszystkich belek było zbrojenie ściskane, w postaci dwóch prętów o średnicy 8 mm oraz dwucięte strzemiona, prostopadłe do osi elementu (o średnicy 4,5 mm), rozmieszczone co 130 mm. Zbrojenie podłużne belek wykonano ze stali żebrowanej (gatunku 34GS), zaś zbrojenie poprzeczne ze stali gładkiej (gatunku St3SX-b). Każda seria elementów próbnych składała się z dwóch belek oraz 12 walców (o średnicy 150 mm i wysokości 300 mm), na których określono wytrzymałość na ściskanie, moduł sprężystości oraz odkształcenia skurczowe i pełzania (3 próbki na każdą cechę). Badania wytrzymałościowe elementów drobnowymiarowych przeprowadzono po 28 dniach od ich wykonania. Pomiar odkształceń skurczowych rozpoczynano po 48 godzinach od zabetonowania elementów próbnych. Do 28 dnia odczyty dokonywano codziennie, a następnie w terminach zgodnych z pomiarami pełzania. Badania pełzania

rozpoczęto po 28 dniach dojrzewania próbek i dokonywano kolejne odczyty w terminach: przez pierwsze siedem dni codziennie, raz w tygodniu przez kolejne 12 tygodni oraz raz w miesiącu, aż do 365 dnia badania. Jednorazowo w pełzarce umieszczano współosiowo trzy próbki walcowe (rys 2b.).

3. Wyniki badań i ich analiza

Pomierzone odkształcenia pełzania skorygowano (pomniejszono) o odpowiednią wartość odkształceń skurczowych i porównano je z wartościami obliczonymi wg EC2 [10]. Średnie odkształcenia dwóch serii pokazano na rys. 3.



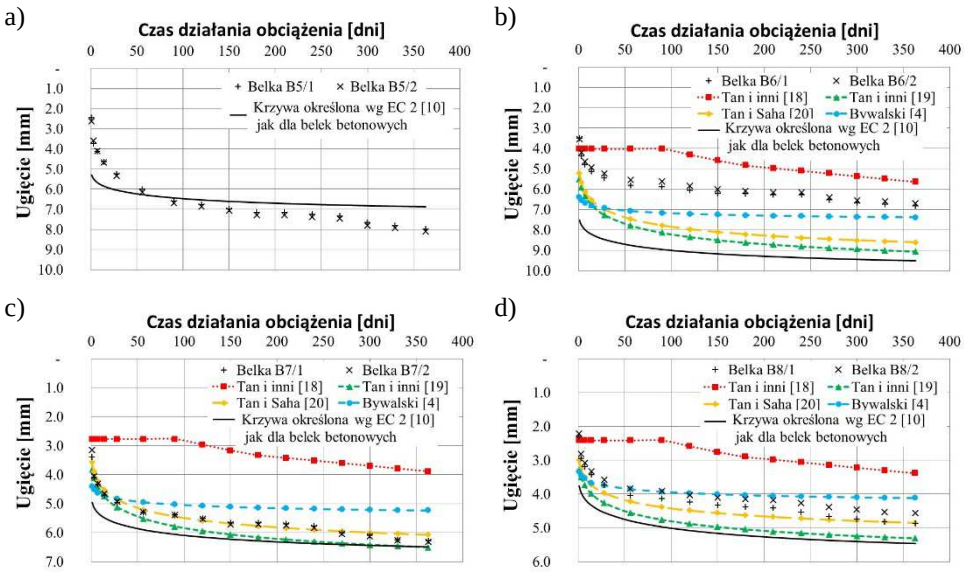
Rys. 3. Średnie odkształcenia pełzania dla serii: a) B5, b) B7

Fig. 3. Average creep strain for series: a) B5, b) B7

Wartości ostatecznych odkształceń pełzania, obliczone wg EC2 [10], są wyższe od wartości doświadczalnych dla wszystkich badanych serii. Największe odkształcenia pełzania (przy tym samym poziomie obciążenia) uzyskano dla elementów wykonanych z betonu zwykłego (rys 3a). Określone z badań wartości współczynnika pełzania dla analizowanych fibrobetonów, przy poziomie obciążenia 1/3 f_{cm}, po roku obciążenia wynosiły maksymalnie 1,89 zaś dla betonu zwykłego 2,42.

Przemieszczenia w punktach charakterystycznych belek określono w kilkunastu terminach badań. Wartości ugięcia wyznaczono w każdym z analizowanych dni, po uwzględnieniu przemieszczeń przy podporach, rozumianych jako ich osiadanie. Wykresy ugięć w środku rozpiętości belek, o różnym stopniu zbrojenia (0,6 % – B6; 0,9 % – B5 i B7; 1,3 % – B8), w porównaniu z wybranymi metodami obliczeń przedstawiono na rysunku 4.

Jak wynika z wykresów (rys. 4.) wyniki obliczeń ugięcia wg metody [18] znacznie odbiegają od wartości ugięć uzyskanych z badań. Wartości teoretyczne ugięć w tym przypadku są niższe niż wartości uzyskane z badań, co może sugerować brak przydatności tej metody do oceny ugięć badanych belek. Analizując kolejne wyniki ugięć, uzyskane wg propozycji [4], można zauważyć, że najle-



Rys. 4. Ugięcie w środku rozpiętości belek serii: a) B5, b) B6, c) B7, d) B8

Fig. 4. Midspan deflection of beams for series: a) B5, b) B6, c) B7, d) B8

piej opisuje ona zjawisko dla belek o najniższym stopniu zbrojenia. Kolejne dwie metody, wg [19] i [20], dość wiernie odzwierciedlają przebieg ugięcia belek, w których zastosowano stopień zbrojenia na poziomie ekonomicznym. Na podstawie metody normowej [10] uzyskano wyższe (w stosunku do wyników z badań) wartości ugięć, co pośrednio dowodzi, że należy obliczeniowo uwzględniać wpływ włókien stalowych na redukcję ugięć [5, 8].

4. Podsumowanie

Brak dodatkowych wytycznych dotyczących obliczania ugięcia elementów fibrobetonowych w aktualnej normie żelbetowej [10], jak i w pre-normie MC2010 [17] skutkuje tym, że uwzględnianie pozytywnego wpływu włókien jest i będzie utrudnione w praktyce projektowej. Uwaga ta dotyczy tym bardziej elementów żelbetowych wykonanych na bazie kruszywa odpadowego i włókien stalowych. W tym względzie przydatne mogą być metod autorskie, które dość dobrze szacują ugięcia badanych elementów. Jak wynika z przeprowadzonych analiz, najmniejsze różnice ugięć obliczonych i określonych z badań daje metoda Tana i Saha [20]. Należy jednak mieć na uwadze, że wniosek ten dotyczy belek fibrobetonowych na bazie kruszywa odpadowego i został wyciągnięty na stosunkowo niewielkiej liczbie przebadanych belek.

Literatura

[1] ACI 544.3R-93 Guide for specifying, proportioning, mixing, placing and finishing steel fiber reinforced concrete, 1998.
[2] Alsayed S.H.: Flexural deflection of reinforced fibrous concrete beams, ACI Structural Journal, January-February, 1993, s. 72-76.
[3] Ashour S. A., Wafa F. F.: Flexural behaviour of high-strength fibre reinforced concrete beams, ACI Structural Journal, May-June, 1993, s. 279-287.
[4] Bywalski Cz.: Ugięcia długotrwale obciążonych belek żelbetowych modyfikowanych włóknami stalowymi, Rozprawa doktorska, Instytut Budownictwa Politechniki Wrocławskiej 2009.
[5] Bywalski Cz., Kamiński M.: Badania doraźnych i długotrwałych ugięć belek fibrobetonowych, Inżynieria i Budownictwo, nr 12, 2010, s. 701-703.
[6] Craig R.: Flexural behaviour and design of reinforced fiber concrete members, Fiber reinforced concrete properties and applications, SP-105 American Concrete Institute 1987, s. 517-563.
[7] Domski J.: A blurred border between ordinary concrete and SFRC, Construction and Building Materials, vol. 112, 2016, s. 247–252.
[8] Domski J.: Long-term study on fibre reinforced fine aggregate concrete beams based on waste sand, Annual Set The Environmental Protection, vol. 17, 2015, s. 188-199.
[9] Ezeldin A. S., Shiah T.W.: Analytical immediate and long-term deflections of fibre-reinforced concrete beams, ASCE Journal of Structural Engineering, April, 1995, s. 727-738.
[10] Eurokod 2: PN-EN-1992-1-1:2004 Projektowanie konstrukcji z betonu - Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
[11] Głodkowska W., Laskowska-Bury J.: Piaski odpadowe jako wartościowe kruszywo do fibrokompozytów, Annual Set The Environment Protection. vol. 17, 2015, s. 507-525.
[12] Hsu C.-T. T., He R. L., Ezeldin A. S.: Load-deformation behaviour of steel fibre reinforced concrete beams, ACI Structural Journal, November-December, 1992, s. 650-657.
[13] Katzer J., Domski J.: Optimization of fibre reinforcement for waste aggregate cement composite, Construction and Building Materials, vol. 38, 2013, s. 790–795.
[14] Ponikiewski T., Katzer J.: Mechanical characteristics of green SCC modified by steel and polymer fibres, Annual Set The Environmental Protection, vol. 16, 2014, s. 173-185.
[15] Liqiu G., Guofan Z.: Analysis of complete moment-curvature curve of concrete beams reinforced with steel bars and steel fibers, Congress by RILEM 1987, tom 2, s. 706-713.
[16] Lim T. Y., Paramasivam P., Lee S. L.: Behaviour of reinforced steel-fiber-concrete beams in flexural, ASCE Journal of Structural Engineering, December, 1987, s. 2439-2458.
[17] Model Code. First complete draft red. Lausanne: International Federation for Structural Concrete, fib Bulletin 55, 2010.

[18] Tan K.-H., Paramsivam P., Tan K.-C.: Instantaneous and long-term deflections of steel fibre reinforced concrete beams, ACI Structural Journal, July-August, 1994, s. 384-393.
[19] Tan K.-H., Paramsivam P., Tan K.-C.: Creep and shrinkage deflections of RC beams with steel fibers, Journal of Materials in Civil Engineering, vol. 6, 1994, s. 474-494.
[20] Tan K.-H., Saha, M.-K.: Ten-year study on steel fiber-reinforced concrete beams under sustained loads, ACI Structural Journal, vol. 102, 2005, s. 472-480.

LONG – TERM DEFLECTION OF FIBER – REINFORCED CONCRETE ELEMENTS MADE OUT OF WASTE AGGREGATE

S u m m a r y

Sustainable Ecological Development should concern every economy branch including civil engineering. That is the reason why the subject matter of the article is particularly important for northern Poland area, where numerous waste sand dumps are located. The article presents results of the long – term research on concrete specimens made out of waste aggregate lying in mine dumps, enriched with addition of minimal quantity of steel fibers. The scope of presented accompanying research included compressive strength, modulus of elasticity and both creep and shrinkage strains made on cylindrical specimens of 15 cm in diameter and 30 cm in heights. The basic research was conducted in specifically designed, built and calibrated lever system, in which there were placed 8 beams with dimensions of 0.15×0.20×3.3m. The beams and several cylinders were loaded after 28 days of concrete curing and the loading was maintained on constant level (6 kN·m for beams and 1/3 of compressive strength for cylinders in creep test) for the period of 365 days. The scope of presented basic research was limited only to beam specimens' deflection, although its analysis was made based on various methods of calculations: current method from EN-1992-1-1 norm and the ones developed by Tan with various teams and by Bywalski. On the grounds of made analysis and compared values it was stated that the methods of assessing values of long – term deflection, are sensitive to the size of longitudinal reinforcement of beams. Part of them strongly reflects the value of deflection for beams weekly reinforced with fibers (Bywalski), some obtained higher compatibility for beams reinforced economically (Tan and his team). At the same time the method from EN-1992-1-1 also can be applied for determining deflection for beam elements made out of waste aggregate and steel fibers, however it produces overvalued results.

Keywords: waste sand, steel fibre, beam, long-term deflection, creep, shrinkage

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.29

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 255-262

Michał GOŁDYN[1]

PROPOZYCJA OKREŚLANIA EFEKTYWNEJ WYTRZYMAŁOŚCI BETONU WĘZŁÓW WEWNĘTRZNYCH POŁĄCZEŃ PŁYTOWO – SŁUPOWYCH

W referacie przedstawiono propozycję metody określania miarodajnej wytrzymałości betonu w przypadku analizy słupów z betonu o wysokiej wytrzymałości w strefie połączeń wewnętrznych z płytą wykonaną z betonu zwykłego lub lekkiego betonu kruszywowego. Bazuje ona na koncepcji efektywnej wytrzymałości betonu węzła, która, ze względu na jego skrępowanie przez otaczającą płytę, przewyższa wytrzymałość w stanie jednoosiowego ściskania. W proponowanej metodzie uwzględniono takie czynniki jak różnica wytrzymałości betonów płyty i słupa, rodzaj betonu płyty oraz wykorzystanie nośności płyty z uwagi na zginanie. Porównanie wartości teoretycznych z wynikami badań eksperymentalnych wykazało dobrą zgodność proponowanej metody obliczeń.

Słowa kluczowe: połączenia płytowo – słupowe, wytrzymałość efektywna betonu, beton wysokowartościowy, beton lekki, płyta żelbetowa, skrępowanie, przewarstwienie

1. Wprowadzenie

Znaczący postęp w technologii betonu umożliwił upowszechnienie stosowania w warunkach budowy betonów o wytrzymałościach na ściskanie dochodzących do 100 ÷ 150 MPa. Znalazły one zastosowanie w elementach głównej konstrukcji nośnej obiektów wysokich, takich jak trzony usztywniające czy słupy. Względy ekonomiczne przemawiają natomiast za projektowaniem stropów międzykondygnacyjnych z betonów zwykłych lub lekkich, które są pożądane ze względu na stosunkowo niewielki ciężar objętościowy.
Mimo praktycznego aspektu zagadnienia nie zostało ono dotychczas uregulowane w żadnych obwiązujących europejskich przepisach normowych. Rodzi to istotne problemy natury projektowej. Powstaje bowiem pytanie, jakie parametry wytrzymałościowe betonu należy założyć w obliczeniach. Podejście konserwatywne

[1] Michał Gołdyn, dr inż., 90-924 Łódź, al. Politechniki 6, tel. (42) 631-35-80, e-mail: michal.goldyn@p.lodz.pl

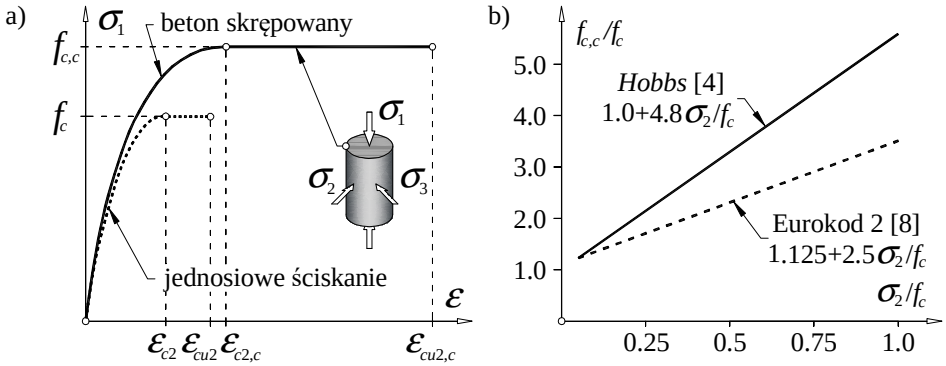
nakazywałoby, aby w przypadku wykonywania płyty z jednego rodzaju betonu przyjmować do analizy wytrzymałość słabszego z betonów. Wówczas jednak cechy wytrzymałościowe betonu słupa pozostawałyby niewykorzystane. Teoretyczny spadek nośności słupa w strefie przewarstwienia może zostać skompensowany poprzez zastosowanie dodatkowego zbrojenia podłużnego. Rozwiązanie to jest jednak w znacznym stopniu ograniczone maksymalnym, dopuszczalnym przekrojem zbrojenia, który zgodnie z PN-EN 1992-1-1 [8] nie powinien przekraczać $0{,}04A_c$ (gdzie A_c stanowi pole przekroju poprzecznego słupa), a także względami technologicznym – rozstaw zbrojenia powinien umożliwiać właściwe ułożenie mieszanki betonowej. Normy zagraniczne (m.in. ACI 318-14 [1], AS 3600-2001 [2] oraz CSA A23.3-04 [3]) wskazują na możliwość uniknięcia wspomnianego problemu poprzez wykonanie płyty w strefie węzłowej z betonu o wysokiej wytrzymałości. Konieczność właściwego zespolenia płyty stropowej oraz jednoczesne stosowanie dwóch różnych betonów może rodzić problemy natury wykonawczej i stwarza możliwość katastrofalnej w skutkach pomyłki.
Dotychczasowe badania eksperymentalne, omówione m.in. w pracach [6], [7], [9], i [10], wykazały, iż przewarstwienie słabszym betonem płyty może skutkować obniżeniem nośności słupa wykonanego z betonu o wysokiej wytrzymałości. Spadek ten jest jednak znacznie mniejszy niż wynikałoby to z różnicy wytrzymałości obu betonów w stanie jednoosiowego ściskania. Celowe wydaje się zatem poszukiwanie zasad pozwalających określać rzeczywistą wytrzymałość betonu węzła, która, wskutek skrępowania przez otaczającą płytę, może znacznie przewyższać wartość nominalną f_{cs}, a niekiedy także wytrzymałość betonu słupa f_{cc}.

2. Beton skrępowany

Wskutek ograniczenia odkształceń poprzecznych zmianie ulegają efektywne cechy wytrzymałościowe betonu. Zachowanie materiału staje się bardziej plastyczne, dlatego też zniszczenie następuje przy znacznie większych odkształceniach niż w przypadku osiowego ściskania (por. rys. 1a). Jest ono przy tym związane z wyższą wartością naprężeń ściskających σ_1. W ujęciu procedur normowych jak również niektórych zależności empirycznych (m. in. *Hobbs* [4]) efektywna wytrzymałość betonu skrępowanego $f_{c,c}$ powiązana jest z względnym poziomem naprężeń poprzecznych σ_2/f_c:

$$f_{c,c} = \left(\alpha + k \frac{\sigma_2}{f_c} \right) f_c \tag{1}$$

gdzie: α, k – współczynniki (patrz rys. 2)
σ_2 – (= σ_3) poprzeczne naprężenia ściskające, działające prostopadłe do naprężeń głównych σ_1
f_c – wytrzymałość betonu w stanie jednoosiowego ściskania



Rys. 1. Cechy betonu skrępowanego: zależność naprężenie – odkształcenie, b) efektywna wytrzymałość w funkcji naprężeń σ_2 (w ujęciu empirycznym)

Fig. 1. Properties of confined concrete: stress – strain relationship, b) relation between effective strength of concrete and confining stress σ_2 (according to empirical equations)

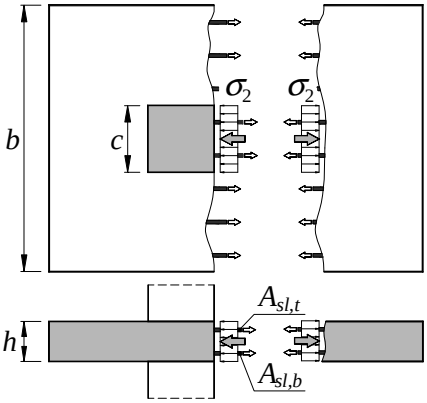
Porównując pokazane na rys. 1b proste teoretyczne, wyznaczające efektywną wytrzymałość betonu skrępowanego, można zauważyć, iż przy naprężeniach σ_2 stanowiących 25% wytrzymałości betonu f_c, efektywna wytrzymałość betonu $f_{c,c}$ może ponad dwukrotnie przewyższać wartość f_c, wynikającą z badań w stanie osiowego ściskania. Pokazuje to, iż przy skutecznym skrępowaniu betonu węzła przewarstwienie słabszym betonem płyty może nie stanowić osłabienia przekroju słupa.

3. Efektywna wytrzymałość betonu węzła

W celu określenia rzeczywistej wytrzymałości betonu węzła, konieczna jest znajomość naprężeń σ_2, stanowiących miarę jego skrępowania. Ich wartość można określić z równowagi sił wewnętrznych w strefie węzłowej – patrz rys. 2. Wskutek nacisku beton węzła będzie doznawał odkształceń w kierunku poprzecznym do osi słupa, powodując tym samym rozpieranie otaczającej go płyty. Odkształceniom tym przeciwdziałało będzie zbrojenie podłużne, w którym powstaną siły rozciągające. Równanie równowagi przybiera wówczas postać:

$$F_c = F_s \Rightarrow \sigma_2 = \frac{b}{c}\rho_{l,tot} \cdot f_y \tag{2}$$

gdzie: F_c – wypadkowa naprężeń poprzecznych σ_2 : $F_c = \sigma_2 \cdot c \cdot h$
F_s – wypadkowa sił rozciągających w zbrojeniu płyty : $F_s = \rho_{l,tot} \cdot b \cdot h \cdot f_y$
c – szerokość słupa
b – szerokość pasma współpracującego płyty
$\rho_{l,tot}$ – łączny stopień zbrojenia podłużnego płyty : $\rho_{l,tot} = (A_{sl,t}+A_{sl,b})/b \cdot h$
f_y – granica plastyczności zbrojenia podłużnego płyty



Rys. 2. Siły wewnętrzne w strefie przywęzłowej

Fig. 2. Internal forces within column – slab connection zone

Jako jeden z głównych czynników warunkujących nośność słupa przewarstwionego słabszym betonem płyty wskazuje się (m.in. [7], [9]) zależność pomiędzy wytrzymałością betonu słupa f_{cc} i płyty f_{cs}. Z tego względu w opisie efektywnej wytrzymałości betonu węzła f_{ce} parametr k zastąpiono funkcją $k(\kappa_c)$, zależną od zróżnicowania cech wytrzymałościowych, wyrażonego ilorazem f_{cc}/f_{cs}:

$$f_{ce} = \left[1 + k(\kappa_c)\frac{\sigma_2}{f_{cs}}\right] f_{cs} \text{ lecz nie więcej niż } f_{cc} \tag{3}$$

Na podstawie wyników badań 21 modeli wewnętrznych połączeń płytowo – słupowych z płytami nieobciążonymi, wyznaczono teoretyczne wartości parametru k, opisane równaniem wynikającym z przekształcenia zależności (2) i (3):

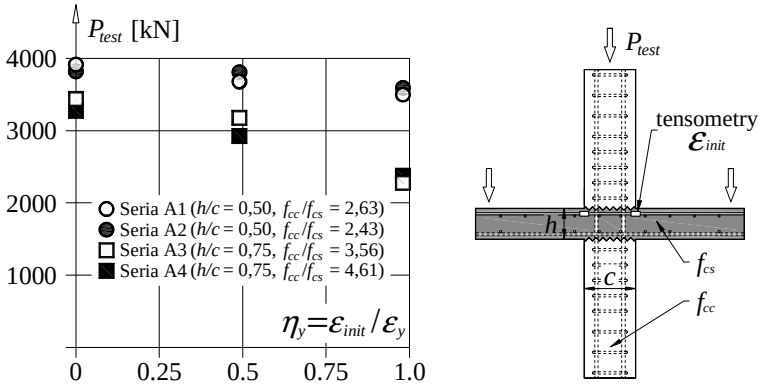
$$k = \frac{f_{ce} - f_{cs}}{\rho_{l,tot} f_y}\frac{c}{b} \text{ lecz nie więcej niż } \frac{f_{cc} - f_{cs}}{\rho_{l,tot} f_y}\frac{c}{b} \tag{4}$$

Dysponując zbiorem punktów w układzie współrzędnych $k - f_{cc}/f_{cs}$ metodą najmniejszych kwadratów wyznaczono prostą regresji, opisaną równaniem (wsp. determinacji $R^2 = 0{,}76$):

$$k(\kappa_c) = 0{,}96\frac{f_{cc}}{f_{cs}} - 0{,}23 = 0{,}96\kappa_c - 0{,}23 \tag{5}$$

4. Wpływ obciążenia płyty

Obciążenie płyty wywołuje w strefach podporowych stropów płaskich momenty zginające, które powodują ściskanie w dolnej części przekroju płyty i jednocześnie rozciąganie zbrojenia górnego. Zwiększeniu ulega tym samym skrępowanie betonu w dolnej części węzła, jednakże ze względu na stosunkowo niewielki zasięg strefy ściskanej, efekt ten nie ma istotnego znaczenia. Wskutek sił rozciągających wykorzystaniu ulega nośność górnego zbrojenia płyty. Zmniejsza się tym samym jego zdolność do ograniczania odkształceń poprzecznych betonu węzła. Przekłada się to na wyraźny spadek efektywnej wytrzymałości betonu węzła, a tym samym także nośności słupa w strefie połączenia, co w wyraźnie pokazują wyniki badań *Ospiny* i *Alexandra* [7] – patrz rys. 3.



Rys. 3. Wpływ stopnia wykorzystania nośności zbrojenia podłużnego płyty η_y na nośność eksperymentalną P_{test} modeli rozważanych w badaniach *Ospiny* i *Alexandra*, na podstawie [7]

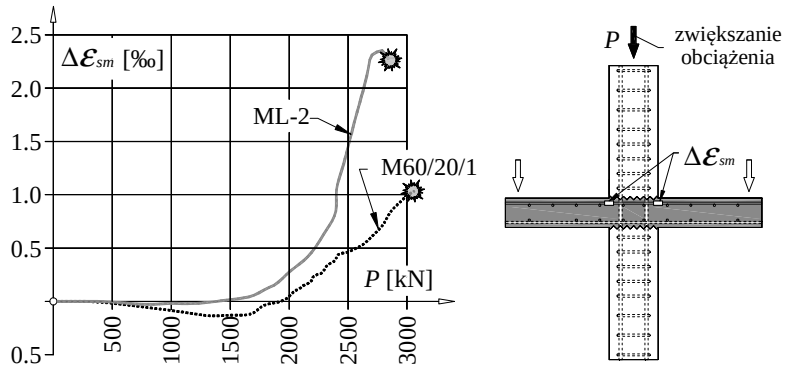
Fig. 3. Effect of slab load on load carrying capacities P_{test} of specimens considered by *Ospina* and *Alexander*, based on [7]

Początkowe wykorzystanie zbrojenia podłużnego, związane wyłącznie z obciążeniem płyty, wyrażone zostało za pomocą odkształceń ε_{init}. Zależnie od kształtu rozpatrywanych elementów i stosunku f_{cc}/f_{cs}, dwukrotny wzrost wykorzystana nośności płyty na zginanie skutkował spadkiem nośności eksperymentalnej modeli nawet o ponad 40% w stosunku do elementów z płytami nieobciążonymi. Wpływ obciążenia płyty na spadek efektywności skrępowania betonu węzła uwzględniono w prowadzonej analizie za pomocą współczynnika η_y, wyrażającego wykorzystanie nośności zbrojenia górnego płyty. Po wprowadzeniu tego parametru równanie (2) przybiera postać:

$$\sigma_2 = \frac{b}{c}\left[\frac{A_{sl,t}\left(1-\eta_y\right)+A_{sl,b}}{b\cdot h}\right]\cdot f_y \tag{6}$$

5. Wpływ rodzaju betonu płyty

Badania własne modeli wewnętrznych połączeń płytowo – słupowych M60/20/1 (płyta z betonu zwykłego) oraz ML – 2 (płyta z betonu lekkiego) wykazały wpływ rodzaju betonu płyty na nośność słupa w strefie połączenia. Słupy modelu M60/20/1 wykonane zostały z betonu o wytrzymałości o 17% niższej niż w przypadku elementu ML – 2, podczas gdy beton płyty cechowała o 10% niższa wytrzymałość. Mimo to nośność eksperymentalna pierwszego z elementów była o około 6% wyższa. Fakt ten można tłumaczyć różnicą modułów sprężystości podłużnej betonów słupów (E_{cc}) i płyt (E_{cs}) modeli. W przypadku elementu M60/20/1 nie przekraczała ona 40%, wobec niemal 2,5 – krotnej różnicy w przypadku modelu ML – 2. Ze względu na większą odkształcalność betonu lekkiego, znacznie szybciej ulegała wyczerpaniu nośność zbrojenia podłużnego płyty. Na rysunku 4 pokazano średnią zmianę odkształceń zbrojenia podłużnego płyt $\Delta\varepsilon_{sm}$, wynikającą jedynie z nacisku słupa – w trakcie tego etapu badania obciążenie płyty pozostawało bowiem na niezmienionym poziomie. Do uplastycznienia zbrojenia płyty przechodzącego w obrębie słupa doszło w przypadku modelu ML – 2 przy sile równej około 2500 kN. W przypadku elementu M60/20/1 początek uplastycznienia zbrojenia płyty rejestrowano dopiero w etapie poprzedzającym zniszczenie, przy obciążeniu równym około 3050 kN.



Rys. 4. Zmiana odkształceń zbrojenia podłużnego płyty wskutek zwiększania obciążenia słupa

Fig. 4. Increase in strains of slab longitudinal reinforcement resulting from increase of column load

W odniesieniu do wyników badań własnych relację pomiędzy efektywną wytrzymałością betonów: lekkiego (f_{lce}) i zwykłego (f_{ce}) można wyrazić następująco:

$$\kappa_E = \frac{f_{lce}}{f_{ce}} = \left(1{,}09 - 0{,}09\frac{E_{cc}}{E_{cs}}\right) \tag{7}$$

6. Podsumowanie

W Tablicy 1 dokonano porównania efektywnych wytrzymałości betonu węzłów $f_{ce,test}$, wynikających z nośności eksperymentalnej modeli, z wartościami teoretycznymi. Na podstawie uzyskanych wyników można stwierdzić, iż proponowane zależności opisują efektywną wytrzymałość betonu węzłów w sposób bezpieczny, przy zadowalającym poziomie zgodności – średni stosunek wytrzymałości rzeczywistej do teoretycznej równy 1,08 (wynik po stronie bezpiecznej), przy współczynniku zmienności wynoszącym 0,14. W odróżnieniu od procedur normowych nie stanowią one formuł czysto empirycznych i uwzględniają wpływ tak istotnych czynników jak wykorzystanie nośności płyty na zginanie czy też rodzaj betonu, z jakiego została wykonana. Procedury normowe [2] i [3] również cechował pewien zapas bezpieczeństwa, jednakże w przypadku normy australijskiej [2] uzyskano stosunkowo duży rozrzut wyników równy 20%. Stosowanie zaleceń normy amerykańskiej może prowadzić do przeszacowania rzeczywistej wytrzymałości ($f_{ce,test}/f_{ce,prov} < 1,0$).

Tablica 1. Porównanie rzeczywistych wytrzymałości betonu węzłów z wartościami teoretycznymi
Table 1. Comparison between experimental and theoretical strengths of joint concrete

Model		$\rho_{l,t}$ [%]	$\rho_{l,b}$ [%]	η_y [-]	f_{cc}/f_{cs} [-]	$f_{c,s}$ [MPa]	$f_{ce,test}$ [MPa]	$f_{ce,prov}$ / $f_{ce,test}$ Propoz.	ACI[1]	CSA[3]	AS[2]
Ospina i Alexander [7]	A1-B	0,41	0,21	0,49	2,63	40,0	79,0	1,16	0,89	1,16	0,99
	A1-C	0,41	0,21	0,98	2,63	40,0	74,4	1,37	0,84	1,09	0,93
	A2-B	0,31	0,21	0,49	2,43	46,0	82,4	1,20	0,82	1,08	0,90
	A2-C	0,31	0,21	0,98	2,43	46,0	76,8	1,30	0,77	1,01	0,83
	A3-B	0,28	0,14	0,49	3,56	25,0	65,9	1,30	1,19	1,36	1,32
	A3-C	0,28	0,14	0,98	3,56	25,0	42,5	1,11	0,76	0,88	0,85
	A4-B	0,28	0,14	0,49	4,61	23,0	59,5	1,04	1,16	1,17	1,29
	A4-C	0,28	0,14	0,98	4,61	23,0	45,1	1,12	0,88	0,89	0,98
	B-1	0,24	0,30	0,37	2,48	42,0	60,8	0,95	0,66	0,87	0,72
	B-2	0,50	0,40	0,79	2,48	42,0	81,6	1,22	0,88	1,16	0,97
	B-3	0,24	0,30	0,30	2,57	44,0	77,1	1,14	0,79	1,04	0,88
Shah i in. [9]	ICSA-1	0,47	0,31	0,19	2,66	32,0	62,3	0,92	0,87	1,14	0,97
	ICSA-2	0,89	0,31	0,11	2,77	30,0	70,5	0,85	1,06	1,35	1,18
	ICSA-3	0,47	0,31	0,05	2,50	28,0	59,0	0,92	0,95	1,26	1,05
	ICSA-4	0,89	0,31	0,11	2,90	29,0	70,8	0,84	1,10	1,38	1,22
	ICSC-1	0,31	0,21	0,09	2,93	28,0	61,4	1,09	0,98	1,23	1,10
	ICSD-1	0,39	0,16	0,06	2,47	32,0	58,6	1,03	0,83	1,10	0,92
Lee i Y. [5]	NT	0,49	0,89	0,91	1,88	46,9	77,5	0,94	0,94	1,09	1,65
	FT	0,49	0,89	0,62	0,99	90,1	90,1	1,01	1,01	1,01	1,01
Badania własne	M60/20/1	0,65	0,33	0,58	2,71	26,9	71,7	1,24	1,20	1,54	1,33
	ML - 1	0,65	0,33	0,67	2,68	33,0	58,4	1,10	0,79	1,03	0,88
	ML - 2	0,65	0,33	0,54	2,96	29,8	66,7	1,18	1,01	1,25	1,12
	ML - 3	0,65	0,33	0,15	3,52	25,1	64,2	0,88	1,15	1,33	1,28
							X	1,08	0,94	1,15	1,06
							σ	0,15	0,15	0,17	0,21
							α	0,14	0,16	0,15	0,20

Literatura

[1] ACI 318-14 Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) Commentary on Building Code Requirements, American Concrete Institute, Farmington Hills (2015), s. 203-204.

[2] AS 3600-2001 Concrete Structures, Council of Standards Australia, Sydney (2001), s. 119.

[3] CSA A23.3-04: Design of concrete structures, Canadian Standard Association, 2004, s. 46.

[4] Hobbs, D.W., Strength and Deformation Properties of Plain Concrete Subject to Combined Stress. Part 3: Strength results obtained on one concrete. Cement Concrete Association, London, 1974.

[5] Lee, J. and Yoon, Y. Prediction of strength of interior HSC column- NSC slab joints. Magazine of Concrete Research, Vol. 62, N. 7, 2010, s. 507-518.

[6] McHarg, P., William, D., Mitchell, D., and Young-Soo, Y. Improved Transmission of High-Strength Concrete Column Loads through Normal Strength Concrete Slabs. ACI Structural Journal, Vol. 97, N. 1, 2000, s. 157-165.

[7] Ospina, C. and Alexander, S. Transmission of high strength concrete column loads through concrete slabs. Department of Civil and Environmental Engineering, University of Alberta, Edmonton, 1997.

[8] PN-EN 1992-1-1 Eurokod 2 – Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2008, 33.

[9] Tue, N., Dietz, J., and Shah, A. Vorschlag für die Bemessung der Deckenknoten mit Stützen aus hochfestem Beton. Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 100, H. 2, 2005, s. 132-138.

[10] Urban T., Gołdyn M., Krawczyk Ł.: Badania nośności wewnętrznych słupów żelbetowych w obszarze połączenia z płytą żelbetową z betonu lekkiego. Budownictwo i Architektura, Politechnika Lubelska, Vol. 12(1) 2013, s. 187÷194.

THE CONCEPT FOR DETERMINING THE EFFECTIVE STRENGTH OF CONCRETE OF THE INTERNAL COLUMN – SLAB CONNECTION JOINTS

S u m m a r y

The paper presents the method for determining an actual strength of concrete in the analysis of the load carrying capacity of the high strength concrete columns in the internal connection zones with the slabs made of normal or lightweight aggregate concrete. It is based on the concept of effective strength of the joint concrete, which exceeds the uniaxial compressive strength due to confinement by the surrounding slab. In the proposed method such factors as difference between column and slab concrete strength, type of slab concrete or effort grade in bending resistance of the slab were taken into account. Comparison between theoretical and experimental results showed good agreement of the proposed method.

Keywords: column – slab connection, effective strength of concrete, high strength concrete, lightweight aggregate concrete, reinforced concrete slab, confinement, intersection

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.30

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 263-270

Rafał KRZYWOŃ[1]
Marcin GÓRSKI[2]
Szymon DAWCZYŃSKI[3]

WPŁYW SENSORA Z WŁÓKIEN WĘGLOWYCH DO POMIARU ODKSZTAŁCEŃ NA NOŚNOŚĆ BELEK ŻELBETOWYCH

Przyklejane do konstrukcji kompozyty zbrojone włóknem węglowym zdobywają coraz większą popularność w zastosowaniach budowlanych, jednakże, z uwagi na kruche właściwości ich użytkowanie jest obarczone znacznie większym ryzykiem niż w przypadku tradycyjnych stali. Diagnostyka wzmocnionych elementów tylko przez obserwację ich zarysowań czy ugięć może być niewystarczająca, potrzebne są dodatkowe systemy monitorujące. W referacie przedstawiono opracowaną przez autorów inteligentną tkaninę, w której wiązki włókien węglowych łączą rolę rozciąganego zbrojenia i miernika odkształceń. Zasada jej pracy jest inspirowana budową klasycznego tensometru elektrooporowego, którego włókna przewodzące prowadzone są wężykowo. Rolę przewodnika pełni wiązka włókien węglowych, która jest izolowana w matrycy z włókien szklanych lub akrylowych. Opisane w referacie wybrane wyniki badań laboratoryjnych są bardzo obiecujące zarówno w zakresie jakości pomiaru odkształceń, jak i efektywności wzmocnienia. Obecnie dopracowywane są: dokładność kontroli grubości wiązki włókien, która wpływa na całkowitą oporność, czy też wpływ wilgoci na zmiany oporności.

Słowa kluczowe: inteligentna tkanina, monitoring konstrukcji, pomiar odkształceń, laminat CFRP

1. Wstęp

Idea pomiaru odkształcenia poprzez rejestrację zmian oporności materiału ma długą historię, której kamieniem milowym jest opracowanie przez Edwarda Simmonsa i Arthura Ruge w 1938 roku i wprowadzenie do produkcji współcześnie niezwykle popularnych tensometrów elektrooporowych [6]. Tensometry zazwyczaj są naklejane na powierzchnię badanego materiału, lub na etapie pro-

[1] Autor do korespondencji/corresponding author: Rafał Krzywoń, Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, Akademicka 5, 44-100 Gliwice, +48 32 2372262, rafal.krzywon@polsl.pl

[2] Marcin Górski, Politechnika Śląska, marcin.gorski@polsl.pl

[3] Szymon Dawczyński, Politechnika Śląska, szymon.dawczyński@polsl.pl

dukcji umieszczane wewnątrz (np. tensometry na zbrojeniu). Szczególnie w drugim przypadku wprowadzenie pomiarów może być bardzo utrudnione, zwłaszcza jeśli dotyczy konstrukcji istniejących, gdzie nie ma możliwości umieszczenia tensometrów w jej wnętrzu. Rozwiązanie tych niedogodności dają badania nad konstrukcjami o właściwościach samo-monitorujących. Przykładem mogą być badania nad zmianami oporności zbrojenia, które niestety nie znalazły zastosowań praktycznych z uwagi niewielką czułość. Współcześnie można zaobserwować powrót do idei pomiaru przez przewodność. Rozwijane są równoległe dwie konkurencyjne koncepcje – pomiaru przez zmianę przewodności światła [2, 4] i zmianę przewodnictwa elektrycznego [1].

Wprowadzenie do budownictwa laminatów zbrojonych włóknami wysokiej wytrzymałości daje nowe możliwości pomiaru odkształceń. Niektóre ze stosowanych włókien, oprócz bardzo dobrych właściwości wytrzymałościowych, cechuje dobra przewodność elektryczna. Najlepszym przykładem są włókna węglowe, po raz pierwszy praktycznie zastosowane w budownictwie w 1991 roku [3]. Dzięki wyśmienitym właściwościom mechanicznym (duża wytrzymałość na rozciąganie, wysoki moduł sprężystości) oraz fizycznym (niewielki stosunek ciężaru do objętości), są one aktualnie najpopularniejszym materiałem wykorzystywanym do wzmacniania konstrukcji budowlanych. Włókna węglowe niestety nie są pozbawione wad, z których bodaj najpoważniejszą jest niebezpieczeństwo kruchego zniszczenia. W konstrukcjach wzmacnianych, czy zbrojonych kompozytami FRP trudno z tego powodu liczyć na nadmierne ugięcie, czy zarysowanie mogące ostrzec użytkownika przed zagrożeniem. Wobec tej perspektywy wskazane jest szukanie innych metod określania zagrożeń.

Auto-monitoring wykorzystujący zmianę oporności elektrycznej jest jednym z możliwych rozwiązań. Badania nad monitoringiem z wykorzystaniem oporności laminatów można znaleźć w wielu dziedzinach techniki, gdzie włókna są stosowane znacznie dłużej niż w budownictwie [7]. Obejmują one jednak w przewadze sytuacje, w których zmiany przewodnictwa elektrycznego towarzyszą już fazie rozpoczynającej się destrukcji samego laminatu, co w przypadku konstrukcji budowlanych może nie zapewniać niezbędnego marginesu czasu potrzebnego np. na ewakuację.

2. Rozwój koncepcji inteligentnej tkaniny

Pomysł budowy laminatu zbrojonego tkaniną o właściwościach monitorujących rozwinął się na bazie niezwykle obecnie popularnych w przemyśle tekstylnym, inteligentnych ubrań. Pierwsze badania zmian oporności pojedynczych wiązek włókien okazały się niepowodzeniem. Towarzyszące wydłużeniom zmiany oporności znajdowały się poza zakresem czułości stosowanego mostka pomiarowego. Dopiero zwielokrotnienie długości włókien poprzez ich wężykowe ułożenie (na wzór tensometru oporowego) przyniosło oczekiwane efekty.

Pierwsze próbne badania prowadzono na cienkich płytach z ręcznie ułożonym i laminowanym wątkiem włókien [5].

Ręczne układanie wiązki włókien z zachowaniem ich stałej długości i niewielkiego dystansu w zastosowaniach praktycznych byłoby niezwykle uciążliwe. Rozwiązanie tego problemu przyniosła współpraca nawiązana z pracownikami Wydziału Nauki i Technologii Tekstylnych Universidade da Beria Interior w Portugalii. Zastosowanie prostej techniki krosna czółenkowego, w którym osnową są naprzemiennie ułożone wiązki włókien węglowych i izolujących je włókien akrylowych, zaś wątkiem stabilizującym tkaninę są włókna bawełniane. Dodatkowo podwojono wiązkę włókien, a oporność jest mierzona poprzez podłączenie końców dwóch niezależnych wiązek. Na całkowity opór elektryczny równolegle ułożonej pary wiązek składa się suma oporu objętościowego włókien oraz oporu kontaktowego na styku obu wiązek. Zwiększenie oporności umożliwiło zwiększenie czułości rozwiązania. Wadą, związaną głównie z niestabilnością oporności kontaktowej, jest zauważalna zmiana oporności tkaniny występująca w trakcie laminacji i po wyschnięciu kleju. Pomimo obaw, nie zaobserwowano natomiast pogorszenia dokładności pomiarów, zwłaszcza liniowego przebiegu zależności odkształcenie – zmiana rezystancji, związanego ze zwiększeniem oporności kontaktowej w wyniku powstania mikropęknięć w silnie odkształconym laminacie.

Ostatecznie wykorzystany w opisywanych badaniach prototyp sensora tekstylnego wykonano z dwóch równoległych wiązek o właściwościach zawierających po 24 tys. włókien węglowych o gęstości 1,81g/cm3, przedzielonych wiązką włókien akrylowych o gęstości 1,17g/cm3 połączonych prostopadłym wątkiem włókien bawełnianych o gęstości 1,54g/cm3. Pozostałe właściwości tkaniny zestawiono w Tabeli 1.

Tabela 1. Właściwości sensora tekstylnego, na podstawie [5]

Table 1. Properties of textile sensor, based on [5]

Liczba włókien w wątku	Gęstość liniowa wątku [g/m]	Wytrzymałość na rozciąganie [MPa]	Moduł sprężystości [GPa]	Odkształcenie przy zerwaniu [%]	Średnica włókna [μm]	Oporność pojedynczego włókna [μΩm]
24 000	1,6	5000	270	1,9	7	14

3. Opis procedury testowej

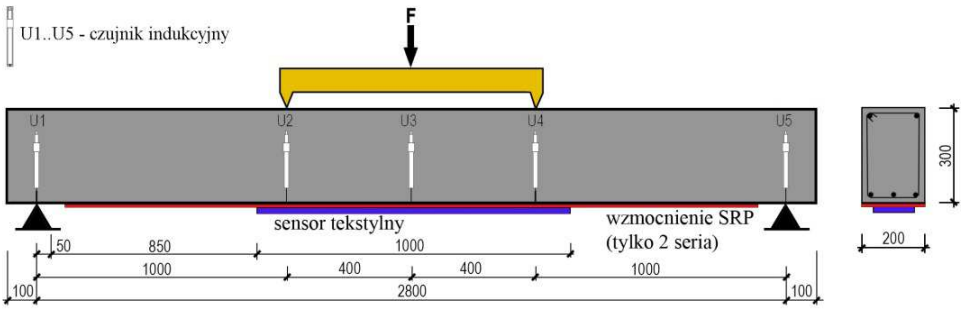
Badania prowadzone w Laboratorium Politechniki Śląskiej dotyczyły zagadnień dokładności pomiaru oraz efektywności zbrojenia. W sumie objęły one grupę pięciu belek żelbetowych w skali rzeczywistej, z których dwie były wyposażone w sensor tekstylny. Ich cechy zebrano w Tablicy 2.

Tabela 2. Porównanie cech badanych belek

Table 2. Properties of tested beams

Oznaczenie	Wzmocnienie	Sensor tekstylny	Nośność (forma zniszczenia)
Pierwsza seria badań			
BW (belka referencyjna)	brak	brak	47,3 kNm
BST (belka z naklejonym sensorem tekstylnym)		przyklejony do betonu wzdłuż dolnej powierzchni	49,9 kNm (zakotwienie)
BCFRP (belka wzmocniona 2 warstwami maty CFRP)	2 warstwy maty CFRP na odcinku stałego momentu	brak	49,7 kNm (zakotwienie)
Druga seria badań			
BST_SRP (belka wzmocniona 2 warstwami taśmy SRP oraz naklejonym sensorem tekstylnym)	2 warstwy taśmy SRP 3x2-12 szer. 150mm wzdłuż całej długości	przyklejony do powierzchni taśmy SRP	104,9 kNm (delaminacja + zerwanie sensora)
BSRP (belka wzmocniona 2 warstwami taśmy SRP)		brak	96,2 kNm (delaminacja)

Badane belki miały wymiary przekroju 300×200 mm (Rys. 1). Belki były zbrojone dołem 3 prętami #12, górą dwoma prętami # 8 i strzemionami #6 co 150mm ze stali stal B500SP. W badaniach oznaczono następujące właściwości betonu: $f_{c,cube}$= 44,7 MPa; f_{ct}=3,20 MPa; E_{cm}= 30,1 GPa Sensor tekstylny o szerokości około 120 mm i długości 1000 mm naklejano do dolnej powierzchni belki. W analogiczny sposób naklejono matę CFRP w belce BCFRP. Belki drugiej serii były wzmocnione 2 warstwami taśmy Hardwire SRP wzdłuż dolnej powierzchni, oraz przez owinięcie w strefie podporowej.



Rys. 1. Schemat belki na stanowisku badawczym wraz z opomiarowaniem

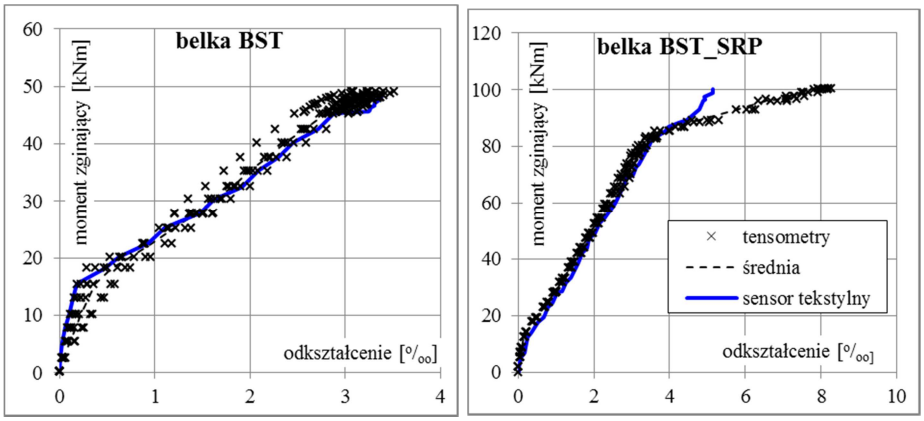
Fig. 1. Outline of tested beam with measuring

Belki obciążano monotonicznie, aż do zniszczenia. Na rysunku 1 pokazano schemat przyjętego opomiarowania belek. Teoretycznie możliwy przyrost nośności po zastosowaniu tensora wynosi maksymalnie 23,6 kNm.

4. Pomiary zmian oporności

Zależność pomiędzy względną zmianą oporu elektrycznego a odkształceniem określa tzw. stała tensometru. Jej wartość oznacza się zazwyczaj doświadczalnie, tak też postąpiono w opisywanych badaniach. Wzdłuż całej długości sensora tekstylnego naklejono 9 tensometrów papierowych o bazie 75mm. Pomimo zamocowania sensora tekstylnego w strefie teoretycznie stałych momentów zginających, wskazania skrajnych tensometrów okazały się nieco mniejsze niż środkowych, co można łączyć z wpływem ciężaru własnego i odkształceń postaciowych zmieniających obraz krzywizny, dlatego stałą tensometru obliczono przez dopasowanie uśrednionego wskazania wszystkich 9 tensometrów elektrooporowych.

Wyniki pomiarów odkształceń dla obu grup badanych belek pokazano na wykresach (Rys. 2). Otrzymane wyniki badania zmian oporności należy uznać za bardzo obiecujące. Błąd pomiaru nie przekracza 5%. Poprawny jest przebieg krzywych, wyraźnie dają się zauważyć załamania towarzyszące zarysowaniu belki oraz uplastycznieniu zbrojenia zwykłego. Większe różnice dla odkształceń przekraczających 4 ‰. Należy jednak podkreślić, że dla tych odkształceń rozpoczął się już proces niszczenia włókien sensora, ostatecznie zakończony jego całkowitym zerwaniem (Rys. 5).

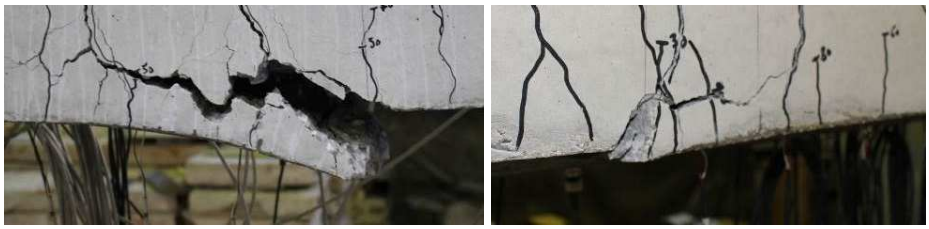


Rys. 2. Porównanie wskazań tensometrów elektrooporowych i sensora tekstylnego na wykresach zależności moment zginający – odkształcenie (opis w tekście)

Fig. 2. Comparison of strain gauges and textile sensor measures un the graphs showing bending moment – strain dependence (description inside text)

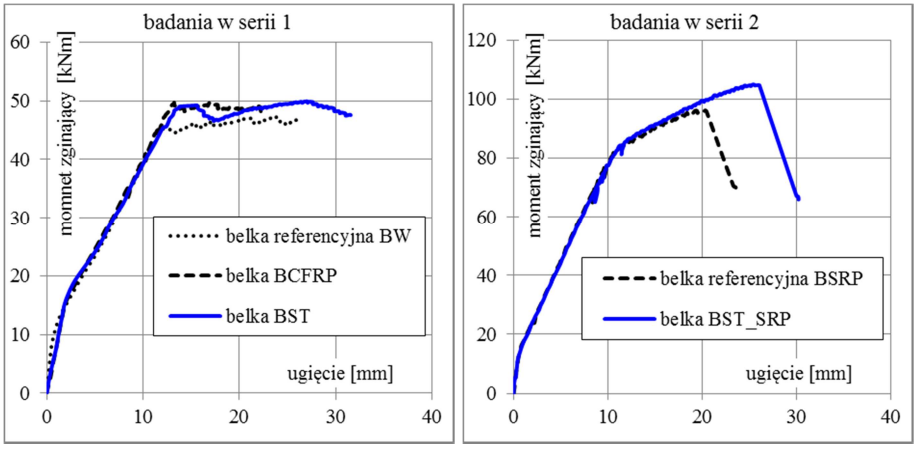
5. Wpływ sensora na nośność przekroju

Założenie wstępne pomiaru odkształceń wyłącznie na odcinku stałego momentu zginającego okazało się nieco niefortunnym rozwiązaniem z punktu widzenia badań efektywności wzmocnienia. Kotwienie laminatu w strefie maksymalnych momentów zginających doprowadziło do szybkiej delaminacji końców wraz z fragmentem otuliny. Zachodziła ona wkrótce po przyspieszeniu przyrostu odkształceń strefy rozciąganej związanym z uplastycznieniem zbrojenia. Zarówno forma zniszczenia, jak i wartość odkształceń przy których ono nastąpiło są jednakowe dla belki wzmocnionej sensorem tekstylnym i porównawczej, wzmocnionej dwoma warstwami maty CFRP (Rys. 3, Rys.4).



Rys. 3. Forma zniszczenia belek pierwszej serii badań (z lewej belka z naklejonym sensorem tekstylnym, z prawej belka wzmocniona matą CFRP)

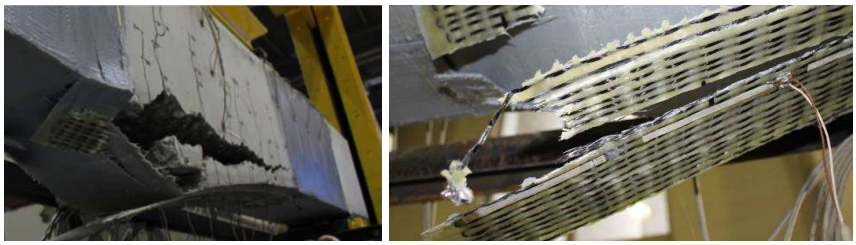
Fig. 3. Form of destruction of beams in the first series (on the left beam with textile sensor, on the right strengthened by CFRP sheet)



Rys. 4. Porównanie skuteczności wzmocnienia na wykresach zależności moment zginający – ugięcie (opis w tekście)

Fig. 4. Comparison of strengthening efficiency in the graphs showing bending moment – deflection dependence (description inside text)

Zdecydowanie lepsze wyniki, potwierdzające potencjał wzmacniający opracowanej inteligentnej tkaniny uzyskano w drugiej serii badań, gdzie sensor tekstylny został naklejony na laminat zbrojony włóknami SRP jako druga (dodatkowa) warstwa zewnętrznego wzmocnienia. Takie rozwiązanie pozwoliło wyeliminować problem lokalnej koncentracji naprężeń związanej z zakotwieniem końca sensora. Otrzymany w badaniu efekt w postaci skuteczności wzmocnienia przerósł pierwotne oczekiwania. Nośność na zginanie wzrosła o ponad 9 kNm co stanowi prawie 10% wzrost w stosunku do belki wzmocnionej wyłącznie laminatem SRP. Wynik tego badania pokazano na rysunku 4. Widoczny na nim jest nie tylko opisany przyrost nośności, ale również nieznaczne ograniczenie ugięć, zwłaszcza po uplastycznieniu zbrojenia zwykłego. Skuteczności, z jaką sensor tekstylny został wciągnięty do współpracy w przenoszeniu obciążeń dowodzi również jego forma zniszczenia przez zerwanie włókien (Rys. 5), niezwykle rzadko obserwowana w przypadku laminatów CFRP.



Rys. 5. Zerwanie włókien węglowych sensora tekstylnego w zniszczonej belce

Fig. 5. Carbon fibers rupture of textile sensor in the damaged beam

6. Podsumowanie

Przedstawiona koncepcja pomiaru odkształceń przez zmianę oporności laminatu zbrojonego włóknem węglowym nadal pozostaje w fazie badań. Już na tym ich etapie można jednak zauważyć duży potencjał rozwiązania, zarówno jako wzmocnienia konstrukcji, jak i sensora odkształceń. Oczywiście uzyskiwana dokładność pomiarów odbiega od możliwości klasycznych tensometrów elektrooporowych, jednakże przewidywanym zastosowaniem produktu nie jest poszerzenie bazy laboratoryjnych urządzeń pomiarowych, a raczej zastosowanie praktyczne, uwarunkowane licznymi współczynnikami bezpieczeństwa, które również mogą obejmować dokładność samych wskazań.

Do najpoważniejszych wad opisanego sensora, wymagających dalszego dopracowania należą dość prymitywna forma produkcji (użycie ręcznego krosna czółenkowego), dość wyraźna zmiana oporności tkaniny przed i po laminacji oraz zauważalna wrażliwość na wilgotność otoczenia. Zagadnienia te są aktualnie w fazie badań doświadczalnych, pozwalających na ich lepsze rozpoznanie i ewentualnie eliminację.

Opisane badania zostały w części sfinansowane przez Komisję Europejską w projekcie nr 251373 (FP7-PEOPLE-2009-IAPP)—INSYSM.

Literatura

[1] Chen P.W., Chung, D. D. L., 1993. Carbon fiber reinforced concrete for smart structures capable of non-destructive flaw detection. Smart Materials and Structures, vol. 2, no. 1, s. 22–30.

[2] Kenel, A., Nellen, P., Frank, A., Marti, P., 2005. Reinforcing Steel Strains Measured by Bragg Grating Sensors. J. Mater. Civ. Eng., 4(423), s. 423-431.

[3] Meier, U., 1995. Strengthening of structures using carbon fibre/epoxy composites. Construction and Building Materials, Vol. 9, No. 6, Elsevier Science, Great Britain.

[4] Merzbacher, C. I., Kersey, A. D., Friebele, E. J., 1996. Fiber optic sensors in concrete structures: a review. Smart Materials and Structures, vol. 5, no. 2, s. 196–208.

[5] Salvado, R., Lopes, C., Szojda, L., Araújo, P., Gorski, M., Velez, F.J.; Castro-Gomes, J., Krzywon, R., 2015. Carbon Fiber Epoxy Composites for Both Strengthening and Health Monitoring of Structures. Sensors, 15.

[6] Stein P.K., 2001. Strain Gage history and the end of the twentieth century Experimental Techniques Vol. 25, Issue 2., s. 15-16.

[7] Wang X., Chung D.D.L., 1996. Continuous carbon fibre epoxy-matrix composite as a sensor of its own strain. Smart Materials Structures 5. S. 796-800.

INFLUENCE OF CARBON FIBRE STRAIN SENSOR ON BEARING CAPACITY OF RC BEAMS

S u m m a r y

Externally bonded high-strength fiber composites are increasingly popular in structural applications, however, because of their brittle properties, their use is less secure than the common steel. Diagnosis this type of structure only by observing of cracks or deformations may be insufficient, they require additional monitoring systems. Paper presents developed by the authors' intelligent fabric, wherein the carbon fiber tow links the role of tensile reinforcement and strain gauge. Its way of working is inspired by the construction of traditional strain gauge, where electric wires are arranged in zig-zag pattern. Carbon fiber thread plays the role of electrical conductor and is insulated by threads of glass or acrylic fibers. Described in the paper selected results of laboratory trials are very promising in both the accuracy of strain measurement, and the effectiveness of strengthening. Among the issues for improvement is the control of the cross-section of the fibers tow, affecting the total resistance of the fabric and moisture sensitivity.

Keywords: smart textile, structure monitoring, strain measures, CFRP laminate

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.31

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 271-278

Janusz PĘDZIWIATR[1]

UWAGI O WYMIAROWANIU MIMOŚRODOWO ŚCISKANYCH ŻELBETOWYCH PRZEKROJÓW KOŁOWYCH

Słupy żelbetowe o przekroju kołowym są powszechnie stosowane. Problemem jest ich projektowanie zgodne z EC2. Praktycznie dostępne są jedynie metody graficzne i autorskie programy komputerowe. W artykule przedstawiono dokładne rozwiązania analityczne oraz koncepcję metody uproszczonej. Pozwala to na samodzielne wykonanie obliczeń z dokładnością lepszą niż w przypadku korzystania z wykresów krzywych granicznych. Dokładne rozwiązania analityczne mogą służyć do weryfikacji wyników otrzymanych dzięki programom komputerowym.

Słowa kluczowe: słup, przekrój kołowy, wymiarowanie, metody analityczne

1. Wstępne uwagi

Słupy żelbetowe o przekroju kołowym są powszechnie stosowane. Problemem jest fakt, że projektanci dysponują jedynie bardzo ograniczoną pomocą przy ich projektowaniu. Praktycznie ogólnodostępne są jedynie nomogramy z krzywymi granicznymi (interakcji) o naturalnie ograniczonej dokładności [1], [2]. Są też autorskie programy, ale o niewiadomych założeniach i ograniczonym zastosowaniu, np. [3]. Brak jest metod analitycznych pozwalających na weryfikację wyników otrzymanych metodami numerycznymi oraz metod przybliżonych, które pozwalałyby samodzielnie projektować takie przekroje mniej zaawansowanym projektantom.

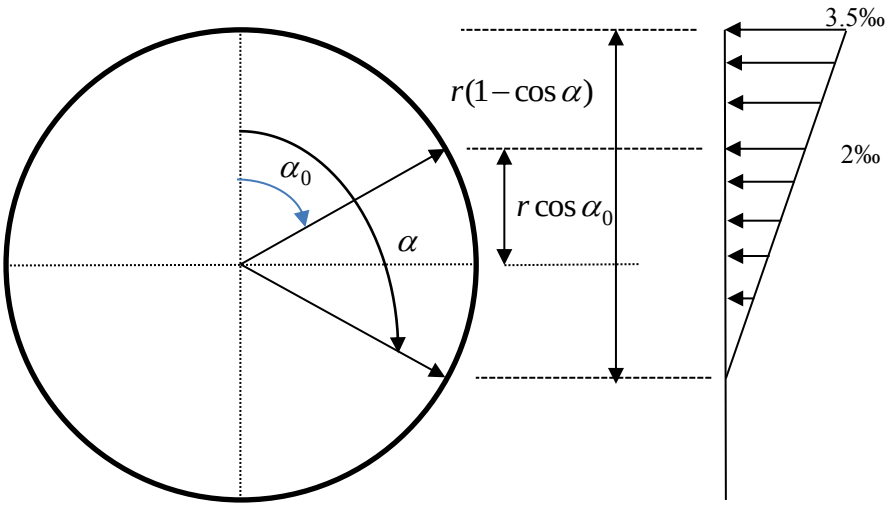
W artykule przedstawiono rozwiązania analityczne oraz wynikającą z nich metodę przybliżoną. Podstawą były założenia ogólne EC2 - nieliniowa zależność pomiędzy odkształceniem i naprężeniem w betonie oraz prawo płaskich przekrojów.

2. Analityczne wyznaczanie sił wewnętrznych

2.1. Beton – zależności ogólne

Określenie warunków równowagi sił jest skomplikowane od strony matematycznej. Kształt przekroju i nieliniowa zależność pomiędzy odkształceniem i naprężeniem w betonie powodują konieczność korzystania z rachunku całkowego.

[1] Janusz Pędziwiatr, Wydział Budownictwa PWR, janusz.pedziwiatr@pwr.edu.pl



Rys. 1. Schemat służący obliczaniu sił wewnętrznych w betonie

Fig. 1. Scheme for calculation of internal forces in concrete

Z prawa płaskich przekrojów wyznacza się kąt odpowiadający odkształceniu w betonie równemu $\varepsilon_{c2} = 2\,‰$:

$$\cos\alpha_0 = \frac{4}{7}(1-\cos\alpha)+\cos\alpha \tag{1}$$

Zależność pomiędzy odkształceniami a położeniem przekroju (kątem) opisuje równanie (2), w którym ϕ jest zmienną z przedziału od zera do α:

$$\varepsilon_c(\phi) = \frac{\varepsilon_{c2}}{1-\cos\alpha}(\cos\phi-\cos\alpha) \tag{2}$$

Wypadkową siłę w betonie oblicza się całkując wartości naprężeń przy uwzględnieniu znanej zależności $\sigma = \sigma_c(\varepsilon_c)$

$$N_c = \int_{A_{cc}} \sigma_c dA_{cc} = 2r^2 f_{cd} \int_0^{\alpha} \left[1-\left(1-\frac{\varepsilon_c(\phi)}{2}\right)^2\right] \sin^2\phi d\phi \tag{3}$$

Wykorzystując bezwymiarową zmienną $n_c = N_c/(f_{cd}\pi r^2)$ można całkę (3) zapisać w postaci:

$$n_c(\alpha) = n_{c0}(\alpha)+n_{c1}(\alpha)-n_{c2}(\alpha) \tag{4}$$

gdzie:

$$n_{c0} = \frac{1}{\pi}\left[\alpha_0 - \frac{1}{2}\sin(2\alpha_0)\right]$$

$$n_{c1} = \frac{1}{\pi}\frac{7}{1-\cos\alpha}\left[\frac{1}{3}\sin^3\phi - \phi\cos\alpha + \frac{1}{2}\cos\alpha\left(\frac{1}{2}\sin 2\phi + \phi\right)\right]_{\alpha_0}^{\alpha}$$

$$n_{c2} = \frac{6.125}{\pi(1-\cos\alpha)^2}$$

$$\left[\left(\frac{1}{2}\sin 2\phi + \phi\right)\left(\frac{\sin^2\alpha}{2} - \frac{3}{8}\right) + \phi\cos^2\alpha - \frac{2}{3}\cos\alpha\sin^3\phi - \frac{1}{4}\cos^3\phi\sin\phi\right]_{\alpha_0}^{\alpha}$$

Postępując w analogiczny sposób można wyznaczyć wartość momentu względem osi poziomej. Odpowiednikiem zależności (3) jest równanie (5).

$$m_c = M_c / \left(f_{cd}\pi r^2 d\right) = \frac{1}{\pi}\int_0^{\pi}\left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c(\phi)}{2}\right)^2\right]\cos\phi\sin^2\phi d\phi \tag{5}$$

Jego poszczególne składowe mają następujące postaci:

$$m_{c0} = \frac{1}{3\pi}\sin^3\alpha_0$$

$$m_{c1} = \frac{1}{\pi}\frac{3.5}{1-\cos\alpha}\left[\frac{1}{8}\left(\frac{1}{2}\sin 2\phi + \phi\right) - \frac{1}{4}\sin\phi\cos^3\phi - \frac{1}{3}\cos\alpha\sin^3\phi\right]_{\alpha_0}^{\alpha}$$

$$m_{c2} = \frac{1}{4\pi}\left(\frac{3.5}{1-\cos\alpha}\right)^2\left[\begin{array}{l}\frac{1}{4}\cos\alpha\left(2\cos^3\phi\sin\phi - \frac{1}{2}\sin 2\phi - \varphi\right) + \\ \left(2+\cos^2\phi\right)\sin\phi\left(\frac{1}{3}\sin^2\alpha - \frac{4}{15}\right) + \sin\phi\left(\cos^2\alpha - \frac{1}{5}\cos^4\phi\right)\end{array}\right]$$

Tak określone siły wewnętrzne wyznaczane są dla konkretnych wartości kąta α.

2.2. Beton – zależności uproszczone

Postępując analogicznie do założeń upraszczających przyjmowanych przy wymiarowaniu przekrojów prostokątnych ($x_{eff} = 0.8x$) otrzymuje się że:

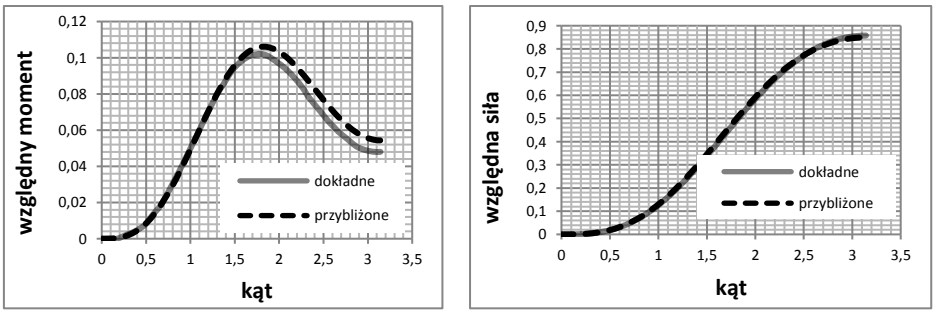
$$\alpha_{eff} = a\cos\left[1 - 0.8(1-\cos\alpha)\right] \tag{6}$$

Dzięki temu siłę w betonie oraz wywołany nią moment można wyznaczyć w dużo prostszej postaci:

$$n_c = \frac{N_c}{f_{cd}\pi r^2} = \frac{1}{2\pi}\left(2\alpha_{eff} - \sin 2\alpha_{eff}\right) \tag{7}$$

$$m_c = \frac{M_c}{f_{cd}\pi r^2 d} = \frac{1}{3\pi}\sin^3 \alpha_{eff} \tag{8}$$

Okazuje się, że różnica pomiędzy (4) i (7) oraz (5) i (8) jest niewielka. Ilustruje to rys.2.



Rys. 2. Porównanie wyników obliczeń dokładnych i przybliżonych

Fig. 2. Comparisons of exact and approximate calculations

2.3. Zbrojenie – zależności ogólne

Zbrojenie słupów stanowią pręty równomiernie rozmieszczone przy obwodzie. Ich liczba może się różnić (typowo 6 lub 8) a orientacja względem kierunku działania momentu bywa losowa. W takiej sytuacji wygodne (i wystarczająco dokładne) jest zastąpienie prętów zbrojeniem rozmytym. Zamiast pola zbrojenia A_s przyjmuje się zbrojenie równomiernie rozłożone o intensywności $a_s = \frac{A_s}{2\pi(r-a)} = \frac{A_s}{2\pi r(1-a/r)}$, gdzie a jest otuliną. Przy wyznaczaniu sił i momentów związanych ze zbrojeniem należy wyznaczyć graniczne wartości kąta odpowiadające sytuacjom, w których ono się znajduje. Położenie osi obojętnej $(\varepsilon_s = 0)$określa kąt β_0, taki że $\cos\beta_0 = \frac{\cos\alpha}{(1-a/r)}$.

– w przedziale od *0* do β_c stal jest w pełni wykorzystana na ściskanie,

– w przedziale od β_c do β_0 jest ściskana,

– w przedziale od β_0 do β_t jest rozciągana,

– w przedziale od β_t do π jest w pełni wykorzystana na rozciąganie.

Wartości tych kątów oblicza się korzystając z prawa płaskich przekrojów.

$$\cos\beta_c = \frac{1}{1-a/r}\left[(1-\cos\alpha)\frac{\varepsilon_{pl}}{\varepsilon_{cu2}} + \cos\alpha\right] \tag{9}$$

$$\cos\beta_t = \frac{1}{1-a/r}\left[\frac{\varepsilon_{pl}}{\varepsilon_{cu2}}(\cos\alpha - 1) + \cos\alpha\right] \tag{10}$$

Wypadkową względną siłę w zbrojeniu otrzymuje się w wyniku całkowania odkształceń w stali w odpowiednich przedziałach.

$$n_s = \frac{N_s}{f_{cd}A_c} = \frac{A_s f_{yd}}{f_{cd}A_c\pi}\int_0^{\pi}\frac{\varepsilon_s(\phi)}{\varepsilon_{pl}}d\phi = \frac{\omega}{\pi}\int_0^{\pi}\frac{\varepsilon_s(\phi)}{\varepsilon_{pl}}d\phi \tag{11}$$

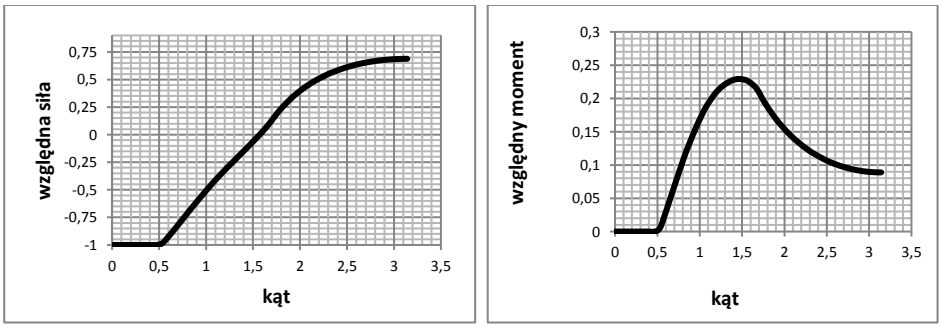
Prowadzi to do następujących zależności:

$$n_{s4} = -\omega\frac{\pi-\beta_t}{\pi},\ \phi\in(\beta_t;\pi) \tag{12}$$

$$n_{s3} = -\frac{\omega}{\pi\varepsilon_{pl}}\frac{\varepsilon_{cu2}}{1-\cos\alpha}\left[\left(1-\frac{a}{r}\right)\sin\phi - \phi\cos\alpha\right]_{\beta_t}^{\beta_0} \tag{13}$$

$$n_{s2} = \frac{\omega}{\pi\varepsilon_{pl}}\frac{\varepsilon_{cu2}}{1-\cos\alpha}\left[\left(1-\frac{a}{r}\right)\sin\phi - \phi\cos\alpha\right]_{\beta_0}^{\beta_c} \tag{14}$$

$$n_{s1} = \frac{\omega}{\pi}\int_0^{\beta_c} d\phi = \omega\frac{\beta_c}{\pi} \tag{15}$$



Rys. 3. Typowe wykresy zależności pomiędzy położeniem i siłami wewnętrznymi w zbrojeniu
Fig. 3. Typical graphs for internal forces in a steel due to an angle

Całkowita siła jest sumą tych czterech składników. Symbol $\omega = \rho f_{yd} / f_{cd}$ oznacza względną moc zbrojenia. Wartości względnych momentów oblicza się w analogiczny sposób:

$$m_s = \frac{A_s f_{yd}}{2\pi f_{cd} A_c}\left(1-\frac{a}{r}\right)\int_0^{\pi}\frac{\varepsilon_s(\phi)}{\varepsilon_{pl}}\cos\phi d\phi = \left(1-\frac{a}{r}\right)\frac{\omega}{2\pi}\int_0^{\pi}\frac{\varepsilon_s(\phi)}{\varepsilon_{pl}}\cos\phi d\phi \tag{16}$$

2.4. Zbrojenie – zależności przybliżone

Zależności przybliżone można sformułować linearyzując je na trzech odcinkach. Pierwszy obejmuje zakres kąta od zera do miejsca, gdzie siła w stali staje się większa od *-1.0* – kąt ϕ_0. Drugi obejmuje zakres ϕ_0 - π/2, a trzeci π/2 do π. Przeliczenie miar tych kątów na ϕ_{eff} prowadzi do sformułowania konkretnych wartości równań.

Przedział 1:

$$n_{Ed} = \frac{1}{2\pi}\left(2\alpha_{eff} - \sin 2\alpha_{eff}\right) - \omega, \quad m_{Ed} = \frac{1}{3\pi}\sin^3\alpha_{eff} \tag{17}$$

Po wyznaczeniu α_{eff} oblicza się $\omega = \rho f_{yd} / f_{cd}$ i w konsekwencji stopień zbrojenia.

Przedział 2:

Siła w stali zmienia się od $-\omega$ do 0, a momenty od 0 do m_{s1}. Z warunku równowagi sił wyznacza ω

$$\omega = \frac{\phi_{1,eff} - \phi_{0,eff}}{\alpha_{eff} - \phi_{1,eff}}\left[n_{Ed} - \frac{1}{2\pi}\left(2\alpha_{eff} - \sin 2\alpha_{eff}\right)\right] \tag{18}$$

i po wstawieniu do warunku równowagi momentów otrzymuje się:

$$m_{Ed} = \frac{1}{3\pi}\sin^3\alpha_{eff} + m_{s1}\frac{\alpha_{eff} - \phi_{0,eff}}{\alpha_{eff} - \phi_{1,eff}}\left[n_{Ed} - \frac{1}{2\pi}\left(2\alpha_{eff} - \sin 2\alpha_{eff}\right)\right] \tag{19}$$

umożliwiające numeryczne wyznaczenie α_{eff} i w konsekwencji $\omega = \rho f_{yd} / f_{cd}$.

Przedział 3:

$\alpha_{eff} \in \langle \phi_{1,eff}; \phi_{2,eff} \rangle = \langle 1.369; 1.2.214 \rangle$, siła w stali zmienia się od zera n_2 a momenty od m_1 do m_2. Z warunku równowagi sił wyznacza się ω i wstawia do warunku równowagi momentów. Prowadzi to do równania:

$$m_{Ed} = \frac{1}{3\pi}\sin^3\alpha_{eff} + \frac{\alpha_{eff}\left(m_2 - m_1\right) + m_1\phi_2 - m_2\phi_1}{n_2\left(\alpha_{eff} - \phi_{1,eff}\right)}\left[n_{Ed} - \frac{1}{2\pi}\left(2\alpha_{eff} - \sin 2\alpha_{eff}\right)\right] \quad (20)$$

Po numerycznym wyznaczeniu α_{eff}, z warunku równowagi sił oblicza się ω

$$\omega = \frac{\phi_{2,eff} - \phi_{1,eff}}{n_2\left(\alpha_{eff} - \phi_{1,eff}\right)}\left[n_{Ed} - \frac{1}{2\pi}\left(2\alpha_{eff} - \sin 2\alpha_{eff}\right)\right] \quad (21)$$

Wartość kąta ϕ_0 wyznacza się przyjmując, że jest to graniczna wartość przy której odkształcenia w stali są wszędzie $\varepsilon_s \geq \varepsilon_{pl}$. Jest ona wartością stosunku *a/r* (otulina/promień przekroju). Występujące we wzorach wartości m_1, m_2, n_2 oblicza się ze wzorów podanych w punkcie 2.3 – są one zależne od *a/r*.

3. Uwagi końcowe

W analogiczny sposób można rozwiązać zagadnienie wymiarowania przekrojów całkowicie ściskanych. Zamiast zmiennej α_{eff} stosuje się wtedy na przykład ε_b - odkształcenie betonu w skrajnych mniej ściskanych włóknach betonu.

W tym zakresie pracy przekroju linearyzacja jest bardzo dobrze uzasadnionym podejściem ze względu na relatywnie małe zmiany sił i momentów.

Wyniki otrzymane z przedstawionej metody obliczeń wykazują dobrą zgodność z rezultatami wynikającymi ze ścisłych rozwiązań. Dokładność zależy między innymi od wartości stosunku *a/r*. Im jest on większy tym zgodność jest lepsza. Oczywiście przy zastosowanej metodzie linearyzacji istotny jest też wpływ „miejsca" – im bliżej końców przedziału tym lepiej. W tabeli 1 zestawiono typowe wyniki porównań dla *a/r=0.2*. W najgorszym przypadku niedowymiarowanie sięga 15% a przewymiarowanie 24%. Raczej nie przekłada się to na

Tabela 1. Wyniki porównania metody dokładnej i uproszczonej

Table 1. Comparisons of results from strict and approximate methods

przedział	m_{Ed}	n_{Ed}	α	ω	α_{eff}	$\omega_{przyb.}$	różnica %
$\alpha_{eff} \in \langle 1.369; 2.214 \rangle$	0.122	0.396	1.6	0.1	1.4019	0.096	-4.5
	0.143	0.472	1.7	0.2	1.497	0.185	-7.5
	0.078	1.043	2.9	0.3	2.214	0.271	-15
	0,192	0,396	1.6	0.4	1,393	0,409	5
$\alpha_{eff} \in \langle 0.448; 1.369 \rangle$	0,111	0,292	1.4	0.1	1,254	0,100	0
	0,124	0,203	1,3	0,2	1,165	0,237	18
	0,118	0,042	1,1	0,3	1,021	0,370	24
	0,084	0,028	1,0	0,2	0,931	0,244	22

praktyczne różnice – przy stosowaniu np. sześciu prętów. Jest to dużo dokładniej niż przy metodach graficznych z typowym „skokiem” ω rzędu 0.1- 0.2.

Literatura

[1] Knauff M.: Obliczanie konstrukcji żelbetowych według Eurokodu 2. PWN 2012.

[2] Moss R. How to design concrete structures using EC2. Columns (ed. The Concrete Center) 2006.

[3] Program opracowany w Katedrze Budownictwa Betonowego Politechniki Łódzkiej – dzięki uprzejmości prof. Urbana.

SOME REMARKS ON THE DIMENSIONING OF CONCRETE CIRCULAR CROSS SECTION UNDER ECCENTRIC COMPRESSION

S u m m a r y

Concrete columns with circular cross section are commonly used in practice. There are some problems with a proper designing according to the code EC2. Only graphical method and some private computer programs are available to use. In the article strict analytical solutions are shown with the concept of approximate method. It allows to calculate the steel area with a more accuracy than those from graphical methods and also check the results obtained from computer programs.

Keywords: : column, circular cross section, dimensioning, analytical methods

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.32

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 279-287

Szymon SERĘGA[1]
Renata KOTYNIA[2]
Krzysztof LASEK[3]

OBLICZENIOWA ANALIZA BELEK ŻELBETOWYCH WZMOCNIONYCH NAPRĘŻONYMI TAŚMAMI CFRP

W artykule przedstawiono numeryczną analizę belek żelbetowych wzmocnionych wstępnie sprężonymi taśmami CFRP. Celem badań była analiza efektywności czynnego wzmocnienia w odniesieniu do powszechnych biernych metod wzmacniania elementów zginanych. Badania miały ponadto wykazać wpływ historii obciążenia elementu przed wzmocnieniem na stopień jego wzmocnienia. Zaproponowano dwuwymiarowy model konstrukcji z uwzględnieniem fizycznie nieliniowych charakterystyk materiałów składowych. Symulacje numeryczne wykonane dla skalibrowanego modelu mechanicznego wykazały bardzo dobrą zgodność z wynikami doświadczalnymi.

Słowa kluczowe: belki żelbetowe, wzmocnienie, wstępne naprężenie, nośność, odkształcalność, model MES, symulacje numeryczne

1. Wprowadzenie

Technika wzmacniania elementów żelbetowych na zginanie przy użyciu materiałów kompozytowych z włókien węglowych (Carbon Fiber Reinforced Polymer - CFRP) w postaci laminatów przyklejanych na zewnętrznej powierzchni betonu jest już powszechnie stosowana w praktyce inżynierskiej. Jest ona jednak skuteczna jedynie w wypadku słabo obciążonych konstrukcji przed wzmocnieniem, w których udział ciężaru własnego w całkowitych obciążeniach nie jest znaczący. Jeśli na skutek obciążeń konstrukcja uległa zarysowaniu lub nadmiernemu ugięciu, zastosowanie zewnętrznego zbrojenia kompozytowego bez wstępnego naciągu jest mało skuteczne.

[1] Autor do korespondencji/corresponding author: Szymon Seręga, Politechnika Krakowska, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków, tel. 12 628 23 96, szymon.serega@pk.edu.pl

[2] Renata Kotynia, Politechnika Łódzka, al. Politechniki 6, 90-924 Łódź, tel. 42 631 38 70, renata.kotynia@p.lodz.pl

[3] Krzysztof Lasek, Politechnika Łódzka, al. Politechniki 6, 90-924 Łódź, tel. 42 631 38 70, krzysztof.lasek@p.lodz.pl

W takich przypadkach zalecane jest użycie wstępnie naprężonych kompozytów CFRP, które wpłyną na poprawę warunków stanu użytkowalności konstrukcji (poprzez zmniejszenie szerokości rozwarcia istniejących rys oraz zmniejszenie ugięć). Szczegółowy opis badań doświadczalnych będących przedmiotem obecnej analizy obliczeniowej omówiono w pracach [4], [5]. Głównym zamierzeniem autorów niniejszego artykułu było opracowanie modelu obliczeniowego, przeprowadzenie symulacji numerycznych w całym zakresie obciążeń pracy elementów badawczych oraz analiza otrzymanych wyników.

2. Badania doświadczalne

Badania przeprowadzone w Laboratorium Katedry Budownictwa Betonowego Politechniki Łódzkiej obejmowały sześć jednoprzęsłowych, wolnopodpartych belek, o przekroju poprzecznym 500×220mm i rozpiętości w osiach podpór 6000mm, wzmocnionych przy użyciu wstępnie naprężonych taśm z włókien węglowych CFRP. Jednym z głównych parametrów uwzględnionych w badaniach był poziom wstępnego obciążenia płyty przed wykonaniem ich wzmocnienia. Pierwsza grupa belek została wzmocniona pod ciężarem własnym, który stanowił 25% lub 14% nośności elementu niewzmocnionego (różnica wynikała z różnego stopnia zbrojenia stalowego elementów zbrojonych odpowiednio prętami o średnicy 12mm i 16mm). Pozostałe belki wzmocniono pod jednoczesnym ciężarem własnym i obciążeniem zewnętrznym, co łącznie stanowiło 76% pierwotnej nośności tych elementów. Obciążenie utrzymywane było na stałym poziomie zarówno podczas wykonywania wzmocnienia, jak i wiązania kleju. W celu oceny wpływu stopnia zbrojenia stalowego na efektywność wzmocnienia elementu, w badaniach zaplanowano podłużne zbrojenie w postaci prętów o średnicach 12mm i 16mm. Dwie pierwsze serie (A i B) zawierały łącznie cztery żelbetowe belki zbrojone dołem czterema prętami o średnicy 12mm. Seria C składała się z dwóch belek zbrojonych dołem czterema prętami o średnicy 16mm. Kolejnym rozpatrywanym parametrem był wpływ przyczepności pomiędzy wstępnie naprężonym materiałem kompozytowym a powierzchnią betonu na efektywność wzmocnienia. Belki zostały wzmocnione taśmami CFRP o szerokości 100mm i grubości 1,2mm przyklejonymi na dolnej powierzchni za pomocą kleju epoksydowego. Dwie belki wzmocniono bez użycia kleju pomiędzy taśmą a betonem, tak aby laminat zachowywał się jak zewnętrzny ściąg połączony z płytą jedynie w miejscu zakotwienia. Belki serii A i element B16-a serii C wzmocniono pod obciążeniem ciężarem własnym, natomiast elementy serii B i belka B16-a-e serii C zostały wzmocnione pod ciężarem własnym i dodatkowym niezmiennym obciążeniem zewnętrznym utrzymywanym, aż do uzyskania przez klej wymaganej wytrzymałości, a następnie badano pod obciążeniem złożonym z 4 sił skupionych (rys. 1).

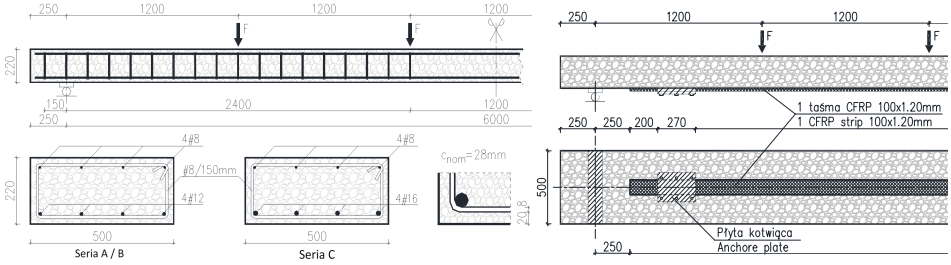
Zestawienie wszystkich badanych elementów wraz z parametrami zmiennymi przedstawiono w Tabeli 1. Najczęściej obserwowanym sposobem zniszczenia w badaniach było odspojenie kompozytu od powierzchni betonu, zainicjowane w miejscu rysy powstałej pod jedną z sił obciążających. Drugorzędnym efektem postępującego zniszczenia było wysunięcie taśmy spod stalowej płyty kotwiącej [5].

Tabela 1. Zestawienie elementów badawczych i podstawowych wyników badań

Table 1. Summary of tested members and essential test results

Seria	Element	Zbrojenie rozciągane	Wstępne obciążenie; ($2F_p/2F_{u0}$ 100%), [%]	$2F_u$, [kN]	ε_{fp} [‰]	σ_{fp} [MPa]	$\varepsilon_{f,test}$ [‰]	$\eta_{\varepsilon f}$ [%]
A	B12-a	4#12	ciężar własny; (25)	53,0	5,20	900 (0,32 f_{fu})	9,30	86
	B12	4#12	ciężar własny; (25)	47,3	4,60	796 (0,28 f_{fu})	6,90	68
B	B12-a-e	4#12	ciężar własny +obciążenie zewnętrzne; (76)	49,0	4,75	822 (0,29 f_{fu})	6,85	69
	B12-e	4#12	ciężar własny + obciążenie zewnętrzne; (76)	45,5	4,40	762 (0,27 f_{fu})	5,00	56
C	B16-a	4#16	ciężar własny; (14)	74,4	4,80	831 (0,29 f_{fu})	8,00	76
	B16-a-e	4#16	ciężar własny + obciążenie zewnętrzne; (76)	72,0	4,85	840 (0,29 f_{fu})	7,15	71

$2F_p$ - wstępne obciążenie; $2F_p$ / $2F_{u0}$ 100% - stopień obciążenia elementu do nośności przed wzmocnieniem; $2F_u$ - obciążenie niszczące; $\varepsilon_{f,p}$ - odkształcenie wstępne kompozytu w trakcie wzmacniania; $\sigma_{f,p}$ - naprężenie wstępne kompozytu w trakcie wzmacniania; $\varepsilon_{f,test}$ - maksymalne odkształcenie kompozytu podczas badania (zniszczenia elementu); $\varepsilon_{f,tot}$ - całkowite odkształcenie kompozytu, $\varepsilon_{f,tot} = \varepsilon_{fp} + \varepsilon_{f,test;}$; ε_{fu} - odkształcenie graniczne kompozytu (przy zerwaniu);
$\eta_{\varepsilon f}$ - stopień wykorzystania odkształceń materiału kompozytowego, $\eta_{\varepsilon f} = \varepsilon_{f,tot} / \varepsilon_{fu}$ 100%



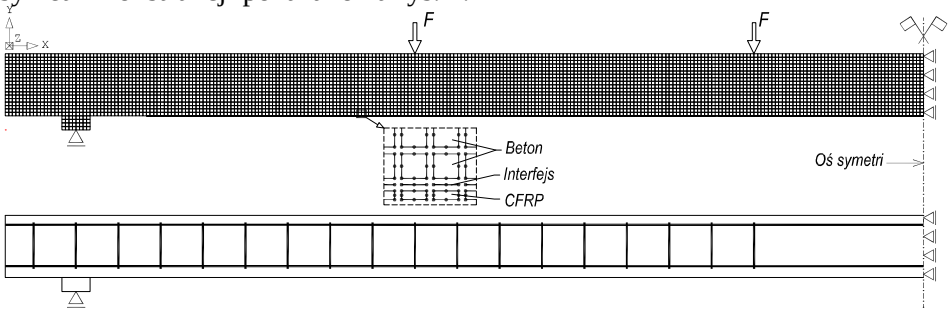
Rys. 1. Sposób zbrojenia i wzmocnienia elementów, schemat badawczy

Fig. 1. Steel reinforcement, strengthening configuration and test set-up

3. Analiza numeryczna

Do obliczeniowej analizy żelbetowych belek wzmocnionych naprężonymi taśmami CFRP wykorzystano program DIANA [9], który opiera się na przemieszczeniowej wersji metody elementów skończonych. Belki żelbetowe zamodelowano jako obiekty dwuwymiarowe (2D), pracujące w płaskim stanie naprężenia. Topologię siatki elementów skończonych z wykorzystaniem

symetrii konstrukcji pokazano na rys. 2.



Rys. 2. Skończenie elementowy model belek żelbetowych

Fig. 2. Finite element model for reinforced concrete beams

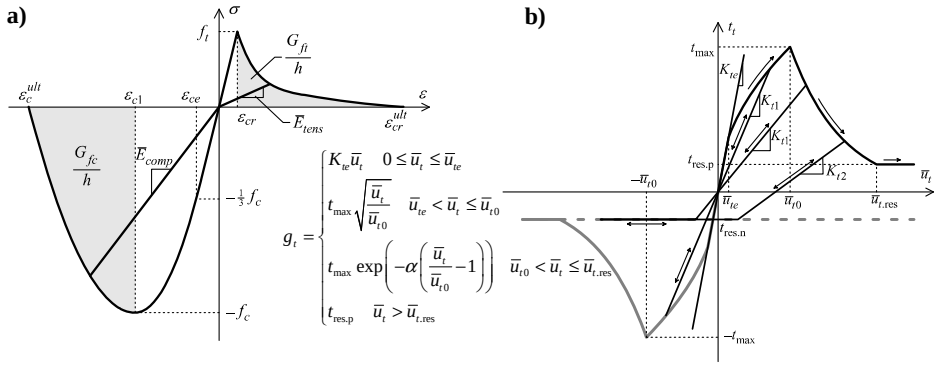
Obciążenie belek opisano w modelu obliczeniowym w postaci czterech schematów obejmujących: wymuszone oddziaływanie skurczu, ciężar własny, zewnętrzne obciążenie w postaci sił skupionych (wstępne i dodatkowe) oraz zewnętrzne sprężenie elementów.

Do opisu betonu przyjęto model oparty na koncepcji rys rozmytych sformułowany w całkowitych odkształceniach ([8]). W podejściu tym, do chwili zarysowania, zależności naprężenie-odkształcenie betonu rozciąganego i ściskanego definiowane są zgodnie z kierunkami głównych odkształceń. Po przekroczeniu wytrzymałości betonu na rozciąganie kierunki definiowania związków fizycznych są „zamrażane", tzn. pozostają współosiowe z kierunkiem pierwszej rysy. Jest to klasyczne podejście rys o stałym kierunku. Dodatkowo redukowana jest sztywność ścinania na kierunku stycznym do rysy (moduł Kirchhoffa mnożony jest przez współczynnik retencji ścinania $\beta < 1.0$). Jednoosiowe związki naprężenie odkształcenie betonu ściskanego przyjęto według [2], natomiast betonu rozciąganego według [1] – rys. 3a. Zgodność otrzymanych wyników względem przyjętego podziału MES została zapewniona przez utrzymanie stałych energii pękania betonu przy rozciąganiu G_{ft} = 90N/m oraz ściskaniu (miażdżeniu betonu w strefie ściskanej) $G_{fc} = 10^4$ N/m.

Związek konstytutywny stali zbrojeniowej opisano jako sprężysto-plastyczny ze wzmocnieniem liniowym, definiowany przez rzeczywiste charakterystyki wytrzymałościowe określone na podstawie badań doświadczalnych [4]. Zależność przyczepnościowo-poślizgową pomiędzy rozciąganą stalą zbrojeniową i matrycą betonową przyjęto zgodnie z [7]. Również model kompozytu CFRP określono na podstawie badań doświadczalnych taśm na rozciąganie, jako idealnie liniowo-sprężysty z modułem sprężystości E_f = 173.3GPa i odkształcalności granicznej ε_{fu} = 16.5‰.

W belkach wzmocnionych na zginanie siły normalne do powierzchni połączenia (interfejsu) pomiędzy betonem i laminatem CFRP są stosunkowo niewielkie. W związku z tym przyjęto, że związki fizyczne opisujące zależność

sił wewnętrznych (trakcji) od względnych przemieszczeń w połączeniu beton-taśma opisane są niezależne. Przyjęto model przyczepność-poślizg wg [3] i [6] – rys. 3b. Związek ten został oprogramowany na poziomie punktu całkowania wykorzystując podprogram użytkownika w systemie DIANA.



Rys. 3. a) model konstytutywny betonu, b) przyczepność-poślizg pomiędzy betonem i laminatem
Fig. 3. a) uniaxial constitutive model for concrete, b) traction-slip between concrete and laminate

Tabela 2. Parametry mechaniczne betonu i interfejsu beton-laminat przyjęte w modelu
Table 2. Mechanical properties of concrete and concrete-laminate interface adopted in the model

Element	E_c [GPa]	ν [-]	f_c [MPa]	f_t [MPa]	G_{ft} [N/m]	G_{fc} [N/m]	β [-]	K_{t0} [GPa/m]	K_n [GPa/m]	$t_{\max}$ [MPa]	$\bar{u}_{t0}$ [mm]	α [-]	$t_{\mathrm{res.p}}$ *) [MPa]
B12-a	23.7	0.2	32.2	1.9	90	10^4	0.2	$3.85\cdot10^2$	$4.0\cdot10^2$	3.2	0.042	0.27	0.65
B12	24.7	0.2	28.7	1.9	90	10^4	0.2	0.07	$4.0\cdot10^2$	-	-	-	-
B12-a-e	24.7	0.2	41.6	2.2	90	10^4	0.2	$3.85\cdot10^2$	$4.0\cdot10^2$	2.8	0.036	0.21	0.50
B12-e	25.4	0.2	40.9	3.2	90	10^4	0.2	0.05	$4.0\cdot10^2$	-	-	-	-
B16-a	25.4	0.2	49.0	2.5	90	10^4	0.2	$3.85\cdot10^2$	$4.0\cdot10^2$	2.5	0.032	0.18	0.27
B16-a-e	26.4	0.2	51.0	4.1	90	10^4	0.2	$3.85\cdot10^2$	$4.0\cdot10^2$	4.3	0.056	0.46	0.50

*) $t_{\mathrm{res.n}} = -t_{\mathrm{res.p}}$, oznaczenia zdefiniowano na rys. 3b

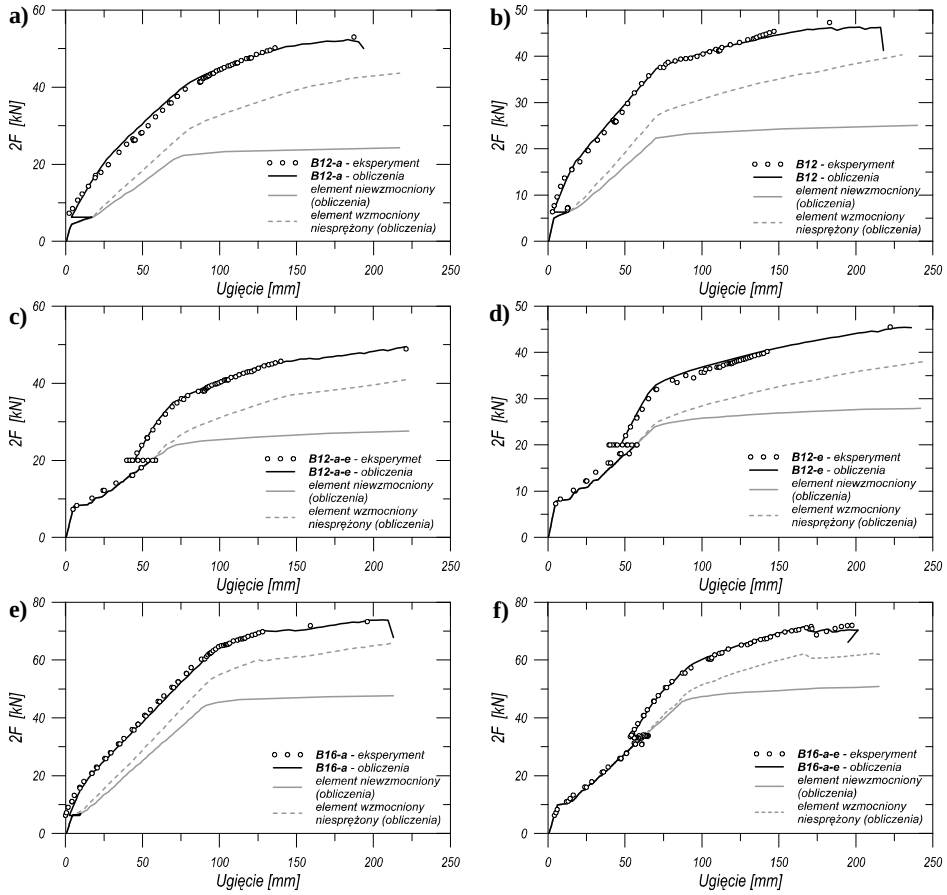
W przypadku elementów wzmocnionych bez przyczepności w przęśle pomiędzy betonem i taśmą zastosowano nieliniowo-sprężysty model cierny interfejsu [9]. W obszarze kotwienia taśmy zamodelowano sprężysto-plastyczny model interfejsu z odciążeniem liniowym.

Obliczenia przeprowadzono w sposób przyrostowy, sterując wartościami przyrostu obciążenia zewnętrznego oraz sprężenia. Przyrost obciążenia określono dla obciążenia wstępnego, sprężenia i części obciążenia po wzmocnieniu. Dla obciążeń bliskich obciążeniu niszczącemu zmieniano sposób sterowania procesem obliczeniowym na metodę długości łuku. W każdym kroku obciążeniowym równowagę pomiędzy wektorem sił zewnętrznych i wewnętrznych ustalono iteracyjnie z wykorzystaniem procedury Newtona-

Raphsona. Proces iteracyjny uważano za zbieżny w przypadku jednoczesnego spełnienia dwóch warunków: przemieszczeń oraz sił rezydualnych. W celu możliwie wiernego odtworzenia badań doświadczalnych przeprowadzono analizę fazową złożoną z czterech etapów. „Etap 0" – uwzględniający tylko skurcz betonu, aktywne są w nim tylko elementy matrycy betonowej oraz zbrojenie stalowe. „Etap 1" – uwzględnia obciążenie konstrukcji niewzmocnionej; element obciążony do wartości wstępnej, odpowiadającej ciężarowi własnemu każdej z belek wraz z dodatkowym obciążeniem zewnętrznym. „Etap 2" – odpowiada sprężeniu belki zewnętrzną taśmą. W przypadku belek wstępnie wytężonych zastosowano dodatkowe podpory na kierunku pionowym w miejscu przyłożenia obciążeń, modelujące tymczasowe podparcie zrealizowane w doświadczeniu na czas sprężania oraz wiązania żywicy. „Etap 3" – odzwierciedla stan przekazania siły sprężającej na zakotwienie (oprócz elementów z etapu 2 aktywne są elementy interfejsowe w obszarze kotwienia, a w przypadku elementów z przyczepnością również elementy interfejsowe beton-laminat). Obciążenie wywołane wstępnym sprężeniem taśmy na jej końcach jest stopniowo zmniejszane do zera i przekazywane lokalnie na miejsce zakotwienia. „Etap 3a" – to usunięcie podpór z miejsc przyłożenia siły. Etap ten występuje jedynie w belkach wstępnie obciążonych. „Etap 4" – obejmuje proces obciążania belki po wzmocnieniu do chwili jej zniszczenia (aktywne są wszystkie elementy skończone modelu).

4. Analiza porównawcza wyników symulacji numerycznych i badań doświadczalnych

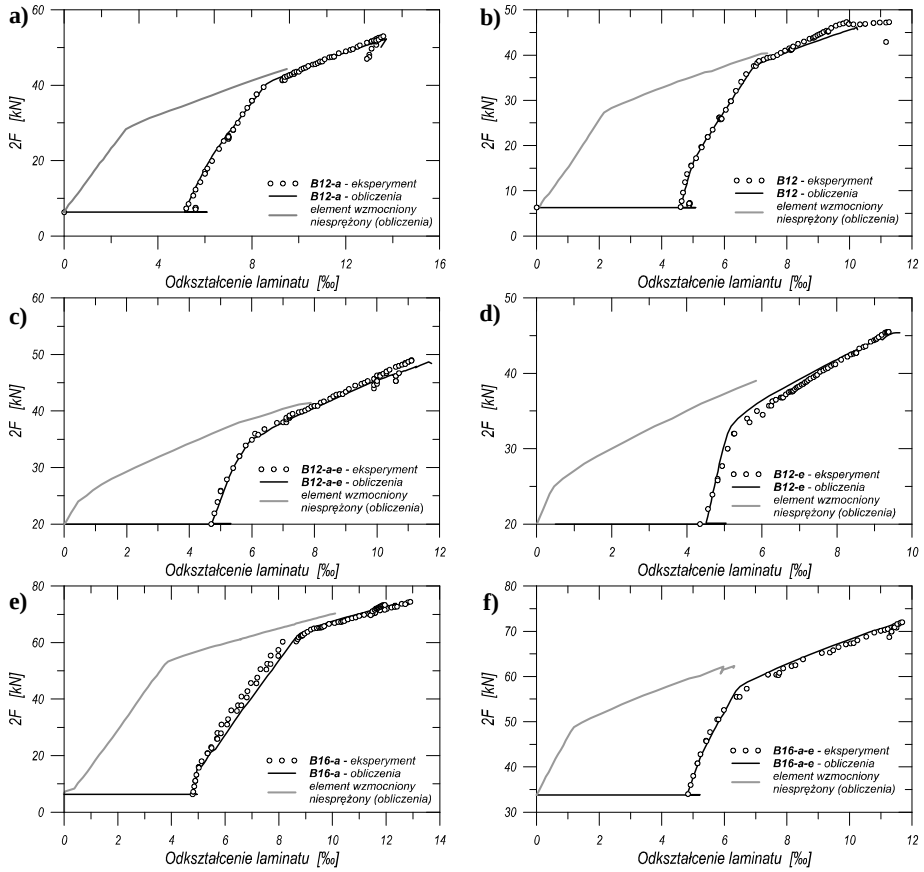
Analiza porównawcza ma na celu weryfikację przyjętego modelu numerycznego w odniesieniu do wyników uzyskanych z badań doświadczalnych. W analizie uwzględniono wszystkie parametry zmierzone w badaniach, a więc przemieszczenia pionowe belek, uśrednione na odcinku czystego zginania odkształcenia betonu w ściskanej i rozciąganej strefie belek oraz uśrednione odkształcenia taśm kompozytowych na tym samym odcinku. Wykonano analizę obliczeń belek niewzmocnionych oraz belek wzmocnionych biernie. Takie szersze ujęcie analizy porównawczej pozwala nie tylko na konfrontację modelu obliczeniowego z badawczym, ale przy braku wyników badań, umożliwia bardzo szeroką analizę efektów wzmocnienia w stosunku do elementów niewzmocnionych. Na rys. 4 pokazano wykresy porównawcze przemieszczeń pionowych belek w funkcji obciążenia. Wykresy badawcze i obliczeniowe pozostają w dużej zgodności w całym zakresie obciążeń. Zaproponowany model numeryczny prawidłowo opisuje redukcję sztywności konstrukcji niewzmocnionej po wstępnym obciążeniu, następnie częściowe odzyskanie sztywności w wyniku sprężenia przy użyciu naprężonej taśmy oraz ponowną utratę sztywności elementu wzmocnionego, jako skutek dalszego obciążania do chwili zniszczenia.



Rys. 4. . Obliczeniowe i doświadczalne wykresy obciążenie - ugięcie

Fig. 4. Calculated and test charts of load – displacement

W bardzo dobrej zgodności z obliczeniowymi pozostają również wykresy doświadczalne odkształceń taśm kompozytowych w funkcji obciążenia (rys. 5). Model numeryczny równie dobrze przewiduje odkształcalność taśm przyklejonych i tych nieprzyklejonych do powierzchni betonu. Na uwagę zasługuje porównanie odkształcalności taśm zarówno w elementach wzmocnionych biernie, jak i czynnie, które potwierdza wyższy stopień wykorzystania wytrzymałości tego materiału na rozciąganie we wzmocnieniach czynnych.



Rys. 5. Obliczeniowe i doświadczalne wykresy obciążenie – odkształcenie laminatu CFRP

Fig. 5. Calculated and test charts of load –strain of CFRP laminate

5. Wnioski

Na podstawie porównawczej analizy wyników doświadczalnych i obliczeniowych można wysnuć następujące wnioski:

– efektywność wzmocnienia malała wraz ze wzrostem stopnia istniejącego zbrojenia stalowego – efekt ten prawidłowo odtwarza się numerycznie,
– porównanie wyników doświadczalnych i obliczeniowych potwierdza poprawność przyjętego obliczeniowego modelu MES w całym zakresie obciążeń obejmującym stan wstępnego obciążenia przed wzmocnieniem oraz stan po wzmocnieniu aż do zniszczenia,
– zaproponowany model obliczeniowy może być więc skutecznie stosowany do przewidywania efektów wzmocnienia, jak również do analizy propagacji rys w elementach słabo i silnie obciążonych przed wzmocnieniem.

Literatura

[1] H. A. W. Cornelissen, D. A. Hordijk, H. W. Reinhardt. Experimental determination of crack softening characteristics of normalweight and lightweight concrete. *Heron*, 31(2):45–56, 1986.

[2] P. H. Feenstra. *Computational Aspects of Biaxial Stress in Plain and Reinforced Concrete*. Praca doktorska, Delft University of Technology, 1993.

[3] H. Ko, Y. Sato. Bond stress–slip relationship between FRP sheet and concrete under cyclic load. *J. of Comp. for Construction*, 11(4):419–426, August 2007.

[4] R. Kotynia, K. Lasek. Doświadczalne badania żelbetowych belek wzmocnionych na zginanie przy użyciu naprężonych taśm z włóknami węglowymi. *Inżynieria i Budownictwo*, Maj 2016.

[5] R. Kotynia, K. Lasek, M. Staśkiewicz. Flexural Behavior of Preloaded RC Slabs Strengthened with Prestressed CFRP Laminates. *Journal of Composites for Construction*, 18(3): A4013004, May/June 2013.

[6] X.Z. Lu, J.G. Teng, L.P. Ye, J.J. Jiang. Bond–slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete. *Engineering Structures*, 27(6):920–937, May 2005.

[7] H. Shima, L. L. Chou, H. Okamura. Micro and macro models for bond in reinforced concrete. *J. of the Fac. of Engin., The Univ. of Tokyo (B)*, 22:133–194, 1987.

[8] F. J. Vecchio. Reinforced concrete membrane element formulations. *Journal of Structural Engineering*, 116(3):730–750, 1990.

[9] *DIANA. User's Manual*. TNO DIANA BV., 2015.

COMPUTATIONAL ANALYSIS OF RC BEAMS STRENGTHENED WITH PRESTRESSED CFRP LAMINATES

S u m m a r y

The article presents numerical analysis of reinforced concrete beams strengthened with pre-tensioned CFRP laminates. The aim of the tests was to analyse the effectiveness of the active strengthening in relation to the general passive methods of strengthening RC members in flexure. Moreover, studies have shown the influence of the loading history before strengthening on the strengthening ratio. The calculated two-dimensional structural model taking into account the physical characteristics of the nonlinear component materials was proposed in the paper. Numerical simulations performed for the calibrated mechanical model showed a very good agreement with experimental results. Numerical analysis was broadened to include elements of non-strengthened RC members and the strengthened ones with passive CFRP laminates.

Keywords: reinforced concrete beams, strengthening, initial prestressing, load carrying capacity, deformability, FEM model, numerical simulations

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.33

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 289-296

Kamil SZYLAK[1]

ANALIZA I OCENA RYZYKA ŻELBETOWYCH KONSTRUKCJI SZKIELETOWYCH SPOWODOWANEGO ZDARZENIAMI EKSTREMALNYMI

Analizując statystyki związane z katastrofami budowlanymi w Polsce można dojść do wniosku, że najczęstszymi przyczynami katastrof są zdarzenia ekstremalne - bardzo rzadko występujące i trudne do przewidzenia. Zdarzenia te nie są bezpośrednio uwzględniane na etapie projektowania konstrukcji ze względu na ich małe prawdopodobieństwo wystąpienia. W obiektach użyteczności publicznej i obiektach zamieszkania zbiorowego zalecane jest przeprowadzenie analizy ryzyka związanego z takimi zdarzeniami ekstremalnymi, których wystąpienie powoduje zniszczenia znacznej części lub nawet całej konstrukcji. W artykule przedstawiono koncepcję procedury oceny i analizy ryzyka obiektów o żelbetowej konstrukcji szkieletowej – ustroju często stosowanego w budownictwie mieszkaniowym i budynkach użyteczności publicznej. Ryzyko przedstawiono jako parametr wyznaczający odporność konstrukcji na zdarzenia ekstremalne jest funkcją wystąpienia zagrożenia oraz poniesionych konsekwencji. Czynniki ryzyka przedstawiono jako wielkości rozmyte ze względu na trudności z ich jednoznacznym określeniem i dokładnym oszacowaniem.

Słowa kluczowe: jakościowa ocena ryzyka, ilościowa ocena ryzyka, czynniki ryzyka, żelbetowe konstrukcje szkieletowe

1. Wstęp

Analizując dane dotyczące katastrof budowlanych w Polsce gromadzone przez GUNB [8] i ITB [2] można dojść się do wniosku, że najczęstszymi przyczynami katastrof budowlanych są zdarzenia ekstremalne - występujące niezwykle rzadko, często trudne do przewidzenia i nie uwzględniane na etapie projektowania. Ich skutki kojarzone są z obciążeniami wyjątkowymi (wynikającymi z mało prawdopodobnych zdarzeń) opisanymi w EC 1 części 1-7 [7]. Zdarzenia ekstremalne tworzą jednak szerszą grupę, zawierającą zarówno przewidywalne,

[1] Kamil Szylak, Politechnika Rzeszowska im. Ignacego Łukasiewicza, Katedra Konstrukcji Budowlanych, ul. Poznańska 2, kszylak@prz.edu.pl

jak i nieprzewidywalne zagrożenia. W obiektach użyteczności publicznej i obiektach zamieszkania zbiorowego (budynki klas konsekwencji 2b i 3 [7]) zalecane jest prowadzenie analizy ryzyka związanego z tymi zagrożeniami, których wystąpienie powoduje zniszczenie części lub całości konstrukcji. Eurokod 1 część 1-7 [7] zaleca dwie metody analizy ryzyka dotyczącego budynków:

1) Analiza jakościowa - polega na zidentyfikowaniu zagrożeń, odpowiadających im możliwych scenariuszy oddziaływań, a także sposobu użytkowania konstrukcji. Ma to na celu wykazanie, że następstwa spowodowane wystąpieniem zagrożenia są akceptowalne dla bezpieczeństwa konstrukcji. Opracowano wiele technik wspomagających jakościową analizę ryzyka: PHA, HAZOP, drzewo zdarzeń, drzewo błędu czy sieci przyczynowe [1,4,5].
2) Analiza ilościowa - opiera się na obliczeniu ryzyka za pomocą formuły zalecanej w normie ISO 13824 [3] i Eurokodzie 1 części 1-7 [7]:

$$R = \sum_{i=1}^{N_H} p(H_i) \sum_{j}^{N_D} \sum_{k=1}^{N_S} p(D_j|H_i)\, p(S_k|D_j)\, C(S_k) \qquad (1)$$

gdzie: N_H - liczba zagrożeń, N_D - liczba sposobów zachowania się uszkodzonej konstrukcji, N_S - liczba niekorzystnych stanów konstrukcji po uszkodzeniu, $C(S_k)$ - konsekwencje wystąpienia niekorzystnego stanu, $p(H_i)$ - prawdopodobieństwo wystąpienia i-tego zagrożenia, $p(D_j|H_i)$ - prawdopodobieństwo warunkowe j-tego stanu uszkodzenia konstrukcji spowodowanego przez i-te zagrożenie, $p(S_k|D_j)$ - prawdopodobieństwo warunkowe k-tego niekorzystnego zachowania konstrukcji S_k powodującego j-ty stan uszkodzenia [3,4,7].

2. Koncepcja procedury oceny i analizy ryzyka

2.1. Procedura analizy i oceny ryzyka

Ryzyko zniszczenia konstrukcji **R** [5,9,10] zdefiniowano jako miarę kombinacji prawdopodobieństw wystąpienia zidentyfikowanych zagrożeń i ich konsekwencji wyrażonych jako część kosztu inwestycji w całym cyklu życia (1). Wartości czynników, jak i samego ryzyka zostały określone jako liczby rozmyte o trójkątnej funkcji przynależności $\mu(m,a,b)$, gdzie: m – wartość dominująca zmiennej o całkowitej przynależności, a,b – granice przedziału zmienności.

Procedurę oceny ryzyka można przestawić w następujących punktach:

1. Identyfikacja zagrożeń i określenie wartości prawdopodobieństwa ich występowania (rys. 1).
2. Określenie konsekwencji rozważanych zagrożeń – możliwe uszkodzenia lokalne i globalne skutki każdego z tych uszkodzeń (prawdopodobieństwa warunkowe uszkodzeń i stanów konstrukcji) oraz ich konsekwencje.

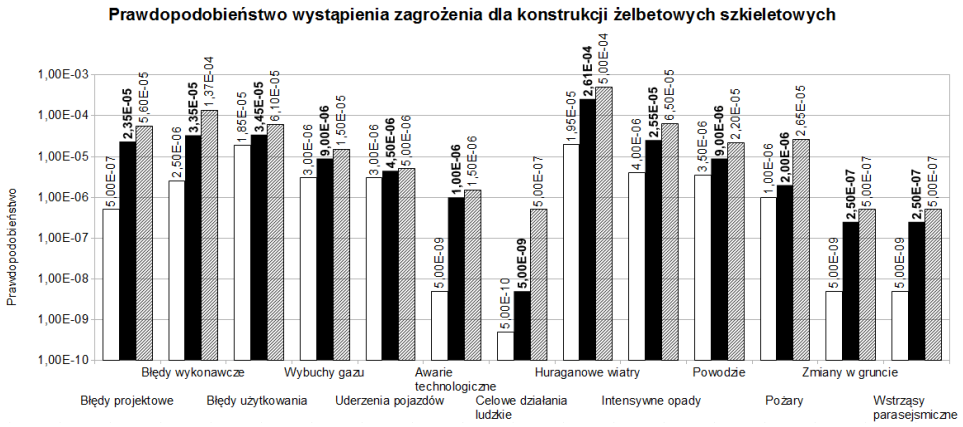
3. Obliczenie wg wzoru (1) ryzyka dla poszczególnych zagrożeń oraz ryzyka będącego sumą poszczególnych wartości dla danych zagrożeń.
4. Porównanie wartości ryzyka z dopuszczalną dla danej konstrukcji wartością (kryterium akceptowalności ryzyka).
5. Ocena procentowego udziału ryzyka od poszczególnych zagrożeń i ich grup w wartości ryzyka całkowitego.

2.2. Zagrożenia

Zagrożenia (zdarzenia ekstremalne) można podzielić na związane z:

1. Procesem budowlanym
   a) Błędy projektowe,
   b) Błędy wykonawcze,
   c) Błędy użytkowania i utrzymania obiektu.
2. Działaniami człowieka
   a) Wypadki: wybuch gazu, uderzenie pojazdów, awarie,
   b) Celowe działania człowieka.
3. Działania żywiołów
   a) Powietrze: oddziaływanie huraganowego wiatru,
   b) Woda: intensywne opady atmosferyczne, powodzie,
   c) Ogień: pożary,
   d) Ziemia: zmiany w gruncie, wstrząsy sejsmiczne i parasejsmiczne.

Prawdopodobieństwo wystąpienia danego zagrożenia zostało określone na podstawie liczby katastrof spowodowanych danym zdarzeniem ekstremalnym dla obiektów o żelbetowej konstrukcji szkieletowej (średnia, najmniejsza i największa liczba w roku) do ogólnej liczby budynków o rozważanej konstrukcji w Polsce (rys. 1).



Rys. 1. Prawdopodobieństwo wystąpienia zagrożenia dla żelbetowych budynków szkieletowych

Fig. 1. Probability of threats for reinforced concrete frame building

2.3. Konsekwencje

Przy szacowaniu poniesionych konsekwencji dla danego zdarzenia ekstremalnego należy:

- zidentyfikować zniszczenia lokalne (o niedużym zasięgu, jeden do kilku elementów) mogące powstać na skutek zdarzenia wyjątkowego (należy uwzględnić typ konstrukcji i charakter obciążenie wyjątkowego),
- określić możliwe globalne skutki jako stany konstrukcji po uszkodzeniu lokalnym (analiza numeryczna – modele globalne i lokalne, programy do dynamicznej analizy konstrukcji żelbetowych),
- oszacowanie konsekwencji (szacowane jako część kosztu inwestycji w całym cyklu życia): koszty zniszczenia, odbudowy, rozbiórki, koszty leczenia, ubezpieczeń, koszty społeczne, można przyjmować według tabeli 1.

W przypadku uszkodzeń lokalnych i globalnych skutków można posłużyć się pięciostopniową skala rozmyta prawdopodobieństwa ich wystąpienia (rys. 3a): N – brak L – niskie, M – średnie, H - duże, S – pewne [9,10].

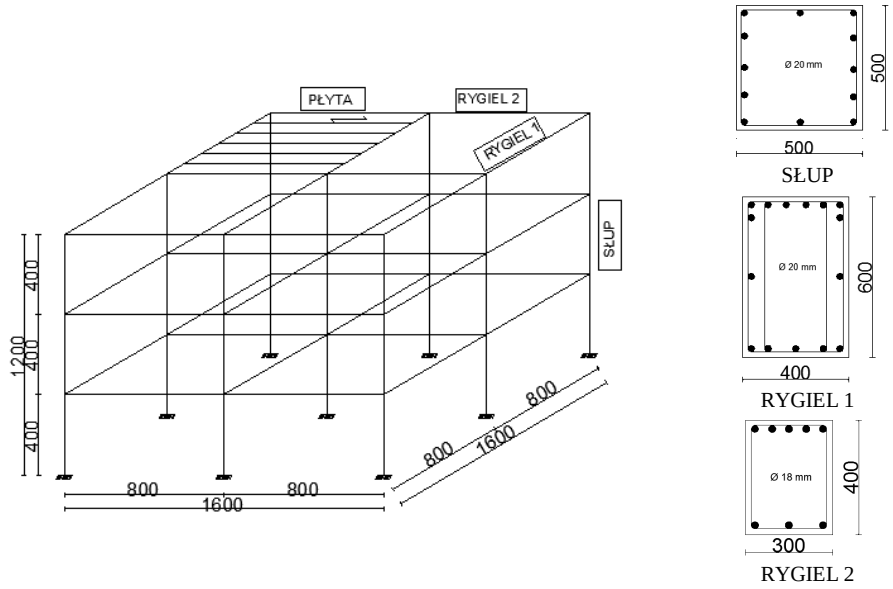
Tablica 1. Konsekwencje (wg [7] i kalkulacji własnej)

Table 1. Consequences (according [7] and own calculation)

Konsekwencje	**Zniszczenia (globalne skutki)**	**Zagrożenie życia i zdrowia**	**Koszty względne**
Poważne	zniszczenie części konstrukcji z wysoką możliwością zawalenia	Poważne	powyżej 1,0
Wysokie	zniszczenie części konstrukcji z wysoką możliwością zawalenia	Duże	0,25-1,0
Średnie	zniszczenie części konstrukcji, małe prawdopodobieństwo zawalenia	Małe	0,10-0,25
Niskie	miejscowe uszkodzenie	Bardzo niskie	0,05-0,10
Bardzo niskie	miejscowe uszkodzenie o małym znaczeniu	Brak	0,01 – 0,05

3. Przykład

Analizowanym obiektem jest budynek o żelbetowej konstrukcji szkieletowej o wymiarach 16 m x 16 m x 12 m (rys. 2). Jest to obiekt użyteczności publicznej (galeria handlowa) zlokalizowany w Rzeszowie. Koszt budowy i utrzymania obiektu w całym projektowanym okresie użytkowania (50 lat) wynosi 5 mln złotych. Szkielet konstrukcji stanowią monolityczne żelbetowe (beton klasy C30/37) słupy i rygle zbrojone stalą klasy C o granicy plastyczności równej 500 MPa. Zbrojenie i wymiary elementów przedstawiono na poniższym rysunku (rys. 2). Stropy zostały wykonane z prefabrykowanych sprężonych płyt kanałowych o grubości 150 mm. Budynek zakwalifikowany jest do klasy konsekwencji 3 ze względu na dostęp do obiektu znacznej liczby osób [7].



Rys. 2. Analizowana konstrukcja szkieletowa

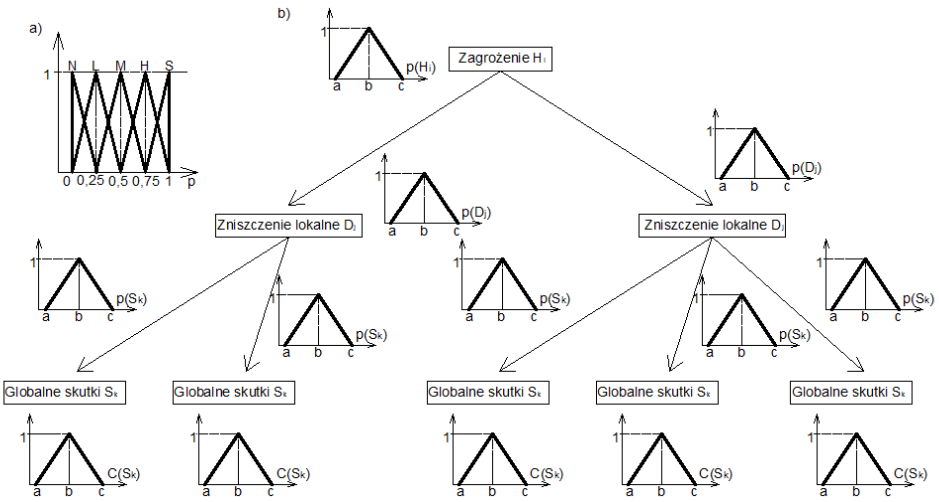
Fig. 2. Analyzed frame structure

3.1. Zagrożenia

Możliwe do wystąpienia zagrożenia zostały opisane w pkt. 2.2. Prawdopodobieństwo ich wystąpienia przedstawiono na wykresie (rys. 1).

3.2. Konsekwencje

Szacowanie konsekwencji przeprowadzono dla każdego zagrożenia za pomocą drzewa zdarzeń (rys. 3). Określono możliwe lokalne zniszczenia dla żelbetowych konstrukcji szkieletowych (zniszczenie ścian, płyt stropowych, rygli lub słupów) oraz prawdopodobieństwa ich wystąpienia zgodnie z zaproponowaną skalą ocen w pkt. 2.3. Dla każdego zniszczenia lokalnego przeanalizowano konstrukcję w celu określenia jego globalnych skutków. Uwzględniając różne lokalizacje lokalnych uszkodzeń oszacowywano prawdopodobieństwo globalnych skutków (skala ocen w pkt. 2.2.) oraz ich konsekwencje (tab. 1).



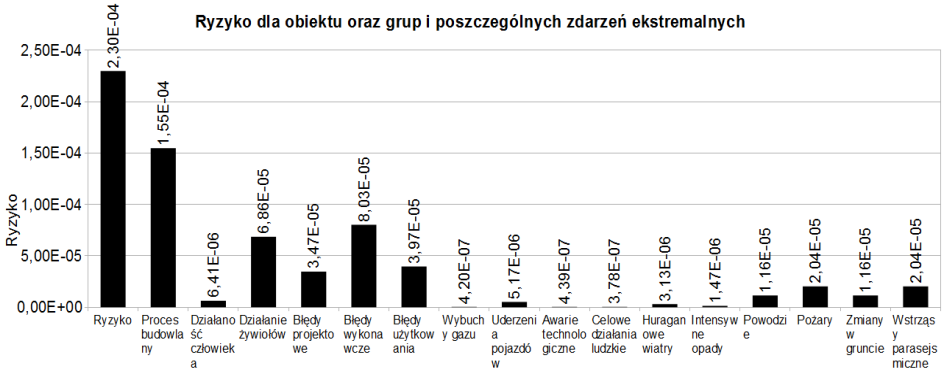
Rys. 3. Pięciostopniowa rozmyta skala ocen (a) oraz drzewo zdarzeń i funkcje przynależności (b)

Fig. 3. Five step fuzzy scale of estimation (a) and event tree and membership functions (b)

3.3. Ocena ryzyka

Za pomocą wzoru (1) oszacowano ryzyko dla poszczególnych zdarzeń ekstremalnych, ich grup oraz ryzyko całkowite. Wyniki przedstawiono na przedstawiono na poniższym wykresie (rys. 4).

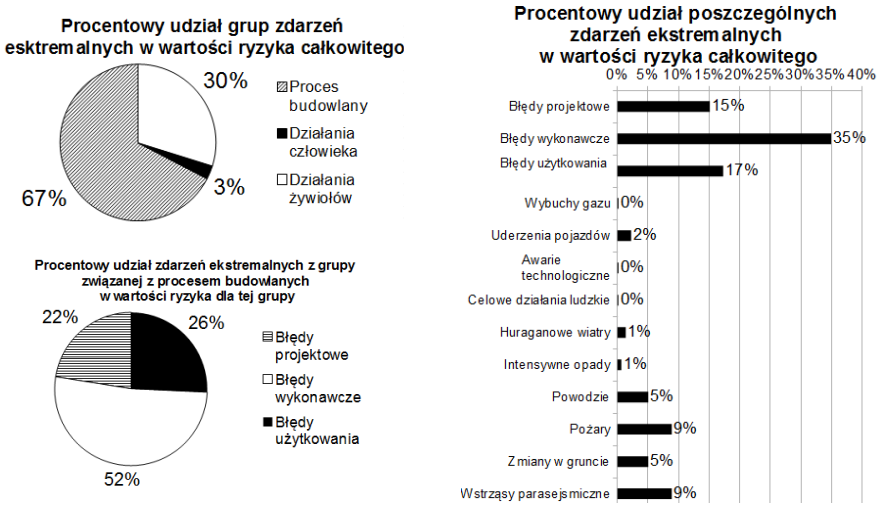
Wartość ryzyka spowodowanego przez wszystkie zdarzenia ekstremalne przyjęto jako 100%. Zdecydowanie większa część ryzyka pochodzi od zdarzeń związanych z procesem budowlanym, gdzie dominują błędy na etapie wykonawstwa.



Rys. 4. Wartości ryzyka dla obiektu oraz grup i poszczególnych zdarzeń ekstremalnych

Fig. 4. Risk value for analyzed building, group and each extreme events

3.4. Analiza ryzyka



Rys. 5. Procentowy udział czynników ryzyka

Fig. 5. Percentage of risk factors

Przeprowadzono analizę ryzyka mającą na celu porównanie wpływu poszczególnych zdarzeń ekstremalnych i ich grup na wartość ryzyka całkowitego. Rezultaty zostały przedstawione na wykresach (rys. 5). Potwierdza się stwierdzenie o dominującym znaczeniu zdarzeń związanych z procesem budowlanym, wśród których dominują błędy wykonawcze. Jest to związane z ich częstością występowania i możliwością wystąpienia niemal w każdym elemencie konstrukcji. Duży udział w wartości ryzyka mają także pożary, powodzie, wstrząsy parasejsmiczne. Spowodowane jest to dużymi konsekwencjami powstającymi na skutek wystąpienia tych zagrożeń.

4. Wnioski

W artykule przedstawiono procedury analizy i oceny ryzyka w odniesieniu do zdarzeń ekstremalnych dla żelbetowych konstrukcji szkieletowych. Umożliwia ona ocenę odporności konstrukcji na zdarzenia i ustalenie czynników ryzyka o największym wpływie na jego wartość. Po modyfikacji procedura może być z powodzeniem a w odniesieniu do innych konstrukcji. Istotną kwestią pozostaje także ustalenie kryterium akceptowalności ryzyka.

Zagrożeniem o największym prawdopodobieństwie wystąpienia są huraganowe wiatry, których konsekwencje są bardzo małe. Znaczne konsekwencje generowane są przez błędy na etapie projektowania, budowy i eksploatacji obiektu. Duży wpływ na ryzyko całkowite mają także zdarzenia katastrofalne związane z działaniem żywiołów, a wśród nich pożary, powodzie, zmiany w gruncie i wstrząsy sejsmiczne i parasejsmiczne.

Literatura

[1] Baker J., Schubert M., Faber M.: On the assessment of robustness. Journal of Structural Safety, vol. 30, 2008.

[2] Bazy danych ITB, Katastrofy i awarie budowlane, http://www.awarie.jurek.waw.pl/, {dostęp 19-05-2016}.

[3] ISO Standard 13824:2009 General principles on risk assessment of system involving structures, ISO Geneve, 2009.

[4] JCSS, Risk Assessment in Engineering Principles, 2008: System Representation and Risk Criteria. ISBN 978-3-909386-78-9.

[5] Knoll F., Vogel T.: Design for robustness. Structural Engineering Documents, 11, IABSE, ETH Zurich, 2009.

[6] PN-EN 1990:2004 Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji.

[7] PN-EN 1991-1-7:2006 Eurokod: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-7: Oddziaływania ogólne oddziaływania wyjątkowe.

[8] Raporty GUNB, Katastrofy budowlane, http://www.gunb.gov.pl/, {dostęp 19-05-2016}.

[9] Woliński S., Defining of the structural robustness, Bulletin of the Polish Academy of Science, Vol. 61, No 1., 2013, pp.137-144.

[10] Woliński S., Projektowanie konstrukcji wspomagane analizą ryzyka, Budownictwo i Architektura, nr 13(2), 2014, str. 367-374.

RISK ANALYSIS AND EVALUATION FOR REINFORCED CONCRETE FRAME STRUCTURES DUE TO EXTREME EVENTS

S u m m a r y

Statistics of structures failures of in Poland give us information that the main reasons of building catastrophes are extreme events. This extreme events, which are not taken into account in designing, are unforeseen and difficult to predict. Their statistical description is highly uncertain and often impossible to recognize. Assessment of extreme events is important for public and multi-apartment buildings. The paper presents procedures of risk analysis and evaluation for reinforced concrete frame structures, which are often used in public buildings in Poland. Risk is a combination of hazards and consequences, which can be generated by them. Due to the difficulties associated with the estimation of risk factors are treated as fuzzy numbers.

Keywords: quantitative risk analysis, qualitative risk analysis, risk factors, RC frame system

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.34

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 297-306

Tadeusz URBAN[1]
Łukasz KRAWCZYK[2]
Michał GOŁDYN[3]

BADANIA EKSPERYMENTALNE WZMACNIANIA BARDZO KRÓTKICH WSPORNIKÓW ŻELBETOWYCH

W referacie przedstawiono badania doświadczalne dotyczące wzmacniania istniejących krótkich wsporników za pomocą zbrojenia wklejanego. Proporcje wsporników modeli tej serii badawczej charakteryzował stosunek wysięgu do wysokości równy 1:3. Wyniki badań wykazały, że wzmacnianie zbrojeniem wklejanym może okazać się mniej efektywne niż w przypadku wsporników o większym wysięgu. W przypadku wsporników bardzo krótkich o nośności decyduje wytrzymałość betonu. Celem dodatkowego zbrojenia jest przekazanie sił rozciągających, działających poprzecznie do osi ukośnego krzyżulca ściskanego.

Słowa kluczowe: krótki wspornik, wytrzymałość betonu, zbrojenie wklejane, wzmacnianie, krzyżulec ściskany

1. Wprowadzenie

W referacie krynickim [1] autorzy przedstawili wyniki badań wsporników o proporcjach wysięgu do wysokości $a_c/h \approx 0{,}5$ i 0,6 wzmacnianych zbrojeniem wklejanym. Uzyskane wyniki potwierdziły znaczną skuteczność tego sposobu wzmacniania. Analiza wyników eksperymentalnych wykazała, że nośność po wzmocnieniu można określić za pomocą metody S-T, uzyskując bardzo dobrą zbieżność wyników doświadczalnych z teoretycznymi. Przy wspomnianych proporcjach wspornika i stosunkowo niskim stopniu zbrojenia głównego wynoszącym około 0,4%, o nośności decydowało zbrojenie. Zniszczenie poprzedzone było uplastycznieniem zbrojenia głównego, a w niektórych przypadkach nawet jego zerwaniem. Badania przedstawione w referacie dotyczą wsporników krępych o stosunku wysięgu do wysokości $a_c/h \approx 0{,}3$ W takim przypadku tangens

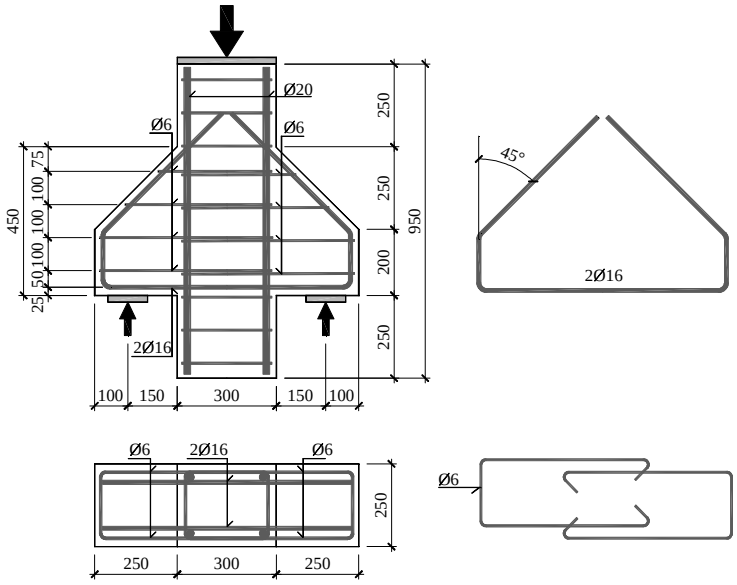
[1] Tadeusz Urban, Politechnika Łódzka
[2] Autor do korespondencji/corresponding author: Łukasz Krawczyk, Katedra Budownictwa Betonowego, al. Politechniki 6, 90-924 Łódź, lukasz.krawczyk@p.lodz.pl
[3] Michał Gołdyn, Politechnika Łódzka

kąta nachylenia krzyżulca ściskanego θ równy jest ok. 2,4, więc można stosować metodę Strut-and-Tie, która zgodnie z PN-EN 1992-1-1 [2] jest ograniczona warunkiem: $1{,}0 \leq \tan\theta \leq 2{,}5$. Badane wsporniki były blisko wartości granicznej, powyżej której można sprawdzać nośność wsporników według normy amerykańskiej ACI 318-14 [3] metodą *shear – friction* (ścinanie – tarcie). Celem tej serii badań było sprawdzenie skuteczności wzmacniania wsporników krótkich za pomocą zbrojenia wklejanego.

2. Opis badanych elementów

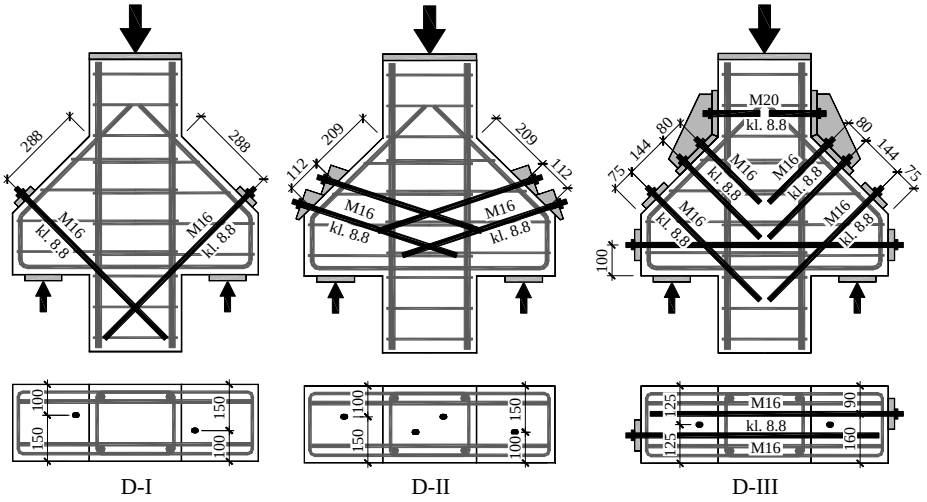
Na rysunkach 1 i 2 pokazano wymiary i zbrojenie badanych elementów. Jeden z nich o symbolu D-0 stanowił element odniesienia i nie podlegał wzmocnieniu. Pozostałe D-I, D-II i D-III zostały wzmocnione za pomocą wklejanych prętów gwintowanych M16 kl. 8.8 w uprzednio wywiercone otwory. W przypadku modelu D-III stosowano również akcesorium stalowe oraz śruby M20 – patrz rys. 2.

Wszystkie badane modele były wykonane z tej samej mieszanki betonowej o maksymalnym ziarnie kruszywa d_g = 8 mm. Pierwszy model D-0 badano po upływie 62 dni od zabetonowania, natomiast ostatni – D-III, po 83 dniach. W dniu badania każdego modelu wykonywano towarzyszące badania wytrzymałości betonu na próbkach walcowych. Ze względu na bardzo małe różnice w wytrzymałości do analizy przyjęto średnią wytrzymałość dla całej serii – f_{cm} = 45,1 MPa. Ustalono również średni moduł sprężystości wynoszący E_{cm} = 27,2 GPa.



Rys. 1. Kształt, wymiary i zbrojenie badanych elementów przed wzmocnieniem

Fig. 1. Geometry and reinforcement of tested specimens before strengthening



Rys. 2. Sposoby wzmocnienia elementów

Fig. 2. The methods of strengthening tested specimens

Parametry wytrzymałościowe zbrojenia określone na podstawie badań są następujące:

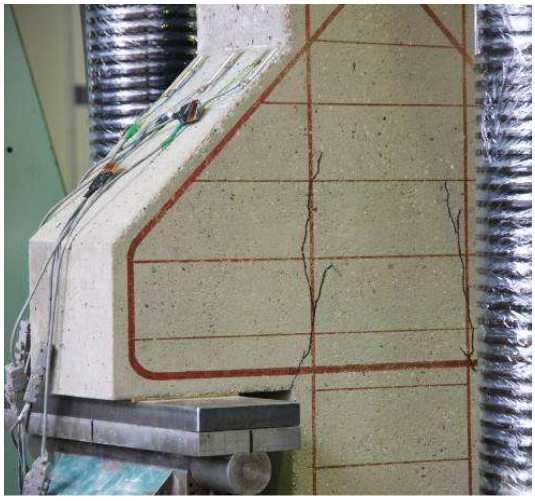
- zbrojenie główne z prętów ∅16, A_s = 200,5 mm^2, f_{ym} = 533,6 MPa, f_{tm} = 638,5 MPa;
- strzemiona (pręty gładkie) ∅6, A_s = 28,1 mm^2, f_{ym} = 385,6 MPa, f_{tm} = 487,6 MPa;
- zbrojenie słupa ∅20, A_s = 310,7 mm^2, f_{ym} = 541,0 MPa, f_{tm} = 640,4 MPa.

3. Realizacja badań

Badania zostały przeprowadzone w maszynie wytrzymałościowej ZD600, pokazanej na rys. 3. Model oparty był na dwóch liniowych podporach przegubowych. Obciążenie przekazywano na słup za pomocą tłoka prasy. Badanie modeli wzmacnianych realizowano w dwóch etapach. W pierwszym z nich prowadzono cykliczne, kilkukrotne obciążanie do 800 kN i stopniowe odciążanie do 100 kN. Siła 800 kN odpowiadała w przybliżeniu nośności obliczeniowej wsporników, co potwierdziło badanie modelu D-0. Stanowiła ona bowiem około 40% jego nośności eksperymentalnej, wynoszącej 1980 kN. Po zakończeniu trzech cykli obciążanie – odciążanie przystępowano do wzmacniania wsporników. Przy tym poziomie obciążenia wsporniki były już dość wyraźnie zarysowane (patrz rys. 4).

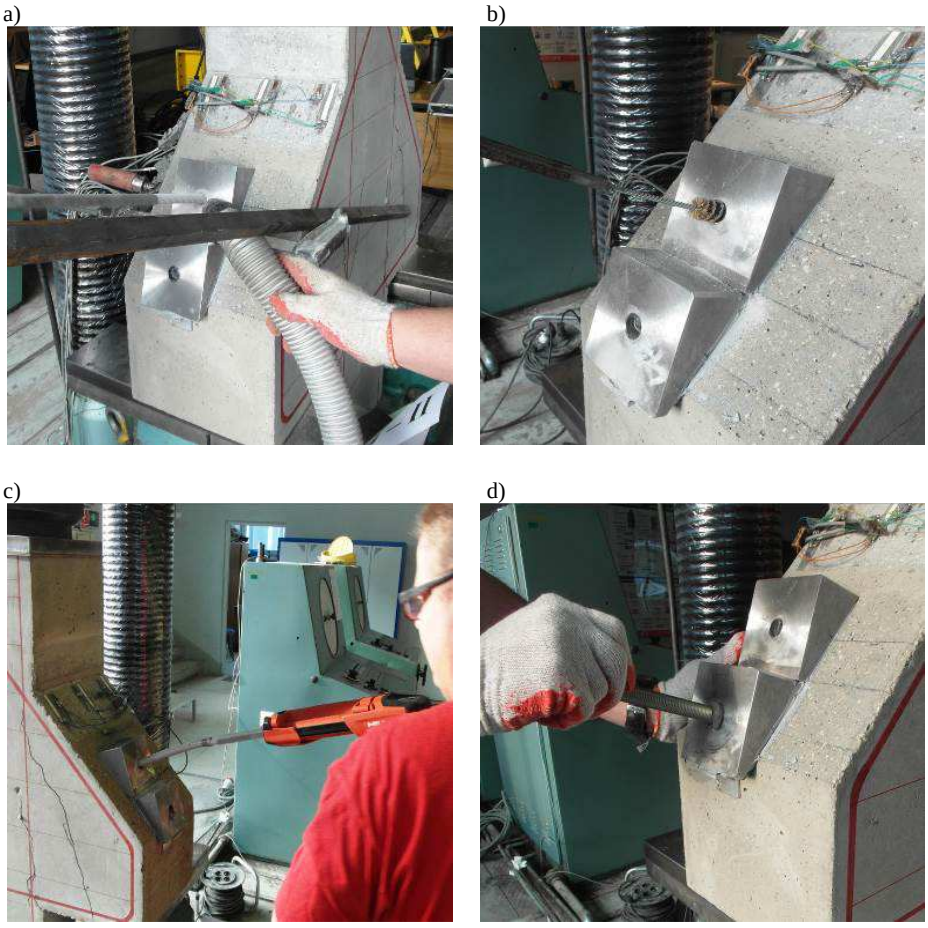


Rys. 3. Widok modelu D – II w stanowisku badawczym
Fig. 3. The corbel D – II in test setup



Rys. 4. Widok modelu D – 0 pod obciążeniem 800 kN po trzech cyklach obciążenie-odciążenie
Fig. 4. The corbel D – 0, 800 kN load is applied

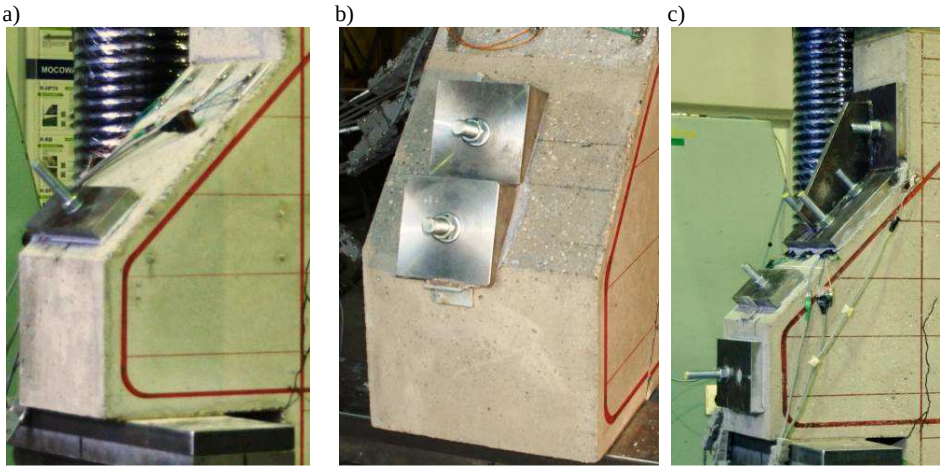
Wzmacnianie polegało na wywierceniu otworów, oczyszczeniu ich sprężonym powietrzem i szczotką w celu usunięcia pyłu, wypełnieniu ich klejem i osadzeniu prętów wzmocnienia. Na rysunku 5 pokazano wybrane etapy wzmacniania modelu D-II, a na rys. 6 widok wsporników po wzmocnieniu.



Rys. 5. Wzmacnianie modelu D-II: a) wiercenie otworu poprzez blok kotwiący, b) czyszczenie otworu, c) aplikacja kleju, d) osadzanie dodatkowego zbrojenia

Fig. 5. Strengthening of specimen D-II a) drilling the hole throught anchoring plate, b) clearing the hole, c) application of injectable mortar, d) embedding the additional reinforcement

Po osiągnięciu przez klej pełnej wytrzymałości, co następowało po około 2 godzinach od momentu osadzenia śrub, przystępowano do drugiego etapu obciążania modeli. Obciążenie zwiększano skokowo, co 100 kN aż do zniszczenia. Widok zniszczonych modeli pokazano na rys. 7.

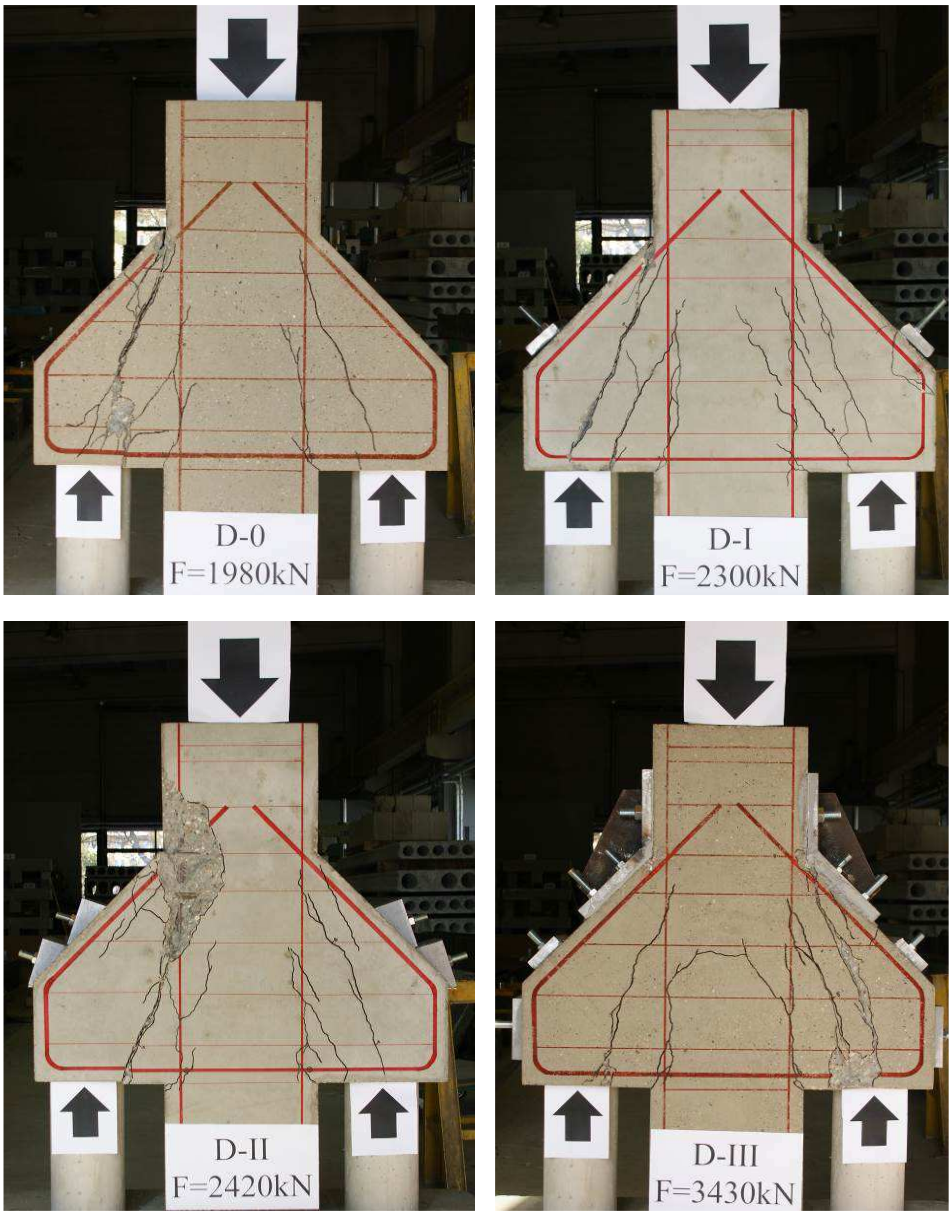


Rys. 6. Wsporniki po wzmocnieniu: a) D-I, b) D-II, c) D-III

Fig. 6. Corbels after strengthening a) D-I, b) D-II, c) D-III

4. Wyniki pomiarów odkształceń

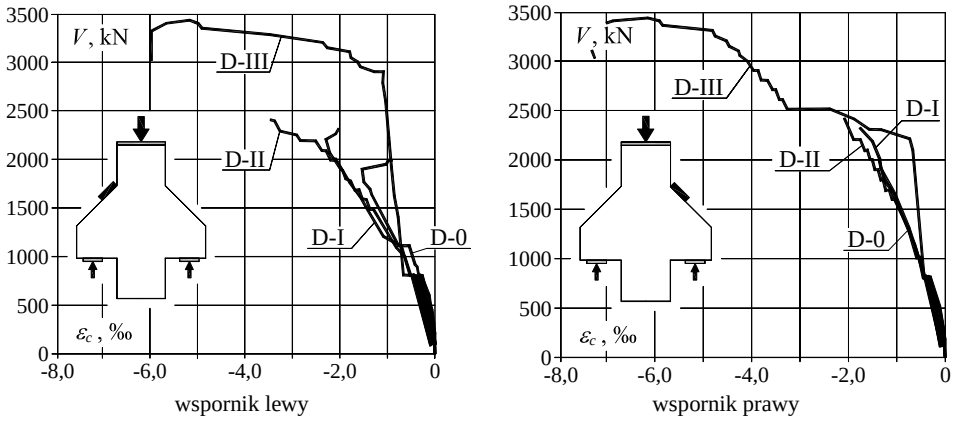
W trakcie badań dokonywano pomiaru odkształceń betonu i zbrojenia pierwotnego – głównego i strzemion. Niestety część tensometrów uległa uszkodzeniu w trakcie cyklicznego odciążania i obciążania, dlatego też niemożliwe było przedstawienie wszystkich rezultatów. Na rysunku 8 pokazano wyniki pomiarów odkształceń na betonie, prowadzonych za pomocą tensometrów o bazie pomiarowej 10 mm, usytuowanych na powierzchni ściskanej wspornika przy styku ze słupem. Zastosowanie prętów wklejanych jako wzmocnienia modeli D-I i D-II nie zmieniło w istotny sposób charakteru odkształceń względem modelu odniesienia. Inaczej było natomiast w przypadku elementu D-III, bowiem instalacja stalowego wzmocnienia znacznie ograniczyła tempo narastania odkształceń. Przy obciążeniu równym około 2000 kN były one średnio dwukrotnie niższe w stosunku do pozostałych modeli. Ponadto w momencie zniszczenia odkształcenia betonu na powierzchni wspornika pod stalowych elementem usztywniającym dochodziły do $6 \div 7‰$, znacznie przekraczając teoretyczne odkształcenia graniczne w stanie jednoosiowego ściskaniu $\varepsilon_{cu} = 3{,}5‰$.



Rys. 7. Widok modeli po zniszczeniu

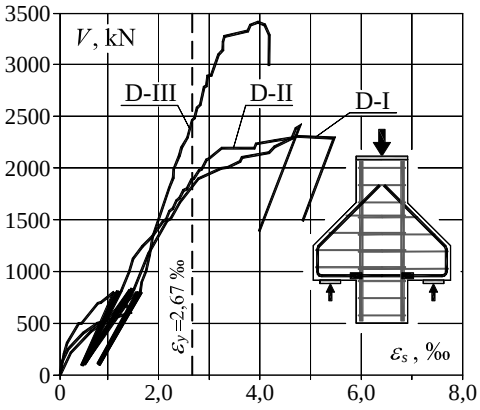
Fig. 7. Specimens after failure

Na kolejnym rys. 9 pokazano odkształcenia zbrojenia głównego mierzone na styku krawędzi rozciąganej wspornika ze słupem. Widoczny jest wyraźny wpływ stalowego elementu wzmocnienia, współdziałającego razem ze zbrojeniem wklejanym. Zwiększeniu uległa sztywność wspornika D-III, skutkiem czego znacznie później, w stosunku do pozostałych elementów, doszło do uplastycznienia zbrojenia głównego. W przypadku modeli D-I i D-II nastąpiło to przy obciążeniu całkowitym równym około 1800 ÷ 1900 kN, wobec 2500 kN w przypadku elementu D-III.



Rys. 8. Odkształcenia betonu

Fig. 8. Concrete strains



Rys. 9. Odkształcenia zbrojenia głównego

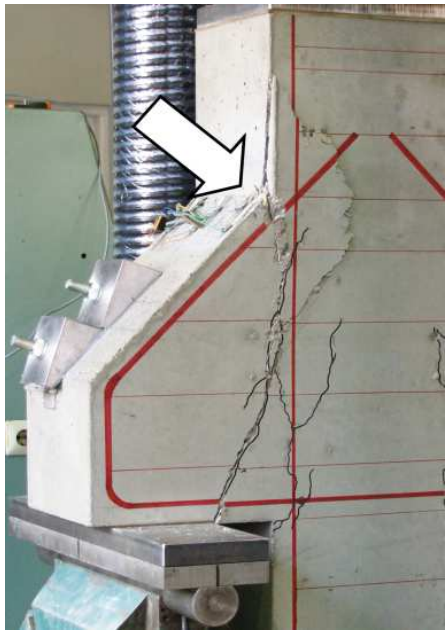
Fig. 9. Strains of main reinforcement

5. Zniszczenie modeli

Zniszczenie modeli poprzedzone było uplastycznieniem zbrojenia głównego. W przypadku modeli D-0, D-I i D-II miało to miejsce przy sile równej około 1900 kN. Model D-0 uległ zniszczeniu w trakcie zwiększania nacisku tłoka w kolejnym kroku obciążenia. W przypadku modeli D-I i D-II uzyskano kilkunastoprocentowe zwiększenie obciążeń granicznych, równe odpowiednio 16 i 20%. Obserwacja zarysowania modeli D-0 i D-I wskazywała, iż rysa o największej szerokości rozwijała się wzdłuż teoretycznego krzyżulca ściskanego, wynikającego z modelu kratownicowego. Można zatem przypuszczać, iż o ich nośności decydowała nośność krzyżulca ściskanego. Z tego względu wzmocnienie modelu D-I za pomocą pręta ukośnego przecinającego krzyżulec tylko w jednym miejscu pozwoliło jedynie nieznacznie zwiększyć nośność wspornika.

Uwzględniając obserwacje poczynione w trakcie badania modelu D-I, zmodyfikowano koncepcję wzmocnienia elementu D-II. Wprowadzono dwa pręty prostopadłe do przebiegu teoretycznego krzyżulca ściskanego. Wymagało to zastosowana odpowiednich bloków kotwiących, widocznych na rys. 2 i 6b. Zbrojenie to miało za zadanie „zszyć" rysę ukośną mniej więcej w połowie długości krzyżulca. Mimo dwukrotnego zwiększenia liczy prętów w stosunku do elementu D-I nie skutkowało to proporcjonalnym wzrostem nośności.

Niszczenie modelu zostało bowiem zapoczątkowane na styku nachylonej powierzchni wspornika i boku słupa – patrz rys. 10. Z tego względu to newralgiczne miejsce zostało w modelu D-III wzmocnione stalowym okuciem, widocznym na rys. 6c. Zostało ono przyklejone do powierzchni elementu i dodatkowo zakotwione za pomocą wklejanych śrub. To rozwiązanie pozwoliło na znaczne podniesienie nośności o 73% w stosunku do modelu odniesienia.



Rys. 10. Zniszczenie modelu D-II

Fig. 10. Failure of specimen D-II

6. Wnioski

Przeprowadzone badania wykazały, że wzmacnianie wsporników krępych o proporcjach $a_c / h < 0{,}33$ za pomocą dodatkowego zbrojenia wklejanego może być mało efektywne. O ich nośności decyduje bowiem nośność krzyżulca ści-

skanego. Wnioski te potwierdzają wyniki opublikowane przez *Nagrodzką-Godycką* [4]. Zastosowanie prętów pełniących rolę zbrojenia poprzecznego „zszywającego" rysę pozwala jedynie nieznacznie zwiększyć nośność wspornika. W celu skutecznego ograniczenia zarysowania krzyżulca konieczne jest jednak zastosowanie znacznej ilości zbrojenia dodatkowego. Z tego względu bardziej efektywnym i łatwiejszym z technicznego punktu widzenia działaniem wydaje się wzmacnianie betonu w miejscach przewidywanej destrukcji za pomocą stalowych okuć.

Literatura

[1] Urban T., Gołdyn M., Krawczyk Ł.: Wzmacnianie krótkich wsporników przez wklejanie dodatkowego zbrojenia. 61 Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB – Problemy naukowo-badawcze, Krynica 2015.

[2] PN-EN 1992-1-1 Eurokod 2 – Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2008.

[3] ACI 318-14 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary for Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-14), Farmington Hills, 2014.

[4] Nagrodzka-Godycka K., Wsporniki żelbetowe: badania, teoria, projektowanie, Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, 2001 s. 263.

EXPERIMENTAL INVESTIGATIONS OF STRENGTHENING OF VERY SHORT REINFORCED CONCRETE CORBELS

S u m m a r y

The paper presents experimental investigations concerning strengthening of very short corbels by post – installed bars. The slenderness of corbels (a_c/h) was equal to 1/3. The results showed that strengthening by the post – installed bars may be less effective than in the case of corbels with greater a_c/h ratios. The carrying capacity of very short corbels is determined by concrete strength. The purpose of the additional reinforcement is transferring tensile forces acting laterally to concrete strut.

Keywords: short corbel, concrete strength, post – installed reinforcement, strengthening, strut

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.35

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 307-314

Antoni BIEGUS[1]
Dariusz CZEPIŻAK[2]

UŚCIŚLONY MODEL IMPERFEKCYJNYCH OBCIĄŻEŃ PŁATWI I STĘŻEŃ

Przedstawiono uściślone modele identyfikacji obciążeń imperfekcyjnych stężanych kratownic swobodnie podpartych. Wyznaczono je uwzględniając rzeczywisty paraboliczny rozkład sił w stężanym elemencie oraz skręcenie płaszczyzny głównej kratownicy. Podano zależności analityczne służące do obliczania obciążeń imperfekcyjnych w analizie wytężenia płatwi i stężeń. Przeprowadzono dyskusję otrzymanych wyników.

Słowa kluczowe: obciążenia imperfekcyjne, kratownica, skręcenie kratownicy, płatew, stężenie

1. Wprowadzenie

Według [3] w analizie stężeń zapewniających stateczność boczną stabilizowanemu elementowi stosuje się model wstępnie łukowo wygiętego pręta. Jest on ściskany stałą na jego długości siłą $N_1(x)$ = const. Jako bezpieczne przyjmuję się jej wartość równą maksymalnej sile w elemencie $N_1(x) = N_{Ed}$. Zastępcze obciążenie imperfekcyjne pręta jest równomiernie rozłożone $q_{d1}(x) = q_{d1} = \text{const}$.

Założenie $N_1(x)$ = const nie jest zgodne z rzeczywistym nierównomiernym rozkładem siły ściskającej na długości stabilizowanego pasa dźwigara dachowego. W przypadku np. dźwigarów swobodnie podpartych, siła w ściskanym pasie $N_2(x)$ ma rozkład paraboliczny, a więc jest zmienna na jego długości. Dla takiej siły ściskającej, rozkład obciążenia imperfekcyjnego $q_{d2}(x)$ jest również zmienny na długości pasa (jest nierównomierny i znakozmienny). Analizując rozkład sił w łuku w [2], numerycznie obliczono obciążenie imperfekcyjne $q_{d2}(x)$ i wykazano, że różni się ono zasadniczo od obciążenia q_{d1} wg [3].

W pracy podano uściślone, uogólnione modele obliczania imperfekcyjnych obciążeń swobodnie podpartych kratownic dachowych oraz oceny wytężenia

[1] Autor do korespondencji/corresponding author: Antoni Biegus, Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław, tel. 71 3203766, antoni.biegus@pwr.edu.pl

[2] Dariusz Czepiżak, Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław, tel. 71 3202367, dariusz.czepizak@pwr.edu.pl

płatwi i stężeń. Uwzględniono w nich paraboliczny rozkład sił ściskających $N_2(x)$ w usztywnianym elemencie. Zaproponowano zależności analityczne służące do wyznaczania obciążeń imperfekcyjnych, które są zdecydowanie większe od obliczonych wg [3]. Przeprowadzono dyskusję otrzymanych wyników.

2. Oddziaływanie imperfekcyjne elementu ściskanego stałą siłą

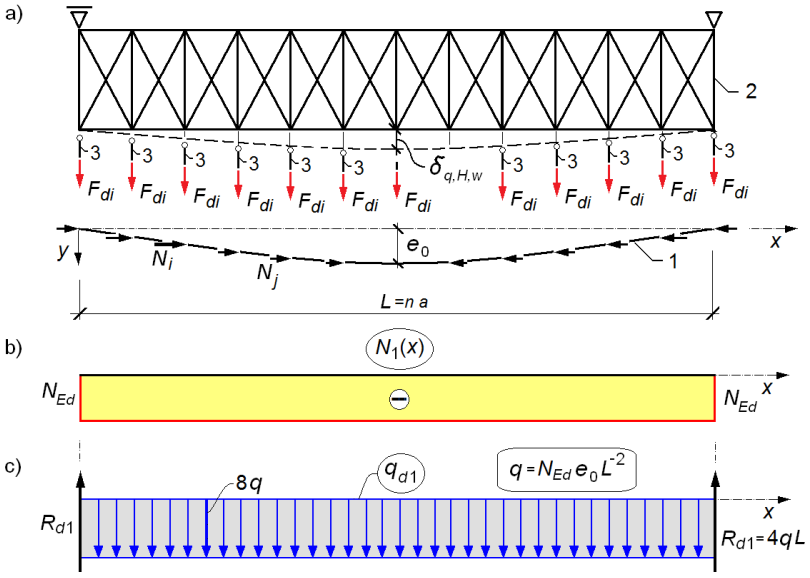
Według [3] sumaryczne obciążenie imperfekcyjne q_{d1} od wygięcia o strzałce $e_0 = L/500$ (rys. 1a) stężanych m elementów jest równomiernie rozłożone (rys. 1c) i oblicza się je ze wzoru:

$$q_{d1,m} = \sum_{j=1}^{m} 8N_{Ed,j} \frac{e + \delta_{q1,w}}{L^2} \tag{1}$$

gdzie: e – imperfekcja sumaryczna stężanych elementów, która wynosi:

$$e = (L/500)\sqrt{0{,}5(1+m^{-1})} \tag{2}$$

W (1) i (2) przyjęto oznaczenia wg [3].



Rys. 1. Model obliczeniowy stężenia wg [3]: a) schemat stężenia i stężanego elementu, b) rozkład siły w elemencie, c) obciążenie imperfekcyjne q_{d1}; 1 – stężany element, 2 – stężenie, 3 – płatew

Fig. 1. Calculation model of bracing system according [3]: a) scheme of a bracing system and the restrained member, b) distribution of force in the member, c) loadings q_{d1} from imperfections; 1 – restrained member, 2 – bracing system, 3 – purlin

Obciążenie q_{d1} (rys. 1c) wyznaczono zakładając, że stężany element jest ściskany stałą na swej długości siłą $N_1(x) = N_{Ed}$ = const (rys. 1b).

Imperfekcyjne siły podłużne $F_{d1,m}$ w płatwiach pośrednich od m stężanych elementów oblicza się ze wzoru:

$$F_{d1,m} = 8\sum_{j=1}^{m} N_{Ed,j}\, a \frac{e+\delta_{q1,w}}{L^2} \tag{3}$$

gdzie: a – rozstaw płatwi.

Największe imperfekcyjne siły podłużne występują w płatwiach okapowych $R_{d1,m} = F_{d1,m}(0) = F_{d1,m}(L)$ i wynoszą:

$$R_{d1,m} = F_{d1,m}(0) = F_{d1,m}(L) = 4\sum_{j=1}^{m} N_{Ed,j}\, \frac{e+\delta_{q1,w}}{L^2}(L-a) \tag{4}$$

3. Oddziaływanie imperfekcyjne elementu ściskanego siłą parabolicznie zmienną na jego długości

Rozpatrzono obciążenie imperfekcyjne swobodnie podpartego dźwigara dachowego, który jest usztywniany w płaszczyźnie połaci dachu stężeniem poprzecznym (rys. 1a). Rozkład sił ściskających $N_2(x)$ na długości stężanego pasa górnego dźwigara dachowego jest paraboliczny (rys. 2a) i opisuje go zależność:

$$N(x) = 4N_{Ed}\,\frac{x}{L^2}(L-x) \tag{5}$$

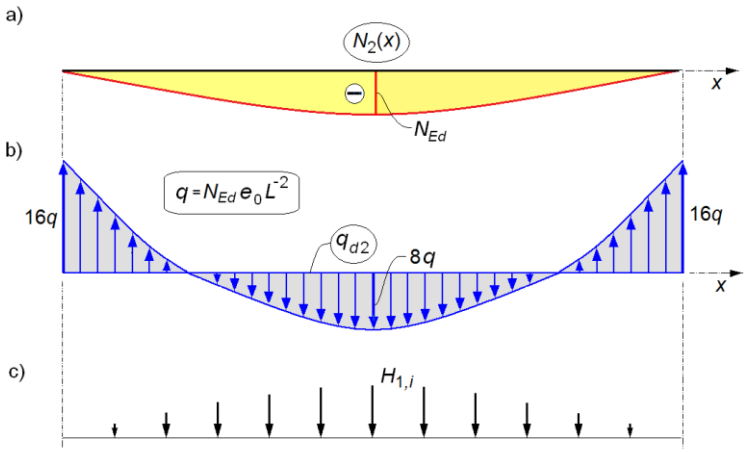
Przyjęto wstępne paraboliczne (wg [3]) wygięcie elementu (pasa ściskanego dźwigara) w płaszczyźnie połaci dachu (rys. 1b), które oblicza się ze wzoru:

$$y(x) = 4e_0\,\frac{x}{L^2}(L-x) \tag{6}$$

Korzystając z równania różniczkowego linii ugięcia wyznaczono [1] jego zastępcze imperfekcyjne obciążenie q_{d2} (rys. 2b), które oblicza się ze wzoru:

$$q_{d2}(x) = 16N_{Ed}\,\frac{e_0}{L^2}\left(6\frac{x}{L} - 6\frac{x^2}{L^2} - 1\right) \tag{7}$$

Obciążenie imperfekcyjne q_{d2}(x) jest samozrównoważone, podobnie jak w przypadku pręta ściskanego siłą stałą na długości, gdzie obciążenie równomierne $q_{d1,m}$ jest równoważone przez skupione siły skrajne $R_{d1,m}$.



Rys. 2. a) paraboliczny rozkład siły ściskającej w stężanym elemencie, b) obciążenie imperfekcyjne q_{d2}, c) siły imperfekcyjne od skręcenia kratownicy H_1

Fig. 2. a) parabolic distribution of the compression force in the restrained member, b) loadings q_{d2} from imperfections, c) imperfection loadings H_1 from of torsion

Łączne obciążenie imperfekcyjne $q_{d2,m}$ od m stężanych elementów przekazywane na stężenie (z uwzględnieniem jego odkształcenia) wyznacza się ze wzoru:

$$q_{d2,m}(x) = 16\sum_{j=1}^{m} N_{Ed,j} \frac{e+\delta_{q2,w}}{L^2}\left(6\frac{x}{L} - 6\frac{x^2}{L^2} - 1\right) \tag{8}$$

gdzie: $\delta_{q2,w}$ – ugięcie stężenia w środku rozpiętości od oddziaływań q_{d2} i wszystkich obciążeń zewnętrznych, uzyskane z analizy I rzędu (gdy w analizie ustroju stosuje się teorię II rzędu, to można przyjąć $\delta_{q2,w} = 0$).

Imperfekcyjne obciążenie $q_{d2}(x)$ jest przekazywane na płatwie (powodując powstanie w nich sił podłużnych F_{d2}) oraz na stężenie poprzeczne.

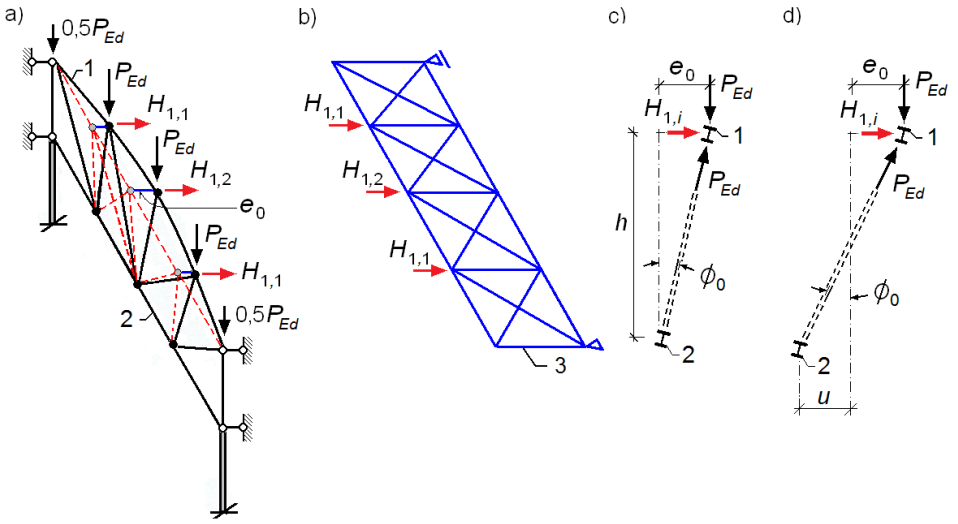
Imperfekcyjne siły podłużne w płatwiach pośrednich $F_{d2,m,i}(x_i)$ oraz płatwiach okapowych $F_{d2,m}(0)$ i $F_{d2,m}(L)$ od m stężanych elementów oblicza się ze wzorów:

$$F_{d2,m,j}(x_i) = \int_{x_i-0,5a}^{x_i+0,5a} q_{d2}(x)dx = 16a\sum_{j=1}^{m} N_{Ed,j} \frac{e+\delta_{q2,w}}{L^2}\left(6\frac{x_i}{L} - 6\frac{x_i^2}{L^2} - 1 - \frac{a^2}{2L^2}\right) \tag{9}$$

$$F_{d2,m}(0) = F_{d2,m}(L) = \int_{0}^{0,5a} q_{d2}(x)dx = 4a\sum_{j=1}^{m} N_{Ed,j} \frac{e+\delta_{q2,w}}{L^2}\left(3\frac{a}{L} - \frac{a^2}{L^2} - 2\right) \tag{10}$$

4. Oddziaływanie imperfekcyjne spowodowane skręceniem płaszczyzny głównej kratownicy

W obliczaniach stężania wg [3] uwzględnia się obciążenie od łukowych wygięć stężanych elementów o strzałce e_0, występujących w płaszczyźnie połaci dachu (rys. 3a). W tym modelu analizuje się np. ściskane pasy górne, jako pojedyncze pręty „wyizolowane" z kratownicy, które nie są powiązane wykratowaniem z pasami dolnymi. Taki model obliczeniowy nie jest poprawny, gdyż nie odzwierciedla w pełni zachowania się i wytężenia konstrukcji rzeczywistej.



Rys. 3. Schemat: a) skręcenia płaszczyzny głównej kratownicy, b) obciążenia stężenia, c) wygięcia pasa górnego, d) znakozmiennego wygięcia pasów górnego i pasa dolnego; 1 – pas górny kratownicy, 2 – pas dolny kratownicy, 3 – stężenie

Fig. 3. Scheme of: a) torsion of the truss main plane, b) loads of bracing system, c) bow of the bottom chord, d) bow of the upper and bottom chord in different directions; 1 – truss upper chord, 2 – truss bottom chord, 3 – lateral bracing system

Ściskany pas górny kratownicy jest krzywoliniowy, rozciągany pas dolny zaś jest prostoliniowy (rys. 3a). W wyniku połączenia obu pasów wykratowaniem występuje skręcenie płaszczyzny głównej kratownicy. Stąd oprócz imperfekcji wygięcia pasa o strzałce e_0, występuje imperfekcja skręcenia o kąt $\phi_0(x)$ płaszczyzny głównej kratownicy (rys. 3c). W efekcie działania pionowych obciążeń P_{Ed} (przyłożonych w węzłach górnych) na skręconą kratownicę powstają poziome siły imperfekcyjne $H_{1,i}(x)$. Przekazują się one na płatwie oraz stężenie (rys. 3b), powodując ich dodatkowe wytężenie. Przyjmując schemat wytężenia ustroju jak na rys. 2c, imperfekcyjne poziome oddziaływania $H_{1,i}(x_i)$ od skręcenia kratownicy w poszczególnych jej węzłach i, które wyznacza się ze wzoru:

$$H_{1,i}(x) = \frac{y(x_i)}{h_i} P_{Ed} \tag{11}$$

gdzie: h_i – wysokość konstrukcyjna kratownicy w węźle i.

Zakładając paraboliczne wg (6) wygięcie stężanego pasa górnego oraz jednakowe, pionowe siły węzłowe P_{Ed}, imperfekcyjne obciążenia $H_{1,i}(x_i)$ od skręcenia kratownicy w poszczególnych jej węzłach i, wyznacza się ze wzoru:

$$H_{1,i}(x_i) = 4P_{Ed} e_0 \frac{x_i}{h_i L^2}(L - x_i) \tag{12}$$

Poziome obciążenia imperfekcyjne $H_{1,i,m}$ od m stężanych pasów kratownic w ich węzłach i, wyznacza się z wzoru:

$$H_{1,i,m}(x_i) = 4\sum_{j=1}^{m} P_{Ed,j}(e + \delta_{q2,H,w}) \frac{x_i}{h_i L^2}(L - x_i) \tag{13}$$

gdzie: $\delta_{q2,H,w}$ - ugięcie stężenia w środku rozpiętości od q_{d2} i H_1 oraz wszystkich obciążeń zewnętrznych (np. wiatru W), uzyskane z analizy I rzędu (gdy stosuje się teorię II rzędu, to można przyjąć $\delta_{q2,H,w} = 0$).

Rozkład imperfekcyjnych sił od skręcenia kratownicy $H_{1,i}(x_i)$ zmienia się na jej długości. W analizowanym przypadku jest on paraboliczny (rys. 2c), zgodny z przyjętym wygięciem osi stężanego elementu $y(x)$. Największe oddziaływania $H_{1,i}(x_i)$ są w środku rozpiętości kratownicy, gdy $y(0{,}5L) = e_0$.

5. Analiza oddziaływań imperfekcyjnych od wygięcia ściskanych pasów i skręcenia płaszczyzny głównej kratownicy

Analizy numeryczne modeli 3D (wg teorii I i II rzędu) dachów kratowych ze stężeniem (o schemacie jak w przykładzie w [2]) i wariantowych ich rozwiązaniach konstrukcyjnych, potwierdziły jakościową poprawność proponowanych wzorów na obciążenia q_{d2}, $H_{1,i}$. Ponadto wykazały one, że w wyniku skręcania kratownicy pas dolny może być też wygięty z płaszczyzny ustroju. To wygięcie pasa u (rys. 3d) zależy od rozwiązań konstrukcji dachu. Powoduje ono wzrost sił imperfekcyjnych. Zagadnienie jest więc bardziej złożone i autorzy prowadzą dalsze badania w celu uściślenia modelu wyznaczania obciążeń q_{d2}, $H_{1,i}$.

Łączne siły podłużne w płatwiach pośrednich $F_{m,i}(x_i)$, spowodowane obciążeniami imperfekcyjnymi $q_{d2,m}(x_i)$ i $H_{1,i,m}(x_i)$, można wyznaczyć ze wzoru:

$$F_{m,j}(x_i) = 8\sum_{j=1}^{m} \frac{e + \delta_{q2,H,w}}{L^2} \left[aN_{Ed,j} \left(\frac{3x_i}{L} - \frac{3x_i^2}{L^2} - \frac{1}{2} - \frac{a^2}{L^2} \right) + \frac{P_{Ed,j} x_i}{2h_i}(L - x_i) \right] \tag{14}$$

a siły w płatwiach okapowych $F_{d2,m}(0)$ i $F_{d2,m}(L)$ oblicza się ze wzoru (10).

Obciążenie imperfekcyjne q_{d1} wg modelu w [3], w którym przyjęto stałą na długości siłę $N_1(x)$ = const w stężanym elemencie, jest równomierne (rys. 1c). Wszystkie siły imperfekcyjne $F_{d1,m}$ w płatwiach pośrednich są jednakowe o tym samym zwrocie, w płatwiach okapowych zaś występują duże siły $R_{d1,m}$ (rys. 1).

W przypadku parabolicznej zmienności siły ściskającej w stężanym elemencie $N_2(x)$ (rys. 2a), rozkład obciążenia imperfekcyjnego q_{d2} (rys. 2b) jest zmienny na długości (nierównomierny), a także znakozmienny. Obciążenia $q_{d1}(0{,}5L)$ i $q_{d2}(0{,}5L)$ są takie same. Największe obciążenia q_{d2} występują w strefie przypodporowej i są o przeciwnym zwrocie niż obciążenie w strefie środkowej $q_{d2}(0{,}5L)$. Obciążenie imperfekcyjne w strefie podporowej $q_{d2}(0)$ i $q_{d2}(L)$ jest dwukrotnie większe od obciążeń imperfekcyjnych: $q_{d2}(0{,}5L)$ oraz q_{d1}.

Z porównania obciążeń imperfekcyjnych q_{d1} i q_{d2} wynika, że ich różnice są zasadnicze i mają charakter nie tylko jakościowy, ale przede wszystkim ilościowy. Ma to istotne znaczenie w wytężeniu zarówno płatwi, jak i stężenia.

Obciążenie q_{d2} jest nierównomierne i wszystkie siły imperfekcyjne $F_{d2,m,i}$ przekazywane na płatwie mają zmienne wartości na długości stężanego elementu. W przypadku obciążenia q_{d1} siły imperfekcyjne $F_{d1,m}$ przekazywane na płatwie pośrednie mają takie same wartości. Siły w płatwiach środkowych dachu $F_{d1,m}(0{,}5L)$ i $F_{d2,m}(0{,}5L)$ są prawie takie same. W płatwiach pośrednich, z wyjątkiem strefy przyokapowej, siły $F_{d2,m}(x_i)$ są mniejsze od sił $F_{d1,m}(x_i)$. Największe siły $F_{d2,m,i}$ mogą wystąpić w płatwiach przyokapowych. Są one jednak zdecydowanie mniejsze od sił R_{d1} (w płatwi okapowej). Na przykład w konstrukcji jak na rys. 1a siła $F_{d2}(x_i = a)$ stanowi 20% siły R_{d1}.

W celu oceny różnic obciążeń imperfekcyjnych q_{d1} oraz q_{d2} wykonano analizy wytężenia stężenia pokazanego na rys. 1a (o schemacie jak w przykładzie w [2]). Dane: L = 24,0 m, h = 2,2 m, N_{Ed} = 163,64 kN, P_{Ed} = 10 kN; krzyżulce stężenia są wykonane z prętów wiotkich, nieprzenoszących sił ściskających.

Obciążenie q_{d1} powoduje największe wytężenie przypodporowych krzyżulców stężenia. W przypadku obciążenia q_{d2} największe siły w krzyżulcach stężenia występują w strefie zmiany znaku obciążenia q_{d2}. Z analiz wynika, że dla obciążenia $q_{d2}+H_1$ w krzyżulcach stężenia (z wyjątkiem podporowych) występuje wzrost sił od 25 do 100%, w stosunku do sił od obciążenia q_{d1}.

Obciążenie $H_{1,i}$ generuje istotny wzrost sił w płatwiach i stężeniu. W płatwi usytuowanej w środku rozpiętości dźwigara powoduje ono 100% wzrost siły w stosunku do siły od obciążenia q_{d2} i q_{d1}. Siły $H_{1,i}$ wywołują w krzyżulcu przypodporowym stężenia wzrost sił o 352%, w pozostałych krzyżulcach zaś do 86%, w stosunku do sił od obciążenia q_{d2}. Maksymalna siła w krzyżulcu stężenia od obciążenia $q_{d2}+H_{1,i}$ jest o 144% większa od maksymalnej siły w krzyżulcu od obciążenia q_{d2}. Otrzymane różnice wytężenia stężania są bardzo duże.

W podsumowaniu wykonanych analiz należy stwierdzić, iż od obciążeń imperfekcyjnych q_{d2} i $H_{1,i}$ (wyznaczonych wg zaproponowanego modelu) zarówno w płatwiach, jak i w stężeniu występuje istotny wzrost sił oraz odmienny ich rozkład, w stosunku do sił obliczonych wg [3].

6. Uwagi i wnioski końcowe

Wykonane analizy jednoznacznie wskazują, że model oceny obciążeń imperfekcyjnych q_{d1} oraz obliczania stężeń i płatwi wg [3] nie jest poprawny. Wynika to z nie uwzględnienia w tym modelu rzeczywistego rozkładu siły podłużnej w stężanym elemencie oraz skręcenia płaszczyzny głównej kratownicy.

W przypadku parabolicznego rozkładu siły w stężanym elemencie obciążenie imperfekcyjne q_{d2} jest nierównomierne i znakozmienne. W strefie podporowej obciążenie $q_{d2}(0)$ i $q_{d2}(L)$ jest dwukrotnie większa od q_{d1}. Powoduje to odmienny rozkład sił w płatwiach i stężeniu w porównaniu z oceną wg [3] (ekstremalne siły mogą być większe i występują w różnych prętach).

Model wg [3] ogranicza się tylko do analizy skutków wygięcia e_0 w płaszczyźnie połaci pasa i nie uwzględnia sił imperfekcyjnych $H_{1,i}$, które są generowane w wyniku skręcenia płaszczyzny głównej kratownicy z wygiętym pasem górnym. Powodują one dodatkowy, istotny wzrost wytężenia płatwi i stężenia.

Zaproponowana ocena obciążeń imperfekcyjnych q_{d2} i $H_{1,i}$ umożliwia analizę uściślonego modelu wytężenia płatwi i stężeń. Przedstawione ilościowe i jakościowe różnice proponowanych modeli obliczeniowych w stosunku do oceny wg [3] są bardzo duże. Dlatego należałoby rozważyć wprowadzenie odpowiednich korekt dotyczących analizowanego zagadnienia w nowelizacji [3].

Literatura

[1] Czepiżak D., Biegus A.: Refined calculation of lateral bracing systems due to global geometrical imperfections, Journal of Constructional Steel Research 119 (2016), s. 30–38.

[2] Pałkowski Sz., Piątkowski M.: O obliczaniu poprzecznych stężeń dachowych, Inżynieria i Budownictwo nr 4/2014, s. 210-213.

[3] PN-EN 1993-1-1:2006 Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków, PKN, Warszawa.

A REFINED MODEL OF LOADS FROM IMPERFECTIONS ACTING ON PURLINS AND BRACINGS

S u m m a r y

Refined modes of identification of loads from imperfections on braced free supported trusses have been presented. The loads have been determined according both their real parabolic distribution along the braced members and the torsion of the main plane of the truss. The analytic relationships for calculation of the loads from imperfections in the strain analysis of purlins and bracings have been given and obtained results have been discussed.

Keywords: loads from imperfections, truss, torsion of the truss, purlin, bracing system

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.36

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 307-314

Antoni BIEGUS[1]
Dariusz CZEPIŻAK[2]

UŚCIŚLONY MODEL IMPERFEKCYJNYCH OBCIĄŻEŃ PŁATWI I STĘŻEŃ

Przedstawiono uściślone modele identyfikacji obciążeń imperfekcyjnych stężanych kratownic swobodnie podpartych. Wyznaczono je uwzględniając rzeczywisty paraboliczny rozkład sił w stężanym elemencie oraz skręcenie płaszczyzny głównej kratownicy. Podano zależności analityczne służące do obliczania obciążeń imperfekcyjnych w analizie wytężenia płatwi i stężeń. Przeprowadzono dyskusję otrzymanych wyników.

Słowa kluczowe: obciążenia imperfekcyjne, kratownica, skręcenie kratownicy, płatew, stężenie

1. Wprowadzenie

Według [3] w analizie stężeń zapewniających stateczność boczną stabilizowanemu elementowi stosuje się model wstępnie łukowo wygiętego pręta. Jest on ściskany stałą na jego długości siłą $N_1(x)$ = const. Jako bezpieczne przyjmuję się jej wartość równą maksymalnej sile w elemencie $N_1(x) = N_{Ed}$. Zastępcze obciążenie imperfekcyjne pręta jest równomiernie rozłożone $q_{d1}(x) = q_{d1} = \text{const}$.

Założenie $N_1(x)$ = const nie jest zgodne z rzeczywistym nierównomiernym rozkładem siły ściskającej na długości stabilizowanego pasa dźwigara dachowego. W przypadku np. dźwigarów swobodnie podpartych, siła w ściskanym pasie $N_2(x)$ ma rozkład paraboliczny, a więc jest zmienna na jego długości. Dla takiej siły ściskającej, rozkład obciążenia imperfekcyjnego $q_{d2}(x)$ jest również zmienny na długości pasa (jest nierównomierny i znakozmienny). Analizując rozkład sił w łuku w [2], numerycznie obliczono obciążenie imperfekcyjne $q_{d2}(x)$ i wykazano, że różni się ono zasadniczo od obciążenia q_{d1} wg [3].

W pracy podano uściślone, uogólnione modele obliczania imperfekcyjnych obciążeń swobodnie podpartych kratownic dachowych oraz oceny wytężenia

[1] Autor do korespondencji/corresponding author: Antoni Biegus, Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław, tel. 71 3203766, antoni.biegus@pwr.edu.pl

[2] Dariusz Czepiżak, Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław, tel. 71 3202367, dariusz.czepizak@pwr.edu.pl

płatwi i stężeń. Uwzględniono w nich paraboliczny rozkład sił ściskających $N_2(x)$ w usztywnianym elemencie. Zaproponowano zależności analityczne służące do wyznaczania obciążeń imperfekcyjnych, które są zdecydowanie większe od obliczonych wg [3]. Przeprowadzono dyskusję otrzymanych wyników.

2. Oddziaływanie imperfekcyjne elementu ściskanego stałą siłą

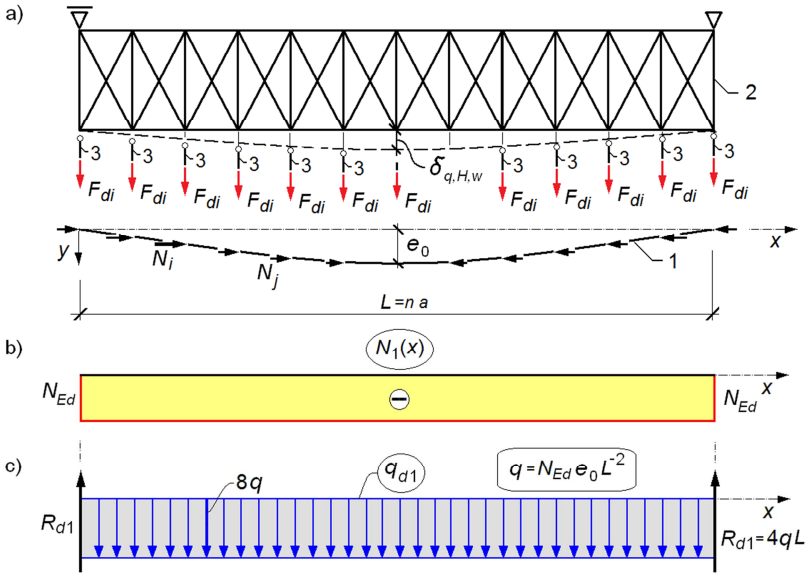
Według [3] sumaryczne obciążenie imperfekcyjne q_{d1} od wygięcia o strzałce $e_0 = L/500$ (rys. 1a) stężanych m elementów jest równomiernie rozłożone (rys. 1c) i oblicza się je ze wzoru:

$$q_{d1,m} = \sum_{j=1}^{m} 8N_{Ed,j} \frac{e + \delta_{q1,w}}{L^2} \tag{1}$$

gdzie: e – imperfekcja sumaryczna stężanych elementów, która wynosi:

$$e = (L/500)\sqrt{0{,}5(1+m^{-1})} \tag{2}$$

W (1) i (2) przyjęto oznaczenia wg [3].



Rys. 1. Model obliczeniowy stężenia wg [3]: a) schemat stężenia i stężanego elementu, b) rozkład siły w elemencie, c) obciążenie imperfekcyjne q_{d1}; 1 – stężany element, 2 – stężenie, 3 – płatew

Fig. 1. Calculation model of bracing system according [3]: a) scheme of a bracing system and the restrained member, b) distribution of force in the member, c) loadings q_{d1} from imperfections; 1 – restrained member, 2 – bracing system, 3 – purlin

Obciążenie q_{d1} (rys. 1c) wyznaczono zakładając, że stężany element jest ściskany stałą na swej długości siłą $N_1(x) = N_{Ed}$ = const (rys. 1b).

Imperfekcyjne siły podłużne $F_{d1,m}$ w płatwiach pośrednich od m stężanych elementów oblicza się ze wzoru:

$$F_{d1,m} = 8\sum_{j=1}^{m} N_{Ed,j}\, a \frac{e + \delta_{q1,w}}{L^2} \tag{3}$$

gdzie: a – rozstaw płatwi.

Największe imperfekcyjne siły podłużne występują w płatwiach okapowych $R_{d1,m} = F_{d1,m}(0) = F_{d1,m}(L)$ i wynoszą:

$$R_{d1,m} = F_{d1,m}(0) = F_{d1,m}(L) = 4\sum_{j=1}^{m} N_{Ed,j}\, \frac{e + \delta_{q1,w}}{L^2}(L - a) \tag{4}$$

3. Oddziaływanie imperfekcyjne elementu ściskanego siłą parabolicznie zmienną na jego długości

Rozpatrzono obciążenie imperfekcyjne swobodnie podpartego dźwigara dachowego, który jest usztywniany w płaszczyźnie połaci dachu stężeniem poprzecznym (rys. 1a). Rozkład sił ściskających $N_2(x)$ na długości stężanego pasa górnego dźwigara dachowego jest paraboliczny (rys. 2a) i opisuje go zależność:

$$N(x) = 4N_{Ed}\, \frac{x}{L^2}(L - x) \tag{5}$$

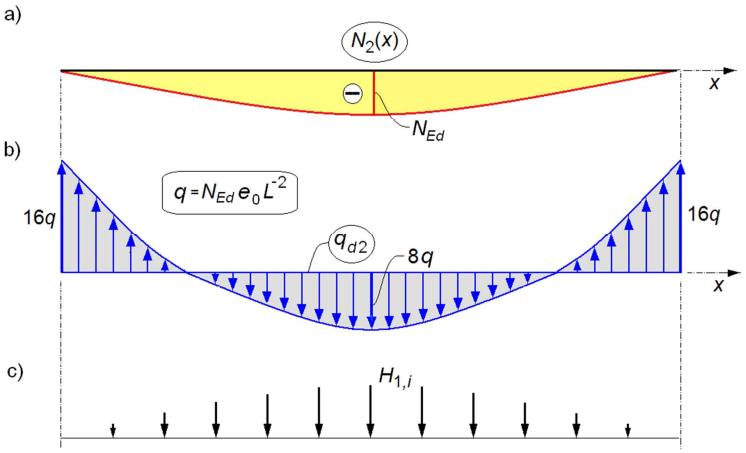
Przyjęto wstępne paraboliczne (wg [3]) wygięcie elementu (pasa ściskanego dźwigara) w płaszczyźnie połaci dachu (rys. 1b), które oblicza się ze wzoru:

$$y(x) = 4e_0\, \frac{x}{L^2}(L - x) \tag{6}$$

Korzystając z równania różniczkowego linii ugięcia wyznaczono [1] jego zastępcze imperfekcyjne obciążenie q_{d2} (rys. 2b), które oblicza się ze wzoru:

$$q_{d2}(x) = 16N_{Ed}\, \frac{e_0}{L^2}\left(6\frac{x}{L} - 6\frac{x^2}{L^2} - 1\right) \tag{7}$$

Obciążenie imperfekcyjne q_{d2}(x) jest samozrównoważone, podobnie jak w przypadku pręta ściskanego siłą stałą na długości, gdzie obciążenie równomierne $q_{d1,m}$ jest równoważone przez skupione siły skrajne $R_{d1,m}$.



Rys. 2. a) paraboliczny rozkład siły ściskającej w stężanym elemencie, b) obciążenie imperfekcyjne q_{d2}, c) siły imperfekcyjne od skręcenia kratownicy H_1

Fig. 2. a) parabolic distribution of the compression force in the restrained member, b) loadings q_{d2} from imperfections, c) imperfection loadings H_1 from of torsion

Łączne obciążenie imperfekcyjne $q_{d2,m}$ od m stężanych elementów przekazywane na stężenie (z uwzględnieniem jego odkształcenia) wyznacza się ze wzoru:

$$q_{d2,m}(x) = 16\sum_{j=1}^{m} N_{Ed,j} \frac{e+\delta_{q2,w}}{L^2}\left(6\frac{x}{L} - 6\frac{x^2}{L^2} - 1\right) \tag{8}$$

gdzie: $\delta_{q2,w}$ – ugięcie stężenia w środku rozpiętości od oddziaływań q_{d2} i wszystkich obciążeń zewnętrznych, uzyskane z analizy I rzędu (gdy w analizie ustroju stosuje się teorię II rzędu, to można przyjąć $\delta_{q2,w} = 0$).

Imperfekcyjne obciążenie $q_{d2}(x)$ jest przekazywane na płatwie (powodując powstanie w nich sił podłużnych F_{d2}) oraz na stężenie poprzeczne.

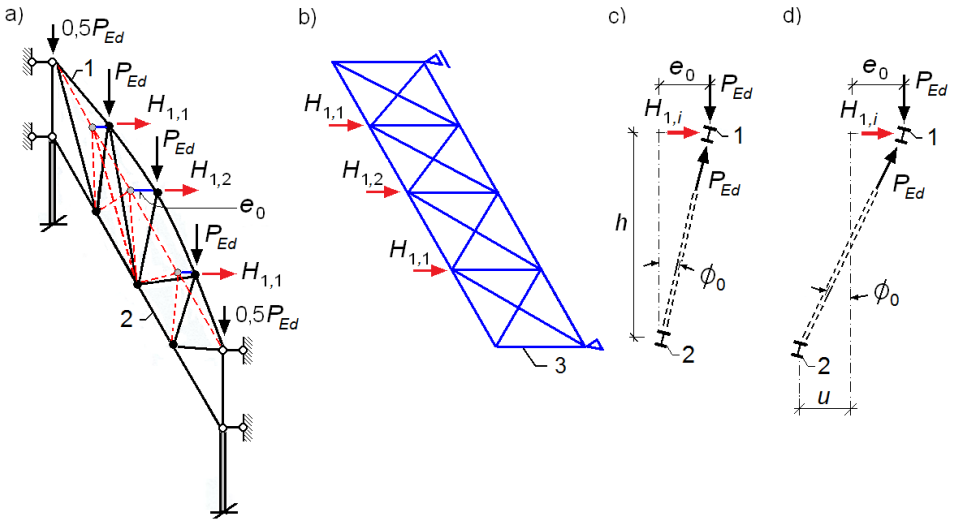
Imperfekcyjne siły podłużne w płatwiach pośrednich $F_{d2,m,i}(x_i)$ oraz płatwiach okapowych $F_{d2,m}(0)$ i $F_{d2,m}(L)$ od m stężanych elementów oblicza się ze wzorów:

$$F_{d2,m,j}(x_i) = \int_{x_i-0,5a}^{x_i+0,5a} q_{d2}(x)dx = 16a\sum_{j=1}^{m} N_{Ed,j} \frac{e+\delta_{q2,w}}{L^2}\left(6\frac{x_i}{L} - 6\frac{x_i^2}{L^2} - 1 - \frac{a^2}{2L^2}\right) \tag{9}$$

$$F_{d2,m}(0) = F_{d2,m}(L) = \int_{0}^{0,5a} q_{d2}(x)dx = 4a\sum_{j=1}^{m} N_{Ed,j} \frac{e+\delta_{q2,w}}{L^2}\left(3\frac{a}{L} - \frac{a^2}{L^2} - 2\right) \tag{10}$$

4. Oddziaływanie imperfekcyjne spowodowane skręceniem płaszczyzny głównej kratownicy

W obliczaniach stężania wg [3] uwzględnia się obciążenie od łukowych wygięć stężanych elementów o strzałce e_0, występujących w płaszczyźnie połaci dachu (rys. 3a). W tym modelu analizuje się np. ściskane pasy górne, jako pojedyncze pręty „wyizolowane" z kratownicy, które nie są powiązane wykratowaniem z pasami dolnymi. Taki model obliczeniowy nie jest poprawny, gdyż nie odzwierciedla w pełni zachowania się i wytężenia konstrukcji rzeczywistej.



Rys. 3. Schemat: a) skręcenia płaszczyzny głównej kratownicy, b) obciążenia stężenia, c) wygięcia pasa górnego, d) znakozmiennego wygięcia pasów górnego i pasa dolnego; 1 – pas górny kratownicy, 2 – pas dolny kratownicy, 3 – stężenie

Fig. 3. Scheme of: a) torsion of the truss main plane, b) loads of bracing system, c) bow of the bottom chord, d) bow of the upper and bottom chord in different directions; 1 – truss upper chord, 2 – truss bottom chord, 3 – lateral bracing system

Ściskany pas górny kratownicy jest krzywoliniowy, rozciągany pas dolny zaś jest prostoliniowy (rys. 3a). W wyniku połączenia obu pasów wykratowaniem występuje skręcenie płaszczyzny głównej kratownicy. Stąd oprócz imperfekcji wygięcia pasa o strzałce e_0, występuje imperfekcja skręcenia o kąt $\phi_0(x)$ płaszczyzny głównej kratownicy (rys. 3c). W efekcie działania pionowych obciążeń P_{Ed} (przyłożonych w węzłach górnych) na skręconą kratownicę powstają poziome siły imperfekcyjne $H_{1,i}(x)$. Przekazują się one na płatwie oraz stężenie (rys. 3b), powodując ich dodatkowe wytężenie. Przyjmując schemat wytężenia ustroju jak na rys. 2c, imperfekcyjne poziome oddziaływania $H_{1,i}(x_i)$ od skręcenia kratownicy w poszczególnych jej węzłach i, które wyznacza się ze wzoru:

$$H_{1,i}(x) = \frac{y(x_i)}{h_i} P_{Ed} \tag{11}$$

gdzie: h_i – wysokość konstrukcyjna kratownicy w węźle i.

Zakładając paraboliczne wg (6) wygięcie stężanego pasa górnego oraz jednakowe, pionowe siły węzłowe P_{Ed}, imperfekcyjne obciążenia $H_{1,i}(x_i)$ od skręcenia kratownicy w poszczególnych jej węzłach i, wyznacza się ze wzoru:

$$H_{1,i}(x_i) = 4P_{Ed} e_0 \frac{x_i}{h_i L^2}(L - x_i) \tag{12}$$

Poziome obciążenia imperfekcyjne $H_{1,i,m}$ od m stężanych pasów kratownic w ich węzłach i, wyznacza się z wzoru:

$$H_{1,i,m}(x_i) = 4\sum_{j=1}^{m} P_{Ed,j}(e + \delta_{q2,H,w}) \frac{x_i}{h_i L^2}(L - x_i) \tag{13}$$

gdzie: $\delta_{q2,H,w}$ - ugięcie stężenia w środku rozpiętości od q_{d2} i H_1 oraz wszystkich obciążeń zewnętrznych (np. wiatru W), uzyskane z analizy I rzędu (gdy stosuje się teorię II rzędu, to można przyjąć $\delta_{q2,H,w} = 0$).

Rozkład imperfekcyjnych sił od skręcenia kratownicy $H_{1,i}(x_i)$ zmienia się na jej długości. W analizowanym przypadku jest on paraboliczny (rys. 2c), zgodny z przyjętym wygięciem osi stężanego elementu $y(x)$. Największe oddziaływania $H_{1,i}(x_i)$ są w środku rozpiętości kratownicy, gdy $y(0{,}5L) = e_0$.

5. Analiza oddziaływań imperfekcyjnych od wygięcia ściskanych pasów i skręcenia płaszczyzny głównej kratownicy

Analizy numeryczne modeli 3D (wg teorii I i II rzędu) dachów kratowych ze stężeniem (o schemacie jak w przykładzie w [2]) i wariantowych ich rozwiązaniach konstrukcyjnych, potwierdziły jakościową poprawność proponowanych wzorów na obciążenia q_{d2}, $H_{1,i}$. Ponadto wykazały one, że w wyniku skręcania kratownicy pas dolny może być też wygięty z płaszczyzny ustroju. To wygięcie pasa u (rys. 3d) zależy od rozwiązań konstrukcji dachu. Powoduje ono wzrost sił imperfekcyjnych. Zagadnienie jest więc bardziej złożone i autorzy prowadzą dalsze badania w celu uściślenia modelu wyznaczania obciążeń q_{d2}, $H_{1,i}$.

Łączne siły podłużne w płatwiach pośrednich $F_{m,i}(x_i)$, spowodowane obciążeniami imperfekcyjnymi $q_{d2,m}(x_i)$ i $H_{1,i,m}(x_i)$, można wyznaczyć ze wzoru:

$$F_{m,j}(x_i) = 8\sum_{j=1}^{m} \frac{e + \delta_{q2,H,w}}{L^2} \left[aN_{Ed,j} \left(\frac{3x_i}{L} - \frac{3x_i^2}{L^2} - \frac{1}{2} - \frac{a^2}{L^2} \right) + \frac{P_{Ed,j} x_i}{2h_i}(L - x_i) \right] \tag{14}$$

a siły w płatwiach okapowych $F_{d2,m}(0)$ i $F_{d2,m}(L)$ oblicza się ze wzoru (10).

Obciążenie imperfekcyjne q_{d1} wg modelu w [3], w którym przyjęto stałą na długości siłę $N_1(x)$ = const w stężanym elemencie, jest równomierne (rys. 1c). Wszystkie siły imperfekcyjne $F_{d1,m}$ w płatwiach pośrednich są jednakowe o tym samym zwrocie, w płatwiach okapowych zaś występują duże siły $R_{d1,m}$ (rys. 1).

W przypadku parabolicznej zmienności siły ściskającej w stężanym elemencie $N_2(x)$ (rys. 2a), rozkład obciążenia imperfekcyjnego q_{d2} (rys. 2b) jest zmienny na długości (nierównomierny), a także znakozmienny. Obciążenia $q_{d1}(0{,}5L)$ i $q_{d2}(0{,}5L)$ są takie same. Największe obciążenia q_{d2} występują w strefie przypodporowej i są o przeciwnym zwrocie niż obciążenie w strefie środkowej $q_{d2}(0{,}5L)$. Obciążenie imperfekcyjne w strefie podporowej $q_{d2}(0)$ i $q_{d2}(L)$ jest dwukrotnie większe od obciążeń imperfekcyjnych: $q_{d2}(0{,}5L)$ oraz q_{d1}.

Z porównania obciążeń imperfekcyjnych q_{d1} i q_{d2} wynika, że ich różnice są zasadnicze i mają charakter nie tylko jakościowy, ale przede wszystkim ilościowy. Ma to istotne znaczenie w wytężeniu zarówno płatwi, jak i stężenia.

Obciążenie q_{d2} jest nierównomierne i wszystkie siły imperfekcyjne $F_{d2,m,i}$ przekazywane na płatwie mają zmienne wartości na długości stężanego elementu. W przypadku obciążenia q_{d1} siły imperfekcyjne $F_{d1,m}$ przekazywane na płatwie pośrednie mają takie same wartości. Siły w płatwiach środkowych dachu $F_{d1,m}(0{,}5L)$ i $F_{d2,\mathrm{m}}(0{,}5L)$ są prawie takie same. W płatwiach pośrednich, z wyjątkiem strefy przyokapowej, siły $F_{d2,m}(x_i)$ są mniejsze od sił $F_{d1,m}(x_i)$. Największe siły $F_{d2,m,i}$ mogą wystąpić w płatwiach przyokapowych. Są one jednak zdecydowanie mniejsze od sił R_{d1} (w płatwi okapowej). Na przykład w konstrukcji jak na rys. 1a siła $F_{d2}(x_i = a)$ stanowi 20% siły R_{d1}.

W celu oceny różnic obciążeń imperfekcyjnych q_{d1} oraz q_{d2} wykonano analizy wytężenia stężenia pokazanego na rys. 1a (o schemacie jak w przykładzie w [2]). Dane: L = 24,0 m, h = 2,2 m, N_{Ed} = 163,64 kN, P_{Ed} = 10 kN; krzyżulce stężenia są wykonane z prętów wiotkich, nieprzenoszących sił ściskających.

Obciążenie q_{d1} powoduje największe wytężenie przypodporowych krzyżulców stężenia. W przypadku obciążenia q_{d2} największe siły w krzyżulcach stężenia występują w strefie zmiany znaku obciążenia q_{d2}. Z analiz wynika, że dla obciążenia q_{d2}+H_1 w krzyżulcach stężenia (z wyjątkiem podporowych) występuje wzrost sił od 25 do 100%, w stosunku do sił od obciążenia q_{d1}.

Obciążenie $H_{1,i}$ generuje istotny wzrost sił w płatwiach i stężeniu. W płatwi usytuowanej w środku rozpiętości dźwigara powoduje ono 100% wzrost siły w stosunku do siły od obciążenia q_{d2} i q_{d1}. Siły $H_{1,i}$ wywołują w krzyżulcu przypodporowym stężenia wzrost sił o 352%, w pozostałych krzyżulcach zaś do 86%, w stosunku do sił od obciążenia q_{d2}. Maksymalna siła w krzyżulcu stężenia od obciążenia q_{d2}+$H_{1,i}$ jest o 144% większa od maksymalnej siły w krzyżulcu od obciążenia q_{d2}. Otrzymane różnice wytężenia stężania są bardzo duże.

W podsumowaniu wykonanych analiz należy stwierdzić, iż od obciążeń imperfekcyjnych q_{d2} i $H_{1,i}$ (wyznaczonych wg zaproponowanego modelu) zarówno w płatwiach, jak i w stężeniu występuje istotny wzrost sił oraz odmienny ich rozkład, w stosunku do sił obliczonych wg [3].

5. Uwagi i wnioski końcowe

Wykonane analizy jednoznacznie wskazują, że model oceny obciążeń imperfekcyjnych q_{d1} oraz obliczania stężeń i płatwi wg [3] nie jest poprawny. Wynika to z nie uwzględnienia w tym modelu rzeczywistego rozkładu siły podłużnej w stężanym elemencie oraz skręcenia płaszczyzny głównej kratownicy.

W przypadku parabolicznego rozkładu siły w stężanym elemencie obciążenie imperfekcyjne q_{d2} jest nierównomierne i znakozmienne. W strefie podporowej obciążenie $q_{d2}(0)$ i $q_{d2}(L)$ jest dwukrotnie większa od q_{d1}. Powoduje to odmienny rozkład sił w płatwiach i stężeniu w porównaniu z oceną wg [3] (ekstremalne siły mogą być większe i występują w różnych prętach).

Model wg [3] ogranicza się tylko do analizy skutków wygięcia e_0 w płaszczyźnie połaci pasa i nie uwzględnia sił imperfekcyjnych $H_{1,i}$, które są generowane w wyniku skręcenia płaszczyzny głównej kratownicy z wygiętym pasem górnym. Powodują one dodatkowy, istotny wzrost wytężenia płatwi i stężenia.

Zaproponowana ocena obciążeń imperfekcyjnych q_{d2} i $H_{1,i}$ umożliwia analizę uściślonego modelu wytężenia płatwi i stężeń. Przedstawione ilościowe i jakościowe różnice proponowanych modeli obliczeniowych w stosunku do oceny wg [3] są bardzo duże. Dlatego należałoby rozważyć wprowadzenie odpowiednich korekt dotyczących analizowanego zagadnienia w nowelizacji [3].

Literatura

[1] Czepiżak D., Biegus A.: Refined calculation of lateral bracing systems due to global geometrical imperfections, Journal of Constructional Steel Research 119 (2016), s. 30–38.

[2] Pałkowski Sz., Piątkowski M.: O obliczaniu poprzecznych stężeń dachowych, Inżynieria i Budownictwo nr 4/2014, s. 210-213.

[3] PN-EN 1993-1-1:2006 Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków, PKN, Warszawa.

A REFINED MODEL OF LOADS FROM IMPERFECTIONS ACTING ON PURLINS AND BRACINGS

S u m m a r y

Refined modes of identification of loads from imperfections on braced free supported trusses have been presented. The loads have been determined according both their real parabolic distribution along the braced members and the torsion of the main plane of the truss. The analytic relationships for calculation of the loads from imperfections in the strain analysis of purlins and bracings have been given and obtained results have been discussed.

Keywords: loads from imperfections, truss, torsion of the truss, purlin, bracing system

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.36

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 315-322

Roman BIJAK[1]
Grzegorz KOŁODZIEJ[2]

ZGINANIE I SKRĘCANIE BELEK O PRZEKROJU MONO-SYMETRYCZNYM

W pracy przedstawiono metodę wymiarowania zginanych i skręcanych belek monosymetrycznych opracowaną na podstawie [1]. Uwzględnia ona teorię skręcania Własowa i wprowadza pojęcie bimomentu. Moment zginający względem osi słabszej analizowano w konfiguracji odkształconej [2]. W celu wyznaczenia kąta skręcenia przekroju skorzystano ze wzorów teorii Własowa, zawartych w pracy Ruteckiego [3].

Słowa kluczowe: belka podsuwnicowa, bimoment, skręcanie, przekrój monosymetryczny

1. Wymiarowanie przekrojów monosymetrycznych

Celem tej pracy jest przedstawienie sposobu wymiarowania belek podsuwnicowych o przekroju monosymetrycznym (ogólne elementów dwukierunkowo zginanych i skręcanych). Posłużono się tylko darmowymi programami komputerowymi (LTBeam [4], PropSection [5]) oraz arkuszem kalkulacyjnym. Wpływ skręcania wg teorii Własowa uwzględniono za pomocą funkcji bimomentu. Sformułowanie dla przekrojów bisymetrycznych przedstawione w pracach [2], [6], otrzymujemy bezpośrednio ze wzorów dla przekrojów monosymetrycznych.

Interakcyjną formułę sprawdzenia nośności elementu zginanego i skręcanego możemy zapisać za pomocą wzoru (1) [1]:

$$\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} + \frac{C_{mz}\overline{M}_{z,Ed}}{M_{z,Rk}/\gamma_{M1}} + \frac{k_w k_{zw} k_\alpha B_{w,Ed}}{B_{w,Rk}/\gamma_{M1}} \le 1{,}0 \qquad (1)$$

gdzie: $M_{y,Rk}$, $M_{z,Rk}$ – nośności charakterystyczne przekroju poprzecznego przy

[1] Autor do korespondencji/corresponding author: Roman Bijak, dr inż., Politechnika Świętokrzyska, 25-314 Kielce, al. Tysiąclecia Państwa Polskiego 7, tel. 41 3424 577, e-mail: r.bijak@tu.kielce.pl

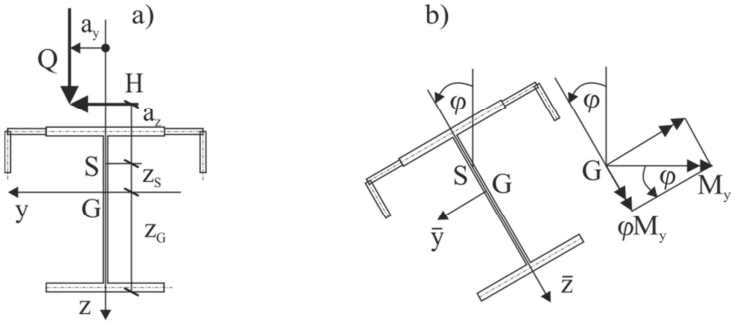
[2] Grzegorz Kołodziej, mgr inż., KYOTEC POLSKA sp. z o.o., 03-308 Warszawa, Batalionu Platerówek 3, e-mail: gsmk@poczta.onet.pl

zginaniu odpowiednio względem osi y i z, γ_{M1} – częściowy współczynnik bezpieczeństwa, χ_{LT} – współczynnik zwichrzenia, C_{mz} – współczynnik równoważnego stałego momentu [8].

Nośność przekroju ze względu na bimoment obliczamy ze wzoru (2):

$$B_{w,Rk} = W_w f_y \tag{2}$$

gdzie: W_w – wycinkowy wskaźnik wytrzymałości, f_y – granica plastyczności.



Rys. 1. a) Parametry geometryczne przekroju, b) konfiguracja przekroju poprzecznego po deformacji
Fig. 1. a) Geometric parameters of the section, b) deformed configuration of cross-section

Na skutek skręcenia przekroju o kąt φ, występuje dodatkowe zginanie przekroju względem osi z (rys. 1b) momentem φM_y. Wartość obliczeniowa momentu zginającego $M_{z,Ed}$ wynosi zatem [2]:

$$\overline{M}_{z,Ed} = M_{z,Ed} + \varphi_d M_{y,Ed} \tag{3}$$

gdzie: φ_d jest kątem skręcenia od obciążeń obliczeniowych.

Pozostałe parametry wyznaczamy ze wzorów (4 a,b,c) [1]:

$$k_w = 0{,}7 - 0{,}2\frac{B_{w,Ed}}{B_{w,Rk}/\gamma_{M1}},\ k_{zw} = 1 - \frac{\overline{M}_{z,Ed}}{M_{z,Rk}/\gamma_{M1}},\ k_\alpha = \frac{1}{1 - M_{y,Ed}/M_{cr}} \tag{4a,b,c}$$

Sprawdzenie nośności przekroju w zakresie sprężystym możemy zapisać za pomocą formuły interakcyjnej (5) [2]:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}/\gamma_{M0}} + \frac{\overline{M}_{z,Ed}}{M_{z,Rk}/\gamma_{M0}} + \frac{B_{w,Ed}}{B_{w,Rk}/\gamma_{M0}} \le 1 \tag{5}$$

gdzie: γ_{M0} – częściowy współczynnik bezpieczeństwa.

Analogicznie jak w przypadku momentu zginającego siłę poziomą w konfiguracji po deformacji wyznaczamy ze wzoru (6) [2]:

$$\overline{H}_k = H_k + Q_k \varphi_k \tag{6}$$

gdzie: $\varphi_k(x)$ – kąt skręcenia od obciążenia charakterystycznym momentem skręcającym T_k.

O wymiarach przekroju belki podsuwnicowej często decyduje ugięcie poziome belek podsuwnicowych [6]. Dla punktu **P** o współrzędnej pionowej a_z możemy je oszacować za pomocą wzoru (7) (Rys. 1a):

$$w = max_{0 \le x \le L} \left| \sum_{(i)} \left\{ v_k(x) + a_z \varphi_k(x) \right\} \right| \le L / 600 \tag{7}$$

gdzie: dolny indeks k oznacza wartości charakterystyczne i-tego obciążenia, $\varphi_k(x)$ – kąt skręcenia wywołany momentem skręcającym T_k, $v_k(x)$ – przemieszczenie wywołane obciążeniem poziomym belki $\overline{H}_k$ (por. Tablica 1).

2. Wymiarowanie dwuteowników bisymetrycznych wg [2, 6]

Przedstawione powyżej zależności można prosto przekształcić, uzyskując wzory przedstawione w pracach [2,6]. W tym celu zastąpimy bimoment parą przeciwnie skierowanych momentów zginających półki dwuteownika względem osi z (rys. 2a):

$$M_w(x) = \frac{B_w(x)}{h_0} \tag{8}$$

Nośność sprężysta półki dwuteownika przy zginaniu względem osi z wynosi:

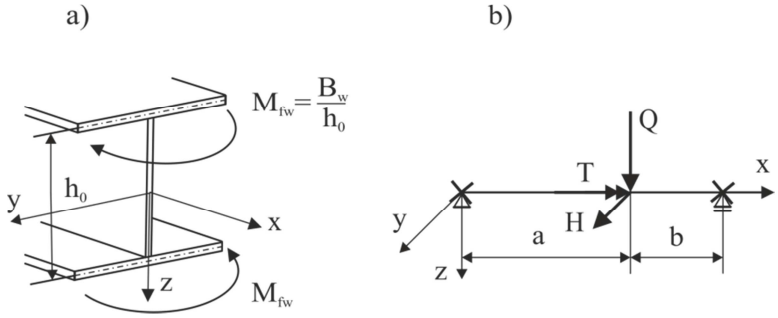
$$M_{w,Rk} = W_{fz} \cdot f_y \tag{9}$$

gdzie: $W_{fz} = tb^2/6$ – sprężysty wskaźnik wytrzymałości półki dwuteownika względem osi z (t, b – odpowiednio grubość i szerokość półki).

Zależność pomiędzy bimomentową nośnością przekroju a nośnością $M_{w,Rk}$ pojedynczej półki przy zginaniu zastępczym momentem M_w przedstawmy w formie:

$$B_{w,Rk} = W_w \cdot f_y = \frac{I_w}{\omega_{max}} \cdot f_y = \frac{tb^3 h_0^2 / 24}{bh_0 / 4} \cdot f_y = M_{w,Rk} h_0 \tag{10}$$

gdzie: I_w – wycinkowy moment bezwładności przekroju.



Rys. 2. a) Para momentów zginających półkę równoważna bimomentowi, b) schemat statyczny obciążenia skupionego

Fig. 2. a) Bending moment couple, equivalent to bimoment, b) static diagram for concentrated load

Uwzględniając wzory (8,10) warunek nośności elementu dwukierunkowo zginanego i skręcanego dwuteownika bisymetrycznego możemy zapisać za pomocą przekształconego wzoru (1):

$$\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT}M_{y,Rk}/\gamma_{M1}}+\frac{C_{mz}\overline{M}_{z,Ed}}{M_{z,Rk}/\gamma_{M1}}+\frac{k_w k_{zw} k_\alpha M_{w,Ed}}{M_{w,Rk}/\gamma_{M1}}\le 1{,}0 \tag{11a}$$

$$k_w = 0{,}7-0{,}2\frac{M_{w,Ed}}{M_{w,Rk}/\gamma_{M1}} \tag{11b}$$

We wzorach (11a, b) postawiamy plastyczne nośności przekroju przy zginaniu względem osi *y* i *z*, a nośność $M_{w,Rk}$ wyznaczamy ze wzoru (9) podstawiając plastyczny wskaźnik wytrzymałości $W_{fz}=tb^2/4$. Nośność przekroju w zakresie plastycznym wyznaczamy na podstawie wzoru (12) [2]:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}/\gamma_{M0}}\right)^2+\frac{\overline{M}_{z,Ed}}{M_{z,Rk}/\gamma_{M0}}+\frac{M_{w,Ed}}{M_{w,Rk}/\gamma_{M0}}\le 1.0 \tag{12}$$

3. Wzory analityczne dla podparcia widełkowego

Wzory na rozkład sił przekrojowych wynikających z teorii Własowa przyjęto na podstawie książki Ruteckiego [3]. W Tabeli 1 przedstawiono funkcję przemieszczenia poziomego od obciążenia siłą skupioną H_k oraz funkcje kąta skręcenia $\varphi(x)$, bimomentu $B_w(x)$ i momentu skręcającego St.Venanta.

Tabela 1. Funkcje przemieszczeń i sił przekrojowych od obciążenia skupionego (Rys. 2b)

Table 1. Analytic functions for displacements and internal forces in case of point load (Fig. 2b)

Lewy przedział ($0 \le x < a$)	Prawy przedział ($a < x \le L$)
$v(x) = \frac{\overline{H}_k b}{6EI_z}\frac{x}{L}(L^2 - b^2 - x^2)$	$v(\bar{x}) = \frac{\overline{H}_k a}{6EI_z}\frac{\bar{x}}{L}(L^2 - a^2 - \bar{x}^2)$
$\varphi(x) = \frac{T}{kGI_T}\left(\frac{b}{L}kx - \frac{\sinh(kb)}{\sinh(kL)}\sinh(kx)\right)$	$\varphi(\bar{x}) = \frac{T}{kGI_T}\left[\frac{a}{L}k\bar{x} - \frac{\sinh(ka)}{\sinh(kL)}\sinh(k\bar{x})\right]$
$B_w(x) = EI_w\left(\frac{Tk}{GI_T}\right)\frac{\sinh(kb)}{\sinh(kL)}\sinh(kx)$	$B_w(\bar{x}) = EI_w\left(\frac{Tk}{GI_T}\right)\frac{\sinh(ka)}{\sinh(kL)}\sinh(k\bar{x})$
$M_v(x) = T\left(\frac{b}{L} - \frac{\sinh(kb)}{\sinh(kL)}\cosh(kx)\right)$	$M_v(\bar{x}) = T\left(-\frac{a}{L} + \frac{\sinh(ka)}{\sinh(kL)}\cosh(k\bar{x})\right)$

gdzie: $\bar{x} = L - x$, $k = \sqrt{GI_T/(EI_w)}$, I_T – moment bezwładności skręcania St. Venanta, E, G – odpowiednio moduł sprężystości podłużnej i poprzecznej.

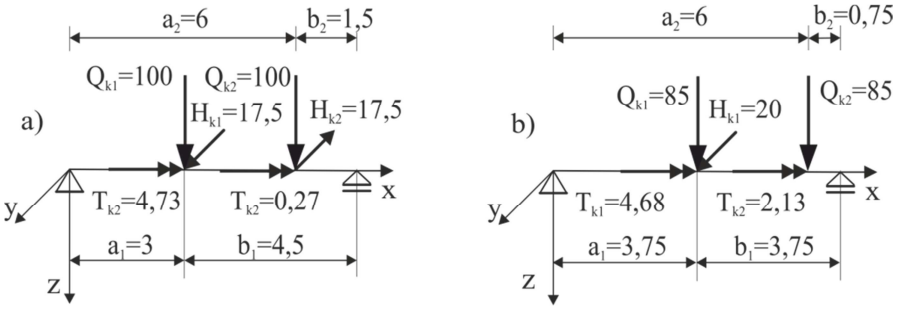
4. Przykład obliczeniowy

Rozpatrzmy belkę podsuwnicową o przekroju złożonym z dwuteownika HEA450+2L100x16, dla dwóch schematów statycznych przedstawionych na rys. 3 [7]. Przyjęto szynę dźwigową A75/SD75 o wysokości h=85mm. W celu uproszczenia obliczeń pominiemy obciążenie ciężarem własnym belki i szyny. Obciążenia obliczeniowe otrzymano mnożąc wielkości charakterystyczne (Rys. 3) przez współczynnik obliczeniowy 1,35.

Za pomocą programu PropSection [5] wyznaczono charakterystyki przekroju: z_G=26,74cm (Rys. 1a), I_y=80521cm^4, I_z=38729cm^4, $W_{el,y}$=3011,3cm^3, $W_{el,z}$=1549,2cm^3, I_t=309,6cm^4, I_w=8297,6*10^{3}cm^6, z_S=12,99cm, β_z=–15,34cm.

Współrzędne przyłożenia sił skupionych (Rys. 1a) wyznaczono następująco: a_y=25mm, a_z=440-267,4-129,9+85=127,7mm. Moment skręcający dla poszczególnych przypadków wyznaczono ze wzoru: $T = Q \cdot a_y + H \cdot a_z$. Moment krytyczny wyznaczono za pomocą programu LTBeam [4] (α_{LT}=0,76). W celu sprawdzenia warunków nośności i użytkowania użyto arkusza kalkulacyjnego.

W tabeli 2 przedstawiono charakterystyki przyjętego profilu. W tabelach 3 oraz 4 odpowiednie parametry dla schematu statycznego nr 1, natomiast w tabelach 5 i 6 dla schematu statycznego nr 2. Dopuszczalne ugięcie poziome wynosi L/600=7500/600=12,5mm.



Rys. 3. a) Schemat statyczny nr 1, b) schemat statyczny nr 2

Fig. 3. a) Static diagram no. 1, b) static diagram no. 2

Tabela 2. Charakterystyki przekroju złożonego HEA450+2L100x16

Table 2. Cross-sectional properties of combined HEA450+2L100x16 section

GI_T [kNm^2]	EI_w [kNm^4]	k [$1/m$]	$M_{y,Rk}$ [kNm]	$M_{z,Rk}$ [kNm]	$B_{w,Rk}$ [kNm]	γ_{M0}	γ_{M1}
250,8	1742,1	0,379	707,7	364,1	33,6	1,0	1,0

4.1. Sprawdzenie warunków nośności i użytkowania dla schematu statycznego 1 (rys. 3a)

Wyznaczmy kąt skręcenia dla x=3m (b_1=4,5m, b_2=1,5m) jako sumę kątów skręcenia od poszczególnych charakterystycznych momentów skręcających (Tabela 1, lewy przedział):

$$\varphi_{k1}(T_{k1}) = \frac{4{,}73}{250{,}8\mathrm{k}}\left(\frac{4{,}5}{7{,}5}k\cdot 3 - \frac{\sinh(4{,}5k)}{\sinh(7{,}5k)}\sinh(3k)\right) = 0{,}0123 \qquad (13a)$$

$$\varphi_{k1}(T_{k2}) = \frac{0{,}27}{250{,}8k}\left(\frac{1{,}5}{7{,}5}k\cdot 3 - \frac{\sinh(1{,}5k)}{\sinh(7{,}5k)}\sinh(3k)\right) = 0{,}0004 \qquad (13b)$$

Kąt skręcenia dla obciążeń charakterystycznych wynosi 0,0127rad, natomiast dla obciążeń obliczeniowych 0,0127*1,35=0,0172rad. Poniżej zestawiono pozostałe parametry (C_{mz}=0,95).

Tabela 3. Rezultaty dla belki ze schematu statycznego wg rys. 3a

Table 3. Calculated results for beam shown in Fig. 3a

M_{cr} [kNm]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]	$\overline{M}_{z,Ed}$ [kNm]	$B_{w,Rd}$ [kNm^2]
3628	324	28,4	34	7,41

Tabela 4. Rezultaty dla belki ze schematu statycznego wg Rys. 3a (cd.)

Table 4. Calculated results for beam shown in Fig. 3a (continued)

χ_{LT}	k_w	k_{zw}	k_α	(1)	(5)	(7)
0,820	0,656	0,907	1,098	0,79	0,77	3,6 mm

4.2. Sprawdzenie warunków nośności i użytkowania dla schematu statycznego 2 (rys. 3b)

Wyznaczmy kąt skręcenia dla x=3m (b_1=4,5m, b_2=1,5m) analogicznie jak (13a, b): $\varphi_{k1}(T_{k1}) = 0{,}0131$, $\varphi_{k1}(T_{k2}) = 0{,}0018$. Kąt skręcenia dla obciążeń charakterystycznych wynosi więc 0,0149, natomiast dla obciążeń obliczeniowych 0,0149*1,35=0,0201. Poniżej zestawiono pozostałe parametry (C_{mz}=0,90).

Tabela 5. Rezultaty dla belki ze schematu statycznego wg Rys. 3b

Table 5. Calculated results for beam shown in Fig. 3b

M_{cr} [kNm]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]	$\overline{M}_{z,Ed}$ [kNm]	$B_{w,Rd}$ [kNm^2]
3905	258,2	50,6	55,8	7,9

Tabela 6. Rezultaty dla belki ze schematu statycznego wg Rys. 3b (cd.)

Table 6. Calculated results for beam shown in Fig. 3b (continued)

χ_{LT}	k_w	k_{zw}	k_α	(1)	(5)	(7)
0,831	0,653	0,847	1,071	0,72	0,75	4,2mm

5. Uwagi i wnioski

W pracy przedstawiono metodę wymiarowania monosymetrycznych elementów zginanych i skręcanych, w której warunki równowagi wyznaczamy w konfiguracji po deformacji (po uwzględnieniu skręcenia przekroju). Prowadzi to do zwiększenia zarówno momentu zginającego względem osi słabszej jak i poziomego przemieszczenia elementu. Zaproponowana metoda pozwala na poprawne wyznaczenie sił przekrojowych i przemieszczeń zgodnych z teorią Własowa. Wzory na rozkład sił przekrojowych i przemieszczeń zaczerpnięte z pracy Ruteckiego [3] są proste i łatwe do wykorzystania w dowolnym arkuszu kalkulacyjnym. Wpływ odkształceń stycznych od skręcania St. Venanta uwzględniamy poprzez zmniejszenie nośności dla sił poprzecznych wg wzoru (6.28) z [8] ($\tau_{t,Ed}=M_{v,Ed}t_w/I_T$, gdzie: t_w – grubość środnika). W rozpatrywanych

przekrojach jest on pomijalny ($V_{Ed}/V_{Rd}<0,3$). Dzięki małym poziomym przemieszczeniom poprawia się jakość pracy suwnicy i zmniejsza jej awaryjność. Aby uzyskać spełnienie warunku na ugięcia poziome dla przekroju dwuteowego należałoby przyjąć profil HEB700 (ugięcie poziome około 12mm).

Literatura

[1] PN-EN 1993-6: 2009. Projektowanie konstrukcji stalowych − Część 6: Konstrukcje wsporcze dźwignic.
[2] Hughes A.F., Iles D.C., Malik A.S. (2011), Design of steel beams in torsion, Steel Construction Institute, Sliwood Park, Ascot, Publication Number SCI P385, Berkshire, 2011 [http://www.steelconstruction.info/file:sci_p385.pdf : dostęp 20 maj 2015].
[3] Rutecki J. Wytrzymałość konstrukcji cienkościennych, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 1957.
[4] Galéa Y.: Moment critique de déversement élastique de poutre fléchies –Présentation du logiciel LTBEAM. Revue Construction Métallique.CTICM, 2003(2).
[5] PropSection v1.0.3, www.cticm.com/content/propsection-v103, dostęp 20.05.2016.
[6] Bijak R., Chodor L.: Zginanie i skręcanie dwuteowników bisymetrycznych, Konstrukcje betonowe i metalowe, Wydawnictwa Uczelniane Uniwersytetu Technologiczno-Przyrodniczego w Bydgoszczy, 2015.
[7] Żmuda J.: Konstrukcje wsporcze dźwignic, PWN, Warszawa 2013.
[8] PN-EN 1993-1-1:2006. Projektowanie konstrukcji stalowych − Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

DIMENSIONING OF MONOSYMMETRIC BEAMS WITH FORK SUPPORTS UNDER BENDING AND TORSION

S u m m a r y

In presented paper it was shown method of calculation beams of monosymmetric cross-section, under simultaneous bending and torsion, elaborated on basis of standard [1]. The method takes into account Vlasov's theory of torsion and introduces concept of bimoment. Bending moment about the minor axis of inertia (=axis of symmetry) is analyzed with respect to deformed configuration of section [2]. Analytic formulas for angle of twist are based on Vlasov's formulas shown in Rutecki's book [3].

Keywords: crane girder, bimoment, torsion, monosymmetric cross-section

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.37

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 323-330

Edyta BŁYSKAL[1]
Lucjan ŚLĘCZKA[2]

BADANIA DOŚWIADCZALNE ROZCIĄGANYCH KĄTOWNIKÓW ŁĄCZONYCH ZA POMOCĄ JEDNEJ ŚRUBY

Podczas projektowania elementów rozciąganych, w stalowych konstrukcjach budowlanych, bardzo często wykorzystywane są kątowniki równoramienne lub nierównoramienne. Najczęstszą formą ich mocowania, wynikającą z kształtu przekroju poprzecznego, jest łączenie za pomocą tylko jednego ramienia, przy użyciu jednej lub większej liczby śrub. W takiej sytuacji, na nośność przekroju przy rozciąganiu znacząco wpływają takie czynniki, jak: mimośród obciążenia, stworzony warunkami mocowania, oraz osłabienie ścianki przylgowej otworami na łączniki. W pracy przedstawiono metodykę przeprowadzenia i otrzymane rezultaty doświadczalnej weryfikacji nośności kątowników mocowanych za pomocą tylko jednej śruby. Przebadano ogółem 22 elementy próbne, którymi były kątowniki pojedyncze lub podwójne, łączone do blach węzłowych. Zastosowano trzy rozmiary kątowników (L50x5, L60x6 oraz L80x6), rozpatrzono średnice śrub w zakresie M12÷M22 oraz różnicowano położenie osi otworu względem bocznego brzegu ramienia kątownika. Otrzymane rezultaty pozwoliły na weryfikację rozbieżnych podejść obliczeniowych zawartych w normach. W szczególności odniesiono się do zapisów zawartych w normie do projektowania połączeń w stalowych konstrukcjach budowlanych PN-EN 1993-1-8 oraz zaleceń w normie dotyczącej projektowania stalowych konstrukcji wsporczych napowietrznych linii elektroenergetycznych wysokiego napięcia PN-EN 50341-1.

Słowa kluczowe: kątowniki, przekrój osłabiony, rozciąganie mimośrodowe, połączenia śrubowe

1. Wprowadzenie

Kątowniki, równoramienne lub nierównoramienne, są bardzo często wykorzystywane jako elementy rozciągane osiowo w projektowaniu i wykonawstwie stalowych konstrukcji budowlanych. Najczęstszą formą mocowania takich elementów, wynikającą z kształtu ich przekroju poprzecznego, jest łączenie tylko za pomocą jednego ramienia (przylgowego), podczas gdy drugie ramię (odstają-

[1] Autor do korespondencji/corresponding author: Edyta Błyskal, Politechnika Rzeszowska, edytablyskal@prz.edu.pl
[2] Lucjan Ślęczka, Politechnika Rzeszowska, sleczka@prz.edu.pl

ce) pozostaje niezamocowane. Jeśli stosowanymi łącznikami są śruby, dodatkowo dochodzi do osłabienia przekroju poprzecznego ścianki przylgowej. Oba te wpływy (mimośród mocowania oraz osłabienie przekroju poprzecznego jednej ścianki) wywołują powstanie momentu zginającego, który obciąża połączenie i łączone ze sobą elementy. Nierównomierny rozkład naprężeń w obszarze połączenia (w elemencie, który jest nominalnie osiowo rozciągany) nazywany jest z angielska „shear lag effect" [1] i powinien być uwzględniony przy wyznaczaniu nośności mocowanych w taki sposób kształtowników.

Współczesne normy projektowania [5], [7] pozwalają obliczać nośność mocowanych w ten sposób elementów, jako nominalnie rozciąganych, z pominięciem pracochłonnego wyznaczania powstających efektów zginania i koncentracji naprężeń, jednakże przy istotnej redukcji nośności obliczeniowej przekroju poprzecznego pręta.

Najbardziej udokumentowane badania tego zjawiska przeprowadzono w Ameryce Północnej [2], [3], [9], [10]. Europejskie badania w tym zakresie są daleko mniej liczne [4]. Pomimo mniejszej liczby badań, przepisy wprowadzane w normach europejskich odbiegają od uregulowań amerykańskich. Dodatkowo, wprowadzane w życie przepisy europejskie ujmują zagadnienie nośności kątowników mocowanych jednym ramieniem bardzo niejednolicie. W szczególności istnieje różnica pomiędzy zapisami w normie PN-EN 1993-1-8 [7], a zapisami w normie dotyczącej projektowania stalowych konstrukcji wsporczych napowietrznych linii elektroenergetycznych wysokiego napięcia PN-EN 50341-1 [8], prowadząca do znacznej rozbieżności otrzymywanych nośności.

Ta zauważalna różnica we wspomnianych wyżej zapisach norm [7] oraz [8] dotyczących nośności kątowników mocowanych jednym ramieniem, była bezpośrednią inspiracją do przeprowadzenia badań własnych. W niniejszej pracy przedstawiono zastosowaną metodykę oraz wyniki badań kątowników mocowanych tylko za pomocą jednej śruby.

2. Podejścia obliczeniowe stosowane w przepisach krajowych

Kątownik mocowany jednym ramieniem może być traktowany jako rozciągany osiowo, przy odpowiedniej redukcji jego powierzchni przekroju poprzecznego. W przypadku kątowników mocowanych za pomocą jednej śruby w przepisach krajowych są stosowane aktualnie dwa podejścia obliczeniowe. Według zapisów normy PN-EN 1993-1-8/3.10.3 [7], nośność obliczeniowa takiego elementu określona jest poniższą zależnością:

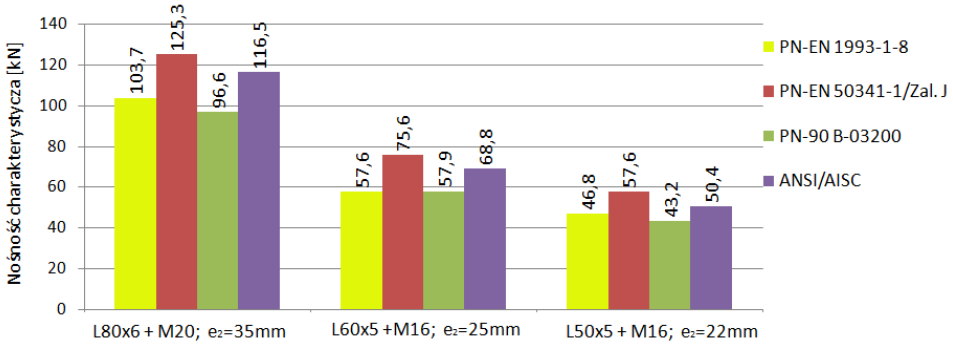
$$N_{u,Rd} = \frac{2{,}0\,(e_2 - 0{,}5\,d_0)\,t\,f_u}{\gamma_{M2}}. \tag{1}$$

Natomiast korzystając z normy PN-EN 50341-1/Załącznik J [8] tę samą nośność należy ustalać za pomocą wyrażenia:

$$N_{u,Rd} = \frac{(b_1 - d_0)\, t\, f_u}{\gamma_{M2}}, \qquad (2)$$

gdzie: d_0 – średnica otworu na śrubę, e_2 – odległość boczna do osi otworu (mierzona prostopadle do kierunku obciążenia), t – grubość ścianki kątownika, f_u – granica wytrzymałości stali, b_1 – szerokość przylgowego ramienia kątownika.

Na rys. 1 pokazano porównanie nośności charakterystycznych rozciąganych kątowników o różnych rozmiarach, mocowanych jedną śrubą. W porównaniu uwzględniono nośności wyznaczane za pomocą zależności (1) oraz (2), a także zapisy normy PN-90/B-03200 [5] oraz normy amerykańskiej [1]. Można zauważyć istotne zróżnicowanie otrzymanych wyników, w szczególności pomiędzy zależnościami (1) i (2).



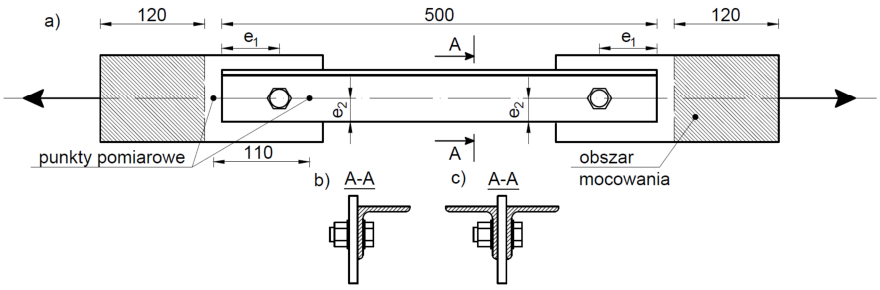
Rys. 1. Porównanie nośności charakterystycznej kątowników mocowanych jedną śrubą, według różnych przepisów (stal gatunku S235)

Fig. 1. Comparison of characteristic tension resistance of angle members connected by one bolt, according to different codes (steel grade S235)

3. Opis badanych elementów

Do badań wykorzystano 22 elementy wykonane z kątowników równoramiennych o rozmiarach L50x5, L60x6 i L80x6 o długości 500 mm każdy. Kątowniki były łączone tym samym ramieniem do dwóch blach węzłowych (bl.10x100), za pomocą jednego łącznika śrubowego w każdym styku. Schemat elementów badawczych pokazano na rys. 2, a ich pełen opis w tabeli 1.

Na elementy badawcze zastosowano kątowniki pojedyncze lub zdwojone (rys. 2), łączone z blachami węzłowymi za pomocą śrub o średnicach od M12 do M22. Wszystkie wykorzystane śruby były klasy 8.8 i posiadały gwint na całej długości trzpienia. Stosowane połączenia były kategorii A, według PN-EN 1993-1-8 [7], lecz przy zakręcaniu sprężono śruby do niewielkiej wartości, w celu ujednolicenia wykonania połączeń (ok. 30% wartości odpowiedniego momentu dokręcenia, jak dla połączeń sprężanych).



Rys. 2. Element badawczy: a) widok, b) przekrój poprzeczny elementu z pojedynczym kątownikiem, c) przekrój poprzeczny elementu z dwoma kątownikami

Fig. 2. Test specimen: a) general view, b) cross section of specimen with single angle member, c) cross section of specimen with double angle member

Tabela 1. Opis elementów badawczych

Table 1. Description of test specimens

Lp.	Symbol	Kątownik(i)	Śruba	e_2 [mm]	e_1 [mm]	Nośność graniczna N_{exp} [kN]
1.	D80/22/29	2 x L80x6	M22	29	75	239,3
2.	J80/22/29	1 x L80x6	M22	29	75	133,6
3.	J80/22/32	1 x L80x6	M22	32	75	132,1
4.	J80/22/36	1 x L80x6	M22	36	75	149,3
5.	J80/22/39	1 x L80x6	M22	39	75	177,6
6.	D80/18/24	2 x L80x6	M18	24	60	220,5
7.	J80/18/24	1 x L80x6	M18	24	60	112,2 (ś)
8.	J80/18/28	1 x L80x6	M18	28	60	121,5 (ś)
9.	J80/18/31	1 x L80x6	M18	31	60	119,1 (ś)
10.	J60/22/27	1 x L60x6	M22	27	75	105,6
11.	J60/22/29	1 x L60x6	M22	29	75	118,3
12.	D60/20/27	2 x L60x6	M20	27	66	196,3
13.	J60/20/27	1 x L60x6	M20	27	66	83,8
14.	J60/20/31	1 x L60x6	M20	31	66	130,9
15.	D60/18/24	2 x L60x6	M18	24	60	180,4
16.	J60/18/24	1 x L60x6	M18	24	60	93,0
17.	J60/18/28	1 x L60x6	M18	28	60	111,9 (ś)
18.	J60/18/31	1 x L60x6	M18	31	60	116,2 (ś)
19.	D50/12/16	2 x L50x5	M12	16	40	105,4 (ś)
20.	J50/12/16	1 x L50x5	M12	16	30	49,9 (ś)
21.	D50/16/22	2 x L50x5	M16	22	55	137,9
22.	J50/16/22	1 x L50x5	M16	22	35	83,2

Połączenia kątownika z blachą zaprojektowano tak, aby zniszczeniu uległ kątownik w osłabionym przekroju, a nie śruba. Aby wywołać zniszczenie w połączeniu, w którym mierzono przemieszczenie pomiędzy kątownikiem a blachą za pomocą ekstensometru (por. położenie punktów pomiarowych na rys. 2), zróżnicowano rozmiar luzu w otworach na śruby. W połączeniu, w którym kątownik miał ulec rozerwaniu otwór wykonano z luzem według wskazań normy PN-EN 1090-2 [6] dla danej średnicy śruby. Natomiast na drugim końcu, średnica otworu na śrubę była równa średnicy śruby (brak luzu). Wszystkie otwory, zarówno w kątownikach, jak i blachach były wiercone. W każdym styku śrubowym stosowano podkładki z obu stron styku (pod łbem śruby i pod nakrętką).

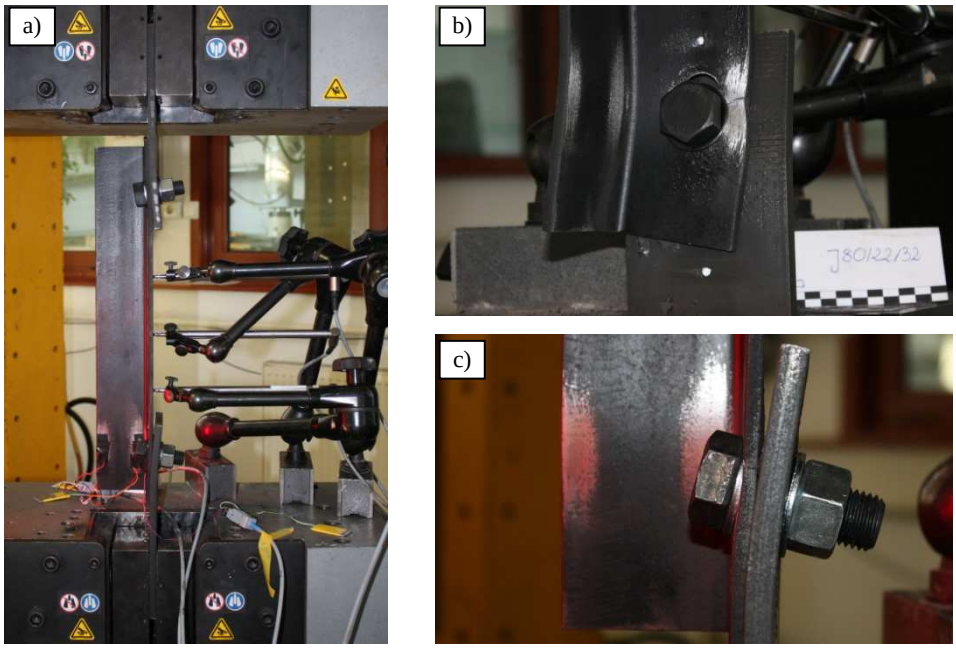
4. Przebieg badań i otrzymane rezultaty

Na wstępie zbadano parametry mechaniczne stali kątowników. Statyczna próba rozciągania wykazała średnią granicę plastyczności $f_y = 320$ N/mm^2 oraz granicę wytrzymałości stali $f_u = 449$ N/mm^2.

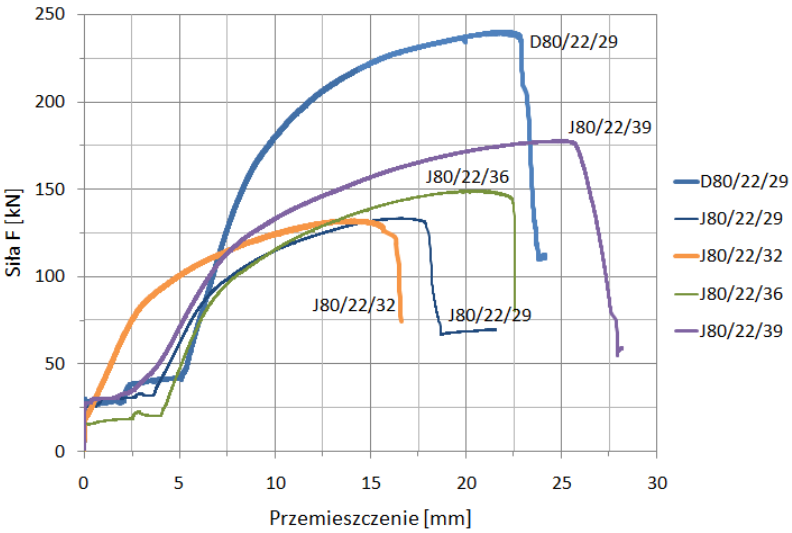
Badania elementów badawczych zostały wykonane przy użyciu maszyny wytrzymałościowej Instron 1200kN-J1D (rys. 3a). Proces rozciągania sterowany był przemieszczeniem. Prędkość przyrostu przemieszczenia wynosiła 0,5 mm/min. Podczas badania rejestrowano powstającą siłę, przemieszczenie szczęk maszyny wytrzymałościowej oraz pojawiające się przemieszczenie pomiędzy dwoma punktami pomiarowymi, zaznaczonymi na kątowniku i blasze węzłowej w obszarze badanego połączenia (rys. 2). Ten pomiar odbywał się za pomocą ekstensometru optycznego. Zarejestrowane w ten sposób przebiegi zależności obciążenie – przemieszczenie pokazano na rys. 4, dla kilku wybranych elementów badawczych.

Dodatkowo podczas badań w jednym elemencie mierzono odkształcenia za pomocą foliowych tensometrów elektrooporowych, usytuowanych w trzech miejscach, w obszarze połączenia. W kilku elementach mierzono przy użyciu czujników przemieszczeń wygięcie kątownika spowodowane mimośrodem obciążenia.

Piętnaście elementów badawczych uległo zniszczeniu poprzez rozerwanie kątownika w miejscu osłabienia otworem ścianki przylgowej, w siedmiu zniszczenie polegało na ścięciu śruby. Zniszczenie poprzez rozerwanie osłabionego kątownika zachodziło przy znacznych deformacjach plastycznych, przewężeniu fragmentu ścianki przylgowej (w obszarze od otworu do zewnętrznego brzegu ramienia) i przy wywołanej tym owalizacji otworu na śrubę. Powstające pęknięcie inicjowane było od zewnętrznego brzegu ścianki (rys. 3b). Przy rozciąganiu pojedynczych kątowników zaobserwowano również wyraźną deformację giętną blach węzłowych (rys. 3c) i niewielkie ugięcie kątownika (strzałka ugięcia nie przekraczała 4,5 mm).



Rys. 3. Element badawczy J80/22/32; a) widok; b) sposób zniszczenia; c) deformacje blachy
Fig. 3. Specimen J80/22/32: a) a view; b) type of failure; c) deformation of gusset plate

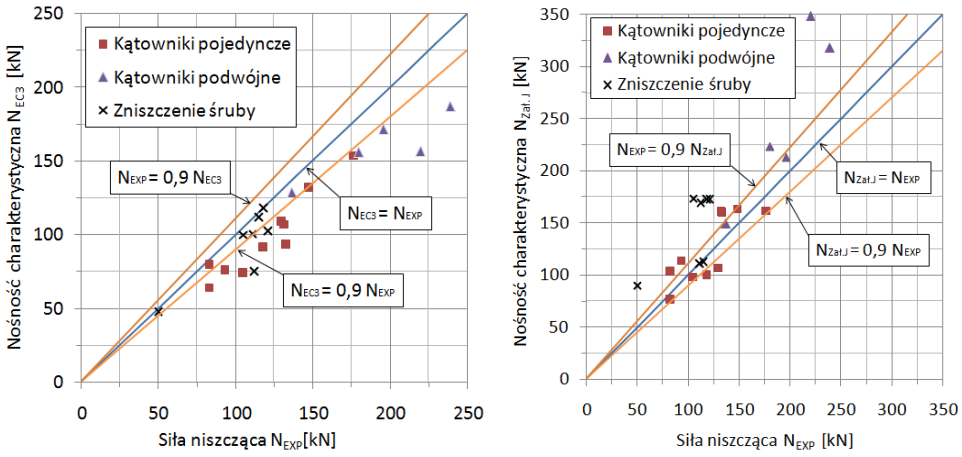


Rys. 4. Otrzymane z badań zależności siła-przemieszczenie wybranych elementów próbnych
Fig. 4. Experimental force-displacement relationships for selected specimens

Jako nośność graniczną otrzymaną z badań N_{exp} przyjęto największą wartość siły zarejestrowanej podczas badań danego elementu. Wartości te zestawiono w tabeli 1. Symbol „(ś)" przy niektórych wynikach oznacza, że o nośności decydowała śruba, kątownik zaś nie uległ zniszczeniu.

Podczas badań stwierdzono wpływ położenia osi otworu względem brzegu ramienia kątownika e_2 na nośność graniczną N_{exp}. Nośność kątowników wzrasta (por. rys. 3) wraz ze wzrostem wartości e_2, czego nie ujmuje zależność (2).

Porównanie pomiędzy nośnością graniczną z badań N_{exp} a charakterystycznymi wartościami nośności według zależności (1) N_{EC3} oraz według (2) - $N_{Zał\ J}$ (z uwzględnieniem granicy wytrzymałości stali otrzymanej z badań) pokazano na rys. 5. Wartość średnia proporcji N_{EC3}/N_{exp} wynosi 0,85, przy odchyleniu standardowym 0,1 (uwzględniono wszystkie wyniki z badań), proporcja zaś $N_{Zał_J}/N_{exp}$=1,21, przy odchyleniu standardowym 0,27.



Rys. 5. Porównanie nośności granicznej z badań N_{exp} z charakterystycznymi wartościami nośności według zależności (1) N_{EC3} oraz według (2) - $N_{Zał_J}$

Fig. 5. Comparison between test results N_{exp} and characteristic value of tension resistance according to (1) N_{EC3} and according to (2) – $N_{Zał_J}$

5. Wnioski końcowe

Biorąc pod uwagę otrzymane wyniki można stwierdzić, że nośność kątowników mocowanych jedną śrubą, w przypadku określania jej za pomocą wyrażenia (1), jest lekko niedoszacowana. Zależność (2) z kolei daje wyniki zawyżone. W szczególności wyrażenie (2) nie uwzględnia wpływu położenia otworu względem brzegu ramienia kątownika e_2. W niektórych przypadkach może prowadzić to do znacznych i niebezpiecznych przeszacowań nośności elementów.

Literatura

[1] ANSI/AISC 360-10 Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, 2010.

[2] Chesson, E.Jr., Munse, W.H.: Riveted and bolted joints: Truss-type tensile connections, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 89, No. ST1, pp. 67-106, 1963.

[3] Kulak G.L., Wu Y.: Shear lag in bolted angle tension members, Journal of Structural Engineering, 123(9), 1144–1152, 1997.

[4] Munter H.L.N., Bourman L.P.: Onderzoek naar de bezwijksterkten van constructiedelen met 1 bout en met 2 bouten per verbinding, Rapport: 6-75-4, Stevin-Laboratorium, Technische Hogeschoool Delft, 1975.

[5] PN-90/B-03200 Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie, Wydawnictwo Normalizacyjne Alfa, Warszawa 1995.

[6] PN-EN 1090-2 Wykonanie konstrukcji stalowych i aluminiowych - Część 2: Wymagania techniczne dotyczące konstrukcji stalowych, PKN, Warszawa 2012.

[7] PN-EN 1993-1-8 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych - Część 1-8: Projektowanie węzłów, PKN, Warszawa 2006.

[8] PN-EN 50341-1 Elektroenergetyczne linie napowietrzne prądu przemiennego powyżej 1 kV. Część 1-Wymagania ogólne. Specyfikacje wspólne, PKN, W-wa, 2013.

[9] Wu Y., Kulak G.L.: Shear lag in bolted single and double angle tension members. Structural Engineering Report No. 187, University of Alberta, 1993.

[10] Yip A. S-M., Cheng J.J.R.: Shear lag in bolted cold-formed steel angles and channels in tension, Structural Engineering Report No. 233, University of Alberta, 2000.

EXPERIMENTAL TESTS OF ANGLE TENSION MEMBERS CONNECTED BY ONE BOLT

S u m m a r y

In civil engineering structures, steel angle members are often used as tension elements. The most common form of joining such members is connecting them by only one leg, using one or more bolts. In these case, the eccentricity of the connection and net cross-section area in joined leg have a big influence on tension resistance. This paper reports on methodology and the results of experimental testing 22 single and double angle tension members connected by one bolt to the gusset plates. Three sizes of elements were used: L50x5, L60x6, L80x6. The bolts diameters fell with the range from M12 to M22. The main variable in specimens was the distance (in perpendicular direction to the tensile force) from the edge of connected leg to the center of fastener hole. The results allowed to countercheck different designing rules described in ruling codes. These study especially focuses on Eurocode 3 (PN-EN 1993-1-8) and PN-EN 50341-1.

Keywords: angle members, net area, shear lag effect, bolted connections

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.38

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 331-338

Jan BRÓDKA[1]
Agnieszka GŁUSZKO[2]
Marcin GÓRSKI[3]
Aleksander KOZŁOWSKI[4]

NOŚNOŚĆ PODSTAW SŁUPÓW Z RUR OKRĄGŁYCH ZGINANYCH I ŚCISKANYCH

Obliczanie nośności i sztywności podstaw słupów ujęto w Eurokodach jedynie w odniesieniu do słupów o trzonach wykonanych z dwuteowników walcowanych lub ich spawanych odpowiedników. W praktyce inżynierskiej często stosowane są słupy o trzonach z kształtowników zamkniętych wewnątrz pustych: kołowych lub prostokątnych. Obliczanie ich nośności i sztywności powinno także odbywać się z zastosowaniem metody składnikowej. W artykule przedstawiono zasady kształtowania konstrukcyjnego oraz propozycję obliczania nośności podstaw słupów z rur okrągłych, zginanych i ściskanych. W proponowanej metodzie rozpatrzono następujące składniki: blachę podstawy przy zginaniu w strefie docisku, blachę podstawy przy zginaniu w strefie rozciągania oraz śruby kotwiące w strefie rozciągania. Podaną procedurę projektową zilustrowano przykładem obliczeniowym.

Słowa kluczowe: konstrukcje stalowe, metoda składnikowa, podstawy słupów, rury okrągłe

1. Wstęp

Słupy o trzonach z rur okrągłych są projektowane przede wszystkim jako wolnostojące elementy utwierdzone w fundamentach, obciążone głównie momentem zginającym (konstrukcje wsporcze reklam, sygnalizacji, zbiorników itp.) lub siłą osiową (podpory pawilonów i budynków kilkukondygnacyjnych).

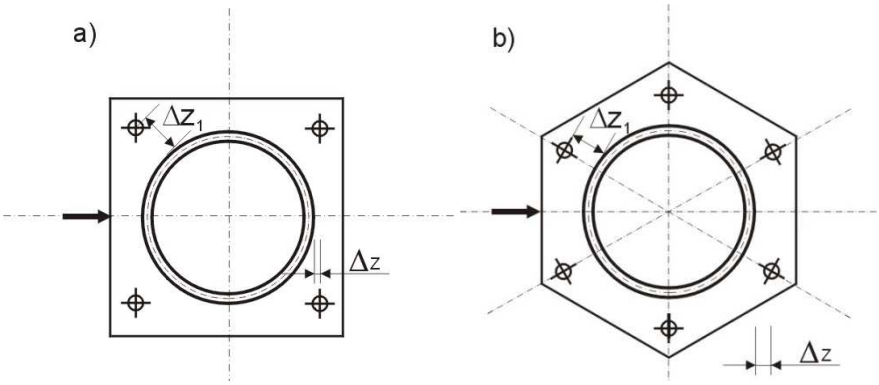
Zagadnienia dotyczące projektowania podstaw słupów zarówno od strony kształtowania elementów, jak też ich obliczania w stanie sprężystym są wystarczająco przedstawione w piśmiennictwie, np. [1] do [4]. W normach europejskich dotyczących projektowania konstrukcji stalowych [6], [7] zagadnienia

[1] Autor do korespondencji/corresponding author: Jan Bródka, jan.brodka@gmail.com
[2] Agnieszka Głuszko, Politechnika Rzeszowska, agluszko@prz.edu.pl
[3] Marcin Górski, Politechnika Rzeszowska, mgorski@prz.edu.pl
[4] Aleksander Kozłowski, Politechnika Rzeszowska, kozlowsk@prz.edu.pl

odnoszące się do podstaw słupów z rur okrągłych nie zostały ujęte. Istnieje pokaźne piśmiennictwo zagraniczne (np. [5], [8]), odnoszące się do podstaw słupów jako węzłów podatnych, jednak zwykle przedstawiające zagadnienia w ujęciu słupów z dwuteowników.

2. Kształtowanie podstaw słupów z rur okrągłych

Na rys. 1 pokazano dwa podstawowe przykłady blach poziomych podstaw słupów z rur okrągłych. Zwykle podstawa jest kwadratowa, a cztery śruby kotwiące są rozmieszczone w jej narożach (rys. 1a). Taki kształt i rozmieszczenie kotew jest przyjmowany wtedy, kiedy słup przenosi głównie zginanie. Jeżeli siła podłużna powoduje wzrost wytężenia w słupie, to zwykle projektuje się blachę poziomą podstawy w kształcie sześcioboku foremnego (rys 1b). W wypadku działania na trzon dużych momentów zginających, powodujących stosowanie rur o dużych średnicach projektuje się okrągłe, poziome blachy podstawy. W takiej sytuacji projektowej wzrasta liczba śrub kotwiących i wtedy ocenę nośności należy rozwiązywać tak, jak to czyni się w wypadku kominów [4].

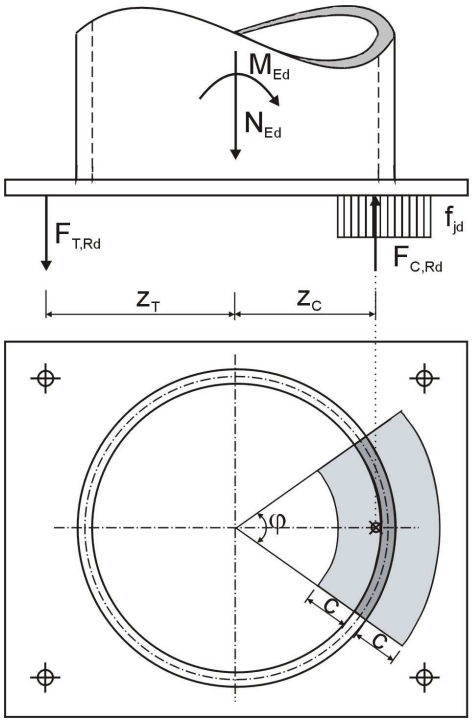


Rys. 1. Przykładowa geometria blach poziomych podstaw słupów okrągłych

Fig. 1. Sample geometry of base plates of CHS columns

3. Ocena nośności podstawy słupa w strefie ściskanej

W [7] oceny nośności strefy ściskanej dokonuje się, ustalając wysięg będący częścią blachy podstawy, odmierzany od zewnętrznego i wewnętrznego brzegu ścianki trzonu kształtownika zamkniętego. Aby ustalić ramię dźwigni (odstęp między wypadkową strefy docisku a osią śruby kotwiącej), należy określić zasięg strefy ściskanej dla przypadku ściskania mimośrodowego (pole zacienione na rys. 2).



Rys. 2. Rozkład sił w połączeniu oraz zasięg strefy ściskanej

Fig. 2. Distribution of forces in connection and range of compression zone

Strefa ściskana bierze udział w przenoszeniu momentu zginającego oraz siły podłużnej, a w przypadku obciążenia osiowego słupa jej zasięg obejmuje cały przekrój. Geometrię strefy ściskanej ustala się następująco (rys. 3):

$$z_C = \frac{r_c \cdot b_c}{s_c} \qquad s_C = \frac{\pi \cdot r_c \cdot \varphi}{180°} \qquad b_C = 2 \cdot r_c \cdot \sin\frac{\varphi}{2} \tag{1}$$

przy czym:

z_C – odległość środka ciężkości strefy ściskanej od środka ciężkości przekroju rury okrągłej,

s_c – długość łuku w strefie ściskanej,

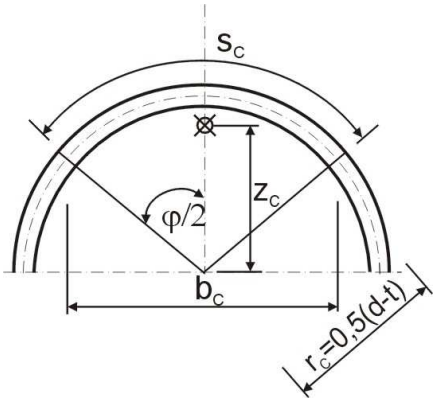
b_c – rozpiętość łuku tej strefy, mierzona między jej końcami w osi jej przekroju,

$r_C = \frac{d-t}{2}$ – promień łuku tej strefy, mierzony w osi jej przekroju,

d – zewnętrzna średnica zastosowanej rury,

t – grubość ścianki rury,

φ – kąt wycinka strefy ściskanej, zawarty między promieniami łuku tej strefy, wskazującymi jej końce, przyjmowany w stopniach.



Rys. 3. Geometria strefy ściskanej

Fig. 3. Geometry of compression zone

Obciążenie części ściskanej i rozciąganej podstawy trzonu słupa ustala się jako:

$$F_{Cf} = \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{z};\ F_{Tf} = \frac{N_{Ed}}{2} - \frac{M_{Ed}}{z};\ z = z_C + z_T \tag{2}$$

gdzie:
N_{Ed} – siła podłużna w trzonie słupa,
M_{Ed} – moment zginający trzon słupa,
z – ramię dźwigni,
z_T – odstęp osi śrub kotwiących od środka ciężkości trzonu słupa.

Układ równań (2), służący do oceny obciążenia stref ściskanej i rozciąganej trzonu słupa, a zarazem blachy poziomej jego podstawy, nie umożliwia uzyskania wartości jednoznacznych. Aby temu zaradzić należy jedno z tych obciążeń przyjąć o wartości ustalonej. Proponuje się, aby tym obciążeniem była wartość:

$$F_{Cf} = \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{z} = F_{C,Rd} \tag{3}$$

Jest to siła, jaką trzon słupa przekazuje w strefie ściskanej, a zarazem nośność tej strefy podczas ściskania podstawy. Ustala się ją, w sposób następujący:

$$F_{C,Rd} = \frac{t \cdot s_c \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \tag{4}$$

przy czym: f_y – granica plastyczności rury słupa,

Przyjmując wstępnie wartość φ, ustala się kolejno wartości $F_{C,Rd}$, z_C oraz z, a następnie metodą kolejnych przybliżeń wyznacza wartość F_{Cf} i porównuje z $F_{C,Rd}$. Iterację kończy się wtedy, kiedy różnica między porównywanymi wartościami jest minimalna. W omawianej procedurze ściskanie jest dodatnią, a rozciąganie ujemną wartością.

W [7] pole docisku strefy ściskanej poziomej blachy podstawy do fundamentu po ustaleniu wysięgu c określa się, korzystając z jej współpracujących długości l_{eff} i szerokości b_{eff}. Krzywizna tych stref w wypadku rur okrągłych powoduje konieczność rozpatrywania rur grubościennych, ustalając pola docisku w sposób następujący:

$$A'_{c,red} = \frac{\pi \cdot \left(r_0^{\,2} - r_i^{\,2}\right) \cdot \varphi}{360°} \tag{5}$$

przy czym:

$r_0 = \dfrac{d + 2c}{2}$ – zewnętrzny promień pola docisku,

$r_i = \dfrac{d - 2(t + c)}{2}$ – wewnętrzny promień pola docisku,

c – wysięg ustalany wzorem (6.5), podanym w [7],

Ustalenie wartości $F_{Cf} = F_{C,Rd}$ jest zarazem sprawdzeniem nośności strefy ściskanej trzonu słupa. Natomiast oceny nośności poziomej blachy podstawy oraz betonu i podlewki przy docisku dokonuje się następująco:

$$\frac{F_{cf}}{A'_{c,red}} \le f_{jd} \tag{6}$$

przy czym f_{jd} jest obliczeniową wytrzymałością połączenia na docisk (patrz punkt 6.2.5(7) w [7]).

4. Ocena nośności podstawy słupa

Zgodnie z metodą składnikową przyjętą w [7], sprawdzenie nośności podstawy słupa przeprowadza się, jak następuje:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \le 1{,}0$$

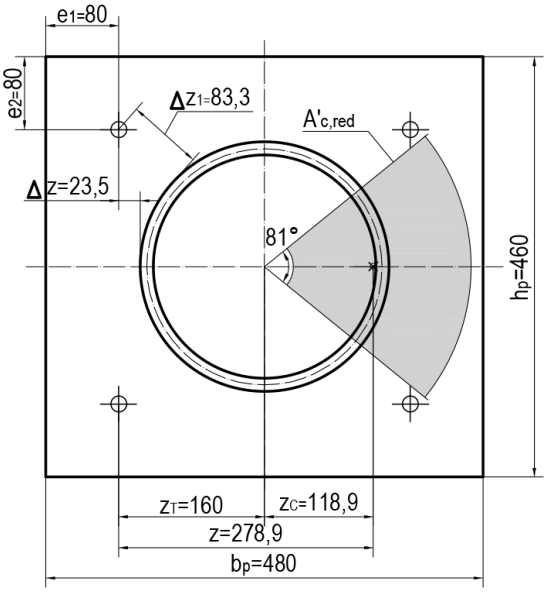
gdzie:

$$M_{Rd} = F_{C,Rd} \cdot z_C + F_{T,Rd} \cdot z_T \tag{7}$$

$F_{T,Rd}$ - nośność części rozciąganej połączenia, określana na podstawie Tablicy 6.2 zawartej w [7].

5. Przykład obliczeniowy

Sprawdzenie nośności podstawy słupa (rys. 4) o przekroju zamkniętym okrągłym Ø 273×14,2. Wymiary blachy podstawy wstępnie przyjęto 480×460×45. Obciążenia działające na podstawę słupa: N_{Ed} = 70,3 kN, M_{Ed} = 160,3 kNm.



Rys. 4. Geometria analizowanej podstawy słupa

Fig. 4. Geometry of analyzed column base

Dane materiałowe:

- stal S235: $f_y = 215 N/mm^2$ (przy grubości >40 mm), $f_u = 360 N/mm^2$,

- beton C25/30: $f_{ck} = 25 N/mm^2$, $f_{ctk} = 1{,}8\ N/mm^2$,

Przyjęto płytkowe śruby kotwiące M42 ze stali S355:

$A_s = 1120 mm^2$ $f_y = 355\ N/mm^2$ $f_u = 490\ N/mm^2$

Wyznaczenie położenia środka ciężkości strefy ściskanej z_C uzyskuje się w kolejnych krokach iteracji. Przyjęto wstępnie kąt $\varphi = 80^o$.

$$s_c = \pi \cdot r_c \frac{\varphi^\circ}{180^\circ} = \pi \cdot 129{,}4 \frac{80^\circ}{180^\circ} = 180{,}7 mm$$

$$b_c = 2r_c \cdot \sin(\varphi/2) = 2 \cdot 129{,}4 \cdot \sin(80/2) = 166{,}4 mm$$

$$r_c = 0{,}5 \cdot (d - t) = 0{,}5 \cdot (273 - 14{,}2) = 129{,}4 mm$$

$$z_C = \frac{r_c \cdot b_c}{s_c} = \frac{129{,}4 \cdot 166{,}4}{180{,}7} = 119{,}1 mm,$$

Obliczono ramię dźwigni z:

$$z_T = 160 mm$$

$$z = z_T + z_C = 160 + 119{,}1 = 279{,}1 mm$$

Przyjęto $F_{Cf} = F_{C,Rd}$ i wyznaczono wymaganą wartość ramienia dźwigni z:

$$F_{CRd} = t \cdot s_c \cdot f_y / \gamma_{M0} = 14{,}2 \cdot 180{,}7 \cdot 235 / 1{,}0 = 602{,}9kN$$

$$z = \frac{M_{Ed}}{F_{CRd} - 0{,}5N_{Ed}} = \frac{160{,}3 \cdot 10^6}{602{,}9 - 0{,}5 \cdot 70{,}3 \cdot 10^3} = 282{,}3mm$$

Porównano otrzymane z poczynionych kroków wartości ramienia dźwigni:
z = 282,3 mm > z = 279,1 mm. Wniosek: należy zwiększyć kąt φ.
Powtórzono poprzednio wykonane kroki, aby zmniejszyć różnicę między wartościami założonego i obliczonego ramienia dźwigni. Ostatecznie przyjęto wartość z = 278,9 mm.

$$s_c = 183mm \qquad \varphi_n = 81^\circ \qquad b_c = 167{,}8mm \quad z_C = 118{,}9mm \quad z_T = 160mm$$

Nośność strefy ściskanej:
Obliczono siłę ściskającą styk:

$$F_{Cf} = \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{z} = \frac{70{,}3 \cdot 10^3}{2} + \frac{160{,}3 \cdot 10^6}{278{,}9} = 609{,}9kN$$

$$f_{jd} = f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1{,}4} = 17{,}8\,N/mm^2$$

$$c = 45 \cdot \sqrt{\frac{215}{3 \cdot 17{,}8 \cdot 1{,}0}} = 90{,}3mm$$

$$r_0 = (d + 2c)/2 = (273 + 2 \cdot 30{,}3)/2 = 226{,}8mm$$

$$r_i = (d - 2(t + c))/2 = (273 - 2(14{,}2 + 90{,}3))/2 = 32mm$$

$$A'_{c,red} = \pi\left(r_0{}^2 - r_i{}^2\right)\frac{\varphi}{360^\circ} = \pi\left(226{,}8^2 - 32^2\right)\frac{81^\circ}{360^\circ} = 35620mm^2$$

$$\frac{F_{Cf}}{A'_{c,red}} = \frac{609{,}9 \cdot 10^3}{35620} = 16{,}5\ N/mm^2 < f_{jd} = 17{,}8\ N/mm^2$$

Nośność ściskanej części połączenia:

$$F_{C,Rd} = A'_{c,red}\ f_{jd} = 35620 \cdot 17{,}8 = 634kN$$

$$F_{C,Rd} = 634kN > F_{cf} = 609{,}9kN$$

Warunek został spełniony.
Nośność strefy rozciąganej ustalono jako najmniejszą nośność z trzech możliwych modeli zniszczenia króćca teowego (Tablica 6.2 w [7]):

$$F_{T,Rd} = \min\left(F_{T,1-2,Rd}; F_{T,3,Rd}\right) = \min\left(626kN; 790{,}2kN\right) = 626kN$$

Obliczono siłę rozciągającą styk:

$$F_{Tf} = \frac{N_{Ed}}{2} - \frac{M_{Ed}}{z} = \frac{70{,}3 \cdot 10^3}{2} - \frac{160{,}3 \cdot 10^6}{278{,}9} = 539{,}6kN$$

$F_{T,Rd} = 626kN > F_{Tf} = 539,6kN$

Nośność podstawy słupa:

$M_{j,Rd} = F_{T,Rd} \cdot z_T + F_{C,Rd} \cdot z_C = 626 \cdot 0,16 + 634 \cdot 0,1189 = 175,5kNm$

$M_{j,Rd} = 175,5kNm > M_{Ed} = 160,3kNm$

Nośność połączenia jest zapewniona.

Literatura

[1] Bogucki Wł.: Budownictwo stalowe. Arkady. Warszawa.. Część 1, 1976; Część 2, 1977.

[2] Bródka J., Broniewicz M.: Konstrukcje stalowe z rur. Arkady. Warszawa 2000.

[3] Bródka J., Broniewicz M.: Kształtowniki o przekrojach zamkniętych. Poradnik dla projektantów i konstruktorów. Część 1. KoenigStahl. Warszawa 2005.

[4] Bródka J., Kozłowski A., Ligocki I., Łaguna J., Ślęczka L.: Projektowanie i obliczanie połączeń i węzłów konstrukcji stalowych. Drugie wydanie. Tom 1, 2013; Tom 2, 2015. Rzeszów.

[5] Jaspart J.P., Wald F., Weynand K., Gresnigt A., M.: Steel column base classification. – Heron. Vol. 53, no 1/2. Special issue: Steel column bases.

[6] PN-EN 1993-1-1: 2006 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków. PKN, Warszawa.

[7] PN-EN 1993-1-8: 2007 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-8: Projektowanie węzłów. PKN, Warszawa.

[8] Wald F.: Patky sloupů – Column bases. ČVUT. Praha 1995.

MOMENT RESISTANCE OF THE COLUMN BASES OF CIRCULAR HOLLOW CROSS SECTION COLUMN

S u m m a r y

Eurocodes include design procedures for calculating moment resistance and stiffness of column bases of I-section or their welde d equivalents. In engineering practice very often column of cross section of circular or rectangular hollow section is applied. Estimation of their moment resistance and initial stiffness should be conducted also by component method. Methods of structural shaping and proposal of design procedure for determination of moment resistance of circular hollow section column bases subjected to bending moment and axial force was presented. The following components has been considered: base plate in bending under compression, base plate in bending under tension and anchor bolt in tension. Design procedure was supported by working example.

Keywords: steel structures, component method, column bases, hollow section column

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.39

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 339-346

Marian GIŻEJOWSKI[1]
Radosław SZCZERBA[2]
Marcin GAJEWSKI[3]

MODELE MES I METODY SYMULACJI W ANALIZIE ZWICHRZENIA ZGINANYCH ELEMENTÓW KONSTRUKCJI STALOWYCH

Przedstawiono metody symulacji statecznościowego zachowania się zginanych elementów konstrukcji stalowych z wykorzystaniem modelowania skończenie-elementowego. Rozważania dotyczą belek nieidealnych, wykonanych z walcowanych kształtowników szerokostopowych HEB i wąskostopowych IPE, o wstępnym wygięciu odpowiadającym pierwszej formie zwichrzenia. Idealizacja warunków brzegowych modeli numerycznych w pełni odpowiada założeniom przyjmowanym w podejściu analitycznym przy obliczaniu zwichrzenia belek. Wykonano geometrycznie i materiałowo nieliniowe analizy GMNIA wspomagane analizą LBA oraz zbadano wpływ ciężaru własnego na uzyskane wyniki. Do obliczeń numerycznych wykorzystano program komputerowy ABAQUS/Standard.

Słowa kluczowe: dwuteownik stalowy, zwichrzenie, MES, LBA, GMNIA

1. Wprowadzenie

Analiza stateczności sprężystej elementów idealnych, rozpatrywana w ramach teorii prętowej jako bifurkacja równowagi, została zapoczątkowana w XVIII wieku przez Eulera wraz z podaniem fundamentalnego rozwiązania dotyczącego giętnego wyboczenia nieważkiego elementu swobodnie podpartego.

Rozwój analitycznych metod matematycznych oraz mechaniki prętów odkształcalnych umożliwił w kolejnych wiekach rozwinięcie badań w kierunku uwzględnienia form giętno-skrętnych i niestateczności dynamicznej, które doprowadziły w XX wieku do sformalizowania opisu zagadnień statyki, stateczności i dynamiki prętów przez Własowa i Umańskiego.

[1] Autor do korespondencji/corresponding author: Marian Giżejowski, Politechnika Warszawska, al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, tel.: +48 22 234 6554, m.gizejowski@il.pw.edu.pl

[2] Radosław Szczerba, Politechnika Warszawska, al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, tel.: +48 22 234 6261, r.szczerba@il.pw.edu.pl

[3] Marcin Gajewski, Politechnika Warszawska, al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, tel.: +48 22 234 5164, m.gajewski@il.pw.edu.pl

W XX wieku skoncentrowano się na zagadnieniach wyboczenia niesprężystego oraz technicznej utraty stateczności elementów nieidealnych, co stworzyło podwaliny pod ogólną teorię nośności prętów w ujęciu geometrycznie nieliniowym oraz technicznej utraty stateczności we współczesnych normach projektowania konstrukcji (eurokodów konstrukcyjnych). W literaturze krajowej ważne odnotowania są opracowania monograficzne [1, 2, 3].

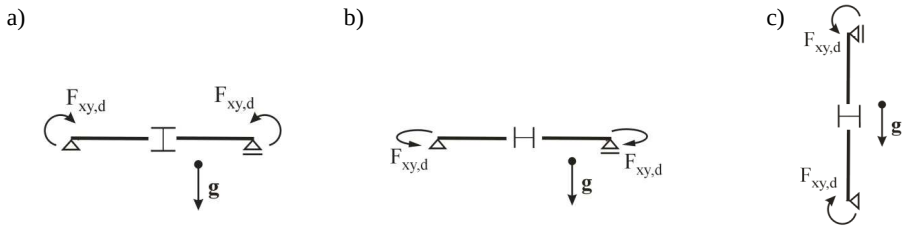
Praktycznie nieograniczone możliwości badawcze w zakresie różnych zjawisk niestateczności stworzone zostały wraz z pojawieniem się metody elementów skończonych i rozwojem metod numerycznych. Powstało wiele programów komputerowych do symulacji procesów fizycznych, z uwzględnieniem różnych form niestateczności lokalnej, dystorsyjnej i ogólnej, a także form interakcyjnych w zakresie nieliniowym geometrycznie i materiałowo. Ocena wiarygodności modelu skończenie-elementowego powinna być walidowana (bezpośrednio lub pośrednio) oraz weryfikowana przez porównanie z rozwiązaniami analitycznymi w prostych przypadkach warunków brzegowych i oddziaływań.

W pracy przedstawiono wybrane aspekty numerycznego modelowania nośności i technicznej utraty stateczności ogólnej sprężysto-plastycznych elementów szkieletowych konstrukcji stalowych w przypadku zginania.

2. Rozpatrywane modele numeryczne

W teorii stateczności prętów na ogół zakłada się, że są one nieważkie, tzn. że wpływ na wyboczenie sił masowych (ciężaru) jest pomijalny w stosunku do sił zewnętrznych (obciążenia). W zakresie oddziaływań wieloparametrycznych, modelowanie sekwencji (kolejności zadawania) obciążenia nie ma wpływu na kształt krzywej lub powierzchni granicznej sprężystych stanów statecznych pojedynczego elementu konstrukcji. Zasada ta nie obowiązuje w zakresie sprężysto-plastycznym, aczkolwiek różnice w ocenie nośności mogą być nieistotne w wypadku prętów statycznie wyznaczalnych, w których stan graniczny przekroju osiągany jest praktycznie jednocześnie z uplastycznieniem jego najbardziej wytężonych włókien.

Poprawność numerycznego rozwiązania konkretnego problemu stateczności owego zachowania się pręta niesprężystego zależy od sposobu modelowania realizacji obciążenia oraz warunków brzegowych. Rozważano belkę stalową o bisymetrycznym przekroju dwuteowym szerokostopowym lub wąskostopowym oraz momentowe obciążenie $F_{xy,d}$. Trzy charakterystyczne położenia takiego elementu względem sił grawitacji pokazano na rys. 1. Ponieważ rozpatrujemy element nieważki i pomijamy siły masowe, orientacja przekroju względem kierunku grawitacji nie ma tu znaczenia i zadanie można rozpatrywać przy założeniu dowolnego usytuowaniu elementu. Obciążenie momentami skupionymi $F_{xy,d}$ zaczepionymi w końcowych przekrojach belki wywołuje tylko momentowe efekty oddziaływań $M_{y,Ed}$ oraz momentowe efekty przemieszczeniowe w_{Ed}.



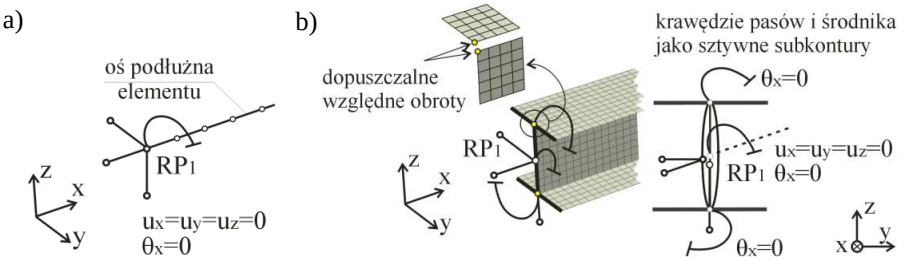
Rys. 1. Możliwe przypadki usytuowania elementu względem kierunku pola grawitacyjnego **g**; a), b) ciężar własny powoduje zginanie, c) ciężar własny powoduje ściskanie

Fig. 1. Possible cases of the location of an element in the gravitational field **g**; a), b) additional bending due to dead load, c) additional compression due to dead load

Symulacje wykonano z użyciem pakietu ABAQUS/Standard [4], stosując:

a) dyskretyzację belkowymi elementami skończonymi (typ elementu B32OS) oraz powłokowymi elementami skończonymi (typ elementu S4R),
b) liniową analizę zwichrzenia sprężystego (LBA),
c) nieliniową analizę zwichrzenia technicznego w odniesieniu do geometrii nieidealnej (GMNIA) z uwzględnieniem wpływu sił masowych na wyniki.

Na rys. 2 przedstawiono sposoby dyskretyzacji i realizację warunków brzegowych. Model materiału przyjęto jako bilinearny [5], właściwości mechaniczne natomiast jak dla stali S235. W skończenie elementowej analizie LBA zadanie sprowadza się do uwzględnienia jedynie macierzy konstytutywnej oraz macierzy początkowych naprężeń (równowaga statyczna w konfiguracji początkowej). W wypadku zaś analizy GMNIA uwzględnia się założenie dużych przemieszczeń, a więc w sformułowaniu skończenie elementowym bierze się pod uwagę nie tylko macierz początkowych naprężeń, ale i macierz początkowych przemieszczeń (pełne sprzężenie stanów przed- i powyboczeniowego oraz rozpatrywanie równowagi statycznej w konfiguracji aktualnej). Realizując obciążenie momentami skupionymi $F_{xy,d}$, zastosowano przyrostowo-iteracyjne algorytmy sterownia przemieszczeniowego i/lub obciążeniowego.



Rys. 2. Dyskretyzacja i warunki brzegowe; a) model belkowy, b) model powłokowy z liniowo-zmienną deplanacją na długości pasów

Fig. 2. Discretization and boundary conditions; a) beam model, b) shell model with a constant warping gradient along the flanges width

3. Analiza zwichrzenia technicznego belek nieważkich

Analizy GMNIA zwichrzenia technicznego belek przeprowadzono w dwóch etapach:

- **Etap I**: z użyciem modułu BUCKLE w celu wyznaczenia podstawowej wartości własnej i wektora własnego; rozważania dotyczą belek o wstępnym wygięciu odpowiadającym pierwszej formie zwichrzenia, która odpowiada eurokodowemu modelowi analitycznemu; zgodnie z [3], amplituda wygięcia w płaszczyźnie mniejszej bezwładności przekroju wyraża się wówczas zależnością:

$$e_{0,LT} = \frac{\alpha_{LT}\left(\overline{\lambda}_{LT} - 0{,}2\right)}{\frac{M_{cy,Rk}}{B_{c,Rk}}\left[1 + \frac{N_{cr,z}}{M_{cr}}\left(\frac{B_{c,Rk}}{M_{cz,Rk}} - \frac{GI_T}{M_{cr}}\right)\right]}, \tag{1}$$

gdzie:

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 EI_z}{\left(k_z L\right)^2},\ N_{cr,T} = \frac{A}{I_y + I_z}\left\{GI_T + \frac{\pi^2 EI_w}{\left(k_w L\right)^2}\right\}. \tag{2a,b}$$

oraz: $B_{c,Rk}$ = bimomentowa nośność przekroju; $M_{cy,Rk}$, $M_{cz,Rk}$ = momentowe nośności przekroju; α_{LT} = parametr imperfekcji odniesiony do krzywej zwichrzenia miarodajnej dla metody ogólnej sprawdzenia nośności przy zwichrzeniu (pozostałe oznaczenia zgodnie z PN-EN 1993-1-1 [6]).

- **Etap II**: wykorzystując kształt imperfekcji z Etapu I, w Etapie II zrealizowano analizy GMNIA, w których zadawano obciążenie momentami skupionymi $F_{xy,d}$. Momentowe nośności elementów określano na podstawie sporządzonych ścieżek równowagi statycznej.

Eurokodowe krzywe zwichrzenia opisano następującym wzorem uogólnionym, w którym parametr smukłości uwzględnia oba momentowe efekty oddziaływań, tzn. $M_{y,Ed}$ oraz w_{Ed}:

$$\chi_{LT,\mathrm{mod}} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT,\mathrm{mod}}^2}}, \tag{3}$$

$$\phi_{LT} = 0{,}5\left[1 + \alpha_{LT}\left(\overline{\lambda}_{LT,\mathrm{mod}} - \overline{\lambda}_{LT,0,\mathrm{mod}}\right) + \overline{\lambda}_{LT,\mathrm{mod}}^2\right], \tag{4}$$

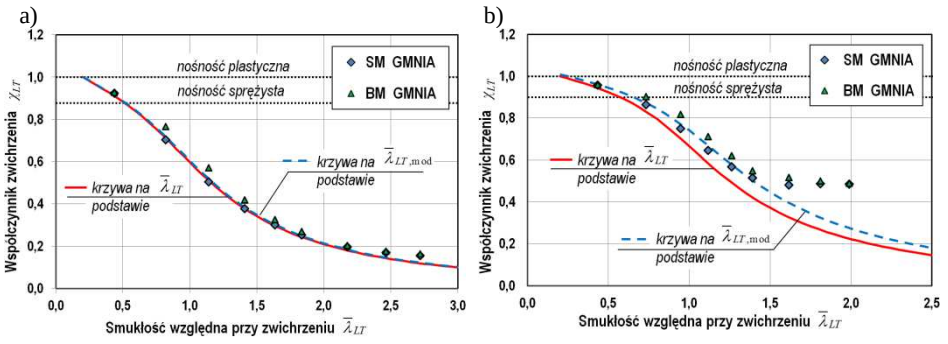
gdzie:

$$\overline{\lambda}_{LT,\mathrm{mod}} = \sqrt[4]{1 - \frac{I_z}{I_y}}\,\overline{\lambda}_{LT},\ \overline{\lambda}_{LT,0,\mathrm{mod}} = \frac{0{,}2}{\sqrt[4]{1 - \frac{I_z}{I_y}}}. \tag{5a, 5b}$$

Przy małych wartościach I_z / I_y zachodzi $\overline{\lambda}_{LT,\mathrm{mod}} \to \overline{\lambda}_{LT}$ oraz $\overline{\lambda}_{LT,0,\mathrm{mod}} \to 0{,}2$, co daje zależności obowiązujące dla belek o przekroju wąskostopowym (smukłość uwzględnia tylko momentowe efekty oddziaływań $M_{y,Ed}$). Przy tym założeniu obliczono wstępne amplitudy jako przeskalowane współrzędne wektora własnego z analizy LBA, opisujące składowe pól przemieszczeń i obrotów przekroju w połowie rozpiętości belki. Wyniki uzyskane z symulacji stateczności owego zachowania się elementów nieważkich przedstawiono na rys. 3.

Z analizy wyników pokazanych na rys. 3 można stwierdzić, że w przypadku belek stalowych o przekroju dwuteowym:

a) w przypadku przekroju szerokostopowego, rozwiązania numeryczne uzyskane z analiz GMNIA prowadzą do wartości odpowiadających krzywej zwichrzenia bazujacej na smukłości zmodyfikowanej $\overline{\lambda}_{LT,\mathrm{mod}}$, a nie smukłości $\overline{\lambda}_{LT}$, co sugeruje, że projektowanie z pominięciem wpływu współczynnika I_z / I_y na zwichrzenie jest mało ekonomiczne; krzywa eurokodowa prowadzi zawsze do projektowania konserwatywnego,
b) przypadku przekroju wąskostopowego, rozwiązania numeryczne uzyskane z analiz GMNIA prowadzą do wartości odpowiadających krzywej zwichrzenia bazujacej na smukłości $\overline{\lambda}_{LT}$, co potwierdza słuszność twierdzenia, że uwzględnienie wpływu współczynnika I_z / I_y na stateczność pozwala na poprawne ujęcie zjawiska zwichrzenia technicznego belek stalowych o przekroju dwuteowym i różnych momentach bezwładności względem obu osi głównych.
c) wyniki numeryczne odpowiadające przyjęciu w modelowaniu elementów belkowych leżą w całym zakresie smukłości powyżej wyników otrzymanych z wykorzystaniem elementów powłokowych, przy czym różnice zmniejszają się w zakresie małych i dużych smukłości belki,
d) w zakresie dużych smukłości wyniki numeryczne leżą powyżej krzywej zwichrzenia wg modelu eurokodowego.



Rys. 3. Porównanie wyników uzyskanych z symulacji MES; a) IPE 500 (krzywa zwichrzenia *b*); b) HEB 300 (krzywa zwichrzenia *a*). BM - model belkowy, SM - model powłokowy

Fig. 3. Comparison of results from buckling strength simulations; a) IPE 500 (buckling curve *b*); b) HEB 300 (buckling curve *a*). BM - beam model, SM- shell model

4. Wpływ sił masowych na nośność belek nieidealnych

Analizę wpływu sił masowych na techniczne zwichrzenie belek nieidealnych przeprowadzono dla trzech przypadków usytuowania belki, jak na rys. 1. Z uwagi na występowanie oddziaływań dwuparametrowych, analizę przeprowadzono w trzech etapach:

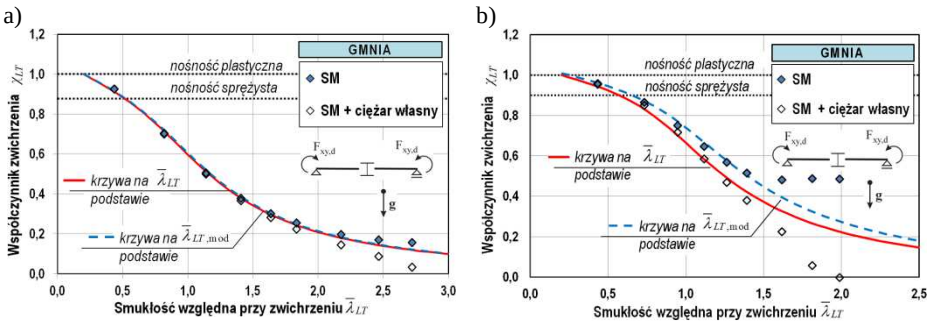
– **Etap I**: analiza LBA i przyjęcie kształtu oraz amplitudy imperfekcji jak w pkt. 3.

– **Etap II**: wykorzystanie wyników analizy Etapu I jako danych do opisu stanu wyjściowego do Etapu II, polegającego na przyrostowo-iteracyjnym rozwiązaniu zadania dwukierunkowego zginania i skręcania skrępowanego belki nieidealnej pod wpływem ciężaru własnego.

– **Etap III**: przyjmując za stan wyjściowy wyniki Etapu II, w Etapie III zrealizowano analizy GMNIA, w których badano zachowanie się belek pod wpływem przyłożenia obciążenia momentami skupionymi $F_{xy,d}$.

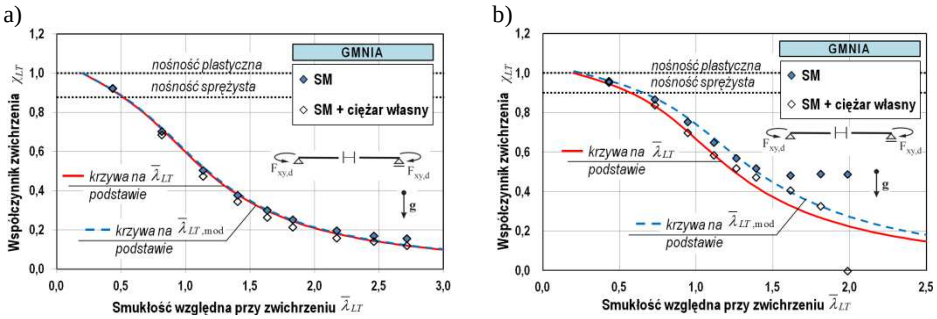
Wyniki analizy zwichrzenia technicznego belek w wypadku ich usytuowania jak na rys. 1 przestawiono odpowiednio na rys. 4, 5 i 6.

Z porównania wyników na rys. 4 i rys. 5 można wywnioskować, że w wypadku gdy oś belki jest prostopadła do kierunku grawitacji, niezależnie od zwrotu wektora efektu $M_{y,Ed}$ oddziaływań, występuje znaczny wpływ sił masowych na zwichrzenie techniczne belek o przekroju szerokostopowym. Efekt ten można tłumaczyć tym, że siły masowe są w tym wypadku dodatkowym czynnikiem obciążenia (rys. 4) lub imperfekcji (rys. 5), który redukuje nośność belek realnych. W tych wypadkach, efekt podwyższenia nośności zaobserwowany w analizie zwichrzenia technicznego nieważkich belek jest de facto niwelowany w wyniku uwzględnienia wpływu sił masowych na nośność. Z porównania rezultatów przedstawionych na rys. 6 wynika, że w wypadku sposobu usytuowania elementu jak na rys. 1 c), typowego dla słu-



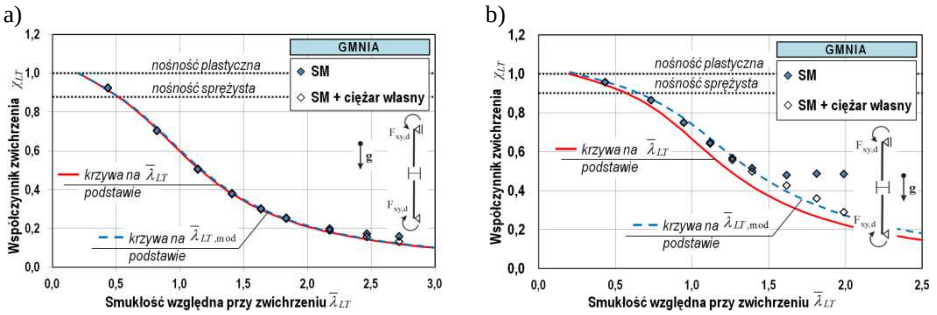
Rys. 4. Porównanie wyników uzyskanych z symulacji MES dotyczących usytuowania belek jak na rys. 1a); a) IPE 500 (krzywa zwichrzenia *b*); b) HEB 300 (krzywa zwichrzenia *a*)

Fig. 4. Comparison of results from FEM simulations for beams orientation as explained in Fig. 1a); a) IPE 500 (buckling curve *b*); b) HEB 300 (buckling curve *a*)



Rys. 5. Porównanie wyników uzyskanych z symulacji MES dotyczących usytuowania belki jak na rys. 1b); a) IPE 500 (krzywa zwichrzenia *b*); b) HEB 300 (krzywa zwichrzenia *a*)

Fig. 5. Comparison of results from FEM simulations for beams orientation as explained in Fig. 1b); a) IPE 500 (buckling curve *b*); b) HEB 300 (buckling curve *a*)



Rys. 6. Porównanie wyników uzyskanych z symulacji MES dotyczących usytuowania belki jak na rys. 1c); a) IPE 500 (krzywa zwichrzenia *b*); b) HEB 300 (krzywa zwichrzenia *a*)

Fig. 6. Comparison of results from FEM simulations for beams orientation as explained in Fig. 1c); a) IPE 500 (buckling curve *b*); b) HEB 300 (buckling curve *a*)

pów szkieletowych konstrukcji ramowych, ciężar własny wywołujący ściskanie elementu, nie wpływa na obniżenie nośności i w tym wypadku można zdyskontować w projektowaniu efekt podwyższenia nośności słupów o przekroju szerokostopowym.

5. Podsumowanie

W pracy przedstawiono zagadnienie statecznościowego zachowania się elementów konstrukcji stalowych o wyidealizowanych warunkach brzegowych. Przeprowadzone symulacje numeryczne uwzględniały proporcje przekroju oraz wpływ ciężaru własnego elementów na uzyskane wyniki. Rezultaty przeprowadzonych analiz stanowią punkt wyjścia do bardziej zaawansowanych rozważań, dotyczących elementów o realnych warunkach brzegowych.

Literatura

[1] Waszczyszyn Z., Cichoń Cz., Radwańska M.: Metoda elementów skończonych w stateczności konstrukcji, Arkady, Warszawa 1990.

[2] Weiss S., Giżejowski M.: Stateczność konstrukcji metalowych. Układy prętowe, Arkady, Warszawa 1991.

[3] Rykaluk K.: Zagadnienia stateczności konstrukcji metalowych, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2012.

[4] ABAQUS *Theory Manual*, Version 6.11, Dassault Systèmes, 2011.

[5] Giżejowski, M., Szczerba, R., Gajewski, M., Stachura, Z.: Beam-column resistance interaction criteria for in-plane bending and compression, Procedia Engineering, Special Issue (eds. Jemiolo S., Gajewski, M. & Krzeminski, M.). Open Access Journal, Elsevier, Vol. 111, 2015, s. 254-261.

[6] PN-EN 1993-1-1: Eurokod 3 - Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

FEM MODELS AND SIMULATION METHODS IN LTB ANALYSIS OF STEEL STRUCTURAL ELEMENTS

S u m m a r y

Simulations using FEM with regard to stability behavior of steel structural elements subjected to bending are presented in the paper. Considerations are concerned with rolled wide flange HEB and narrow flange IPE section imperfect beams the imperfection profile of which corresponds to the first form of lateral-torsional buckling. Idealization of boundary conditions of FEM models complies with the assumptions used in the analytical formulation of stability problems of thin-walled beams. Geometrically and materially nonlinear analyses GMNIA were carried out taking into account an influence of dead load of structural elements on obtained results. Numerical simulations were conducted with use of ABAQUS/ Standard program.

Keywords: steel I-section beam, lateral-torsional buckling, FEM, LBA, GMNIA

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.40

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 347-354

Marian GIŻEJOWSKI[1]
Radosław SZCZERBA[2]
Marcin GAJEWSKI[3]

NUMERYCZNA OCENA NOŚNOŚCI BELEK STALOWYCH ZGINANYCH DWUKIERUNKOWO

W pracy przedstawiono metody symulacji MES przy szacowaniu nośności stalowych belek dwuteowych poddanych dwukierunkowemu zginaniu ze zwichrzeniem. Analizie nośności granicznej poddano belki z imperfekcjami geometrycznymi. Wykorzystano geometrycznie i materiałowo nieliniowe sformułowanie (GMNIA), w którym wykorzystane są wyniki analiz liniowych (LBA) w celu określania imperfekcji. Ścieżki równowagi statycznej w fazie przed- i pogranicznej wyznaczano przy użyciu algorytmów przyrostowo-iteracyjnych o sterowaniu parametrem obciążenia lub przemieszczenia, wykorzystując metody Newtona-Raphsona oraz Riksa. Obliczenia numeryczne wykonano z zastosowaniem programu komputerowego ABAQUS/Standard. Omówiono sposób modelowania warunków brzegowych oraz wpływ realizacji obciążenia na uzyskiwane wyniki.

Słowa kluczowe: dwuteownik stalowy, zwichrzenie, ścieżka równowagi statycznej, punkt graniczny, MES, GMNIA

1. Wprowadzenie

Zagadnienie nośności realnych belek (z imperfekcjami) dwukierunkowo zginanych, wrażliwych na zwichrzenie jest w ogólności złożone i ocena ich wytężenia wymaga uwzględnienia następujących czynników:

– wpływu oddziaływań, które mogą pochodzić od kombinacji obciążeń ze zmieniającymi się niezależnie składnikami,
– zależności wytrzymałości od poziomu wytężenia belki pod wpływem zginania względem obu osi bezwładności przekroju.

---

[1] Autor do korespondencji/corresponding author: Marian Giżejowski, Politechnika Warszawska, al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, tel.: +48 22 234 6554, m.gizejowski@il.pw.edu.pl

[2] Radosław Szczerba, Politechnika Warszawska, al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, tel.: +48 22 234 6261, r.szczerba@il.pw.edu.pl

[3] Marcin Gajewski, Politechnika Warszawska, al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, tel.: +48 22 234 5164, m.gajewski@il.pw.edu.pl

Oba ww. czynniki prowadzą do silnie nieliniowych zależności interakcyjnych $m_{by}=M_{y,Ed,\max}/M_{by,Rk}$ i $m_{cz}=M_{z,Ed,\max}/M_{cz,Rk}$. Symulacje numeryczne MES pozwalające na wyznaczenie tych zależności mogą być przeprowadzone z uwzględnieniem różnych metod i algorytmów numerycznych zaimplementowanych w komercyjnych programach obliczeniowych. W niniejszej pracy zastosowano wybrane metody i przedstawiono ocenę wiarygodności wyników symulacji, a także rekomendacje odnoszące się do praktycznych aspektów numerycznego modelowania statecznościowego zachowania się elementów realnych konstrukcji stalowych.

2. Metody symulacji MES w zagadnieniach stateczności

Układ równań nieliniowych powstałych w wyniku dyskretyzacji MES rozwiązuje się efektywnie różnymi metodami przyrostowo-iteracyjnymi w przestrzeni obciążeniowej, przemieszczeniowej lub obciążeniowo-przemieszczeniowej, które pozwalają na wyznaczenie pełnej ścieżki równowagi, przed- i pogranicznej wraz z identyfikacją punktów bifurkacji i punktów granicznych, lokalnych i globalnych [2]. W programie ABAQUS [3] możliwe jest wyznaczenie:

a) wartości i wektorów własnych (tzw. liniowa stateczność ustrojów perfekcyjnych – LBA),
b) nośności ustrojów bez imperfekcji z uwzględnieniem dużych deformacji, modelując materiał jako sprężysty (GNA) lub niesprężysty (GMNA),
c) nośności ustrojów z imperfekcjami z uwzględnieniem dużych deformacji, modelując materiał jako sprężysty (GNIA) lub niesprężysty (GMNIA).

W przypadkach a) oraz b) stosuje się algorytmy przyrostowo-iteracyjne Newtona i Newtona-Raphsona o sterowaniu parametrem w przestrzeni obciążeń lub przemieszczeń oraz Riksa o przyrostowym sterowaniu parametrem obciążenia lub przemieszczenia wraz z iteracją w przestrzeni obciążeniowo-przemieszczeniowej.

W algorytmach typu Newtona ze sterowaniem przyrostami obciążenia istnieje możliwość analizowania stanów równowagi jedynie do chwili osiągnięcia na globalnej ścieżce równowagi punktu granicznego. Algorytmy te, w wypadku sterownia przyrostem przemieszczenia, mogą być efektywnie wykorzystywane do wyznaczenia pełnej ścieżki równowagi konstrukcji jako zależności funkcyjnej między reakcją więzi odpowiadającej zadawanemu przyrostowi przemieszczenia oraz wartością całkowitego przemieszczenia w stanie równowagi na danym kroku. Jeżeli oddziaływania są zależne, sterowanie większą liczbą składników pola przemieszczenia wymaga ustalenia relacji między tymi składnikami, która pozostaje niezmienna w procesie przyrostowego śledzenia ścieżki równowagi konstrukcji. Sterowanie analizą odbywa się poprzez przyrost parametru przemieszczenia, wspólnego dla wszystkich wymuszeń kinematycznych. Sytuacja ta powoduje, że reakcje więzów uzyskane w wyniku przeprowadzonej symulacji spręży-

sto-plastycznej odpowiedzi konstrukcji nie pozostają w tej samej relacji jaka została założona do ustalenia relacji między wymuszeniami kinematycznymi.

Jeżeli wymuszenia kinematyczne są niezależne, analizę przeprowadzić można sekwencyjnie, przyjmując sekwencję wymuszeń kinematycznych najbardziej niekorzystną z punktu widzenia nośności konstrukcji. W wypadku elementu swobodnie podpartego, ściskanego i zginanego dwukierunkowo, możliwe są trzy wymuszenia kinematyczne: skrócenie oraz dwa obroty podpór względem przekrojowych osi głównych. Możliwe jest 6 kombinacji sekwencyjnej realizacji procesu przyrostowego, związanych w każdej kombinacji z innym porządkiem kolejno realizowanych przyrostów składnika pola niezależnych wymuszeń kinematycznych. W każdej kombinacji zadajemy wartości reakcji więzów w dwóch pierwszych sekwencjach realizacji przyrostów odpowiadających im wymuszeń kinematycznych, w trzeciej zaś przyrosty realizowane są do chwili osiągnięcia punktu granicznego na ścieżce równowagi (reakcja więzi wyznaczona w ostatnim etapie sekwencji jest trzecią współrzędną punktu na powierzchni granicznej). Powtarzając symulacje dla różnych wartości reakcji więzów w dwóch pierwszych sekwencjach realizacji przyrostów wymuszeń kinematycznych otrzymujemy powierzchnię graniczną nośności z uwzględnieniem wyboczenia i zwichrzenia elementu. Zadanie można też zrealizować stosując algorytm Riksa i zadając jednocześnie 3 wymuszenia kinematyczne, ale przy ustaleniu relacji między nimi, która pozostaje niezmienna w procesie przyrostowego śledzenia ścieżki równowagi konstrukcji. Powierzchnia graniczna jest miejscem geometrycznym punktów o współrzędnych odpowiadających reakcjom więzów, związanym z graniczną wartością parametru sterowania wymuszeniami kinematycznymi.

Dogodnym sposobem symulacji jest ustalenie wartości pewnych składników oddziaływań a priori i prowadzenie symulacji przy jednym wymuszeniu kinematycznym lub przy dwóch sprzężonych wymuszeniach kinematycznych, odpowiadających schematowi symetrycznemu lub antysymetrycznemu przebiegu efektu oddziaływania na długości elementu. Załóżmy, że mamy do czynienia z obciążeniem belki dwoma składnikami, z których jeden daje niesymetryczny przebieg efektu oddziaływania, np. obciążenie momentem skupionym $F_{xz,d}$ na jednym końcu, dające trójkątny wykres momentowego efektu $M_{z,Ed}$. Przyjmijmy, że składnik obciążenia $F_{xz,d}$ ma ustaloną wartość, a sterowanie parametrem przemieszczenia odpowiada dwóm wymuszeniom kinematycznym przykładanym jednocześnie, z założenia dającym symetryczny lub antysymetryczny przebieg reakcji więzów $R_{xy,d}$ (efektu oddziaływania $M_{y,Ed}$), np. obroty $\theta_{y,d}$ odpowiadające obciążeniu dwoma momentami skupionymi $F_{xy,d}$. Osiągnięcie punktu granicznego nie będzie w tym wypadku odpowiadało dwóm reakcjom więzów o tej samej wartości bezwzględnej, dającym założony przebieg efektu oddziaływań $M_{y,Ed}$ jako symetryczny lub antysymetryczny. Należy więc pamiętać o ograniczeniach stosowanego modelowania zachowania się konstrukcji w przypadku oddziaływań wieloparametrowych z zastosowaniem algorytmów sterowania przemieszczeniowego.

3. O interpretacji wyników powłokowego modelowania elementów belkowych przez siły uogólnione – realizacja warunków brzegowych

Porównując rozwiązania numeryczne MES uzyskane z wykorzystaniem modeli prętowych i modeli powłokowych należy zadbać o to, aby warunki realizacji warunków brzegowych i obciążenia były identyczne w obu sposobach modelowania. W modelu powłokowym należy wówczas spełnić założenie sztywnego konturu przyjmowane w teorii pręta cienkościennego Własowa, które wymaga, aby deplanacja była liniowo-zmienna na długości ścianek przekroju i stała na ich grubości. Można to osiągnąć przez wyodrębnienie trzech subkonturów jak zaproponowano w [4]. Należy zauważyć, że w tego typu modelowaniu efekty naprężeń normalnych od zginania i skręcania skrępowanego generowane są jedynie w pasach przekroju dwuteowego. Obciążenie skupione momentem $F_{xz,d}$ na końcu pręta, w środku ciężkości przekroju, należy wówczas zastąpić dwoma równoważnymi momentami w pasach $F_{xz,fd}$, których wartość wynosi $F_{xz,d}/2$. W algorytmach sterowania wymuszeniem kinematycznym należy mieć na uwadze, że pasy belki dwuteowej przenoszą uogólnione siły przekrojowe $S_{z,Rd}$, które są wypadkową stanu wywołanego zginaniem i skręcaniem skrępowanym. Przy sterowaniu obrotami $\theta_{z,fd}$ pasów bisymetrycznego przekroju dwuteowego, reakcje w więzach pasa górnego i dolnego odpowiadają złożonemu stanowi, a więc siłom przekrojowym od zginania i skręcania skrępowanego względem osi głównej z przekroju:

$$S^{t}_{z,Rd} = \int_{A_f} \left(\sigma_{x,ft}\, y\right) dy\, dz\,,\ S^{b}_{z,Rd} = \int_{A_f} \left(\sigma_{x,fb}\, y\right) dy\, dz\,, \tag{1a,b}$$

gdzie: $S^{t}_{z,Rd}$ oraz $S^{b}_{z,Rd}$ odpowiadają naprężeniom normalnym $\sigma_x(z)$, odpowiednio $\sigma_{x,ft}(y)$ w pasie górnym i $\sigma_{x,fb}(y)$ w pasie dolnym, scałkowanym na szerokości pasów, A_f – pole przekroju pasa.

Rozseparowanie stanów giętych w pasach górnym „*ft*" i dolnym „*fb*" od zginania momentem $M_{z,Rd}$ oraz skręcania skrępowanego bimomentem B_{Rd} można w prosty sposób dokonać w wypadku, gdy najwcześniej osiągany punkt graniczny ścieżek równowagi sił przekrojowych w pasach górnym $S^{t}_{z,Rd}$ oraz dolnym $S^{b}_{z,Rd}$ jest stowarzyszony ze stanem sprężystym belki. Zachodzą wówczas zależności:

$$M_{z,Rd} = 2\,M_{zf,Rd}\,,\ B_{Rd} = M^{B}_{zf,Rd}\, h_f\,, \tag{2a,b}$$

oraz

$$M_{zf,Rd} = 0{,}5\left(S^{t}_{z,Rd} + S^{b}_{z,Rd}\right),\ M^{B}_{zf,Rd} = 0{,}5\left(S^{t}_{z,Rd} - S^{b}_{z,Rd}\right), \tag{3a,b}$$

gdzie: h_f jest wysokością przekroju dwuteowego w osiach pasów.

Sposób rozseparowania efektów oddziaływań zastosowano w rozdziale 4, dotyczącym oceny nośności belki dwukierunkowo zginanej, p. 4.2 przypadek a).

4. Przykłady powłokowego modelowania elementów belkowych zginanych dwukierunkowego

Przyjęto następujące założenia do prowadzonych analiz:

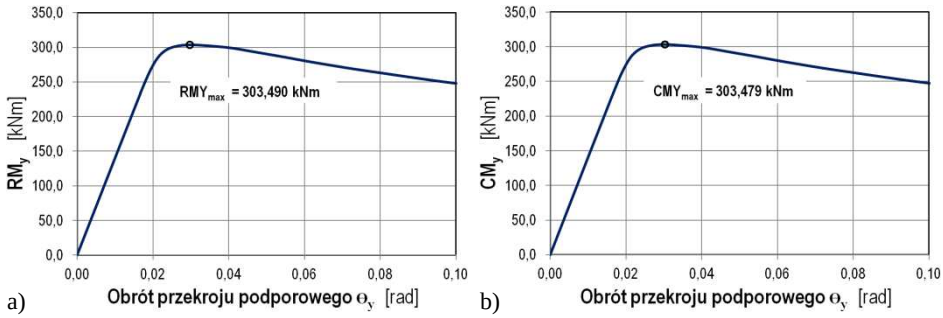
a) rozpatrzono element o smukłości $\overline{\lambda_z}$ = 1,0 i przekroju HEB 300,
b) przyjęto stały rozkład momentu zginającego względem rozpatrywanych osi głównych, oznaczony UMI, I = Y, Z,
c) rozpatrzono belkę o geometrii imperfekcyjnej i kształcie imperfekcji odpowiadającym pierwszej formie utraty stateczności z warunku zwichrzenia pod wpływem momentu $M_{y,Ed}$, przy czym amplituda imperfekcji jest zgodna z zaleceniami PN-EN 1993-1-1 [1],
d) gatunek stali S235, co daje: $M_{pl,y,Rk}$ = 420,8 kNm, $M_{pl,z,Rk}$ = 202,8 kNm,
e) symulacje MES prowadzone są z wykorzystaniem programu ABAQUS [3], po przyjęciu prostokątnych elementów powłokowych S4R oraz warunków brzegowych odtwarzających założenia przyjmowane w teorii pręta cienkościennego Własowa,
f) założono $m_{cz} = M_{z,Ed}/M_{z,pl,Rk}$ = 0,200 i symulowano stan technicznej utraty stateczności (zwichrzenia) z wykorzystaniem algorytmów numerycznych Newtona-Raphsona oraz Riksa w celu wyznaczenia m_{by} = max ($M_{y,Ed}/M_{y,pl,Rk}$),
g) przyjęto trzy sekwencje realizacji obciążeń:
   - **sekwencja A** (ustalona wartość momentów w pasach $F_{xz,fd} = F_{xz,d}/2$, przyrosty $F_{xy,d}$ realizowane przez sterowanie obrotem przekroju $\theta_{y,d}$).
   - **sekwencja B** (ustalona wartość $F_{xy,d}$, przyrosty $F_{xz,d}$ realizowane przez sterowanie obrotami pasów $\theta_{z,fd}$),
   - **sekwencja C** (przyrosty $F_{xy,d}$ i $F_{xz,d}$, realizowane przez sterowanie parametrem obciążenia zgodnie z kierunkiem linii nachylenia ścieżki o stosunku m_{cz} / m_{by} =0,200/0,721).

4.1. Wyniki dotyczące sekwencji A

W kroku pierwszym w przekrojach końcowych zadano po dwa momenty skupione o wartościach $F_{xz,d}/2$ w środkach ciężkości pasów, dające stały moment $M_{z,Ed}$= 40,557 kNm, który opowiada wartości bezwymiarowej m_{cz} = 0,200.

W kroku drugim zastosowano:

a) sterowanie obrotem przekrojów końcowych z wykorzystaniem algorytmu Newtona-Raphsona (obrót θ_y przyłożony w środku ciężkości przekroju). Na podstawie ścieżki równowagi statycznej wyznaczono: $M_{y,Ed,max}$ = $\mathrm{RMY_{max}}$ = 303,490 kNm, co daje m_{cy}=0,721 (rys. 1a),
b) sterowanie obciążeniowe z wykorzystaniem algorytmu Riksa (moment skupiony $F_{xy,d}$ przyłożony w środku ciężkości przekroju). Uzyskano $M_{y,Ed,max}$ = $\mathrm{CMY_{max}}$ = 303,479 kNm, co daje m_{cy}=0,721 (rys. 1b).



a) b)

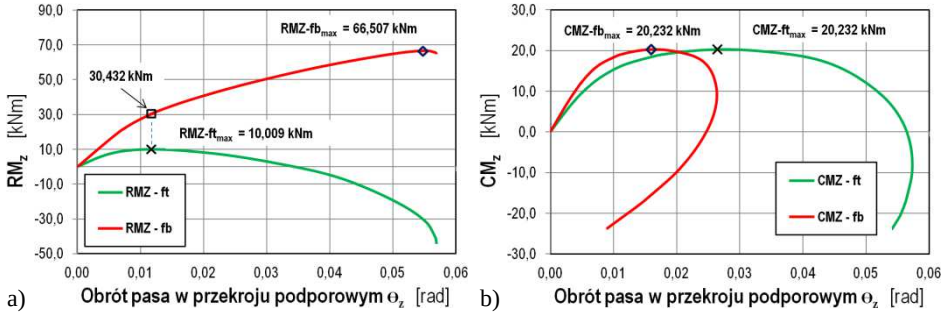
Rys. 1. Wyniki dotyczące sekwencji A; a) sterowanie obrotem przekrojów podporowych (algorytm Newtona-Raphsona); b) sterowanie obciążeniem (algorytm Riksa)

Fig. 1. Results concerning sequence A; a) controlling of end cross-sections rotation (Newton-Raphson algorithm); b) controlling of load parameter (Riks algorithm)

4.2. Wyniki dotyczące sekwencji B

W kroku pierwszym w przekrojach końcowych zadano momenty skupione o wartości $F_{xy,d}$ w środkach ciężkości przekrojów końcowych, dające stały moment $M_{y,Ed}$ = 303,490 kNm, który odpowiada wartości bezwymiarowej m_{cy}=0,721. W drugim kroku zastosowano:

a) sterowanie obrotem pasów (obroty θ_z przyłożono w środkach ciężkości pasów) przekrojów końcowych z wykorzystaniem algorytmu Newtona-Raphsona. Przyrosty wymuszenia dla pasa górnego i dolnego są takie same. Uzyskano dwie różne ścieżki równowagi reakcji odpowiadających wymuszeniom obrotowym θ_z pasów górnego i dolnego (rys. 2a). W przypadku pasa górnego, maksimum reakcji wynosi RMZ-ft$_{max}$ = 10,009 kNm, zaś odpowiadająca mu wartość reakcji pasa dolnego wynosi RMZ-fb$_{cor}$ = 30,432 kNm. Otrzymuje się: $M_{z,Ed,max}$ = 10,009 + 30,432 = 40,441kNm, co daje m_{cz} = 0,199,



a) b)

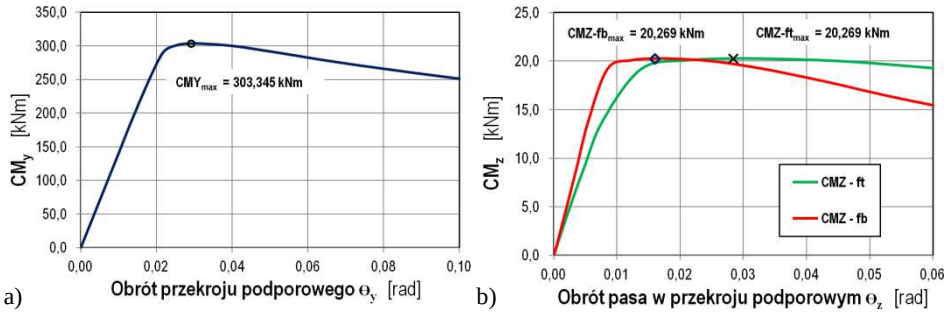
Rys. 2. Wyniki dotyczące sekwencji B; a) sterowanie obrotem pasów w przekrojach podporowych (algorytm Newtona-Raphsona); b) sterowanie obciążeniem (algorytm Riksa)

Fig. 2. Results concerning sequence B; a) controlling of flanges rotation in end cross-sections (Newton-Raphson algorithm); b) controlling of load parameter (Riks algorithm)

b) sterowanie obciążeniowe z wykorzystaniem algorytmu Riksa (momenty skupione $F_{xz,d}/2$ w środkach ciężkości pasów). Uzyskano $M_{z,Ed,max}$ = CMZ-ft$_{max}$ + CMZ-fb$_{max}$ = 20,232 + 20,232 = 40,464 kNm, co daje m_{cz} = 0,200 (rys. 2b).

4.3. Wyniki dotyczące sekwencji C

W jednym kroku zadawano składniki niestatecznościowy $F_{xz,d}$ (momenty skupione $F_{xz,d}/2$ w środkach ciężkości pasów) i statecznościowy $F_{xy,d}$ (moment skupiony $F_{xy,d}$ w środku ciężkości przekroju). W punkcie granicznym uzyskano $M_{y,Ed,max}$ = CMY$_{max}$ = 303,345 kNm, co daje m_{cy}=0,721, $M_{z,Ed,max}$ = CMZ-ft$_{max}$ + CMZ-fb$_{max}$ = 20,269 + 20,269 = 40,538 kNm, więc m_{cz}=0,200 (rys. 3).



Rys. 3. Wyniki dotyczące sekwencji C (sterowanie parametrem obciążenia wg algorytmu Riksa); a) moment zginający względem osi *y*; b) moment zginający względem osi *z*

Fig. 3. Results concerning sequence C (controlling of load parameter according to Riks algorithm); a) bending moment about axis *y*-*y*; b) bending moment about axis *z*-*z*

5. Podsumowanie

W pracy przedstawiono metody symulacji MES przy szacowaniu nośności elementów dwukierunkowo zginanych ze zwichrzeniem. Omówiono sposób modelowania warunków brzegowych oraz wpływ zastosowania różnych sekwencji obciążeń na wyniki symulacji. Ścieżki równowagi statycznej wyznaczano przy użyciu algorytmów przyrostowo-iteracyjnych o sterowaniu parametrem obciążenia lub przemieszczenia, wykorzystując metody Newtona-Raphsona oraz Riksa. Ze względu na wskazane w pracy ograniczenia modelowania statecznościowego zachowania się elementu na podstawie sterowania parametrem przemieszczeniowym, jego poprawność należy weryfikować przez porównanie z wynikami analizy, w której sterowanie parametrem obciążenia realizowane jest przyrostowo zgodnie z algorytmem Riksa.

Rezultaty przeprowadzonych analiz stanowią punkt wyjścia do bardziej zaawansowanych rozważań, dotyczących obliczania realnych ustrojów konstrukcyjnych.

Literatura

[1] PN-EN 1993-1-1: Eurokod 3 - Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

[2] Waszczyszyn Z., Cichoń Cz., Radwańska M.: Metoda elementów skończonych w stateczności konstrukcji, Arkady, Warszawa 1990.

[3] ABAQUS *Theory Manual*, Version 6.11, Dassault Systèmes, 2011.

[4] Giżejowski, M., Szczerba, R., Gajewski, M.: Modele MES i metody symulacji w analizie zwichrzenia zginanych elementów konstrukcji stalowych, 62. Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica-Zdrój, 11-16 września 2016.

NUMERICAL ASSESSMENT OF STEEL I-SECTION BEAMS RESISTANCE IN RELATION TO TWO DIRECTIONAL BENDING

S u m m a r y

FEM simulation methods used for assessment of steel I-section beams resistance in relation to two directional bending and LT-buckling are presented in the paper. Stability analyses are concerned with beams of imperfect geometry. Geometrically and materially nonlinear analyses GMNIA preceded by analyses LBA were carried out. Static equilibrium paths accounting for pre- and postlimit behaviour were determined with use of incremental-iterative algorithms taking into consideration both the load and displacement control parameters. Newton-Raphson and Riks methods were used for this purpose. Numerical simulations were conducted with use of ABAQUS/ Standard program. Modelling techniques of boundary conditions and load application sequence were presented.

Keywords: steel I-section beam, LT buckling, static equilibrium path, limit point, FEM, GMNIA

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.41

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 355-363

Paulina PAŚKO[1]

OCENA NOŚNOŚCI DORAŹNEJ BELEK STALOWYCH WZMOCNIONYCH NAPRĘŻONYMI TAŚMAMI CFRP

Dobre parametry wytrzymałościowe, niewielka gęstość, odporność na korozję jak również wysoka trwałość taśm kompozytowych CFRP stanowią o ich przewadze nad tradycyjnymi materiałami stosowanymi do wzmocnień konstrukcji stalowych. Wstępny naciąg taśm może dodatkowo zwiększyć efektywność wzmocnienia. W artykule przedstawiono wstępne badania belek stalowych wzmocnionych naprężonymi taśmami CFRP. Głównym celem badań była ocena nośności po wzmocnieniu belek taśmami. Badania przeprowadzono na belkach walcowanych o rozpiętości teoretycznej przęsła 4,80 m. Belki wzmocniono taśmami naprężonymi do 40% i 50% ich wytrzymałości na rozciąganie. W wyniku wzmocnienia uzyskano odpowiednio 9% i 10% wzrost nośności granicznej oraz 11% i 14% redukcję ugięć sprężystych. Wykazano, że zwiększenie poziomu wstępnych naprężeń w taśmie miało niewielki wpływ na nośność doraźną belek stalowych.

Słowa kluczowe: wzmacnianie konstrukcji, taśmy CFRP, sprężanie, konstrukcje stalowe, nośność doraźna

1. Wprowadzenie

Materiały kompozytowe z włókien węglowych (CFRP – *Carbon Fiber Reinforced Polymer*) są coraz częściej stosowane w budownictwie szczególnie do wzmacniania i napraw obiektów mostowych. Wzmocnienie rozciąganych elementów konstrukcji za pomocą taśm kompozytowych CFRP może zwiększyć ich nośność, ograniczyć nadmierne odkształcenia i zredukować ugięcia.

Doświadczenia zdobyte we wzmacnianiu belek stalowych taśmami CFRP potwierdzają szeroki zakres efektywności tej metody w zależności od właściwości kompozytu, przekroju i długości taśm, a także sposobu wzmocnienia, tj. bierne lub czynne. Jednocześnie efektywność wzmocnienia może zależeć od wymiarów wzmacnianego elementu. Gdy przekrój taśmy stanowi tylko niewielką część przekroju belki, taka zmiana nie może wpłynąć na zmianę momentu bezwładności, a co za tym idzie – sztywności belki.

[1] Paulina Paśko, Politechnika Rzeszowska, Zakład Dróg i Mostów, ul. Poznańska 2, 35-049 Rzeszów, tel. (17) 86 51 596, ppasko@prz.edu.pl

Badania zginanych belek stalowych wzmocnionych przy użyciu taśm wykazały, że możliwe jest zwiększenie nośności granicznej przekroju od 18% [1] do 56% [2]. W świetle badań doświadczalnych wartości te wydają się satysfakcjonujące. W cytowanych pracach badano jednak belki w skali laboratoryjnej, których stopień zbrojenia kompozytowego wynosił min. 5-7%. Z punktu widzenia praktycznych zastosowań taśm, na przykład do wzmocnień obiektów mostowych, których przekroje są zwykle kilka razy większe, uzyskanie tak wysokich wartości może okazać się niemożliwe. Efektywność wzmocnienia oraz wykorzystanie kompozytu można zwiększyć poprzez wstępne naprężenie taśm. Tezę te potwierdzają liczne badania przeprowadzone na elementach żelbetowych [4], [6]. Jak dotąd zastosowanie wstępnie naprężanych taśm do wzmacniania belek stalowych zostało zbadane w ograniczonym zakresie [7].

W artykule przedstawiono wybrane wyniki badań wstępnych belek stalowych wzmocnionych czynnie taśmami CFRP. Poprzez porównanie przemieszczeń, odkształceń oraz obciążeń niszczących poszczególnych belek oceniono wzrost nośności doraźnej po wzmocnieniu. Przedstawione badania są kontynuacją prac nad efektywnością wzmocnienia belek stalowych taśmami CFRP, opisanych w pracy [3].

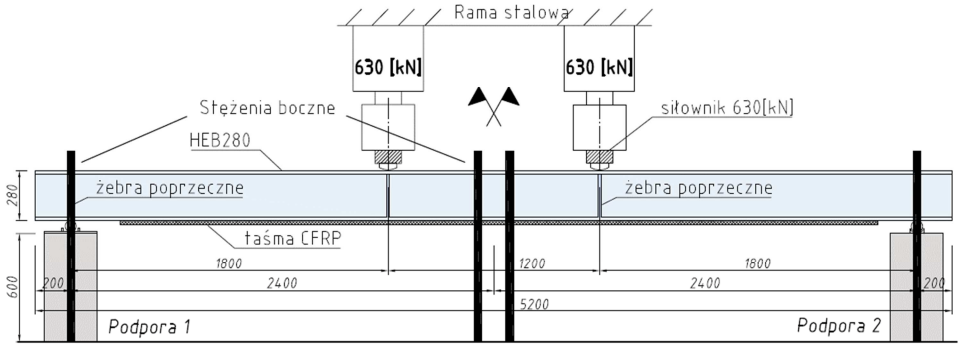
2. Opis badań

2.1. Charakterystyka badanych belek

Badania przeprowadzono na trzech belkach stalowych o przekroju dwuteowym typu HEB 280 (rys. 1). Belki zostały wykonane ze stali klasy S355J2. Rozpiętość teoretyczna przęsła wynosiła 4,80 m. Belki wzmocniono żebrami pionowymi w przekrojach podporowych oraz w dwóch przekrojach bezpośrednio pod obciążeniem siłami skupionymi. Dodatkowo belki zabezpieczono przed zwichrzeniem poprzez wykonanie w środku rozpiętości przęsła i przy podporach obustronnych bocznych stężeń. Pierwszą belkę (S1) pozostawiono bez wzmocnienia jako referencyjną. Kolejne dwie belki (S4, S6) wzmocniono na zginanie przy użyciu wstępnie naprężonych taśm CFRP. Do tego celu wykorzystano nowy system wzmacniania konstrukcji budowlanych o skróconej nazwie NPS II [5]. Zastosowano taśmy kompozytowe z włókien węglowych o wymiarach przekroju 1,4 mm (grubość) x 60 mm (szerokość) i długości (razem z zakotwieniami) ok. 4,35 m. Właściwości mechaniczne taśm określono doświadczalnie na podstawie testów jednoosiowego rozciągania. Średnie wartości właściwości mechanicznych taśm wyniosły: wytrzymałość na rozciąganie 3280 MPa, moduł Younga 160 GPa, graniczne odkształcenie 20,1‰. W belce S4 taśmę naprężono siłą o wartości ok. 111 kN. Wartość siły odpowiadała 40,1% średniej wytrzymałości na rozciąganie kompozytu (f_u). W belce S6 poziom siły sprężającej wynosił ok. 141 kN (50,9 % f_u). Naprężone taśmy zakotwiono w konstrukcji za pomocą fabrycznie wykonanych stalowych zakotwień, będących elementem systemu wzmacniania NPS II i przyklejono do rozciąganych pasów belek za pomocą dwuskładnikowego kleju na bazie modyfikowanej żywicy epoksydowej.

2.3. Metodyka badawcza

Badania zostały przeprowadzone na specjalnie przygotowanym stanowisku badawczym (rys. 1). Swobodnie podparte belki obciążano w schemacie czteropunktowego zginania. Obciążenie w postaci dwóch sił skupionych przyłożono w odległości 1,8 m od osi podparć belek. Rozstaw sił skupionych na długości belki wynosił 1,20 m. Obciążenie generowane było za pomocą 2 siłowników hydraulicznych o maksymalnej sile nacisku 1260 kN (2×630 kN) umieszczonych na stalowej ramie. Badania prowadzono w warunkach kontrolowanego przyrostu siły przy stałym jej wzroście 1 kN/s. Siłę, przemieszczenie tłoka oraz odczyty wskazań czujników rejestrowano z częstotliwością 1 Hz. Pomiar odbywał się w sposób ciągły. Na każdym etapie obciążania monitorowano zachowanie się stref podporowych i łożysk belek. Przemieszczenie pionowe belek w trakcie badań mierzono za pomocą czujników indukcyjnych o bazie pomiarowej +/- 10 cm oraz +/- 15 cm. Stan odkształceń stali i kompozytu CFRP rejestrowano za pomocą tensometrów elektrooporowych o bazie pomiarowej +/-10 mm. Schemat rozmieszczenia punktów pomiarowych na belkach S1 oraz S4 i S6 przedstawiono na rys. 2.



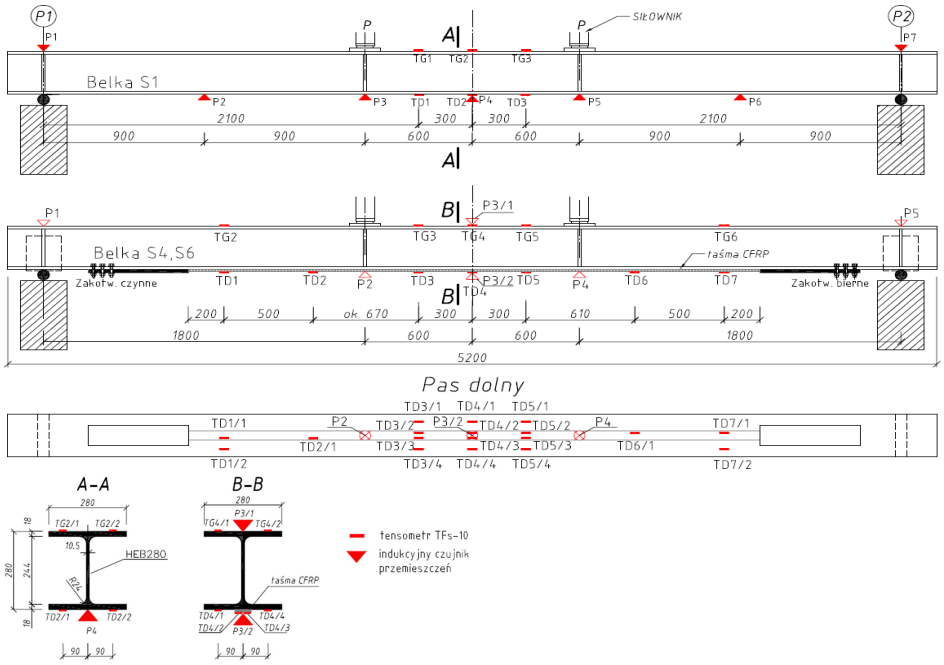
Rys. 1. Schemat stanowiska do badań belek

Fig. 1. Test setup

3. Wyniki badań

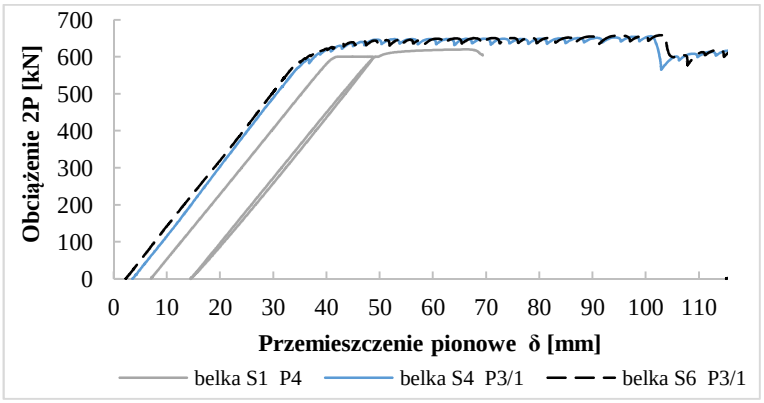
3.1. Przemieszczenia belek

Na rys. 3 przedstawiono wykres zależności „obciążenie 2P – przemieszczenie" (2P-δ) dla wszystkich 3 belek w środku rozpiętości. W belce S1 w ostatnim etapie obciążania, po osiągnięciu siły 2P=ok. 600 kN, obserwowano przyrost przemieszczeń (z 42 mm do 50 mm) bez wzrostu siły. Wartość tę przyjęto jako obciążenie niszczące belkę S1. W belkach S4 oraz S6 zniszczenie wzmocnienia widoczne jest na wykresie w postaci gwałtownego spadku wartości siły. Całkowite zarejestrowane ugięcie w belce S4 wynosiło wówczas ok. 101 mm natomiast w belce S6 ok. 103 mm. Po zniszczeniu wzmocnienia obserwowano dalszy przyrost pionowych przemieszczeń belek, przy niewielkim wzroście siły.



Rys. 2. Lokalizacja czujników przemieszczeń i odkształceń na belkach S1, S4 i S6

Fig. 2. Locations of strain gauges and displacement transducers in beam S1, S4 and S6



Rys. 3. Wykres 2P-δ dla belek S1, S4 i S6 w przekroju środkowym przęsła

Fig. 3. Load vs. deflection of beams S1, S4 and S6 at mid-span

W tabeli 1 podano wartości ugięć belek S1, S4 i S6 dla trzech poziomów obciążenia: 400 kN, 540 kN oraz 600 kN (obciążenie niszczące belkę S1). W tabeli podano również procentową redukcję ugięć belek w odniesieniu do belki referencyjnej S1 oraz uzyskaną wskutek zwiększenia poziomu sprężenia.

Tabela 1. Pionowe przemieszczenia belek S1, S4, S6 w środku rozpiętości przęsła

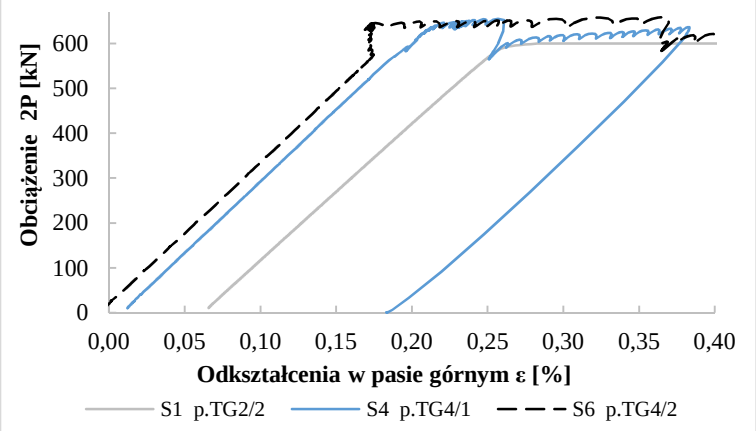
Table 1. Vertical displacements of beams S1, S4, S6 at mid-span

Nr belki	Ugięcia [mm]				Redukcja ugięć [%]		
	2P=400 [kN]	2P=540 [kN]	$2P_1$=600 [kN]		2P=400 [kN]	2P=540 [kN]	$2P_1$=600 [kN]
S1	23,8	34,8	42,6	S1-S4	5,5%	5,4%	**11,4%**
S4	22,5	32,9	37,8	S1-S6	5,0%	8,4%	**14,4%**
S6	22,6	31,9	36,5	S4-S6	-0,5%	3,1%	3,4%

Porównując wyniki belek S1, S4 i S6 można stwierdzić, że wzmocnienie spowodowało nieznaczną redukcję ugięć w granicach 11% i 14%. Największe zmiany w wartościach ugięć belek odnotowano przy obciążeniach bliskich granicy plastyczności stali. Na podstawie wykresów, można stwierdzić że ugięcia belek S4 i S6 były prawie jednakowe (różnica ugięć na poziomie 3%). Wynika z tego, że zwiększenie siły sprężającej o ok. 10% miało niewielki wpływ na redukcję pionowych przemieszczeń belek.

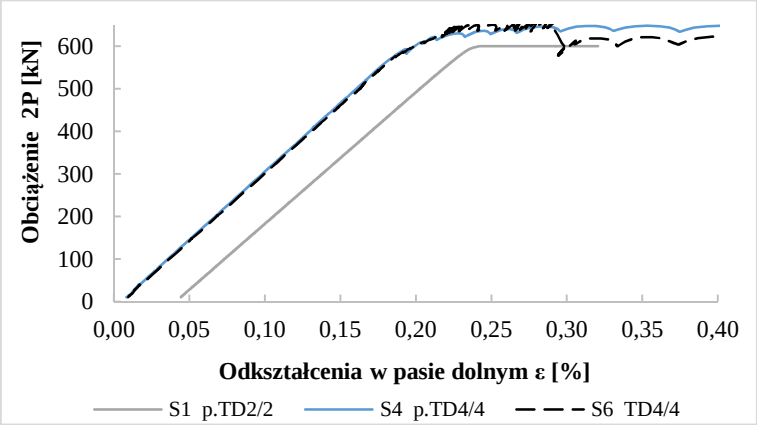
3.2. Odkształcenia stali

Na rys. 4 i rys. 5 przedstawiono wykresy zależności „obciążenie 2P – odkształcenie" (2P-ε) skrajnych włókien pasów górnego (ściskanie) i dolnego (rozciąganie) przekroju stalowego w strefie stałego momentu zginającego. Na podstawie przebiegu krzywych odkształceń stali można stwierdzić, że wzmocnienie naprężonymi taśmami powoduje korzystną redukcję odkształceń pod obciążeniem zarówno w pasie górnym jak i dolnym.



Rys. 4. Wykresy odkształceń stali w pasie górnym belek S1, S4 i S6 w przekroju środkowym

Fig. 4. Strain plots of beams S1, S4, S6 in upper flange at mid-span



Rys. 5. Wykresy odkształceń stali w pasie dolnym belek S1, S4 i S6 w przekroju środkowym

Fig. 5. Strain plots of beams S1, S4, S6 in lower flange at mid-span

Różnica w wartościach obciążenia uplastyczniającego belki S4 i S6 jest niewielka (uplastycznienie skrajnych włókien pasów dolnych nastąpiło przy sile ok. 585 i 570 kN odpowiednio w belce S4 i S6). W pasie ściskanym mniejsze odkształcenia, przy tym samym poziomie obciążenia tj. 2P = 645 kN (po uplastycznieniu) odnotowano w belce S6 sprężonej większą siłą. Może to świadczyć o pozytywnym wpływie poziomu naprężenia taśmy na stopień wzmocnienia belek.

W ostatnim etapie badań prowadzącym do zniszczenia belek (po uprzednim odciążeniu belek) przy sile 2P ok. 10 kN, odkształcenia stali w pasach belek S4 i S6 były niewiele większe od zera (rys. 4 i rys. 5). Natomiast w belce S1 odkształcenia stali na początku obciążania wynosiły ok. 0,05% (pas dolny) i 0,07% (pas górny). Oznacza, to że w wyniku wzmocnienia taśmami w belkach S4 i S6 zwiększył się zakres odkształceń sprężystych.

Średnie wartości odkształceń stali w pasach belek dla trzech poziomów obciążenia 2P tj. 400 kN, 540 kN i 570 kN przedstawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Średnie odkształcenia pasów belek S1, S4, S6 w strefie stałego momentu

Table 2. Mean values steel strains of beams S1, S4, S6 measured at constant moment region

Nr belki		**Odkształcenia* [microstrain]**				**Redukcja odkształceń [%]**		
		$2P_{el}$=400 [kN]	**$2P_{el}$=540 [kN]**	**2P=570 [kN]**		**$2P_{el}$=400 [kN]**	**$2P_{el}$=540 [kN]**	**2P=570 [kN]**
S1	Pas górny	-1324	-2001	-2229	S1-S4	2,7%	10,9%	15,3%
S4		-1288	-1782	-1887	S1-S6	4,0%	15,3%	**19,7%**
S6		-1271	-1696	-1789	S4-S6	1,3%	4,9%	5,2%
S1	Pas dolny	1324	2026	2183	S1-S4	6,6%	13,9%	15,3%
S4		1237	1744	1850	S1-S6	5,1%	13,8%	**15,4%**
S6		1256	1745	1847	S4-S6	-1,5%	-0,1%	0,2%

3.3. Nośność graniczna i postać zniszczenia

Nośność doraźną (tzn. nośność graniczną) przekroju na zginanie zdefiniowano jako maksymalny moment zginający przenoszony przez belkę stalową w środku rozpiętości (M_{ult}). Stan graniczny nośności w belce S1 został osiągnięty w wyniku utraty stateczności pasa ściskanego, która nastąpiła przy sile 2P ok. 600 kN. Moment zginający w środku rozpiętości przęsła wywołany tym obciążeniem wynosi 543 kNm i wartość tę przyjęto jako nośność graniczną na zginanie belki referencyjnej. Na krótko przed utratą wzmocnienia w belce S4 tj. przy sile ok. 647 kN obserwowano duży przyrost odkształceń stali zarówno w pasie górnym jak i dolnym. Nośność graniczą belki S4 wyznaczono dla siły niszczącej wzmocnienie ($2P_{max}$), która wynosiła ok. 655 kN. Moment zginający odpowiadający tej sile wynosi 592 kNm, co wskazuje na 9,1% przyrost nośności granicznej. Po osiągnięciu siły $2P_{max}$ kontynuowano obciążanie belki. W końcowym etapie badania zaobserwowano miejscowe wyboczenie pasa górnego w środkowej strefie między żebrami. Maksymalna wartość siły ($2P_{max}$) jaką zarejestrowano w badaniach belki S6 wynosiła 658 kN. Moment zginający wywołany tą siłą wynosi ok. 595 kNm, co wskazuje na 9,6% przyrost nośności granicznej. Po osiągnięciu $2P_{max}$ nastąpił niewielki spadek sił w obu siłownikach, po czym nastąpiło zniszczenie kompozytu (ok. 650 kN). Na chwilę przed zniszczeniem wzmocnienia odnotowano gwałtowny i nierównomierny przyrost odkształceń w przekroju stalowym (w obu pasach). W końcowej fazie badania tzn. po zniszczeniu wzmocnienia obserwowano dalszy wzrost odkształceń stali bez wzrostu siły z widocznym wyboczeniem pasa górnego. Zbliżone wartości nośności granicznej w belkach wzmocnionych mogą świadczyć o tym, że zwiększenie stopnia sprężenia o ok. 10% miało niewielki wpływ na jej wartość.

Podczas badań analizowano towarzyszące maksymalnym obciążeniom postacie zniszczenia. W belce S4 podłużne pęknięcie taśmy związane było ze zniszczeniem skleiny poddanej nadmiernym odkształceniom i z gwałtownym poślizgiem w zakotwieniu. Mechanizm zniszczenia w belce S6 został zapoczątkowany pęknięciem taśmy na skutek przekroczenia odkształceń granicznych kompozytu. Zniszczenie wzmocnienia następowało stopniowo i miało postać podłużnych i poprzecznych pęknięć na długości taśmy.

4. Podsumowanie

W pracy opisano wstępne badania belek stalowych wzmocnionych na zginanie naprężonymi taśmami CFRP. Głównym celem badań była ocena nośności doraźnej belek stalowych po wzmocnieniu. Na podstawie badań stwierdzono, że wzmocnienie naprężonymi taśmami CFRP pozytywnie wpływa na nośność belki stalowej. Wzmocnienie taśmami spowodowało redukcję ugięć belek, która wynosiła odpowiednio 11% i 14% w belkach S4 i S6. Zaobserwowano również redukcję odkształceń w ściskanych pasach górnych belek w granicach 15% (S4)

i 19% (S6) oraz ok. 15% redukcję odkształceń w pasach rozciąganych obu wzmocnionych belek. Ze względu na niewielki stopień zbrojenia kompozytowego, który w tym przypadku wynosił 0,6% uzyskano jedynie 9% (w belce S4) i 10% (w belce S6) wzrost nośności granicznej.

Dokonano również wstępnej oceny wpływu stopnia naprężenia taśmy na efektywność wzmocnienia. W obu przypadkach uzyskano zbliżone wartości przemieszczeń, odkształceń stali oraz sił niszczących wzmocnienie (655 kN i 658 kN). Inne są natomiast odkształcenia pasów górnych oraz postacie zniszczenia. Zwiększenie siły sprężającej w belce S6 spowodowało ok. 5% redukcję odkształceń stali w odniesieniu do belki S4. Tylko w tym zakresie wykazano nieznacznie większą efektywność wzmocnienia na zginanie belek stalowych dla taśmy o większym poziomie naprężenia (S6).

Opisane w artykule badania zostały wykonane w ramach projektu pt.: *"Innowacyjny system wzmacniania konstrukcji budowlanych naprężonymi taśmami z kompozytów węglowych"*, nr projektu POIG.01.03.01-18-010/12, realizowanego w Programie Operacyjnym Innowacyjna Gospodarka (POIG). Projekt był współfinansowany przez Unię Europejską ze środków Europejskiego Funduszu Rozwoju Regionalnego.

Literatura

[1] Linghoff D., Al-Emrani M., Kliger R.: Performance of steel beams strengthened with CFRP laminate – part 1: laboratory tests, Composites Part B: Engineering, No. 41 2010, pp. 509-511.

[2] Liu X., Silva P., Nanni A.: Rehabilitation of steel bridge members with FRP composite materials, Proceedings of the First International Conference of Composites in Construction, Porto, 2001, pp. 613-617.

[3] Paśko P.: Badania belek stalowych wzmocnionych taśmami CFRP. Konstrukcje betonowe i metalowe Tom III, Wydawnictwa Uczelniane Uniwersytetu Technologiczno-Przyrodniczego w Bydgoszczy, Bydgoszcz 2015, s. 239–248.

[4] Pellegrino C., Modena C.: Flexural strengthening of real-scale RC and PRC beams with end anchored pretensioned FRP laminates, ACI Structural Journal, Vol. 3, No. 106, 2009, pp. 319-328.

[5] Piątek B., Siwowski T.: Badania statyczne i zmęczeniowe zakotwień sprężonych taśm CFRP do wzmacniania konstrukcji budowlanych, Inżynieria i Budownictwo, Vol. 72, No. 1, 2016, s. 24-28.

[6] Quantrill R.J., Hollaway L.C.:The flexural rehabilitation of reinforced concrete beams by the use of prestressed advanced composite plates, Composites Science and Technology, Vol. 8, No. 58, 1998, pp. 1259-1275.

[7] Rizkalla S., Dawood M., Schnerch D.: Development of a carbon fiber reinforced polymer system for strengthening steel structures, Journal of Composites Part A, Vol. 39, No. 2, 2008, pp. 388-397.

THE EVALUATION OF CARRYING CAPACITY OF STEEL BEAMS STRENGTHENED WITH PRESTRESSED CFRP PLATES

S u m m a r y

High tensile strength, low density, corrosion resistance as well as long fatigue life of CFRP strips are the advantages over conventional materials used for strengthening steel structures. Additionally by pre-tensioning strips the CFRP strengthening effectiveness can be significantly increased. The paper presents a preliminary research on steel beams strengthened with pre-tensioned CFRP strips. The main objective of the research was to evaluate the carrying capacity the beams. Research was carried out on three rolled beams with length span of 4,80 m Tension level in composites was about 40% and 50% of ultimate tensile strength CFRP. The ultimate capacity of strengthened beams increased by up 9% and 10%, while deflection decreased by about 11% and 14%. Increase of stress level in CFRP strip had moderate influence on carrying capacity steel beams and further research are necessary to examine effect of higher tension levels CFRP strips on it.

Keywords: structural strengthening, CFRP strips, prestressing, steel structures, ultimate flexure capacity

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.42

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 365-372

Zbigniew STACHURA[1]

OCENA ZWICHRZENIA SPRĘŻYSTEGO NA PODSTAWIE INTERAKCJI SYMETRYCZNYCH I ANTYSYMETRYCZNYCH STANÓW OBCIĄŻENIA

Przedstawiono zagadnienie sprężystej utraty płaskiej postaci zginania stalowych belek o przekrojach dwuteowych bisymetrycznych, które są poddane jednokierunkowemu zginaniu względem osi większej bezwładności. Zaproponowano alternatywny w stosunku do konwencjonalnego sposób wyznaczenia wartości sprężystego momentu krytycznego zwichrzenia, przy dowolnym rozkładzie momentu zginającego wzdłuż osi pręta, bazujący na interakcji symetrycznej i antysymetrycznej postaci zwichrzenia. Zaproponowane podejście analityczne porównano z wynikami analiz numerycznych MES, na przykładzie swobodnie podpartej belki zginanej dwoma momentami podporowymi o różnym znaku i wartości oraz siłą skupioną w połowie rozpiętości belki.

Słowa kluczowe: dwuteownik stalowy, belka, zwichrzenie, LBA

1. Wprowadzenie

Właściwa ocena zagadnienia zwichrzenia stalowych belek o przekrojach dwuteowych bisymetrycznych jest bardzo istotna w projektowaniu zginanych elementów konstrukcji. Zarówno w literaturze zagranicznej jak i krajowej, m.in. [1-6] oraz wielu innych, można znaleźć wzory na moment krytyczny belki zginanej w postaci zarówno rozwiązań ścisłych jak i przybliżonych. Dotychczasowe, konwencjonalne propozycje rozwiązań przybliżonych, w przypadku belek z obciążeniem wywołującym zginanie o zmiennej wartości na długości pręta, bazują na zastosowaniu współczynników równoważnego stałego momentu, jako mnożnika do momentu krytycznego określonego przy założeniu pierwszej, symetrycznej postaci zwichrzenia. Założenie to przyjmuje się również w przypadku, gdy belka zginana jest obciążeniem o charakterze antysymetrycznym, któremu w praktyce towarzyszy pierwsza postać zwichrzenia będąca postacią antysymetryczną.

[1] Zbigniew Stachura, Politechnika Warszawska, al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, tel.: +48 22 234 6261, z.stachura@il.pw.edu.pl

W pracy [2] zaproponowano alternatywny sposób oszacowania sprężystego momentu krytycznego zwichrzenia belki na podstawie interakcji symetrycznego i antysymetrycznego składnika momentu krytycznego. Rozpatrzono przypadek obciążenia momentów skupionych o różnej wartości, przyłożonych na końcach pręta. W niniejszym opracowaniu, zaproponowany w [2] sposób oszacowania momentu krytycznego uogólniono na przypadki dowolnego rozkładu wykresu momentu zginającego wzdłuż pręta. Na wybranym przykładzie obciążenia belki, zaproponowane podejście analityczne porównano z wynikami analiz numerycznych wykonanych przy użyciu programu LTBeamN [www.cticm.com].

2. Sformułowanie analityczne dotyczące wyznaczenia wartości sprężystego momentu krytycznego zwichrzenia

Sprężysty moment krytyczny zwichrzenia w odniesieniu do belki o przekroju dwuteowym bisymetrycznym, podpartej widełkowo i obciążonej w środku ścinania, można na podstawie rozwiązania liniowej teorii stateczności (LBA) aproksymować jak następuje:

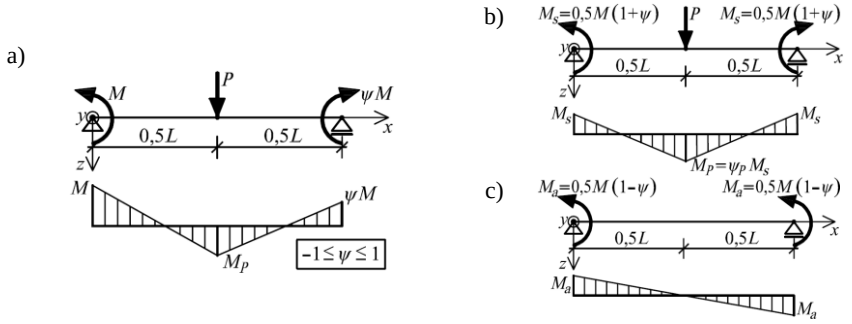
$$M_{cr} = C_1 i_C \sqrt{N_{cr,z} N_{cr,T}} \tag{1}$$

gdzie: $N_{cr,z}$, $N_{cr,T}$ – siły krytyczne przy sprężystym wyboczeniu względem osi głównej mniejszej bezwładności przekroju oraz przy wyboczeniu skrętnym:

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 E I_z}{\left(k_z L\right)^2}\ ,\ N_{cr,T} = \frac{1}{i_C^2}\left\{ GI_T + \frac{\pi^2 E I_w}{\left(k_w L\right)^2} \right\}\ ,\ i_C^2 = \frac{I_y + I_z}{A} \tag{2a,b,c}$$

k_z, k_w – współczynniki długości wyboczeniowej zależne od warunków podparcia przekrojów końcowych pręta. Współczynnik k_z jest związany z warunkami brzegowymi dotyczącymi swobody obrotu przekrojów końcowych względem osi głównej z-z, zaś współczynnik k_w odnosi się do warunków brzegowych dotyczących deplanacji przekrojów końcowych przy skręcaniu skrępowanym względem podłużnej osi elementu *x-x*. Współczynniki k_z i k_w przyjmują wartość pomiędzy 0,5 (przy zablokowanych stopniach swobody) a 1,0 (przy pełnej swobodzie obrotu i deplanacji) oraz 0,7 w przypadku gdy na jednym końcu pręta są zablokowane deformacje, a na drugim końcu jest pełna swoboda deformacji. W praktyce inżynierskiej powyższe współczynniki najczęściej przyjmuje się po bezpiecznej stronie o wartościach równych $k_z = k_w = 1{,}0$,
C_1 – współczynnik równoważnego stałego momentu zależny od obciążenia oraz od współczynników k_z i k_w. Wzory na współczynnik C_1 dla większości typowych przypadków obciążenia można znaleźć w literaturze, m.in. [1,3-6].
Pozostałe oznaczenia przyjęto zgodnie z [3].

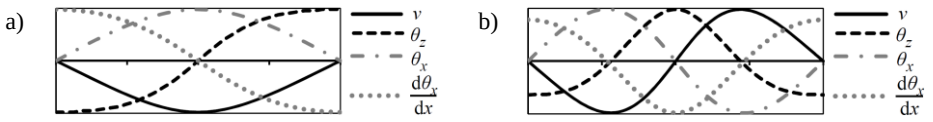
Przedstawiony w pracy [2] alternatywny sposób oszacowania sprężystego momentu krytycznego zwichrzenia, bazującego na interakcji symetrycznego i antysymetrycznego składnika momentu krytycznego odniesiono do przypadku obciążenia zginającymi momentami skupionymi na końcach pręta. Podejście przyjęte w pracy [2] można uogólnić do dowolnego schematu obciążenia. Na rys. 1 przedstawiono przykład analizowany w ramach niniejszej pracy.



Rys. 1. Rozpatrywany w pracy przykład belki zginanej: a) schemat statyczny, obciążenie i wykres momentu zginającego, b) część symetryczna obciążenia i momentu zginającego, c) część antysymetryczna obciążenia i momentu zginającego

Fig. 1. Example of beam considered in this paper: a) static scheme, loading and bending moment diagram, b) symmetric part of the loading and bending moment diagram, c) anti-symmetric part of the loading and bending moment diagram

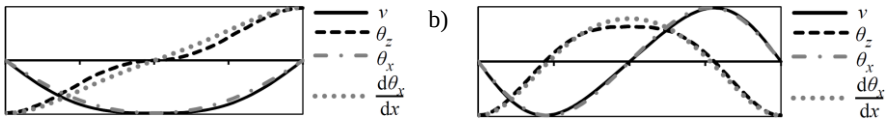
Na rys. 2-4 przedstawiono otrzymane na podstawie wyników z programu LTBeamN przebiegi osi odkształconych (v – przemieszczenia zgodnego z osią y, $\theta_z = \mathrm{d}v/\mathrm{d}x$ – miary kąta obrotu wokół osi z, θ_x – kąta skręcenia pręta, $\mathrm{d}\theta_x/\mathrm{d}x$ – miary deplanacji przekroju pręta) przy dwóch pierwszych postaciach zwichrzenia w odniesieniu do wybranych obciążeń symetrycznych i antysymetrycznych. W przypadku obciążenia symetrycznego momentami skupionymi na końcach pręta ($\psi = \psi_P = 1$) dwie pierwsze postacie zwichrzenia mają podobny przebieg jak pokazane na rys. 2. Współczynniki długości wyboczeniowych wynikających z postaci zwichrzenia zestawiono w tabl. 1. Współczynniki równoważnego momentu odniesione do dwóch pierwszych postaci zwichrzenia dla wybranych szczególnych przypadków obciążenia przedstawiono w tabl. 2.



Rys. 2. Postacie wyboczenia przy symetrycznym rozkładzie momentu i schemacie obciążenia nr 2 wg tabeli 2: a) pierwsza, b) druga

Fig. 2. Buckling modes for the symmetric bending moment diagram and No. 2 type of load according to the table 2: a) the first, b) the second

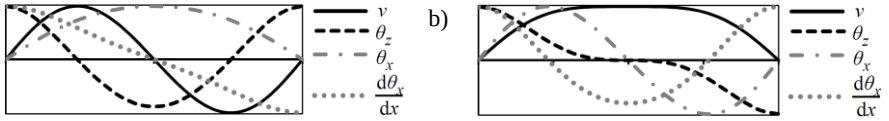
a) b)



Rys. 3. Postacie wyboczenia przy symetrycznym rozkładzie momentu i schemacie obciążenia nr 3 wg tabeli 2: a) pierwsza, b) druga

Fig. 3. Buckling modes for the symmetric bending moment diagram and No. 3 type of load according to the table 2: a) the first, b) the second

a) b)



Rys. 4. Postacie wyboczenia przy antysymetrycznym rozkładzie momentu: a) pierwsza, b) druga

Fig. 4. Buckling modes for the anti-symmetric bending moment diagram: a) the first, b) the second

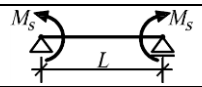
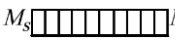
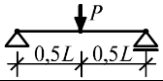
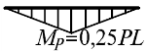
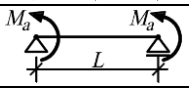
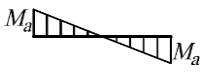
Tabela 1. Współczynniki długości wyboczeniowej związane z postaciami wyboczenia przedstawionymi na rys. 2-4

Table 1. Buckling length factors corresponding to buckling modes of Figs. 2-4

Nr postaci zwichrzenia	**Współczynniki długości wyboczeniowej w odniesieniu do rozkładu wykresu momentu zginającego**			
	Wykres symetryczny		Wykres antysymetryczny	
	$k_z = L_{cr,z} / L$	$k_w = L_{cr,w} / L$	$k_z = L_{cr,z} / L$	$k_w = L_{cr,w} / L$
Pierwsza	$k_{zs} = 1{,}0$	$k_{ws} = 1{,}0$	$k_{za} = 0{,}5$	$k_{ws} = 1{,}0$
Druga	$k_{za} = 0{,}5$	$k_{wa} = 0{,}5$	$k_{zs} = 1{,}0$	$k_{wa} = 0{,}5$

Tabela 2. Współczynnik C_1 w odniesieniu do wybranych rozkładów momentów

Table 2. Coefficients C_1 for particular type of bending moment diagrams

Nr	**Schemat obciążenia**	**Wykres momentu zginającego**	**Współczynnik C_1**	
			Pierwsza postać zwichrzenia	Druga postać zwichrzenia
1			$C_{1,s} = 1{,}00$	$C_{1,sa} = 1{,}00$
2			$C_{1,s} = 1{,}35$	$C_{1,sa} = 1{,}82$
3			$C_{1,s} = 2{,}64$	$C_{1,sa} = 1{,}82$
4			$C_{1,a} = 1{,}32$	$C_{1,as} = 3{,}62$

Należy zwrócić uwagę, że wartości współczynników długości wyboczeniowych przy antysymetrycznych układach obciążeń innych niż przedstawionych na rys. 1 mogą się różnić od przedstawionych w tabl. 1. Zagadnienia te będą przedmiotem przyszłych badań.

Znając rozwiązania elementarnych przypadków zwichrzenia przy symetrycznym i antysymetrycznym układzie obciążeń, sprężysty moment krytyczny zwichrzenia przy dowolnym układzie obciążeń zginających belkę można aproksymować w postaci:

$$\frac{M_{\max}}{M_{cr}} = \frac{M_{s,\max}}{M_{cr,s}} + \eta \frac{M_{a,\max}}{M_{cr,a}} \rightarrow M_{cr} = \frac{1}{\frac{1}{M_{cr,s}} \frac{M_{s,\max}}{M_{\max}} + \eta \frac{1}{M_{cr,a}} \frac{M_{a,\max}}{M_{\max}}} \tag{3}$$

gdzie: $M_{\max}$ – maksymalna bezwzględna wartość z wykresu momentu zginającego w belce,

$M_{s,\max}$, $M_{a,\max}$ – maksymalna bezwzględna wartość momentu zginającego, odpowiednio w części symetrycznej i antysymetrycznej wykresu momentów,

η – funkcja interakcji części symetrycznej i antysymetrycznej momentu krytycznego, zależna od schematu obciążenia,

$M_{cr,s}$, $M_{cr,a}$ – sprężysty moment krytyczny zwichrzenia odpowiednio przy obciążeniu symetrycznym i antysymetrycznym. W przypadku obciążenia przyłożonego w środku ścinania i pierwszej postaci zwichrzenia:

$$M_{cr,s} = C_{1,s} i_C \sqrt{N_{cr,zs} N_{cr,Ts}} \ , \ M_{cr,a} = C_{1,a} i_C \sqrt{N_{cr,za} N_{cr,Ta}} \tag{4a,b}$$

gdzie: $N_{cr,zs}$, $N_{cr,Ts}$ – wg (2a,b) po przyjęciu $k_z = k_{zs} = 1{,}0$ oraz $k_w = k_{ws} = 1{,}0$,

$N_{cr,za}$, $N_{cr,Ta}$ – wg (2a,b) po przyjęciu $k_z = k_{za} = 0{,}5$ oraz $k_w = k_{ws} = 1{,}0$,

$C_{1,s}$, $C_{1,a}$ – współczynnik równoważnego momentu odpowiednio przy symetrycznym i antysymetrycznym wykresie momentów zginających przyjmowany zgodnie z tabl. 2. W przypadku symetrycznego schematu obciążeń, innego od wymienionych w tabl. 2 współczynnik $C_{1,s}$ zaleca się wyznaczać ze wzoru Bijaka [1], który w wielu przypadkach obciążenia lepiej przybliża $M_{cr,s}$ do rozwiązania otrzymanego z MES w porównaniu do analogicznych propozycji podanych w pracach [5,6]:

$$C_{1,s} = \sqrt{\frac{21 M_{\max}^2}{M_{\max}^2 + 6M_2^2 + 8M_3^2 + 6M_4^2}} \tag{5}$$

gdzie: M_2, M_3, M_4 – momenty zginające odpowiednio w 1/4, 1/2 oraz 1/3 rozpiętości belki.

W przypadku schematu obciążenia przyjętego na rys. 1 i siły P przyłożonej do środka ścinania przekroju (w wypadku przekroju bisymetrycznego pokrywa się ze środkiem ciężkości przekroju), funkcję interakcji części symetrycznej i antysymetrycznej momentu krytycznego η można przyjąć w postaci:
– gdy $M_{s,\max} \geq M_{a,\max}$:

$$\eta = \left(\frac{1-\alpha}{2-\alpha} \right)^n \tag{6a}$$

gdzie: $\alpha = 1 - M_{a,\max} \big/ M_{s,\max}$ oraz $0 \leq \alpha \leq 1$,

$n = 1 + |\psi_P| \leq 2$,

ψ_P – współczynnik proporcji momentów przyjmowany zgodnie z rys. 1b,

– gdy $M_{s,\max} \leq M_{a,\max}$:

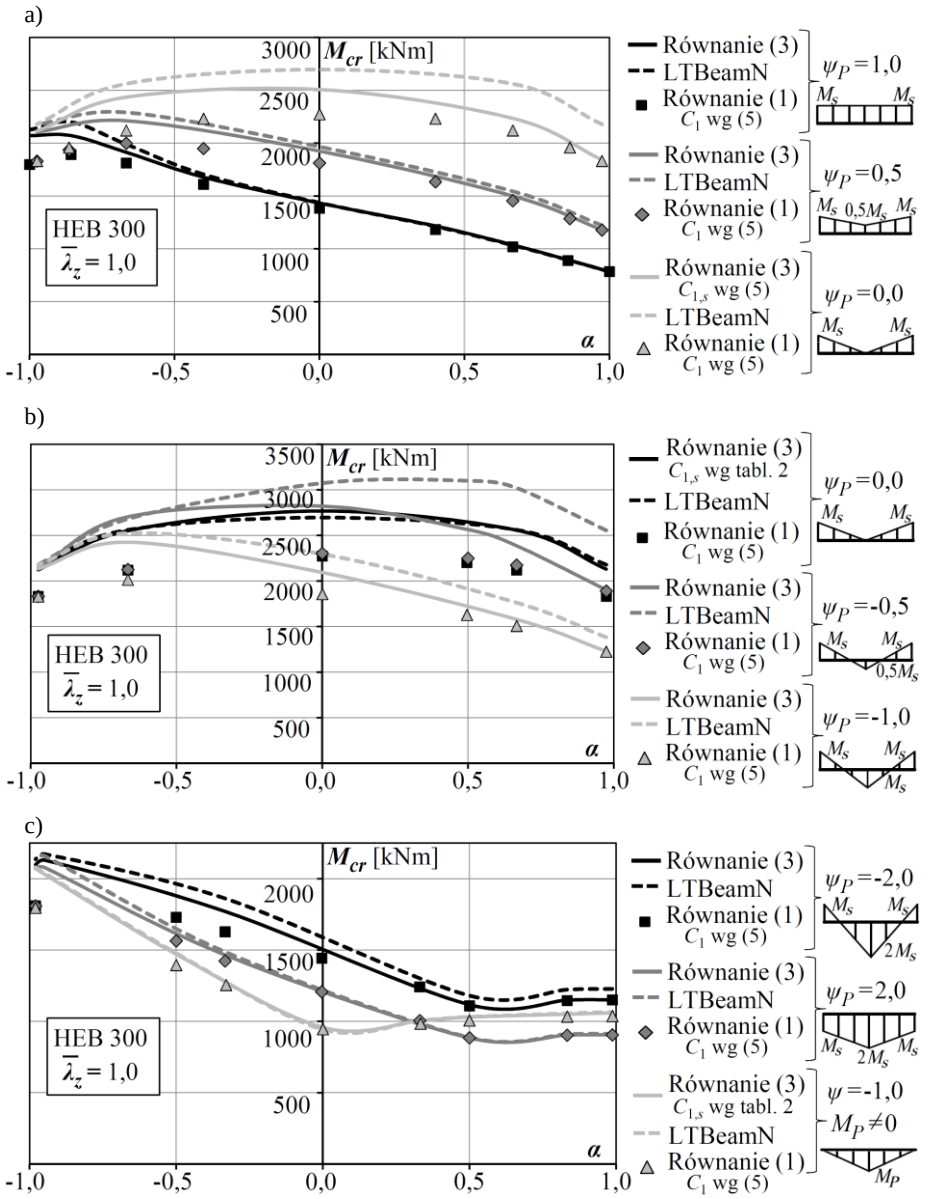
$$\eta = \left(\frac{1}{2+\alpha} \right)^n \tag{6b}$$

gdzie: $\alpha = M_{s,\max} \big/ M_{a,\max} - 1$ oraz $-1 \leq \alpha \leq 0$,

n – współczynnik tak jak we wzorze (6a).

Warto zwrócić uwagę, że w przypadku analizowanego przykładu obciążenia (rys. 1), gdy parametr $\psi_P = 1{,}0$ (brak siły skupionej P), funkcje interakcji η wg (6a,b) stają się tożsame, a po przekształceniach można je wyrazić w postaci przedstawionej w pracy [2], tzn. $\eta = 0{,}25(1-\psi)^2$, gdzie współczynnik ψ przyjmuje się zgodnie z rys. 1a.

Na podstawie analizowanego w pracy przykładu (rys. 1), na rys. 4 porównano zaproponowane podejście analityczne szacowania momentu krytycznego z wynikami analiz numerycznych wykonanych przy użyciu programu LTBeamN oraz z wynikami otrzymanymi z konwencjonalnego podejścia analitycznego ze wzoru (1), po przyjęciu współczynnika C_1 według (5). Z porównania wynika, że praktycznie w całym obszarze rozwiązań zaproponowana alternatywna metoda analityczna jest bliższa wynikom otrzymanym z MES niż podejście konwencjonalne. Wyniki otrzymane ze wzoru (1) są dużo bardziej konserwatywne niż te otrzymane z propozycji (3), szczególnie w odniesieniu do przypadków, gdy dominuje część antysymetryczna momentu zginającego (parametr $\alpha < 0$). Największe różnice w całym zakresie parametru α pomiędzy wartościami określonymi wg proponowanego podejścia analitycznego a wzorem konwencjonalnym stwierdzono w przypadkach, gdy parametr $\psi_P \in \langle -1{,}0;\ 0{,}0 \rangle$.



Rys. 5. Porównanie wartości M_{cr} w zależności od parametru α w odniesieniu do belki o wybranej smukłości względnej: a) w przypadku $\psi_P \in \langle 0,0; 1,0 \rangle$, b) w przypadku $\psi_P \in \langle -1,0; 0,0 \rangle$, c) w przypadkach $\psi_P < -1,0$, $\psi_P > 1,0$ oraz $\psi = -1,0$

Fig. 5. Comparison of results M_{cr} as a function of α for a given beam relative slenderness ratio: a) in case of $\psi_P \in \langle 0,0; 1,0 \rangle$, b) in case of $\psi_P \in \langle -1,0; 0,0 \rangle$, c) in cases of $\psi_P < -1,0$, $\psi_P > 1,0$ and $\psi = -1,0$

3. Podsumowanie

Przedstawiono opracowane w [2] podejście analityczne do wyznaczenia sprężystego momentu krytycznego zwichrzenia stalowych belek o dwuteowym przekroju bisymetrycznym, uogólniając je na przypadki dowolnego przebiegu momentu zginającego. Zaproponowane podejście analityczne porównano na wybranym przykładzie z wynikami symulacji MES i stwierdzono, że przybliża wyniki numeryczne w stopniu lepszym niż analityczne podejście konwencjonalne. W kolejnym etapie badań rozważane będą przypadki dotyczące innych rozkładów momentu zginającego i innych oddziaływań przęsłowych, w tym obciążeń przyłożonych poza środkiem ścinania przekroju.

Literatura

[1] Bijak R.: Moment krytyczny zwichrzenia niestężonych bisymetrycznych belek dwuteowych podpartych widełkowo. ICMS 2011 Conference, Wrocław 2011.

[2] Giżejowski M., Stachura Z., Uziak J.: Elastic flexural-torsional buckling of beams and beam-columns as a basis for stability design of members with discrete rigid restraints, Proceedings SEMC 2016 Conference, Cape Town 2016 (w druku).

[3] PN-EN 1993-1-1: Eurokod 3 – Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

[4] Rykaluk K.: Zagadnienia stateczności konstrukcji metalowych, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2012.

[5] Serna M.A., López A., Puente I., Yong D.J.: Equivalent uniform moment factors for lateral-torsional buckling of steel members, Journal of Constructional Steel Research, 62, 2006, s. 566-580.

[6] Trahair N.S., Bradford M.A., Nethercot D.A., Gardner L.: The behaviour and design of steel structures to EC3 (4th Edition), Taylor & Francis, London-New York 2008.

EVALUATION OF ELASTIC LATERAL-TORSIONAL BUCKLING BASED ON THE INTERACTION OF SYMMETRIC AND ANTI-SYMMETRIC LOADING CASES

S u m m a r y

This paper presents the elastic lateral-buckling instability problem of steel bi-symmetric I-section beams subjected to mono-axial bending about major principal axis. In reference to the beam under moment gradient, an alternative method for a direct determination of the elastic critical moment for lateral-torsional buckling, based on the superposition of the symmetric and anti-symmetric buckling modes has been introduced herein. The proposed analytical approach has been compared with the results of numerical simulations and demonstrated on the example of a simple supported beam subjected to bending under support moments and the span load applied at the shear centre of mid-length section of the beam.

Keywords: steel I-section, beam, lateral-torsional instability, LBA

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.43

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 373-380

Bogdan STANKIEWICZ[1]

OCENA WPŁYWU SIŁY PODŁUŻNEJ W SŁUPIE NA CHARAKTERYSTYKĘ WĘZŁA RYGIEL-SŁUP NA PODSTAWIE SYMULACJI MES

Dokładność obliczeń sił wewnętrznych w prętowych układach ramowych można zwiększyć uwzględniając rzeczywistą sztywność węzłów i połączeń. W obliczeniach tradycyjnych wykonywanych bez stosowania metod komputerowych uwzględniano jedynie wartości skrajne sztywności węzłów ram: albo pełna sztywność, albo sztywność zerowa. Ta prostota i niewielka dokładność harmonizowała z możliwymi do stosowania dawniej metodami obliczeń ram. Aktualnie powszechnie stosowane programy komputerowe do obliczeń statycznych układów prętowych umożliwiają dokładniejsze uwzględnienie sztywności węzłów. Jednak warunkiem koniecznym aby takie obliczenia były rzeczywiście dokładniejsze jest znajomość charakterystyk węzłów ram. Charakterystyki te można wyznaczyć drogą obliczeniową stosując procedury normowe, lub wykonując analizę komputerową węzłów z wykorzystaniem modeli MES. Obie metody są niestety pracochłonne. Zaletą metod wykorzystujących MES jest możliwość dokładniejszego uwzględnienia wpływu czynników branych pod uwagę w tradycyjnych procedurach normowych, jak również możliwość uwzględnienia wpływu czynników pominiętych w procedurach normowych. W artykule przedstawiono analizę jednego z typów połączeń śrubowych belek ze słupami. Celem analizy było uzyskanie krzywych moment zginający – kąt obrotu. Model węzła którego częścią jest przedmiotowe połączenie utworzono wykorzystując program metody elementów skończonych ADINA. Program ADINA umożliwia uwzględnienie nieliniowości materiałowych i geometrycznych oraz modelowanie stref kontaktowych. Model utworzono w sposób umożliwiający łatwą zmianę parametrów geometrycznych i materiałowych charakteryzujących połączenie. Wykonano przykładową analizę węzła składającego się z fragmentów słupa ramy (HEB 200), belki (IPE 240) i ich śrubowego połączenia doczołowego. W połączeniu zastosowano 4 śruby M20 klasy 10.9 bez wstępnego sprężenia. Zamieszczono podstawowe wyniki obliczeń pokazujące wpływ siły osiowej w słupie na nośność i sztywność połączenia.

Słowa kluczowe: konstrukcje stalowe, połączenia śrubowe, połączenia doczołowe, metoda elementów skończonych

[1] Bogdan Stankiewicz, Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, ul. W. Pola 2, 35-959 Rzeszów, tel.: 17 865 16 32, bstank@prz.edu.pl

1. Wstęp

Na nośność i sztywność śrubowych połączeń doczołowych wpływa wiele czynników. Nie wszystkie z nich zostały uwzględnione w procedurach normowych [3]. W tabeli 1 zestawiono najważniejsze spośród tych czynników i podano informację czy uwzględniono je w przedstawionej poniżej analizie MES. Analizę prowadzono pod kątem sprawdzenia jaki jest wpływ sił osiowych w słupach układów ramowych z takimi połączeniami na parametry węzła.

Tabela 1. Zestawienie czynników nie uwzględnionych w procedurach normowych, a uwzględnionych w przedstawianej analizie MES

Table 1. Summary of factors not included in the code procedures, and included in the presented FEM analysis

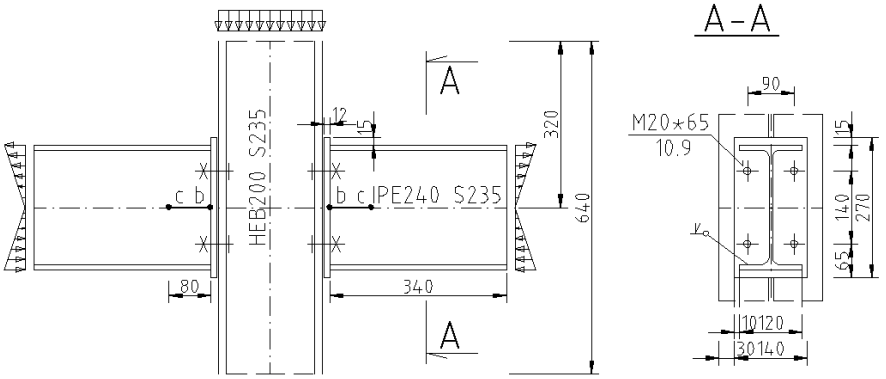
Czynnik	Czy uwzględniono w procedurach proponowanych w normie [8]	Czy uwzględniono w modelu MES
Wymiary geometryczne śrub (w tym średnica, długości trzpienia i części gwintowanej)	częściowo	TAK
Wartość sprężenia wstępnego śrub	NIE	TAK, możliwość nie użyta w prezentowanej analizie
Wielkość otworów na śruby	NIE	TAK
Zastosowanie podkładek tak/nie	NIE	TAK
Wartość momentu zginającego w słupie	NIE	częściowo
Wartość naprężeń normalnych w pasach dwuteownika wywołanych przez siłę osiową w słupie	NIE	TAK

2. Analizowany węzeł i model MES

Rozpatrywany węzeł przedstawiono na rysunku 1. Jest to fragment słupa pośredniego ramy wykonanego z dwuteownika HEB 200 i fragmentów symetrycznie rozmieszczonych belek wykonanych z dwuteownika IPE 240. Połączenie belki ze słupem to śrubowe połączenie z wpuszczoną blachą czołową. Grubość blachy czołowej wynosi 12mm, w każdym połączeniu znajdują się po 4 śruby M20 klasy 10.9. Śruby nie są sprężane. Elementy składowe są wykonane ze stali S235.

Dokładność analizy przy użyciu modelu węzła składającego się z kilku części jest zależna od dokładności z jaką stworzone zostały modele części składowych, i dokładności procedury łączenia ich w model węzła.

Procedura łączenia to uwzględnienie kontaktu pomiędzy częściami składowymi węzła w taki sposób, aby były przenoszone oddziaływania przy dociskaniu do siebie elementów, a w przypadku odsuwania pojawiała się szczelina. Modelo-



Rys. 1. Analizowany węzeł

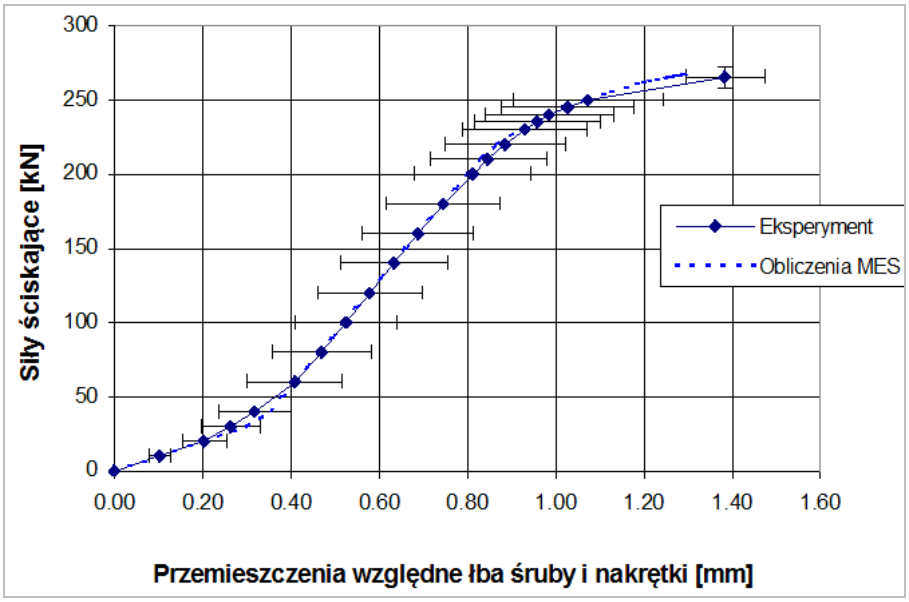
Fig. 1. Analysed joint

wanie elementów wykonanych z dwuteowników walcowanych, także zakończonych blachami czołowymi, nie sprawia problemów. Łączenie tych elementów w węzeł, modelując strefy kontaktowe, również jest rozwiązane od strony teoretycznej, choć często uzyskanie wyników utrudniają problemy numeryczne. Trudności pojawiają się przy modelowaniu śrub [5]. Proste modele śrub rozciąganych (nie uwzględniające wpływu stref kontaktu gwintu śruby z gwintem nakrętki) nie zapewniają zgodności obliczanych przemieszczeń względnych nakrętki i łba śruby z wynikami badań doświadczalnych. Niedokładność modelowania śrub obniża, czasami w bardzo istotny sposób, dokładność analizy. Ilościowy wpływ tych niedokładności jest trudny do prostego oszacowania, gdyż wpływa na to wiele czynników. Na pewno wpływ ten jest bardzo istotny gdy w węźle występują śruby nie sprężane, a dominującą formą zniszczenia jest zniszczenie śrub. Dlatego też model śruby musi zapewnić zgodność z wynikami badań śrub poddawanych obciążeniom osiowym. Tak więc podstawowa trudność stworzenia modelu dokładniejszego polega na konieczności uwzględnienia odkształceń plastycznych pojawiających się na styku gwintów śruby i nakrętki już przy niewielkim obciążeniu rozciągającym śrubę. Wynikają one z niedokładności wykonania gwintów oraz z porowatości warstwy metalu zabezpieczającej śrubę przed korozją. Zjawisko to jest tak skomplikowane i mało poznane, że utworzenie modelu MES uwzględniającego dokładnie współpracę gwintów jest w chwili obecnej niemożliwe. Jest natomiast możliwe utworzenie i stosowanie w modelach połączeń uproszczonych modeli MES śrub. W obliczeniach prezentowanych w artykule zastosowano model śruby [6] [7], w którym obszar styku gwintów zastąpiono materiałem zastępczym o parametrach dobranych tak, aby uzyskać zgodność obliczeń śruby rozciąganej osiowo z wynikami badań doświadczalnych. Celem rutynowo prowadzonych badań śrub jest zwykle określenie ich wytrzymałości przy rozciąganiu, i nie prowadzi się pomiarów przemieszczeń względnych nakrętki i łba śruby. Dokładne pomiary tych przemieszczeń są bardzo trudne. Bardzo łatwe jest natomiast badanie śrub na ściskanie i uzyskanie krzywej siła-przemieszczenie względne nakrętki

i łba. Tak uzyskaną krzywą można wykorzystać do dobrania parametrów materiału zastępczego pod kątem uzyskania zgodności krzywej doświadczalnej z symulacją MES. Ponieważ sposób przenoszenia obciążeń przez gwint śruby i nakrętki jest identyczny przy ściskaniu jak i przy rozciąganiu śruby, to utworzony model jest uniwersalny. Można go stosować również w śrubach rozciąganych. Takie badania eksperymentalne przeprowadzono dla śrub M20 klasy 10.9 produkcji firmy Friedberg. Dokładne sprawozdanie z tych badań wraz ze szczegółowym opisem tworzenia modelu śruby będzie przedstawione w monografii przygotowywanej przez autora. Charakterystyki materiału zastępującego obszar gwintu śruby i nakrętki dobrano tak, aby uzyskać zgodność przemieszczeń względnych łba śruby i nakrętki. Na rysunku 2 pokazano wyniki badań eksperymentalnych śrub na ściskanie i wyniki obliczeń ściskanego modelu MES śruby. Wyniki badań eksperymentalnych to rezultaty pomiarów przemieszczeń obciążanej nakrętki w zależności od przyłożonej siły, przedstawiono wartości średnie przemieszczeń i wielkości przedziałów ufności przy poziomie istotności α=0,1.

Dokładniejsze informacje dotyczące modeli materiałowych podano w [7]. Ze względu na symetrię węzła i sposób przyłożenia obciążenia wystarczyło modelować 1/4 węzła.

Model komputerowy [1], [2], [4] opracowano wykorzystując program ADINA (Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis, USA, www.adina.com). Użyto elementy bryłowe o 20 węzłach. Obciążenie momentem zginającym uzyskano przykładając ciągłe obciążenie powierzchniowe o wartości liniowo zmiennej w zależności od odległości od osi obojętnej belki, patrz rysunek 1.



Rys. 2. Śruba ściskana, wyniki badań eksperymentalnych i rezultaty obliczeń MES

Fig. 2. Bolt subjected to compression, results of experimental tests and results of FEM calculations

Użyte modele materiałowe:

- belki i blachy czołowe, model dwuliniowy idealnie sprężysto-plastyczny:
  granica plastyczności: $f_y = 23{,}5\ kN/cm^2$
  moduł sprężystości podłużnej: $E = 21000\ kN/cm^2$
  wydłużenie przy zniszczeniu: $\varepsilon = 15\ \%$
- śruba, nakrętka, podkładki, materiał podstawowy, wieloliniowy materiał sprężysto-plastyczny:
  moduł sprężystości podłużnej: $E = 21000\ kN/cm^2$
  punkty charakterystyczne:
  $\varepsilon_0 = 0$ $\sigma_0 = 0$
  $\varepsilon_1 = 0{,}004285$ $\sigma_1 = 90\ kN/cm^2$
  $\varepsilon_2 = 0{,}015$ $\sigma_2 = 100\ kN/cm^2$
  $\varepsilon_3 = 0{,}040$ $\sigma_3 = 100\ kN/cm^2$
- śruba, materiał zastępujący obszar gwintu śruby i nakrętki, wieloliniowy materiał sprężysto-plastyczny:
  moduł sprężystości podłużnej: $E = 343{,}82\ kN/cm^2$
  punkty charakterystyczne:
  $\varepsilon_0 = 0$ $\sigma_0 = 0$
  $\varepsilon_1 = 0{,}1480985$ $\sigma_1 = 6{,}490\ kN/cm^2$
  $\varepsilon_2 = 0{,}3230142$ $\sigma_2 = 45{,}330\ kN/cm^2$
  $\varepsilon_3 = 0{,}4636624$ $\sigma_3 = 56{,}369\ kN/cm^2$
  $\varepsilon_4 = 2{,}0000000$ $\sigma_4 = 56{,}369\ kN/cm^2$

3. Wyniki obliczeń

Obliczenia wykonano dla różnych wartości siły osiowej w słupie. Wzięto pod uwagę przedział wartości od zera (brak siły osiowej) do siły osiowej wywołującej naprężenia wynoszące 80% granicy plastyczności stali S235, z krokiem 10%, i dodatkowo dla 85% granicy plastyczności stali S235. W analizowanym węźle do siły osiowej w słupie dającej naprężenia 70% granicy plastyczności nie stwierdzono istotnej zmiany nośności węzła ani jego sztywności. W tym zakresie o charakterystyce węzła decyduje głównie nośność blachy czołowej i nośność śrub. Przy większej sile osiowej istotne staje się wytężenie pasa dwuteownika słupa.

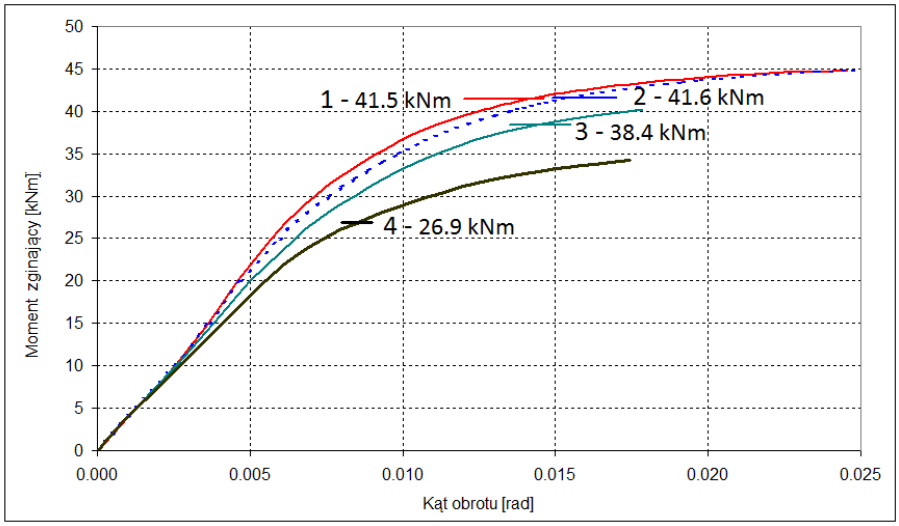
Najważniejsze wyniki analizy pokazano w tabeli 2 i na rysunku 4. Kąt obrotu podany w wynikach to bezwzględna wartość różnicy kąta obrotu osi słupa i kąta obrotu końca belki utożsamionego z obrotem odcinka b-c, rysunek 1, będącego fragmentem osi belki.

Końce wykresów odpowiadają osiągnięciu wartości 15% przez efektywną wartość zakumulowanych odkształceń plastycznych w którymkolwiek z elementów składowych węzła (belka, słup, blacha czołowa). Jako nośność obliczeniową przyjęto moment zginający w belce odpowiadający osiągnięciu wartości 5% przez efektywną wartość zakumulowanych odkształceń plastycznych w którymkolwiek z elementów składowych węzła.

Tabela 2. Najważniejsze wyniki analizy

Table 2. Main results

Wartość siły osiowej w słupie	Moment obliczeniowy z analizy MES [kNm]	Kąt obrotu odpowiadający momentowi obliczeniowemu [rad]
Brak siły osiowej	41,5	0,0141
Siła odpowiadająca naprężeniom $0,70f_y$	41,6	0,0155
Siła odpowiadająca naprężeniom $0,80f_y$	38,4	0,0128
Siła odpowiadająca naprężeniom $0,85f_y$	26,9	0,0086



Rys. 3. Krzywe moment – kąt obrotu, krzywa nr 1: brak siły osiowej w słupie, nr 2: siła osiowa w słupie $N = 0,70Af_y$, nr 3: $N = 0,80Af_y$, nr 4: $N = 0,85Af_y$

Fig. 3. Moment – rotation curves, curve 1: absence of axial force in the column, curve 2 for axial force $N = 0.70Af_y$, curve 3 for axial force $N = 0.80Af_y$, curve 4 for axial force $N = 0.85Af_y$

4. Podsumowanie i wnioski

Analiza przedstawionych wyników obliczeń pozwala na stwierdzenie, że wielkość obciążenia słupów ram siłami osiowymi może mieć istotny wpływ na nośność i sztywność węzłów z doczołowych połączenia śrubowymi. Wielkość siły osiowej w słupie ma wpływ pomijalnie mały gdy o nośności i sztywności połączenia decyduje nośność blachy czołowej lub nośność śrub. Jeżeli o charakterystyce węzła decyduje (lub przynajmniej ma istotny wpływ) wytęże-

nie pasa i środnika dwuteownika słupa, to należy je uwzględniać przy projektowaniu śrubowych połączeń doczołowych w konstrukcjach ramowych. Przedstawiony w artykule model MES węzła jest modelem parametrycznym, w łatwy sposób można zmieniać jego charakterystyki. Dlatego też może on być wykorzystany bezpośrednio przy projektowaniu ram. Może również być pomocny przy ulepszaniu tradycyjnych procedur normowych.

Literatura

[1] Bathe KJ.: Finite element procedures. Englewood Cliffs, NJ:Prentice Hall 1996.

[2] Kleiber M., Woźniak Cz.: Nonlinear Mechanics of Structures. Polish Scientific Publishers, Warszawa, 1991.

[3] Kozłowski A.: Kształtowanie i obliczanie węzłów ram z uwzględnieniem ich cech podatnościowych, XXVII Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji Stalowych, Szczyrk 2012.

[4] Kwaśniewski L., Giżejowski M.: Numerical modeling of joint ductility in steel and steel-concrete composite frames, Conference: „STABILITY AND DUCTILITY OF STEEL STRUCTURES", Rio de Janeiro, Brazil, 2010.

[5] Stankiewicz B.: Experimental tests of T-stub joints and refined finite element method computer model, 3rd European Conference on Steel Structures EUROSTEEL 2002, Coimbra 2002.

[6] Stankiewicz B.: Komputerowy model śrubowego doczołowego połączenia konstrukcji wsporczej turbiny wiatrowej. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Budownictwo i Inżynieria Środowiska - 2008, z. 50.

[7] Stankiewicz B.: Parametryczna analiza podatności śrubowych styków doczołowych dwuteowych belek stalowych metodą elementów skończonych. Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury, zeszyt 60 (nr 2/2013).

[8] PN-EN 1993-1-8 Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-8: Projektowanie węzłów. PKN, 2006.

ASSESSMENT OF IMPACT OF AXIAL FORCE IN A COLUMN ON CHARACTERISTICS BEAM-TO-COLUMN JOINT USING FEM SIMULATION

S u m m a r y

Accuracy of analysis of structures consisted of beams and columns can be increased by considering a real rigidity of joints. In traditional methods of calculations, without using computers, only two extreme values of joints rigidity were considered, full rigidity or zero rigidity. Commonly used at present time computer programs for static analysis enable more accurate calculations, with considering real rigidity of joints. The necessary condition for such analysis is to know a moment vs. angle of rotation curves of joints. The characteristic of joins can be determined using code procedures, or more accurate using FEM computer calculations. Both methods are time-consuming, unfortunately. But the advantage of using FEM methods is the ability to reflect more accurate the impact of factors taken into account in the traditional code procedures, as well as the ability of taking into account the impact of factors omitted in the code procedures. The article presents an analysis of joint that is the part of a steel frame. The aim of the FEM analysis was to

obtain curves bending moment in the beam vs. angle of rotation. A computer FEM model was developed using finite element program ADINA. The model is a parametrical model, so it can be easy changed in order to consider other dimensions and materials. Nonlinear calculations of a joint consisted of a column (HEB 200), beam (IPE 240) and flush end-plate connection with four M20 10.9 bolts were carried out. The bolts are not preloaded. Results demonstrate moment –rotation curves, the significant impact of the axial forces is clearly visible.

Keywords: steel structures, bolted connections, end-plate connections, finite element method

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.44

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 381-388

Damian BĘBEN[1]
Wojciech ANIGACZ[2]
Jacek KWIATKOWSKI[3]

OCENA PRZYDATNOŚCI GEODEZYJNYCH METOD POMIAROWYCH DO BADAŃ PRZEMIESZCZEŃ MOSTU WISZĄCEGO

Celem badań było porównanie możliwości i ocena przydatności trzech metod pomiarowych, tj. tachimetryczną, fotogrametryczną i skaningu laserowego wykorzystanych do ustalenia zmian geometrycznych konstrukcji. Metody przetestowano na wiszącym moście technologicznym o rozpiętości głównego przęsła 165 m. Informacje o zmianie kształtu konstrukcji mostu pod wpływem obciążenie użytkowego są bardzo istotne ze względów utrzymaniowych (eksploatacyjnych). Zakres badań obejmował wykonanie pomiarów zmian strzałki ugięcia mostu w trakcie pracy taśmociągu i jego postoju. Pomiary tachimetryczne wykonano precyzyjnym tachimetrem firmy Leica TC2002. W metodzie fotogrametrycznej dla uzyskania wysokich rozdzielczości lustrzankę Canon 650D osadzono w obrotnicy GigaPano. W przypadku skaningu laserowego skorzystano z skanera FARO Focus 3D X130.W wyniku przeprowadzenia badań doświadczalnych uzyskano przemieszczenia głównego przęsła mostu nie przekraczające wielkości 72 mm, które są mniejsze od dopuszczalnych obliczonych zgodnie z normą mostową. Analiza uzyskanych wyników ze skanowania laserowego nie pozwoliły na oszacowanie uzyskanych przemieszczeń ze względu na zbyt dużą odległość skanera od mostu i zbyt małą gęstość skanów.

Słowa kluczowe: most, pomiary, skaning laserowy, fotogrametria, tachimetria

1. Wstęp

Zazwyczaj badania dynamiczne i statyczne wykonywane są na mostach w celu potwierdzenia założeń projektowych lub jako badania diagnostyczne w celu zapewnienia prawidłowego utrzymania. Typowe badania są zwykle przeprowadzane przy użyciu akcelerometrów, czujników tensometrycznych, induk-

[1] Autor do korespondencji/corresponding author: Damian Bęben, Wydział Budownictwa i Architektury Politechnika Opolska, ul. Katowicka 48, 45-061 Opole, 77 449 8581, d.beben@po.opole.pl
[2] Wojciech Anigacz, Wydział Budownictwa i Architektury Politechnika Opolska, ul. Katowicka 48, 45-061 Opole, 77 449 8581, w.anigacz@po.opole.pl
[3] Jacek Kwiatkowski, J&L Consulting, Obr. Stalingradu 29, 45-594 Opole, info@jl-consulting.pl

cyjnych i zegarowych. Większość z tych czujników wymaga bezpośredniego kontaktu z konstrukcją, co w pewnych warunkach może stwarzać problemy z dostępnością do obiektu badań i często wymaga użycia rusztowań. W pracach [1-4] badania konstrukcji przeprowadzano w sposób klasyczny, tj.: zakładano osnowę pomiarową referencyjną poza badanym obiektem, a na samym obiekcie oznaczano punkty pomiarowe. Takie podejście jest poprawne w przypadku prowadzenia badań w dłuższym okresie czasu. Punkty referencyjne poza badanym obiektem pozwalają na określenie zmian geometrii konstrukcji mostu w bezwzględnym układzie odniesienia jakim są punkty referencyjne. W przedstawianym przypadku chciano do minimum ograniczyć prace przygotowawcze. Jako punkty pomiarowe postanowiono wykorzystać dobrze widoczne detale konstrukcji mostu.

W tym artykule postanowiono poddać analizie trzy metody pomiarowe (tachimetryczna, skaningu laserowego i fotogrametryczna) służące do bezdotykowego pomiaru przemieszczeń mostu. Szybko rozwijające się techniki pomiarowe, zwłaszcza geodezyjne, a w szczególności pomiary masowe umożliwiają praktycznie uzyskanie pełnej informacji o obiekcie i zmianach jego geometrii [4].

2. Opis mostu

Badany obiekt to dwupylonowy stalowy most wiszący położony nad rzeką Odrą służący do przejścia ciągiem transportowym z kopalni margla „Forlwark" do cementowni Górażdże (rys. 1).Most składa się z pięciu przęseł – czterech skrajnych zalewowych oraz przęsła nurtowego. Konstrukcja galerii transportowej podwieszona jest za pomocą wieszaków do głównych lin nośnych rozmieszczonych nad dwiema parami słupów (pylonów).



Rys. 1. Widok mostu od strony wody górnej

Fig. 1. View of the bridge from the upper water side

Zasadniczym elementem konstrukcyjnym obiektu jest przęsło nurtowe zawieszone na linach o rozpiętości w świetle osi pylonów 165,00 m. Całkowita długość obiektu wynosi 285,00 m. Most został zaprojektowany jako ustrój wiszący na dwóch stalowych pylonach, przez które przechodzi układ 2×6 lin nośnych o średnicy 48 mm. Bezpośrednio na podłużnicach ułożona jest płyta ortotropowa. Pylony o wysokości 26,5 m opierają się za pośrednictwem przegubowych łożysk stalowych na żelbetowych fundamentach. Liny połączone są z py-

lonem w sposób stały za pośrednictwem głowicy i złącz śrubowych, które umożliwiają przesuwanie lin na wierzchołku pylonu. Most przeznaczony jest do transportu urobku wapienia za pomocą taśmociągu umieszczonego w galerii transportowej. Masa transportowanego urobku przez most to 900-1100 Mg/h, a prędkość poruszania taśmociągu wynosi 2 m/s.

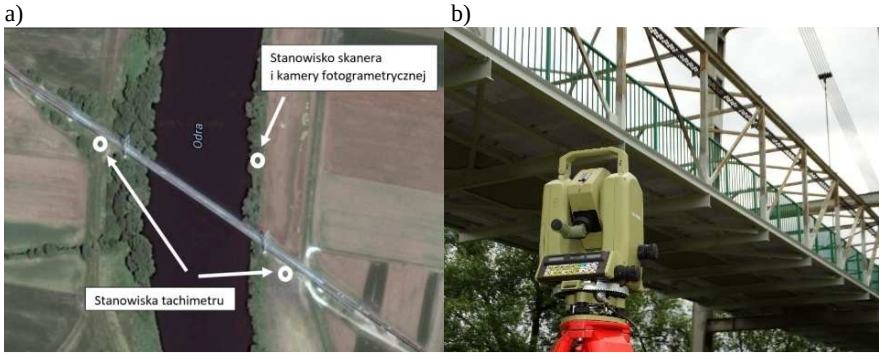
3.Metodologia badawcza

Jednym z najistotniejszych czynników wpływających na wybór metody jest specyfika geometryczna mostu. W analizowanym przypadku jest to obiekt liniowy, którego przęsło ma długość 165 m. Rozpiętość mostu jest o tyle istotna, że dokładność wyznaczenia położenia punktu pomiarowego zmniejsza się wraz z odległością, co musi być uwzględniane w tego typu pomiarach. Badania przeprowadzono po czterdziestu latach eksploatacji tego mostu. Przemieszczenia mostu zarejestrowano podczas normalnej pracy w sposób ciągły przez 12 godziny. W oparciu o te metody ustalono przemieszczenia przęsła nurtowego.

3.1. Metoda tachimetryczna

Metoda tachimetryczna polega na wyznaczeniu w terenie przestrzennych współrzędnych biegunowych, tj.: odległości oraz kątów pionowych i poziomych od zadanych kierunków nawiązania. Dostępne są tachimetry, teoretycznie mierzące w warunkach laboratoryjnych odległość z dokładnością 1 mm i kierunki z dokładnością 0,5”. W warunkach terenowych uzyskiwane dokładności są na ogół znacznie mniejsze i oscylują w granicach 1–5 mm dla odległości i 3–10” dla wyznaczenia kierunków. Rozdzielczość kątowa instrumentu pomiarowego ma duże znaczenie zwłaszcza dla identyfikacji detali np. krawędzi przy dużych odległościach [1,5]. W analizowanym przypadku, stanowiska tachimetru usytuowano z dwóch stron rzeki w celu zmniejszenia długości celowych to jest odległości pomiędzy stanowiskiem tachimetru a punktem pomiarowym.

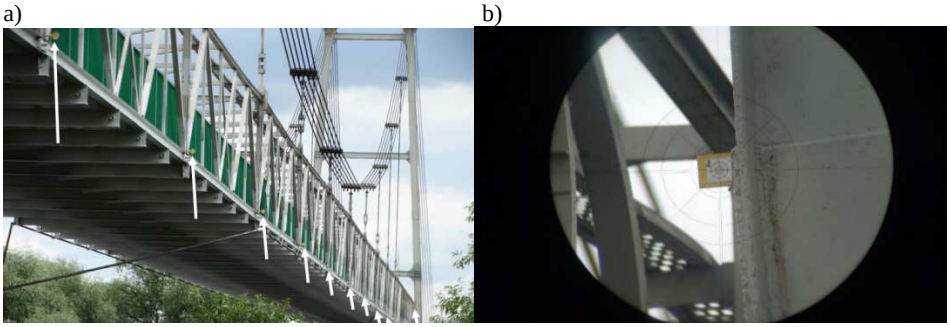
a) b)



Rys. 2. Usytuowanie stanowisk pomiarowych tachimetru, skanera i kamery fotogrametrycznej

Fig. 2. Placement of measurement stations for tachymeter, scanner and photogrammetric camera

a) b)



Rys. 3. Badany most z użyciem tachimetru: a) rozmieszczenie tarcz pomiarowych na galerii transportowej, b) widok tarczy pomiarowej przez lunetę tachimetru

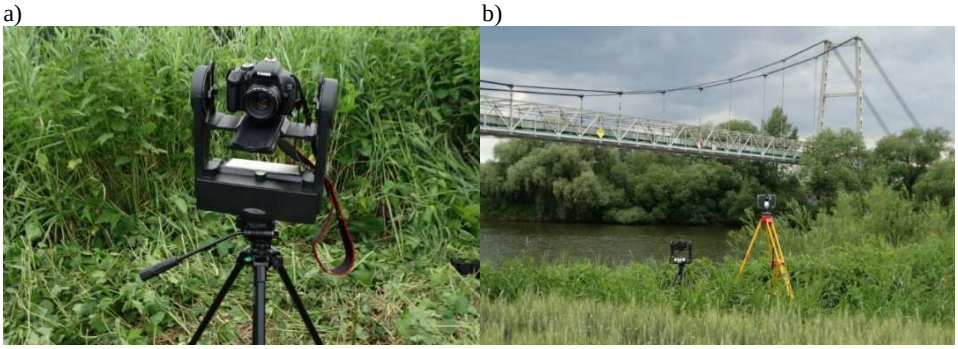
Fig. 3. The bridge during testing with using tachymeter: a) distribution of the measurement targets on the transport gallery, b) view of the measurement target through the tachymeter's telescope

W przedstawianym przypadku odległość ta nie przekraczała 100 m (rys. 2). Cechą charakterystyczną tej metody jest dyskretność pomiaru. Do badań wykorzystano totalstation TC2002 firmy Leica(rys. 2b) oraz kilkanaście dwustronnych tarcz dalmierczych (rys. 3). Tarcze pomiarowe usytuowano w punktach węzłowych galerii transportowej nad poprzecznicami mostu (rys. 3a). Wyniki przemieszczeń uzyskane tą metodą przyjęto jako dane referencyjne dla pozostałych metod. Poprawność otrzymanych rezultatów przemieszczeń zweryfikowano pomiarem z drugiego stanowiska. Obraz widziany przez lunetę tachimetru pokazano na rys. 3b. Otwór w środku tarczy ma średnicę 5 mm. Na tej podstawie można wnioskować, że dokładność celowania (pomiaru kierunku) była rzędu 1–2 mm.

3.2. Metoda fotogrametryczna

W opisywanym przypadku autorzy do wykonania zdjęć wykorzystali aparat fotograficzny Canon 650D z obiektywem o stałej ogniskowej wynoszącej 85 mm i obrotnicy GigaPano(rys. 4).Potwierdzony w laboratorium na testowym prostokącie poziom aberracji sferycznych nie przekraczał 3 kolumn pikseli matrycy. Do złożenia (stitching) zdjęć użyto oprogramowania Kolor AutoPano Giga 4.0. Do skalibrowania wygenerowanej panoramy poprzez przeskalowanie definiujące „rozmiar" pojedynczego piksela wykorzystano z programu komputerowego Photoshop CC. Do wyskalowania panoramy mostu do zadanego rozmiaru piksela wykorzystano z dystansów charakterystycznych, jakimi w badanym przypadku były odległości pomiędzy kolejnymi segmentami przęsła (rys. 3a). Zaletą metody fotogrametrycznej jest między innymi: krótki czas pomiaru, możliwość wizualizacji z elementami uprzestrzennienia i możliwość wielokrotnej interpretacji pomiaru. Finalne dane analityczne ilustrujące efekt sesji pomiarowej zależą od trzech czynników: (i) rozdzielczości matrycy aparatu cyfrowego, (ii) jakości optyki, (rozdzielczości, redukcji aberracji sferycznych), (iii) umiejętności oceny przez oprogramowanie procesu interakcji z użytkownikiem, np. przy stichingu.

a) b)



Rys. 4. Pomiary mostu z wykorzystaniem: a) kamery Canon 650D z obiektywem 85 mm i obrotnica GigaPano, b) skanera FARO Focus 3D X130

Fig. 4. Measurements of the bridge with using: a) Canon 650D camera with the lens 85 mm and GigaPano turntable, b) FARO Focus 3D X130 scanner

3.3. Metoda skaningu laserowego

Metoda skaningu laserowego to stosunkowo nowa metoda pomiarowa pozwalająca na uzyskanie quasi-ciągłej, przestrzennej reprezentacji powierzchni badanego obiektu. W wyniku pomiaru otrzymuje się przestrzenne chmury punktów powierzchni zewnętrznych obiektów widziane z pozycji skanera. Dokładność wyników uzależniona jest głównie od odległości skanera od badanego obiektu. W ostatnich kilku latach obserwuje się szybki rozwój skaningu laserowego [2, 3, 4].Skaner wykorzystuje promień laserowy, który po odbiciu od mierzonego obiektu wraca do skanera. Odległość jest wyznaczana na podstawie różnicy faz promienia wysłanego i odbitego. W trakcie pomiaru skaner może obracać się o 360 stopni w poziomie. Kąt poziomy i pionowy ustawienia lustra skanera oraz informacja o pomierzonej odległości są w czasie rzeczywistym przeliczane na współrzędne lokalne. Do badań mostu wykorzystano skaner FARO Focus 3DX130 (rys. 4b), który mierzy do 1 mln punktów na sekundę i pozwala tworzyć chmury przekraczające miliard punktów. Deklarowana przez producenta dokładność pomiaru odległości wynosi ±2 mm, a rozdzielczość kątowa wynosi 0,009° (0,16 miliradiana). Kolejne skany dopasowuje się do charakterystycznych punktów tak, aby kolejne sesje pomiarowe były spójne topologicznie [2].Pozwala to na znaczne skrócenie czasu pracy w terenie. Przy opracowaniu wyników okazało się, że w przypadku tego mostu, takie podejście nie jest właściwe. Jakość skanu mostu znajdowała się w górnej granicy zasięgu skanera, tj. 100–120 m. W trakcie analizy wyników okazało się, że jakość (gęstość punktów) skanu jest zbyt niska. W ramach testu sprawdzającego wykonano tym samym skanerem inwentaryzację zabytkowego (najstarszego w Europie) wiszącego mostu żeliwnego w Ozimku na rzece Mała Panew. Badania przeprowadzono przy znacznie mniejszych odległościach skanera od mostu, tj. 40 m. Zarejestrowana gęstość chmury punktów pozwoliła na satysfakcjonującą identyfikację elementów (detali) mostu i w konsekwencji uzyskano w pełni zadowalające wyniki przemieszczeń mostu.

4. Wyniki badań i ich analiza

Ogółem podczas pomiarów tachimetrycznych analizowano 10 punktów węzłowych (rys. 3a) na długości mostu i dwa pylony. Należy zwrócić uwagę, że pomiar tachimetryczny kilkunastu punktów pomiarowych jest rozciągnięty w czasie. Stąd najprawdopodobniej różnice w wartościach strzałek ugięcia są spowodowane brakiem pełnej synchronizacji czasowej pomiarów wykonywanych różnymi metodami. W analizie wyników nie podano rezultatów ze skaningu laserowego z powodu braku ich korelacji (zbyt duże różnice) z wynikami uzyskanymi innymi metodami. Jedną z bardziej istotnych przyczyn niepewnych wyników przemieszczeń uzyskanych za pomocą skaningu laserowego była zbyt duża odległość od mostu oraz to, że most wiszący ma konstrukcję ażurową, który wymaga skanów o większej gęstości niż uzyskane zastosowanym skanerem.

Wyniki przemieszczeń głównego przęsła mostu wiszącego dla wybranych trzech punktów pomiarowych (1/4, 1/2 i 3/4 rozpiętości) zestawiono w Tabeli 1. Maksymalne wartości przemieszczeń nie przekraczają 72 mm dla metody tachimetrycznej i 60 mm dla metody fotogrametrycznej. Największe przemieszczenia mostu zostały zanotowane w środku rozpiętości mostu. Uzyskane maksymalne wartości przemieszczeń są znacznie mniejsze od wartości dopuszczalnej (l/500 = 330 mm) zgodnie z normą PN-82/S-10052 [6] obliczonej jak dla stalowych mostów drogowych.

Na rys. 5 pokazano wybrane wyniki przemieszczeń mostu w 1/2 rozpiętości uzyskane metodą fotogrametryczną. Do pomiaru wybrano dobrze identyfikowalne punkty na konstrukcji mostu. Analiza uzyskanych wyników polegała na nałożeniu na siebie dwóch zdjęć. Pierwsze zdjęcie wykonano przy braku obciążenia – stojący taśmociąg bez urobku (rys. 5a), a drugie zdjęcie obrazuje nałożenie na siebie dwóch sekwencji zdjęć – bez obciążenia i w trakcie obciążenia eksploatacyjnego (rys. 5b). Na połączonych obrazach (rys. 5b)zwymiarowano jeden piksel do 10 mm, a następnie policzono o ile pikseli są przesunięte względem siebie mierzone elementy. W efekcie w sposób dość dokładny określono zmianę ugięcia mostu pod wpływem działania obciążenia eksploatacyjnego – taśmociąg z urobkiem (masa w przedziale 900–1100 Mg/h) poruszający się z prędkością 2 m/s. W wyniku przeprowadzonych pomiarów, przemieszczenia mostu uzyskane przy zastosowaniu metody fotogrametrycznej są w granicach 16–27% mniejsze niż te uzyskane za pomocą metody tachimetrycznej.

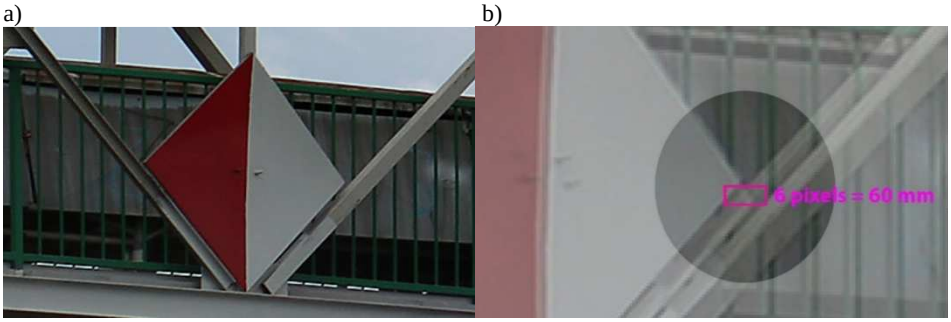
Tabela 1. Porównanie maksymalnych zarejestrowanych przemieszczeń mostu

Table 1. Comparison of the maximum registered displacements of the bridge

Lp.	Metoda pomiaru	1/4 rozpiętości (mm)	1/2 rozpiętości (mm)	3/4 rozpiętości (mm)
1.	Tachimetryczna	49	72	41
2.	Fotogrametryczna	40	60	30
3.	Skaning laserowy	*	*	*

Uwaga: * uzyskane rezultaty metodą skaningu laserowego uznano jako niepewne.

a) b)



Rys. 5. Analizowany detal mostu w 1/2 rozpiętości przęsła: a) stan bez obciążenia, b) nałożenie dwóch sekwencji zdjęć (stan bez i z obciążeniem)

Fig. 5. The analysed detail in 1/2 of the bridge span: a) without load, b) overlap of two sequences of photographs (without and with load)

5. Wnioski

W wyniku wykonanych pomiarów można wyciągnąć następujące wnioski:

1. Maksymalne przemieszczenia mostu uzyskane z metody tachimetrycznej zaobserwowano w środku rozpiętości i wynosiły 72 mm. Największe przemieszczenia mostu należy uznać za stosunkowo niewielkie i w każdym przypadku były znacznie mniejsze od wartości dopuszczalnej. W oparciu o metodę fotogrametryczną uzyskano niedoszacowane wartości przemieszczeń mostu w stosunku do metody tachimetrycznej (16–27%).
2. W metodzie fotogrametrycznej należy dobierać ogniskową kamery w taki sposób, aby wielkość piksela dla reprezentatywnej odległości była rzędu 2 mm. Większa skala fotogramów pozwoli na uzyskiwanie dodatkowych danych o otoczeniu mierzonego punktu, np. trwałych deformacji, pęknięć, itp.
3. Metoda skaningu laserowego w przypadku tego mostu okazała się najmniej dokładna. Wynikało to z powodu zbyt dużej dla tego typu skanera odległości skanera od mostu i zbyt małej rozdzielczości skanera (gęstość punktów).
4. Aby metody tachimetryczna i fotogrametryczna spełniły stawiane wymagania dokładnościowe należałoby wykonać równoczesny pomiar kilkoma tachimetrami i kamerami tych samych punktów. W taki sposób uzyskano by odpowiednio dokładne informacje na temat przemieszczeń danego punktu pomiarowego. Takie podejście umożliwiłoby pełną synchronizację pomiarów, jednakże z praktycznego punktu widzenia takie pomiary są trudne do wykonania.

Literatura

[1] Berényi A., Lovas T., Barsi A., Dunai L.: Potential of terrestrial laserscanning in load test measurements of bridges. PeriodicaPolytechnica Civil Engineering, vol. 53, no. 1, 2009, pp. 25-33.

[2] BeshrA.A.A.: Structural deformation monitoring and analysis of highway bridgeusing accurate geodetic techniques. Engineering, no. 7, 2015, pp. 488-498.
[3] Jauregui D.V., White K.R., Woodward C.B., Leitch K. R.: Noncontact photogrammetric measurement of vertical bridge deflection. Journal of Bridge Engineering, vol. 4, no. 4, 2003, pp. 212-222.
[4] Kwiatkowski J.L.: Monitorowanie budowlanych cykli realizacyjnych instalacji przemysłowych weryfikowane hybrydowymi technikami pomiarowymi. Praca doktorska, Politechnika Opolska Wydział Budownictwa i Architektury, Opole 2014.
[5] Luhmann T., Müller Ch.: Photogrammetrielaserscanningoptische 3D-messtechnik. Herbert WachmanVerlag, Heidelberg 2007.
[6] PN-82/S-10052. Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Projektowanie.

ESTIMATION OF USEFULNESS OF GEODETIC MEASUREMENT METHODS TO TESTING OF THE SUSPENSION BRIDGE DISPLACEMENTS

S u m m a r y

The objective of the study was to compare and assess suitability of three measurements methods,i.e.: tachymetry, photogrammetric, and laser scanning used to determine geometric changes of the structures. The methods were tested at the suspension technological bridge of 165 m. Information on the change in the shape of bridge structure under the influence of service load are very significant concerning maintenance (exploitation). The scope of examinations included performing measurements of the changes in the bridge deflection values during the belt conveyor operation and stoppage. The tachymetry measurements were conducted using precise tachymetry(Leica TC2002). In the photogrammetric and laser scanning methods, a Canon 650D camera with high resolution and FARO Focus 3DX130 scanner were used, respectively. As a result of conducting the experimental tests, the obtained displacements' values of the main bridge span did not exceed 72 mm, thus being lower than the limit values calculated in accordance with the bridge standard. The analysis of the obtained results of the laser scanning did not allow to estimate obtained displacements due to too long distance between the scanner and the bridge and too low density of scans.

Keywords: bridge, measurement, laser scanning, photogrammetry, tachymetry

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.45

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 389-396

Mykhaylo DELYAVSKYY[1]
Adam GRABOWSKI[2]
Aleksandra NIESPODZIANA[3]
Maria OLEJNICZAK[4]

METODA ROZWIĄZYWANIA ORTOTROPOWEGO WARSTWOWEGO PASMA PŁYTOWEGO

Rozważa się belkę wielowarstwową wyciętą z pasma płytowego złożonego z grubych warstw ortotropowych i znajdującego się w warunkach zginania walcowego. Na powierzchni górnej belka poddana jest działaniu obciążenia dowolnie rozłożonego wzdłuż jej długości. Dolna powierzchnia jest nieobciążona. Opracowano model matematyczny, w którym rozpatrywana belka znajduje się w płaskim stanie odkształcenia. Model opisuje się układem dwóch sprzężonych równań różniczkowych sformułowanych w pochodnych cząstkowych. Rozwiązanie tego układu wybiera się w postaci sumy iloczynów nieznanych funkcji jednej zmiennej i funkcji trygonometrycznych innej zmiennej. Naprężenia i przemieszczenia w płycie wyraża się przez odpowiednie funkcje kształtu pomnożone przez nieznane parametry modelu za pomocą których spełnia się warunki powierzchniowe, brzegowe i warunki ciągłości na powierzchniach podziału warstw. Jako przykład rozważa się belkę trójwarstwową swobodnie podpartą na końcach i obciążoną siłą skupioną przyłożoną w środku rozpiętości powierzchni górnej. Otrzymane rozwiązanie z dużą dokładnością spełnia wszystkie warunki nałożone na rozpatrywany układ.

Słowa kluczowe: pasmo płytowe, płyta ortotropowa, belka warstwowa, metoda analityczna

1. Wstęp

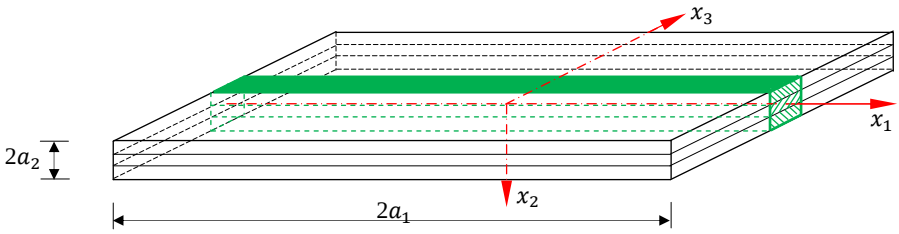
Ocena nośności wielowarstwowych konstrukcji płytowych wymaga stworzenia nowych modeli i opracowania metod ich rozwiązania. W niniejszej pracy zaproponowano metodę rozwiązywania wielowarstwowego pasma płytowego

[1] Autor do korespondencji/corresponding author: Mykhaylo Delyavskyy, Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy, Al. Prof. Sylwestra Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz, tel. 523408619, e-mail: delyavmv@utp.edu.pl
[2] Adam Grabowski, Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy, Al. Prof. Sylwestra Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz, tel. 523408411, e-mail: adamgrab@utp.edu.pl
[3]Aleksandra Niespodziana, Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy, Al. Prof. Sylwestra Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz, tel. 523408411, e-mail: olan@utp.edu.pl
[4]Maria Olejniczak, Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy, Al. Prof. Sylwestra Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz, tel. 523408411, e-mail:mariao@utp.edu.pl

znajdującego się w warunkach zginania walcowego i złożonego z grubych warstw ortotropowych. Rozwiązanie pasma sprowadza się do rozwiązania belki wyciętej z niego w kierunku poprzecznym i znajdującej się w warunkach płaskiego stanu odkształcenia [1,3].

2. Sformułowanie problemu

Rysunek 1 przedstawia wielowarstwowe pasmo płytowe nieskończenie długie w kierunku osi x_3, z którego wycięto belkę o długości $2a_1$ i grubości $2a_2$. Przyjmuje się jednostkową szerokość tej belki. Początek układu współrzędnych pokrywa się ze środkiem geometrycznym belki. Orientacje osi przedstawiono na rys.1. Belka znajduje się w płaskim stanie odkształcenia: $\varepsilon_{3j} = 0$ (j=1,2,3). Warunki brzegowe i obciążenie zewnętrzne w kierunku osi x_3 są jednorodne. Przy takich założeniach trójwymiarowe zagadnienie teorii sprężystości dla ortotropowego, wielowarstwowego pasma płytowego sprowadza się do rozwiązania zagadnienia dwuwymiarowego.



Rys. 1. Pasmo wielowarstwowe

Fig. 1. Multilayeredstrip

Przyjmuje się, że obciążenie przyłożone prostopadle do powierzchni górnej pasma może być zmienne w kierunku osi x_1 i stałe w czasie. Powierzchnia dolna pasma jest nieobciążona.

3. Metoda rozwiązania zagadnienia

Rozważa sięwielowarstwową belkę złożoną z grubych warstw ortotropowych o różnych grubościach i różnych właściwościach mechanicznych. Oznacza się grubość belki przez $2H = 2a_2$, a grubość każdej oddzielnej warstwy przez $2a_2^{(k)}$, gdzie k oznacza numer warstwy. Funkcje odkształceń ε_{ij}, przemieszczeń u_i oraz naprężeń σ_{ij} są ciągłe i odpowiednio różniczkowalne.

Przyjmuje się, że w każdej warstwie belki spełnione są równania geometryczne:

$$\varepsilon_{ij}^{(k)} = \frac{1}{2}\left(u_{i,j}^{(k)} + u_{j,i}^{(k)}\right), \quad i,j = 1,2 \tag{1}$$

równania fizyczne:

$$\sigma_{ij}^{(k)} = \beta_{ijmn}^{(k)} \varepsilon_{mn}^{(k)},\ i,j,m,n = 1,2 \tag{2}$$

oraz równania statyczne:

$$\sigma_{ij,j}^{(k)} + \rho f_i^{(k)} = 0 \tag{3}$$

gdzieρ jest gęstością materiału, $f_i^{(k)}$ składowymi sił masowych,$\beta_{ijmn}^{(k)}$ są składowymi tensora stałych sprężystości materiału *k*-tej warstwy belki określonymi dla płaskiego stanu odkształcenia i wyrażone są przez odpowiednie sztywności ciała trójwymiarowego$b_{ijmn}^{(k)}$:

$$\beta_{1111}^{(k)} = \frac{b_{1111}^{(k)} b_{2222}^{(k)} - b_{1122}^{(k)^2}}{b_{2222}^{(k)}}$$

$$\beta_{1133}^{(k)} = \beta_{3311}^{(k)} = \frac{b_{1133}^{(k)} b_{2222}^{(k)} - b_{1122}^{(k)} b_{2233}^{(k)}}{b_{2222}^{(k)}} \tag{4}$$

$$\beta_{3333}^{(k)} = \frac{b_{3333}^{(k)} b_{2222}^{(k)} - b_{3322}^{(k)} b_{2222}^{(k)}}{b_{2222}^{(k)}}\ ,\quad \beta_{1313}^{(k)} = b_{1313}^{(k)}$$

Układ równań (1)-(3) uzupełniony jest odpowiednimi warunkami brzegowymi. W dalszych rozważaniach pomijany jest wpływ sił masowych. Równania (1)-(3) mogą być sprowadzone do dwóch przemieszczeniowych równań równowagi [2,4]:

$$\begin{aligned} &\beta_{1111}^{(k)} u_{1,11}^{(k)} + \left(\beta_{1122}^{(k)} + b_{1212}^{(k)}\right) u_{2,12}^{(k)} + \beta_{1212}^{(k)} u_{1,22}^{(k)} = 0, \\ &\beta_{2222}^{(k)} u_{2,22}^{(k)} + \left(\beta_{1122}^{(k)} + \beta_{1212}^{(k)}\right) u_{1,12}^{(k)} + \beta_{1212}^{(k)} u_{2,11}^{(k)} = 0 \end{aligned} \tag{5}$$

w których: $u_j^{(k)}$są składowymi wektora przemieszczeń k-tej warstwy. Rozwiązanie wielowarstwowej belki sprowadza się do rozwiązania równań równowagi (5) dla każdej wyodrębnionej warstwy. Przyjęto, że nie ma poślizgu na połączeniu warstw, a więc muszą być spełnione warunki ciągłości na powierzchniach kontaktu warstw oraz warunki brzegowe na końcach belki i warunki statyczne na powierzchniach zewnętrznych.

Równania (5) rozwiązuje się metodą rozdzielenia zmiennych. W tym celu zadaje się w *k*-tej warstwie pasma dwuwymiarowe pole przemieszczeń $\left\{u_1^{(k)}, u_2^{(k)}\right\}$ [5,6]:

$$u_1^{(k)} = \sum_{m=1}^{\infty} \left\{ f_{2(m)}^{[1]^{(k)}}(x_1) cos\left(\delta_{(m)}^{[2]^{(k)}} x_2\right) + f_{1(m)}^{[1]^{(k)}}(x_1) sin\left(\delta_{(m)}^{[2]^{(k)}} x_2\right) + f_{2(m)}^{[2]^{(k)}}(x_2) cos\left(\delta_{(m)}^{[1]^{(k)}} x_1\right) + f_{1(m)}^{[2]^{(k)}}(x_2) sin\left(\delta_{(m)}^{[1]^{(k)}} x_1\right) \right\}$$

$$u_2^{(k)} = \sum_{m=1}^{\infty} \left\{ f_{4(m)}^{[1]^{(k)}}(x_1) cos\left(\delta_{(m)}^{[2]^{(k)}} x_2\right) + f_{3(m)}^{[1]^{(k)}}(x_1) sin\left(\delta_{(m)}^{[2]^{(k)}} x_2\right) + f_{4(m)}^{[2]^{(k)}}(x_2) cos\left(\delta_{(m)}^{[1]^{(k)}} x_1\right) + f_{3(m)}^{[2]^{(k)}}(x_2) sin\left(\delta_{(m)}^{[1]^{(k)}} x_1\right) \right\} \quad (6)$$

$$f_{p(m)}^{[j]^{(k)}}(x_j) = R_{p(m)}^{[j]^{(k)}} exp\left[\lambda_{(m)}^{[j]^{(k)}} x_j\right], \quad \delta_{(m)}^{[j2]^{(k)}} = \frac{(2m-1)\pi}{2a_j^{(k)}} \quad (7)$$

gdzie: $R_{p(m)}^{[j]^{(k)}}$ są nieznanymi parametrami określanymi z warunków brzegowych, p=1÷4, j=1÷2. Podstawiając wyrażenia (6) i (7) do układu równań równowagi (5) otrzymuje się dwa równania charakterystyczne:

$$\begin{aligned} &\left[\beta_{1111}^{(k)}\left(\lambda_{(m)}^{[1]^{(k)}}\right)^2 - \beta_{1212}^{(k)}\left(\delta_{(m)}^{[2]^{(k)}}\right)^2\right]\left[\beta_{1212}^{(k)}\left(\lambda_{(m)}^{[1]^{(k)}}\right)^2 - \beta_{2222}^{(k)}\left(\delta_{(m)}^{[2]^{(k)}}\right)^2\right] \\ &\quad + \left[\beta_{1122}^{(k)} + \beta_{1212}^{(k)}\right]^2 \left(\delta_{(m)}^{[2]^{(k)}}\right)^2 \left(\lambda_{(m)}^{[1]^{(k)}}\right)^2 = 0 \\ &\left[\beta_{1212}^{(k)}\left(\lambda_{(m)}^{[2]^{(k)}}\right)^2 - \beta_{1111}^{(k)}\left(\delta_{(m)}^{[1]^{(k)}}\right)^2\right]\left[\beta_{2222}^{(k)}\left(\lambda_{(m)}^{[2]^{(k)}}\right)^2 - \beta_{1212}^{(k)}\left(\delta_{(m)}^{[1]^{(k)}}\right)^2\right] \\ &\quad + \left[\beta_{1122}^{(k)} + \beta_{1212}^{(k)}\right]^2 \left(\delta_{(m)}^{[1]^{(k)}}\right)^2 \left(\lambda_{(m)}^{[2]^{(k)}}\right)^2 = 0 \end{aligned} \quad (8)$$

względem parametrów $\lambda_{(m)}^{[j]^{(k)}}$.

Ogólne rozwiązanie układu równań różniczkowych (5) przyjmuje więc postać:

$$f_{p(m)}^{[j]^{(k)}}(x_j) = \sum_{\nu=1}^{4} R_{p\nu(m)}^{[j]^{(k)}} exp\left[\lambda_{\nu(m)}^{[j]^{(k)}} x_j\right] \quad (9)$$

Gdzie: ν jest numerem pierwiastka równań charakterystycznych (8).

Po określeniu pierwiastków $\lambda_{\nu(m)}^{[j]^{(k)}}$ układ równań (8) ma rozwiązania liniowo zależne, wobec czego ze zbioru $\left\{R_{p\nu(m)}^{[j]^{(k)}}\right\}$ tylko dwie grupy współczynników będą niezależne. Jako niezależne wybieramy współczynniki$R_{1\nu(m)}^{[j]^{(k)}}$ *i* $R_{2\nu(m)}^{[j]^{(k)}}$, a następnie korzystając ze wzorów (6) określone zostają składowe wektora przemieszczeń *k*-tej warstwy belki:

$$u_1^{(k)} = \sum_{m=1}^{\infty}\sum_{\nu=1}^{4}\Big\{R_{1\nu(m)}^{[1]^{(k)}}\Big[U_{1\nu(m)}^{[1]^{(k)}}(x_1,x_2)\Big] + R_{2\nu(m)}^{[1]^{(k)}}\Big[U_{2\nu(m)}^{[1]^{(k)}}(x_1,x_2)\Big] + R_{1\nu(m)}^{[2]^{(k)}}\Big[U_{1\nu(m)}^{[2]^{(k)}}(x_1,x_2)\Big] + R_{2\nu(m)}^{[2]^{(k)}}\Big[U_{2\nu(m)}^{[2]^{(k)}}(x_1,x_2)\Big]\Big\},$$

$$u_2^{(k)} = \sum_{m=1}^{\infty}\sum_{\nu=1}^{4}\Big\{R_{1\nu(m)}^{[1]^{(k)}}\Big[W_{1\nu(m)}^{[1]^{(k)}}(x_1,x_2)\Big] + R_{2\nu(m)}^{[1]^{(k)}}\Big[W_{2\nu(m)}^{[1]^{(k)}}(x_1,x_2)\Big] + R_{1\nu(m)}^{[2]^{(k)}}\Big[W_{1\nu(m)}^{[2]^{(k)}}(x_1,x_2)\Big] + R_{2\nu(m)}^{[2]^{(k)}}\Big[W_{2\nu(m)}^{[2]^{(k)}}(x_1,x_2)\Big]\Big\} \tag{10}$$

Wprowadzone funkcje$U_{p\nu(m)}^{[j]^{(k)}}(x_1,x_2)$i $W_{p\nu(m)}^{[j]^{(k)}}(x_1,x_2)$, $p=(1,2)$ w wyrażeniach (10) nazywa się funkcjami kształtu przemieszczeń.

Składowe tensora naprężeń określone sąz równań fizycznych (2):

$$\sigma_{11}^{(k)} = \sum_{m=1}^{\infty}\sum_{\nu=1}^{4}\Big\{R_{1\nu(m)}^{[1]^{(k)}}\Big[X_{1\nu(m)}^{[1]^{(k)}}(x_1,x_2)\Big] + R_{1\nu(m)}^{[2]^{(k)}}\Big[X_{1\nu(m)}^{[2]^{(k)}}(x_1,x_2)\Big] + R_{2\nu(m)}^{[1]^{(k)}}\Big[X_{2\nu(m)}^{[1]^{(k)}}(x_1,x_2)\Big] + R_{2\nu(m)}^{[2]^{(k)}}\Big[X_{2\nu(m)}^{[2]^{(k)}}(x_1,x_2)\Big]\Big\},$$

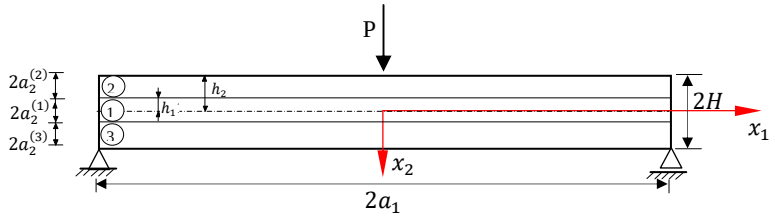
$$\sigma_{22}^{(k)} = \sum_{m=1}^{\infty}\sum_{\nu=1}^{4}\Big\{R_{1\nu(m)}^{[1]^{(k)}}\Big[Y_{1\nu(m)}^{[1]^{(k)}}(x_1,x_2)\Big] + R_{1\nu(m)}^{[2]^{(k)}}\Big[Y_{1\nu(m)}^{[3]^{(k)}}(x_1,x_2)\Big] + R_{2\nu(m)}^{[1]^{(k)}}\Big[Y_{2\nu(m)}^{[1]^{(k)}}(x_1,x_2)\Big] + R_{2\nu(m)}^{[2]^{(k)}}\Big[Y_{2\nu(m)}^{[3]^{(k)}}(x_1,x_2)\Big]\Big\} \tag{11}$$

$$\sigma_{12}^{(k)} = \sum_{m=1}^{\infty}\sum_{\nu=1}^{4}\Big\{R_{1\nu(m)}^{[1]^{(k)}}\Big[Z_{1\nu(m)}^{[1]^{(k)}}(x_1,x_2)\Big] + R_{1\nu(m)}^{[2]^{(k)}}\Big[Z_{1\nu(m)}^{[2]^{(k)}}(x_1,x_2)\Big] + R_{2\nu(m)}^{[1]^{(k)}}\Big[Z_{2\nu(m)}^{[1]^{(k)}}(x_1,x_2)\Big] + R_{2\nu(m)}^{[2]^{(k)}}\Big[Z_{2\nu(m)}^{[2]^{(k)}}(x_1,x_2)\Big]\Big\}$$

w których: $X_{p\nu(m)}^{[j]^{(k)}}(x_1,x_2)$, $Y_{p\nu(m)}^{[j]^{(k)}}(x_1,x_2)$, $Z_{p\nu(m)}^{[j]^{(k)}}(x_1,x_2)$ są funkcjami kształtu naprężeń.

4. Przykład

Rozpatrzono pasmo trójwarstwowe (k=3) swobodnie podparte na końcach i symetryczne względem płaszczyzny środkowej [6]. Wprowadzone oznaczenia



Rys. 2. Belka trójwarstwowa obciążona siłą skupioną w środku rozpiętości

Fig. 2. Threelayered beam loaded with central concentrated force

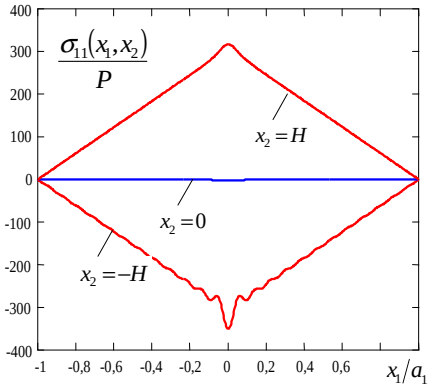
poszczególnych warstw przedstawiono na rys.2 (1- warstwa środkowa, 2- warstwa górna, 3- warstwa dolna). Obliczenia przeprowadzono dla przypadku, gdy grubości poszczególnych warstw są równe i wynoszą $2a_2^{(k)} = \frac{1}{3}H$ oraz przyjmującnastępujące parametry materiałowe:

– dla warstw zewnętrznych moduły Younga w kierunkach osi x_1, x_2: $E_1^{(2)} = E_1^{(3)} = 5{,}7 \cdot 10^{10}[Pa]$, $E_2^{(2)} = E_2^{(3)} = 1{,}4 \cdot 10^{10}[Pa]$, moduły Kirchhoffa $G_{12}^{(2)} = G_{12}^{(3)} = 5{,}7 \cdot 10^{10}[Pa]$, współczynniki Poissona $\nu_{12}^{(2)} = \nu_{12}^{(3)} = 0{,}068$,

– dla środkowej warstwy odpowiednio: $E_1^{(1)} = 3{,}68 \cdot 10^{10}[Pa]$, $E_2^{(1)} = 1{,}90 \cdot 10^{10}[Pa]$, $G_{12}^{(1)} = 0{,}45 \cdot 10^{10}[Pa]$, $\nu_{12}^{(1)} = 0{,}405$.

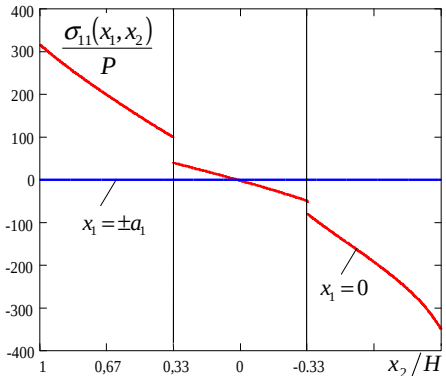
Na rysunkach przedstawiono rozkłady naprężeń normalnych i stycznych w różnych przekrojach belki. Wykresy sporządzono we współrzędnych względnych.

Na rys.3 podano zmianę po długości belki naprężeń σ_{11} w płaszczyźnie środkowej oraz na powierzchniach zewnętrznych. Na końcach belki naprężenia są zerowe, co świadczy o ścisłym spełnieniu warunków brzegowych. Rozkład tych naprężeń po grubości belki przedstawia rys. 4. Na powierzchniach podziału warstw wykres naprężeń jest nieciągły.



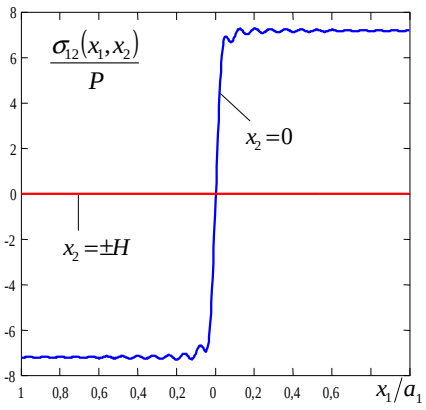
Rys. 3. Funkcja $\frac{\sigma_{11}}{P}\left(\frac{x_1}{a_1}\right)$

Fig. 3. Function $\frac{\sigma_{11}}{P}\left(\frac{x_1}{a_1}\right)$



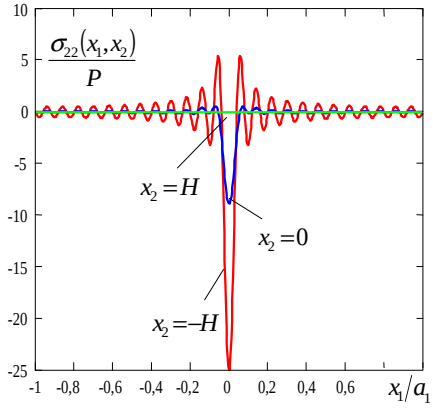
Rys. 4.Funkcja $\frac{\sigma_{11}}{P}\left(\frac{x_2}{H}\right)$

Fig. 4. Function $\frac{\sigma_{11}}{P}\left(\frac{x_2}{H}\right)$



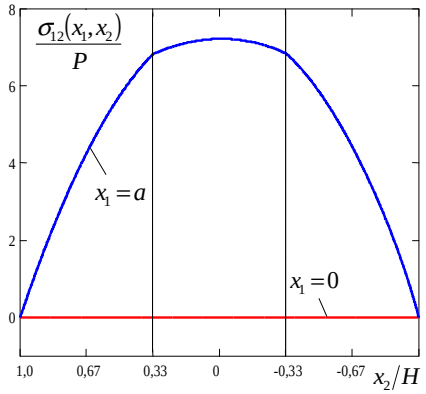
Rys. 5. Funkcja $\frac{\sigma_{22}}{P}\left(\frac{x_1}{a_1}\right)$

Fig. 5. Function $\frac{\sigma_{22}}{P}\left(\frac{x_1}{a_1}\right)$



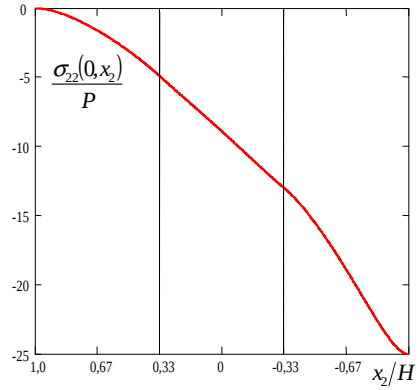
Rys. 6. Funkcja $\frac{\sigma_{12}}{P}\left(\frac{x_1}{a_1}\right)$

Fig. 6. Function $\frac{\sigma_{12}}{P}\left(\frac{x_1}{a_1}\right)$



Rys. 7. Funkcja $\frac{\sigma_{12}}{P}\left(\frac{x_2}{H}\right)$

Fig. 7. Function $\frac{\sigma_{12}}{P}\left(\frac{x_2}{H}\right)$



Rys. 8. Funkcja $\frac{\sigma_{22}}{P}\left(\frac{x_2}{H}\right)$

Fig. 8. Function $\frac{\sigma_{22}}{P}\left(\frac{x_2}{H}\right)$

Naprężenia σ_{22} ściśle spełniają warunki statyczne na powierzchni dolnej belki (rys.5), natomiast w miejscu przyłożenia siły skupionej są bardzo duże, teoretycznie nieskończone. Naprężenia poprzeczne σ_{12}są zerowe na powierzchniach zewnętrznych belki i zmieniają się skokowo w przekroju pod siłą skupioną.

5. Podsumowanie

W pracy przedstawiono model matematyczny i opracowano metodę rozwiązywania płyt wielowarstwowych złożonych z grubych warstw ortotropowych. Przyjęto, że płyta znajduje się w płaskim stanie odkształcenia. W ramach

modelu otrzymano ścisłe rozwiązanie pasma trójwarstwowego. Opracowana metoda jest alternatywna do stosowanych metod numerycznych.

Literatura

[1] Beregova N., Delyavsky M., Nagórko W., Zeliński J.:Modelowanie grubych płyt warstwowo ortotropowych, Zeszyty Naukowe Katedry Mechaniki Stosowanej, 18, Gliwice,2003, s. 40-45.
[2] DelyavskyM., KrawczukM., NagórkoW., PodhoreckiA.: Purebendingoforthotropicelasticrectanglebeam, Engineering Transactions, 50, 1-2, 2002,s. 55-67.
[3] Delyavskyy M., Rosiński K.:Modelowanie płyty grubej złożonej z trzech różnych warstw drewnianych,Drewno i materiały drewnopochodne w konstrukcjach budowlanych, 9, Szczecin, 2011,s. 19-33.
[4] Gołaś J., Podhorecka A., Delyavskyy M., Kravchuk M.: On the approach to the solution of bending problem for laminated plates, Mechanics of Composite Materials,38,3,2002, s. 253-262.
[5] Olejniczak M., Delyavskyy M., Kravczuk M.:Analiza zginania ortotropowego pasma płytowego, Konferencja naukowo-techniczna „Budownictwo ogólne. Zagadnienia konstrukcyjne, materiałowe i cieplno - wilgotnościowe w budownictwie, Bydgoszcz,2000, s. 81-89.
[6] Podhorecki A., Delyavskyy M., Olejniczak M.:Rozwiązywanie warstwowego pas-ma płytowego, Drewno i materiały drewnopochodne w konstrukcjach budowlanych, Szczecin – Międzyzdroje, 2004,s. 103-116.

METHOD OF SOLUTION OF ORTHOTROPIC LAYERED STRIP PLATE

S u m m a r y

Strip cut from infinite long plate compounded with thick orthotropic layers is considered in this paper. The strip is in cylindrical bending conditions and it is load by transversal loading arbitrary distributed on its upper surface while its low surface is unloaded. The mathematical model of such strip as multilayered beam working in plane strain state is worked. The model is described with two system od differential equations in particular derivatives. The solution of this system has been taken in form of products of unknown function depending on some variable and trygonometrical function depending on other one. Stresses and displacements in the plate are expressed over corresponding functions of form multiplied by unknown parameters of the model. Using these parameters the boundary conditions are performed at the outer surfaces of the strip, at its edges and in multilayered surfaces. As an example, the three layered free supported beam loaded with concentrated force applied in the center of its length is considered. The obtained solution satisfy all conditions applied on considered system with high accuracy.

Keywords: band plate, orthotropic plate, layered beam, analytical method

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.46

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 397-404

Mykhaylo DELYAVSKYY[1]
Krystian ROSIŃSKI[2]

ANALIZA STATYCZNA ZŁOŻONYCH KONSTRUKCJI PŁYTOWYCH W UJĘCIU MAKROELEMENTOWYM

Opracowano nowe podejście do rozwiązania złożonych konstrukcji płytowych, nazwane metodą makroelementów. Rozważa się cienką płytę o grubości h i ciąg prostokątów, z których każdy całkowicie zawiera w sobie kontur płyty rzeczywistej. Kres dolny tego ciągu jest konturem L_0 makroelementu płytowego. Makroelementem płytowym jest połączenie płyty rzeczywistej P i jej dopełnienia ∂P do obszaru prostokątnego ograniczonego konturem L_0. Każdej płycie odpowiada jeden makroelement. W ramach teorii płyt cienkich izotropowych, wszystkie makroelementy opisuje jeden model matematyczny. W referacie model taki został opracowany jako zbiór wyrażeń na przemieszczenia, momenty i siły tnące z niewiadomymi parametrami. Każde wyrażenie składa się z sumy wielomianu, funkcji kształtu pomnożonych przez te parametry i funkcji obciążenia. Modelowanie konstrukcji polega na zapisie warunków brzegowych i warunków ciągłości w węzłach rozmieszczonych na krawędziach zewnętrznych i wewnętrznych układu. Tymi węzłami są punkty zerowe funkcji trygonometrycznych, wchodzących do modelu. Dla układów posiadających osie symetrii geometrycznej i mechanicznej dodatkowo zapisuje się warunki symetryczności w środkach krawędzi makroelementu. Za pomocą opracowanej metody otrzymano szereg rozwiązań konstrukcji płytowych. W referacie podano rozwiązanie płyty wspornikowej obciążonej symetrycznie na powierzchni górnej. Rozwiązanie otrzymano z dużą dokładnością. Wykazano efektywność opracowanej metody.

Słowa kluczowe: metoda, makroelementy, model matematyczny, płyta, punkty zerowe, funkcje kształtu

1. Wstęp

W chwili obecnej ogólnie przyjętą i najbardziej rozpowszechnioną metodą rozwiązywania konstrukcji inżynierskich jest metoda elementów skończonych

[1] Autor do korespondencji/corresponding author : Mykhaylo Delyavskyy, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy w Bydgoszczy, ul. Prof. S. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz, tel. +48 667 603 211, e-mail: delyavmv@utp.edu.pl

[2] Krystian Rosiński, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy w Bydgoszczy, ul. Prof. S. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz, tel. +48 782 858 907, e-mail: krystian.rosinski@utp.edu.pl

(MES), która należy do grupy metod numerycznych. W referacie proponuje się inne podejście [1,2,3] do rozwiązania konstrukcji nazwane metodą makroelementów (MME). Zgodnie z MES konstrukcję dzielimy na wiele drobnych części zwanych elementami skończonymi. Natomiast w opracowanym podejściu konstrukcję dzieli się na dość duże części zwane makroelementami. Są one w istocie częściami konstrukcji rzeczywistej.

2. Budowa makroelementu płytowego

Rozważmy cienką płytę izotropową o dowolnym kształcie, której kontur jest wpisany w obszar prostokątny P_n, przy czym kontur płyty może mieć nieskończenie wiele punktów wspólnych z prostokątem (płyta prostokątna o tych samych wymiarach) lub nie mieć żadnych punktów wspólnych. Zrozumiałym jest, że istnieje nieskończenie wiele takich obszarów prostokątnych. Każdy z nich będzie zawierać w sobie kontur płyty rzeczywistej. Z tych obszarów zawsze można zbudować ciągły ciąg $\{P_n\}$. Dolny kres $\inf\{P_n\}$ tego ciągu nazwijmy makroelementem płytowym [4].

Do dalszych rozważań przyjmijmy cienką płytę izotropową prostokątną o grubości h i wymiarach w rzucie $2a_j$, $(j = 1, 2)$ (makroelement płytowy) i odnieśmy ją do kartezjańskiego układu współrzędnych $Ox_1x_2x_3$ z początkiem w geometrycznym środku płyty. Oś Ox_3 kierujemy w dół, a osie Ox_1 i Ox_2 rozmieszczamy w płaszczyźnie środkowej płyty tak, aby układ współrzędnych był prawoskrętny. Górna powierzchnia płyty jest obciążona obciążeniem dowolnym o intensywności $q(x_1, x_2)$, a dolna powierzchnia jest nieobciążona.

Równowaga sprężysta takiej płyty opisywana jest równaniem różniczkowym cząstkowym ze stałymi współczynnikami

$$\nabla^2\nabla^2 w = \frac{q}{D}. \tag{1}$$

Tutaj w jest funkcją ugięcia płyty, a D sztywnością płyty na zginanie.

Rozwiązanie równania podstawowego (1) wybieramy w postaci sumy dwóch rozwiązań:

$$w = w_0 + w_* \tag{2}$$

całki ogólnej w_0 równania jednorodnego

$$\nabla^2\nabla^2 w = 0 \tag{3}$$

i całki szczególnej w_* niejednorodnego równania (1).

W celu określenia całki szczególnej, obciążenie zewnętrzne rozwijamy w szesnaście podwójnych szeregów Fouriera [1,5].

$$q(x_1, x_2) = Q_{mnpq} T^{[1]}_{mp}(x_1) \cdot T^{[2]}_{nq}(x_2), \tag{4}$$

gdzie Q_{mnpq} to współczynniki rozwinięcia funkcji $q(x_1, x_2)$ w szeregi trygonometryczne.

$$T_{m1}^{[j]}(x_j) = \cos\left(\gamma_m^{[j]} x_j\right);\ \ T_{m2}^{[j]}(x_j) = \cos\left(\delta_m^{[j]} x_j\right);$$
$$T_{m3}^{[j]}(x_j) = \sin\left(\delta_m^{[j]} x_j\right);\ \ T_{m4}^{[j]}(x_j) = \sin\left(\gamma_m^{[j]} x_j\right); \tag{5}$$
$$\delta_m^{[1]} = \frac{(2m-1)\pi}{2a_1};\ \ \delta_n^{[2]} = \frac{(2n-1)\pi}{2a_2};\ \ \gamma_m^{[1]} = \frac{m\pi}{a_1};\ \ \gamma_n^{[2]} = \frac{n\pi}{a_2};$$

W podobnej postaci wybieramy całkę szczególną równania (1):

$$w_*(x_1, x_2) = C_{mnpq} W_{mnpq}^*(x_1, x_2). \tag{6}$$

gdzie C_{mnpq} – są to nieznane współczynniki, które określamy z rozwiązania równania (1). Funkcje

$$W_{mnpq}^*(x_1, x_2) = T_{mp}^{[1]}(x_1) \cdot T_{nq}^{[2]}(x_2) \tag{7}$$

nazwano funkcjami obciążeniowymi ugięcia płyty. Tutaj i w dalszych rozważaniach wykorzystuje się zasadę sumacyjną Einsteina: w każdym wyrażeniu wykonuje się sumowanie względem wskaźnika, który powtarza się dwa razy: $p, q = 1 \div 4;\ m, n = 1 \div \infty$.

Całkę ogólną $w_0(x_1, x_2)$ jednorodnego równania (3) wybieramy w postaci:

$$w_0 = A_i \Phi_i(x_1, x_2) + f_{kp}^{[j]}(x_j) \cdot T_{kp}^{[3-j]}(x_{3-j}). \tag{8}$$

Tutaj $k = 1 \div K$, gdzie K jest liczbą aproksymacji. Natomiast A_i $(i = 0 \div 12)$ są to niewiadome współczynniki, które określane są w procesie rozwiązania zagadnienia.

$$\Phi_0(x_1, x_2) = 1; \qquad \Phi_1(x_1, x_2) = \frac{x_1}{a_1}; \qquad \Phi_2(x_1, x_2) = \frac{x_2}{a_2};$$
$$\Phi_3(x_1, x_2) = \frac{x_1 x_2}{a_1 a_2}; \qquad \Phi_4(x_1, x_2) = \frac{x_1^2}{a_1^2}; \qquad \Phi_5(x_1, x_2) = \frac{x_2^2}{a_2^2};$$
$$\Phi_6(x_1, x_2) = \frac{x_1^2 x_2}{a_1^2 a_2}; \qquad \Phi_7(x_1, x_2) = \frac{x_1 x_2^2}{a_1 a_2^2}; \qquad \Phi_8(x_1, x_2) = \frac{x_1^3}{a_1^3}; \tag{9}$$
$$\Phi_9(x_1, x_2) = \frac{x_2^3}{a_2^3}; \qquad \Phi_{10}(x_1, x_2) = \frac{x_1 x_2^3}{a_1 a_2^3}; \quad \Phi_{11}(x_1, x_2) = \frac{x_1^3 x_2}{a_1^3 a_2};$$
$$\Phi_{12}(x_1, x_2) = \frac{x_1^4 - x_2^4}{a_1^4};$$

Funkcje $f_{kp}^{[j]}(x_j)$ mają postać [6,7]:

$$f_{kp}^{[j]}(x_j) = R_{kpv}^{[j]} B_{kpv}^{[j]}(x_j), \qquad v = 1 \div 4. \tag{10}$$

W powyższym wyrażeniu

$$\begin{aligned} B_{kp1}^{[j]}(x_j) &= \frac{\cosh\left(\kappa_{kp}^{[j]} x_j\right)}{\exp\left(\kappa_{kp}^{[j]} a_j\right)}, \quad B_{kp2}^{[j]}(x_j) = \frac{x_j \sinh\left(\kappa_{kp}^{[j]} x_j\right)}{a_j \exp\left(\kappa_{kp}^{[j]} a_j\right)}, \\ B_{kp3}^{[j]}(x_j) &= \frac{\sinh\left(\kappa_{kp}^{[j]} x_j\right)}{\exp\left(\kappa_{kp}^{[j]} a_j\right)}, \quad B_{kp4}^{[j]}(x_j) = \frac{x_j \cosh\left(\kappa_{kp}^{[j]} x_j\right)}{a_j \exp\left(\kappa_{kp}^{[j]} a_j\right)}, \end{aligned} \tag{11}$$

gdzie

$$\kappa_{kp}^{[j]} = \begin{cases} \gamma_k^{[j]}, & p = 1, 3, \\ \delta_k^{[j]}, & p = 2, 4. \end{cases} \tag{12}$$

Funkcje $B_{kpv}^{[j]}(x_j)$ nazwano funkcjami bazowymi modelu. Oczywistym jest, że $B_{k1v}^{[j]}(x_j) = B_{k4v}^{[j]}(x_j)$ oraz $B_{k2v}^{[j]}(x_j) = B_{k3v}^{[j]}(x_j)$. Uwzględniając zależności (2), (8), (10) zapisujemy wyrażenie ugięcia płyty w postaci:

$$w(x_1, x_2) = A_r \Phi_r(x_1, x_2) + R_{kpv}^{[j]} W_{kpv}^{[j]}(x_1, x_2) + w_*(x_1, x_2) \tag{13}$$

gdzie

$$W_{kpv}^{[j]}(x_1, x_2) = B_{kpv}^{[j]}(x_j) T_{kp}^{[3-j]}(x_{3-j}). \tag{14}$$

są funkcjami kształtu ugięcia płyty.

W wyrażeniu (13) dokonuje się sumowania względem wskaźników v, p, k, r. W przypadku (14) nie dokonujemy sumowania, gdyż wskaźniki występują po obu stronach wyrażenia.

Mając wyrażenie na ugięcie płyty określamy przemieszczenia styczne, momenty i siły poprzeczne przez odpowiednie funkcje kształtu i funkcje obciążeniowe.

Modelowanie pracy konstrukcji płytowej polega na zapisie warunków brzegowych i warunków ciągłości w oddzielnych punktach węzłowych na krawędziach, a także warunków symetryczności (dla zagadnień symetrycznych) zapisanych w punktach środkowych krawędzi.

Badania numeryczne wykazały, że najlepszą dokładność rozwiązania osiąga się gdy punkty węzłowe, w których spełniamy warunki brzegowe wybiera się jako punkty zerowania się funkcji trygonometrycznych, przy zadanej wartości $k = K$. Mamy zatem:

$$\cos\gamma_k^{[j]}x_j = \cos\frac{K\pi}{a_j}x_j = 0, \text{ skąd } \frac{K\pi}{a_j}\bar{x}_j = \frac{(2n-1)\pi}{2}, \bar{x}_j = \frac{2n-1}{2K}a_j. \tag{15}$$

Tutaj $n = 1 \div K$, natomiast $\bar{x}_j$ są pierwiastkami równania trygonometrycznego (punktami zerowymi dla funkcji $\cos\gamma_k^{[j]}x_j$). Podobnie

$$\begin{aligned}&\cos\delta_k^{[j]}x_j = \cos\frac{(2K-1)\pi}{2a_j}x_j = 0, \text{ skąd}\\ &\frac{(2K-1)\pi}{2a_j}\bar{x}_j = \frac{(2n-1)\pi}{2}, \bar{x}_j = \frac{2n-1}{2K-1}a_j,\end{aligned} \tag{16}$$

$$\sin\gamma_k^{[j]}x_j = \sin\frac{K\pi}{a_j}x_j = 0, \text{ skąd } \frac{K\pi}{a_j}\bar{x}_j = n\pi, \bar{x}_j = \frac{n}{K}a_j, \tag{17}$$

$$\begin{aligned}&\sin\delta_k^{[j]}x_j = \sin\frac{(2K-1)\pi}{2a_j}x_j = 0, \text{ skąd}\\ &\frac{(2K-1)\pi}{2a_j}\bar{x}_j = (n-1)\pi, \bar{x}_j = \frac{2(n-1)}{2K-1}a_j.\end{aligned} \tag{18}$$

W taki sposób dla zadanej aproksymacji K każda funkcja trygonometryczna ma K punktów zerowych, które za wyjątkiem funkcji $\sin\delta_k^{[j]}x_j$ dla $n = 1$ nie pokrywają się z punktami środkowymi krawędzi płyty. W punktach środkowych krawędzi płyty warunki brzegowe spełniamy przy pomocy współczynników wielomianu wchodzącego do wyrażenia (8).

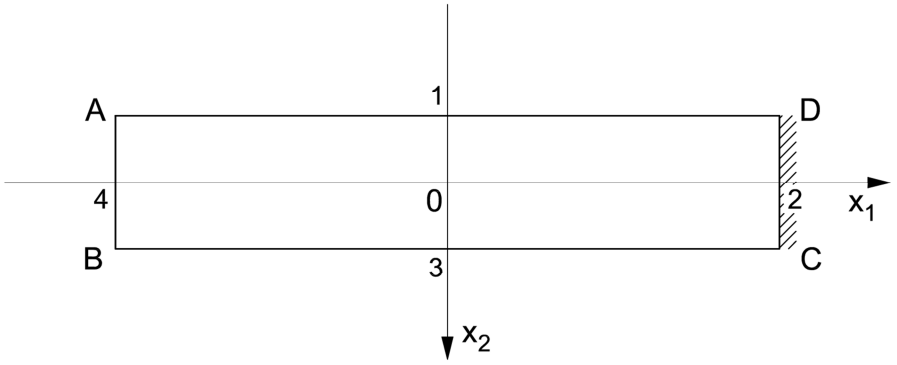
Ponieważ funkcja $\sin\delta_k^{[j]}x_j$ dla $n = 1$ ma punkt zerowy w środku krawędzi ($x_j = 0$) to dla niej proponuje się taki wybór punktów zerowych:

$$\bar{x}_j = \begin{cases}\dfrac{1}{2K}a_j, & n = 1\\ \dfrac{2(n-1)}{2K-1}a_j, & n > 1\end{cases} \tag{19}$$

Punkty zerowe parzystych funkcji trygonometrycznych rozmieszczamy na dodatnich częściach krawędzi płyt i przyjmujemy ich współrzędne ze znakiem „+”, natomiast punkty zerowe nieparzystych funkcji rozmieszczamy na ujemnych częściach krawędzi płyty i przyjmujemy je ze znakiem „-”. W każdym punkcie zerowym zapisujemy po dwa warunki brzegowe, więc dla pierwszej aproksymacji ($K = 1$) warunki brzegowe zapisujemy od razu w dwóch punktach na każdej krawędzi płyty. W punktach środkowych krawędzi na konturze płyty zawsze zapisujemy 8 warunków brzegowych niezależnie od liczby aproksymacji. Ponieważ dla ich spełnienia mamy 13 współczynników, to w procesie rozwiązania muszą być nałożone dodatkowe więzy na te współczynniki. Dla zagadnień symetrycznych w punktach środkowych płyty dodatkowo zapisujemy warunki symetryczności.

3. Przykład obliczeniowy – płyta wspornikowa

W rozważanym poniżej przykładzie rozwiązanie otrzymano w trzecim przybliżeniu (K=3). W tym przypadku na konturze płyty wybrano 4 punkty środkowe i 48 punktów zerowych.



Rys. 1. Schemat płyty

Fig. 1. Scheme of the plate

Rozpatrujemy przypadek płyty o krawędzi CD zamocowanej i pozostałych krawędziach swobodnych, obciążonej obustronnie symetrycznie. Otrzymujemy zagadnienie symetryczne względem osi x_1 i niesymetryczne względem osi x_2.

Na krawędzi zamocowanej zapisujemy warunki

$$w(a_1, x_2) = 0, \quad \frac{\partial w(a_1, x_2)}{\partial x_1} = 0, \tag{20}$$

a na krawędzi przeciwległej AB warunki

$$M_{11}(-a_1, x_2) = 0, \quad V_1(-a_1, x_2) = 0. \tag{21}$$

Na krawędziach swobodnych podłużnych zapisujemy warunki

$$M_{22}(x_1, \pm a_2) = 0, \quad V_2(x_1, \pm a_2) = 0. \tag{22}$$

Ponieważ warunki brzegowe są ciągłe, to spełniamy je w punktach zerowych na krawędziach płyty, jak również w punktach środkowych krawędzi. W punktach tych zapisujemy po dwa warunki brzegowe. Ze względu na symetrię konstrukcji względem osi Ox_1 dodatkowo zapisujemy warunki symetryczności [8] w punktach 2 i 4 odpowiednio:

$$\frac{\partial w(a_1, 0)}{\partial x_2} = 0, \quad \frac{\partial^2 w(-a_1, 0)}{\partial x_1 \partial x_2} = 0. \tag{23}$$

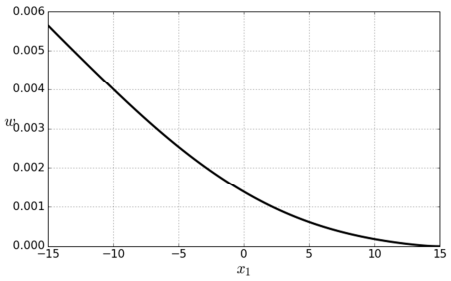
Mamy trzy zbędne współczynniki. Przyjmujemy zatem:

$$A_3 = A_{10} = A_{11} = 0. \tag{24}$$

W ten sposób otrzymujemy układ 104 równań brzegowych i 2 równań symetryczności.

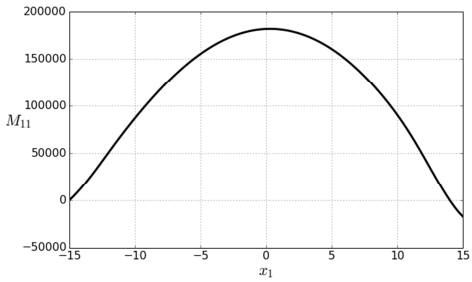
Do obliczeń przyjęto następujące wymiary płyty $2a_1 = 30\,m$, $2a_2 = 6\,m$, $h = 0{,}3\,m$, wartość obciążenia powierzchni górnej $q = 10\,kN/m^2$ oraz następujące właściwości materiałowe: moduł Younga $E = 2{,}1 \cdot 10^4\,MN/m^2$ oraz współczynnik Poissona $\nu = 0{,}3$.

Na rysunkach podano wykresy zmiany ugięcia w i momentu zginającego M_{11} w przekroju środkowym podłużnym płyty. Warunki brzegowe dla ugięcia i kątów obrotu normalnej do powierzchni środkowej płyty na krawędzi zamocowanej spełnione są z dokładnością odpowiednio 10^{-16} i 10^{-12}.



Rys. 2. Wykres ugięcia *w* płyty

Fig. 2. Plot of the plate deflection w



Rys. 3. Wykres momentu zginającego M_{11}

Fig. 3. Plot of the bending moment M_{11}

Obliczenia wykonano w trzeciej aproksymacji ($K = 3$). Na krawędziach poprzecznych i podłużnych warunki brzegowe spełniono w punktach środkowych i narożnikowych oraz punktach pośrednich określonych wzorami (15)-(18).

4. Podsumowanie

Opracowano nowe podejście do rozwiązania konstrukcji płytowych nazwane metodą makroelementów, które opiera się na dokładnym rozwiązaniu równań równowagi. Przemieszczenia, momenty i siły tnące wyrażają się przez własne funkcje kształtu i funkcje obciążeniowe. Warunki brzegowe zostały spełnione w punktach zerowych funkcji trygonometrycznych. Wykazano dużą dokładność rozwiązania.

Literatura

[1] Delyavskyy M., Rosiński K.: Rozwiązanie konstrukcji inżynierskich w ujęciu makroelementowym. Wybrane zagadnienia konstrukcji i materiałów budowlanych oraz geotechniki. Wyd. UTP w Bydgoszczy, 2015, s. 37-44.

[2] Delyavskyy M., Rosiński K.: Metoda rozwiązywania układów płytowo-kratowych, Bridges, Tradition and Future, 2013, s.39-49.

[3] Delyavskyy M., Gołaś J., Olejniczak M.: Analiza statyczna cienkich płyt ortotropowych w ujęciu macierzowym, Zagadnienia Mechaniki Stosowanej, 2013, s. 9-22
[4] Delyavskyy M., Niespodziana A., Buchaniec D.: Rozwiązywanie cienkich płyt żelbetowych metodą elementów konstrukcyjnych, SCIENTARIUM POLONORUM ACTA, Architektura, 2011, s. 3-14.
[5] Делявський М., Здолбіцька Н., Онишко Л., Здолбіцький А. Визначення напружено-деформованого станув тонких плитах ортотропних плитах на пружній основі Вінклера, Фізико-хімічна Механіка Матеріалів, 2014, № 6, С. 15-22.
[6] Делявський М.В., Здолбіцька Н.В., Здолбіцький А.П.: Метод конструкційних елементів у розрахунку плит складної конфігурації на пружній основі, Луцьк: ЛНТУ, 2012.
[7] Delyavskyy M., Rosiński K.: Modelowanie płyty grubej złożonej z trzech różnych warstw drewnianych, Drewno i materiały drewnopochodne w konstrukcjach budowlanych, Szczecin, 2011, s. 19-33.
[8] Delyavskyy M., Niespodziana A., Olejniczak M., Grabowski A., Rosiński K.: Analiza statyczna płyty izotropowej o średniej grubości. Wybrane zagadnienia konstrukcji i materiałów budowlanych oraz geotechniki, Wydawnictwo Uczelniane UTP w Bydgoszczy, 2015, s. 25-36.

STATIC ANALYSIS OF COMPOUND PLATE STRUCTURES IN CONCEPTION OF MACROELEMENT

S u m m a r y

New approach to solve complex plate structures, called the macroelement method has been developed. There is considered thin plate having a thickness h and a series of rectangles, each of which completely contains the real contour of the plate. The lower bound of this sequence is a contour L_0 of the plate macroelement. Plate macroelement is connection of the real plate P and its addition ∂P to the rectangular area bounded by contour L_0. Each plate has one macroelement. Within the theory of thin isotropic plates, all macroelements are described in the frame of one mathematical model. In this paper, this model has been developed as a set of expressions for displacements, moments and shear forces with unknown parameters. Each expression is the sum of the polynomial, shape functions multiplied by the unknown parameters and loading function. Modelling the structure is to write a boundary conditions and conditions of continuity at the nodes located on the outer and inner edges. These nodes are zero points of trigonometric functions, included in the model. For systems having geometrical and mechanical symmetry we additionally write symmetrical conditions in the center of macroelement edges. The series of solutions for plates structures has been obtained using this method. The paper presents solution for one hand side clamped plate loaded symmetrically on the upper surface. The solution obtained with high accuracy. It demonstrates the effectiveness of this method.

Keywords: method, macroelements, mathematical model, plate, zero of a function, shape functions

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.47

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 405-414

Yuriy FAMULYAK[1]
Justyna SOBCZAK-PIĄSTKA[2]

BADANIA DOŚWIADCZALNE ZGINANYCH BELEK WYKONANYCH Z BETONÓW LEKKICH ZBROJONYCH SIATKĄ SPAWANĄ

Belkowe elementy konstrukcyjne z pianobetonu i gazobetonu zazwyczaj są wykonywane jako jednolite, a do ich wzmacniania wykorzystywane są stalowe pręty o profilu gładkim lub żebrowanym. Badania eksperymentalno-teoretyczne elementów wykonanych z betonów lekkich zbrojonych niekonwencjonalnym zbrojeniem, w tym metodyka obliczania takich konstrukcji, są mało znane, a stosowanie takich elementów w praktyce jest rzadko spotykane. Jednym z rodzajów niekonwencjonalnego rozwiązania problemu zbrojenia elementów z betonów lekkich jest zamiana tradycyjnego zbrojenia na materiały pochodzenia biologicznego lub/i organicznego oraz stosowanie różnego rodzaju siatek. W artykule przedstawiono wyniki badań eksperymentalnych i analiz teoretycznych gazożużlobetonowych zginanych elementów belkowych zbrojonych stalowymi siatkami spawanymi. Pokazano niektóre wyniki badań eksperymentalnych wytrzymałości takich elementów poddanych obciążeniom.

Słowa kluczowe: gazobeton, żużlobeton, niekonwencjonalne zbrojenia, wytrzymałość, nośność, deformacje

1. Wprowadzenie

Potrzeba stosowania elementów konstrukcyjnych z betonów lekkich jest uzasadniona szeregiem badań i analiz oraz potwierdzona doświadczeniami w praktyce budowlanej Ukrainy, Polski, Niemiec i innych krajów [1, 2, 3]. W wielu z tych krajów lekkie betony są szeroko stosowane zarówno w budownictwie mieszkaniowym, jak i przemysłowym.

Najbardziej popularnymi wśród lekkich betonów w budownictwie są pianobeton i gazobeton, które pozwalają na znaczne zmniejszenie kosztochłonności

[1] Autor do korespondencji/ corresponding author: Sofiya Burchenya, Ivan Dobryanskyy, Yuriy Famulyak, Wydział Budownictwa i Architektury, Lwowski Narodowy Uniwersytet Rolniczy, e-mail: yufam@ukr.net

[2] Justyna Sobczak-Piąstka, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy im. Jana i Jędrzeja Śniadeckich w Bydgoszczy

zarówno budownictwa mieszkaniowego jak i przemysłowego w stosunku do tradycyjnych rozwiązań. W celu uzyskania porowatej struktury w betonach komórkowych są wykorzystywane głównie dwa sposoby: dodawanie do wodnej suspensji zmieszanych materiałów dodatków gazotwórczych lub mieszaniny suspensji z pianą. Materiał produkowany pierwszym sposobem jest nazywany gazobetonem, drugi zaś – pianobetonem. Rolę spoiwa w tych betonach komórkowych pełni za każdym razem cement.

Produkty z pianobetonu lub gazobetonu są przeznaczone do murowania ścian zewnętrznych i wewnętrznych, do wykonywania izolacji cieplnej poddaszy, podłóg, wypełniania różnego rodzaju pustek, konstruowania izolacji dźwiękowej stropów itp. [4, 5]. Produkcja takich elementów jest w zasadzie dość popularna, stosunkowo niedroga, a powstałe elementy mają wystarczające właściwości ciepłochronne i dźwiękoizolacyjne oraz są bezpieczne ekologicznie. Poza tym takie wyroby można ciąć i poddawać innej obróbce bez większych kłopotów.

Pianobeton i gazobeton oraz inne materiały produkowane przy zastosowaniu cementu, dojrzewając z upływem czasu zwiększają swoją wytrzymałość [6]. Obecność porów zapewnia uzyskanie kilku ważnych właściwości, takich jak: niska przepuszczalność ciepła, mała waga i łatwość obróbki.

Ze względu na swoje właściwości, beton komórkowy kwalifikowany jest do betonów kruchych. W związku z tym utrudnione jest jego stosowanie bez dodatkowych wzmocnień, które przejmowałyby naprężenia rozciągające w zginanych konstrukcjach, a dodatkowo nie redukowały ich wytrzymałości na ściskanie. Ma to szczególnie duże znaczenie w elementach osiowo i mimośrodowo ściskanych.

Istniejące prace i badania dotyczą głównie elementów konstrukcyjnych wykonanych z jednolitego betonu komórkowego bez wzmocnienia, ewentualnie z tradycyjnym zbrojeniem w postaci prętów stalowych o profilu gładkim lub żebrowanym. Elementy z betonu lekkiego, które pozwolą w jednym profilu kompleksowo połączyć lekkość, dobre właściwości ciepłochronne i dźwiękoizolacyjne oraz wytrzymałościowe to takie elementy, które dodatkowo są zbrojone niekonwencjonalnym zbrojeniem. Może to być na przykład elastyczne lub sztywne zbrojenie pochodzenia biologicznego lub organicznego, różnorodne typy siatek metalicznych i niemetalicznych, itp. [7]. Stosowanie tego typu elementów nie jest powszechne w praktyce budowlanej, a związane jest to głównie z brakiem przeprowadzonych kompleksowych badań i analiz tego typu materiałów. W pracy zostaną przedstawione badania i analizy gazobetonowych belek wzmocnionych stalową siatką spawaną, zabezpieczoną specjalną otuliną z żużlobetonu.

2. Przeprowadzone badania laboratoryjne

W celu wykonania kompleksowych badań elementów gazobetonowych poddanych zginaniu, wzmocnionych dodatkowo niekonwencjonalnym zbrojeniem w postaci stalowej spawanej siatki (rys. 1) oraz określenia jej wpływu na

wytrzymałość i nośność, zostały przeprowadzone badania eksperymentalne wzorcowych belek z różnym rozkładem zbrojenia.

Do wykonania wzorcowych belek wykorzystano gazobeton, który służył jako rdzeń belki (rys. 2) oraz żużlobeton, z którego stworzono zewnętrzną powłokę belki wzorcowej. Żużlobeton należy do lekkich betonów konstrukcyjnych lub wypełniających, w których zastosowano żużel hutniczy uprzednio rozdrobniony, przesiany i oczyszczony ze szkodliwych zanieczyszczeń. Zastosowanie żużlobetonu, jako powłoki zewnętrznej belki gazobetonowej spowodowane jest tym, że taki materiał jest tani oraz ma prostą technologię wytwarzania w odróżnieniu od produkcji gazobetonu.

Gazobetonowy rdzeń belki wzorcowej wykonano z gotowego gazobetonowego bloku firmy «Stoyn Late» (Browary, obwód Kijowski). Gotowy blok gazobetonowy rozcięto na belki o długości 60 *cm* i przekroju o wymiarach 4×8 *cm*. Zewnętrzna zabezpieczająca warstwa została wykonana z betonu żużlowego o grubości 2 *cm*. Żużlobeton mieszano w następującej proporcji: 7 części żużlu, 2 części piasku, 1,5 części cementu marki M400 (CEM 32,5) oraz 2 części wody.

Zbrojenie badanych belek stanowiła stalowa spawana siatka o oczkach 10×10 *mm* i średnicy prętów 2 *mm*. Obliczeniowa wytrzymałość na rozciąganie spawanej stalowej siatki wynosi – R_{siatki}=230 *MPa*. Stalową siatkę wtapiano w żużlobetonową powłokę badanego elementu wzorcowego (rys. 3).

Fizyko-mechaniczne właściwości gazobetonu i żużelbetonu na ściskanie określono na podstawie rezultatów badań kontrolnych specjalnie wykonanych próbek o wymiarach w przekroju poprzecznym 100×100 *mm* każda, przy użyciu laboratoryjnej maszyny wytrzymałościowej.

W celu zbadania właściwości zginanych, gazożużlobetonowych belkowych elementów, ze wzmocnioną lub niewzmocnioną żużlobetonową warstwą, zostało zaprojektowanych i wykonanych siedem belek eksperymentalnych. Łączna długość każdej z belek wynosiła 640 mm. Belka gazobetonowa Nr 1 bez warstwy ochronnej z żużlobetonu miała przekrój 40x80 mm. Pozostałe belki gazobeto-nowe Nr 2÷7 miały wykonaną warstwę ochronną z żużlobetonu o grubości 20 mm; przekrój poprzeczny tych belek wynosi 80x120 mm. W tej ostatniej grupie belek w warstwie ochronnej zatopiono zbrojenie w postaci siatek stalowych. Jedna z belek gazożużlobe-tonowych została wykonana bez zbrojenia.



Rys. 1. Siatka zbrojeniowa układana w formie

Fig. 1. Reinforcing grid laid into the form

Belkowe konstrukcje gazożużlobetonowe wykonywano w składanej metalowej formie. Najpierw w takiej formie układano na spodzie warstwę żużlobetonu o grubości 20 *mm*, następnie – wkładano przygotowaną płaską lub U-kształtną ramę z siatki spawanej, którą wtapiano na 5 *mm* w warstwę żużlobetonu (rys. 1, 2). Następnie na warstwie żużlobetonu i zatopionego w niej wzmocnienia zostaje umieszczona belka z gazobetonu o wymiarach 40 × 80 × 600 *mm*. Boczne przestrzenie pomiędzy belką i formą szczelnie uzupełnia się żużlobetonem tak, aby nie przemieścić pierwotnie ustawionego wzmocnienia z siatki spawanej oraz gazobetonowej belki (rys. 2).

Górna warstwa ochronna z żużlobetonu układana była na gazobetonowej belce po uszczelnieniu żużlobetonu w bocznych przestrzeniach (rys. 3). Wypełnienie bocznej przestrzeni między belką i formą oraz górną warstwę ochronną należy ułożyć jak najprędzej bez przerw technologicznych, w celu uzyskania jednolitości warstwy ochronnej.

Wszystkie uformowane belki przechowywano w odpowiednim temperaturowym i wilgotnościowym reżimie przez 28 dni, w celu uzyskania właściwej normowej wytrzymałości.

Badanie gazożużlobetonowych belek na zginanie było prowadzone na stendzie badawczym w laboratorium konstrukcji budowlanych Lwowskiego Narodowego Rolniczego Uniwersytetu. Belki obciążano dwiema skupionymi siłami, przykładanymi w odległości 225 *mm* od każdej z podpór badanej belki na jej górnej powierzchni (rys. 4). Belki oparte były na dwóch podporach przegubowych: przesuwnej i nieprzesuwnej. Obciążenie regulowano za pomocą mechanizmu hydraulicznego. Belki przed badaniami dokładnie ustawiano w położeniu pionowym, co pozwoliło pominąć przemieszczenia belek podczas przykładania obciążenia i w czasie ich niszczenia. Ta czynność jest bardzo ważna w celu otrzymania wiarygodnych wyników eksperymentalnych.



Rys. 2. Wkładanie gazbetonowej belki do formy

Fig. 2. Inserting gas-concrete beam into form



Rys. 3. Układanie górnej warstwy ochronnej z żużlobetonu

Fig. 3. Stacking of the upper protective layer mad slag-concrete

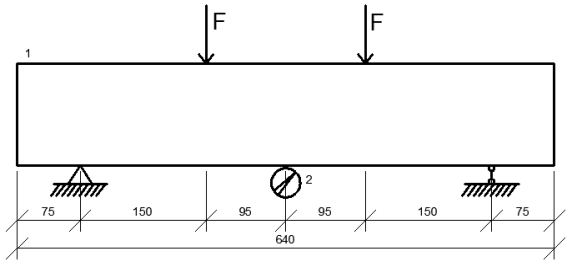
Ugięcia belek mierzono za pomocą czujnika zegarowego o wartości podziałki 0,01 *mm*. Czujnik został umieszczony w środkowej części badanego elementu belkowego, na niezależnym statywie, co pozwoliło wykluczyć zewnętrzne wpływy na wskazania pomiarowe w procesie zwiększania obciążenia (rys. 4, 5).

Po każdym wzroście obciążenia, który wynosił 0,50 *kN*, belki utrzymywano pod obciążeniem w ciągu 15-20 minut oraz dokonywano w tym czasie pomiarów przemieszczeń pionowych z czujnika.



Rys. 4. Stend eksperymentalny do badania gazożużlobetonowych belek

Fig. 4. Experimental stend to study of gas slag concrete beams



Rys. 5. Schemat rozmieszczenia przyrządów pomiarowych: 1 – gazożużlobetonowa belka, 2 – czujnik pomiaru ugięcia

Fig. 5. Arrangement diagram of measuring instruments: 1 – slag aerated concrete beam, 2 – sensor measuring deflection

W wyniku przeprowadzonych eksperymentalnych badań otrzymano następujące ogólne rezultaty:

- prowadząc badanie belek wzorcowych z warstwą ochronną z żużlobetonu, na początku badań obserwowano etap pierwszy, podczas którego obciążenie powodowało przyrost ugięcia belki, ale nie obserwowano powstawania zarysowań. Zarówno gazobeton, jak i żużlobeton są kruchymi materiałami, więc wytrzymałość na rozciąganie jest dla nich znikoma. W związku z tym proces utworzenia spękań w belkach wzorcowych z warstwą ochronną z żużlobetonu (bez wzmocnienia siatką z prętów spawanych) trwał przez krótki okres lub odbywał się natychmiastowo. Elementy belkowe pracowały do pewnego poziomu obciążenia (etap pierwszy), potem pojawiały się w odległości ((1/10-1/20)h) niewielkie pionowe pęknięcia, praktycznie na całej długości belki (etap drugi);
- po dalszym obciążaniu pojawiało się dominujące pęknięcie, przecinające od 80% do 100% wysokości belki wzorcowej, co powodowało rozwój znacznych deformacji i element przechodził w ostatni etap – etap zniszczenia. Na połączeniu gazobetonu i żużlobetonu po zniszczeniu nie zaobserwowano rozwarstwień, ani nieciągłości.

Belka nr 1. Jednolita gazobetonowa belka. Przy obciążeniu 0,5 *kN* ugięcie belki wyniosło 0,37 *mm*, drugiego etapu pracy betonu belki praktycznie nie było. Przy obciążeniu 0,53 *kN* belka została zniszczona (uległa złamaniu).

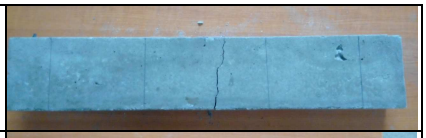
Belka nr 2. Gazożużlobetonowa belka bez zbrojenia. Przy obciążeniu 2,50 *kN* maksymalne ugięcie belki wynosiło 1,50 *mm*. Drugi etap pracy betonu rozpoczął się przy obciążeniu 1,85 *kN*, ugięcie przy tym wyniosło 1,25 mm. Przy obciążeniu 2,64 *kN* belka została zniszczona (uległa złamaniu).

Belka nr 3. Gazożużlobetonowa belka. Zbrojenie o wyglądzie taśmy ze stalowej spawanej siatki, umieszczonej w dolnej części belki w warstwie żużelbetonu. Przy obciążeniu 3,00 *kN* maksymalne ugięcie belki wyniosło 1,13 *mm*. Drugi etap pracy betonu belki zaczął się przy obciążeniu 2,87 *kN*, ugięcie przy tym wyniosło 0,89 *mm*. Przy obciążeniu 3,12 *kN* belka została zniszczona (uległa złamaniu).

Belka nr 4. Gazożużlobetonowa belka. Zbrojenie o wyglądzie U-podobnego przestrzennego wzmocnienia ze stalowej spawanej siatki w dolnej części belki pod gazbetonowym rdzeniem. Obszar U-podobnego wzmocnienia sięga do 1/3 wysokości gazobetonowego rdzenia belki. Przy obciążeniu 5,50 *kN* maksymalne ugięcie belki wyniosło 1,56 *mm*. Drugi etap pracy belki betonowej rozpoczął się przy obciążeniu 4,50 *kN*, ugięcie przy tym wyniosło 1,21 *mm*. Przy obciążeniu 5,66 *kN* belka została zniszczona. W czasie eksperymentu dostrzeżono pewne cechy charakterystyczne w procesie tworzenia pęknięć belki. Przy zwiększaniu obciążenia obecne były nie tylko pionowe, ale i poziome pęknięcia,

Tabela 1. Schemat niszczenia belek

Table 1. Diagram of destroy beams

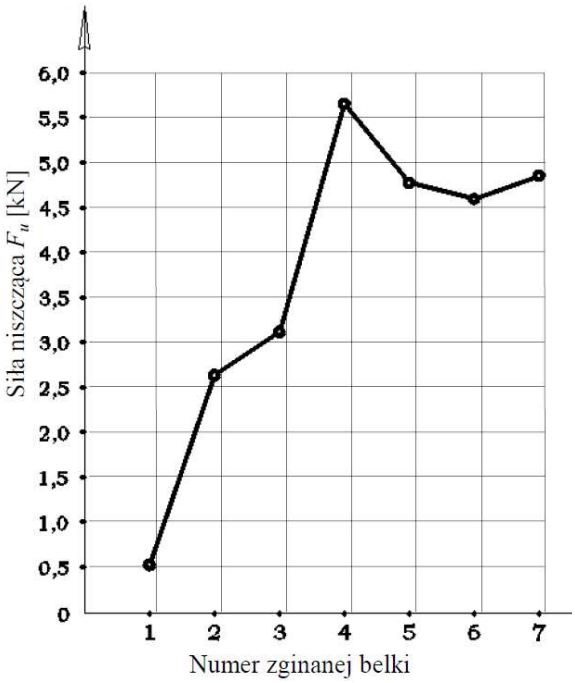
Belka nr 1		Belka nr 5	
Belka nr 2		Belka nr 6	
Belka nr 3		Belka nr 7	
Belka nr 4		Przełom poprzeczny (w miejscu dominującego pęknięcia) badanych belek (belki nr 2 – nr 7 od lewej strony)	

chociaż dominującym było jednak pionowe pęknięcie. Poziome pęknięcia pojawiły się w odległości 1/3 wysokości belki od jej górnej powierzchni.

Belka nr 5. Gazożużlobetonowa belka. Zbrojenie o wyglądzie U-podobnego przestrzennego wzmocnienia ze stalowej spawanej siatki w dolnej części belki pod gazbetonowym rdzeniem. Obszar U-podobnego wzmocnienia sięga do 1/2 wysokości gazobetonowego rdzenia belki. Przy obciążeniu 4,50 *kN* maksymalne ugięcie belki wyniosło 1,34 *mm*. Drugi etap pracy belki betonowej rozpoczął się przy obciążeniu 4,15 *kN*, ugięcie przy tym wyniosło 1,26 mm. Przy obciążeniu 4,78 *kN* belka została zniszczona. Analogicznie jak i w belce nr 4, przy zwiększaniu obciążenia pojawiły się poziome pęknięcia, chociaż dominującym było też pionowe pęknięcie.

Belka nr 6. Gazożużlobetonowa belka. Zbrojenie o wyglądzie U-podobnego przestrzennego wzmocnienia ze stalowej spawanej siatki umieszczonej w dolnej części belki pod gazbetonowym rdzeniem. Obszar U-podobnego wzmocnienia sięga na całą wysokość gazobetonowego rdzenia belki (80 *mm*). Przy obciążeniu 4,50 *kN* maksymalne ugięcie belki wyniosło 1,06 *mm*. Drugi etap pracy belki betonowej rozpoczął się przy obciążeniu 4,20 *kN*, ugięcie przy tym wyniosło 0,85 *mm*. Przy obciążeniu 4,60 *kN* belka została zniszczona (uległa złamaniu).

Belka nr 7. Gazożużlobetonowa belka. Zbrojenie wykonano w postaci przestrzennego wzmocnienia ze stalowej spawanej siatki, którą umieszczono wokół gazobetonowego rdze-nia belki. Przy obciążeniu 4,50 *kN* maksymalne ugięcie belki wyniosło 1,37 *mm*. Drugi etap pracy belki betonowej rozpoczął się przy obciążeniu 4,28 *kN*, ugięcie przy tym wyniosło 1,28 *mm*. Przy obciążeniu 4,86 *kN* belka została zniszczona (uległa złamaniu).



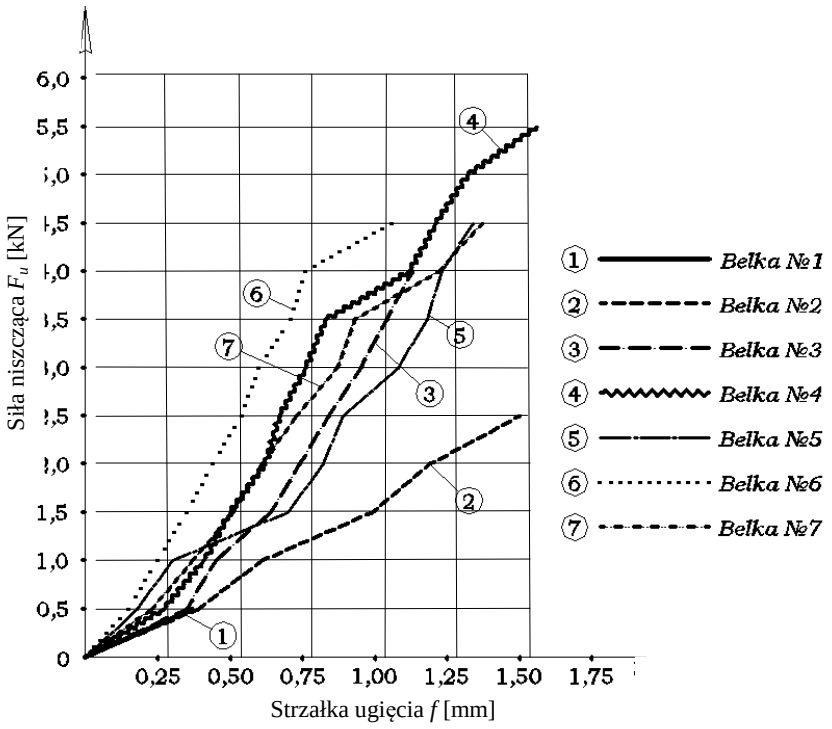
Rys. 6. Siły niszczące w badanych belkach

Fig. 6. Forces of destroying in the tested beams

Na rysunku 6 pokazano wartości siły niszczącej F_u dla poszczególnych belek. Natomiast na rysunku numer 7 pokazano dla poszczególnych próbek zależność ugięcia belki od przyłożonego obciążenia.

Największą siłę niszczącą osiągnięto w belce numer 4. Jest to belka, w której zbrojenie umieszczono w dolnej części belki i wykonano w kształcie U-podobnego przestrzennego wzmocnienia ze stalowej spawanej siatki. Wygięcie siatki sięga do 1/3 wysokości gazobetonowego rdzenia belki. Zwiększenie wysokości wygięcia siatki na bocznej powierzchni (na 1/2 wysokości gazobetonowej belki lub na całą wysokość belki), lub wykorzystanie obwodowego zbrojenia gazobetonowego rdzenia, nie spowodowało w zasadzie przyrostu nośności belki.

Analizując ugięcia można zauważyć, że najlepszy rezultat otrzymano przy badaniu belki nr 6 (zbrojenie wykonano w kształcie U-podobnego przestrzennego wzmocnienia ze stalowej spawanej siatki na całą wysokość gazobetonowego rdzenia). Belka ta wykazała najmniejszą wartość ugięcia spośród wszystkich badanych próbek.



Rys. 7. Zależność między siłą niszcząca F_u a ugięciem belki f

Fig. 7. Dependence between the destroying force and the deflection of the beam

3. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych pilotażowych badań eksperymentalnych belek wykonanych z gazobetonowego rdzenia z niekonwencjonalnym zbrojeniem i żużlobetonową warstwą ochronną można sformułować następne wnioski:

1. W wyniku przeprowadzonych badań eksperymentalnych określono pozytywny wpływ zbrojenia w postaci spawanej siatki na pracę zginanych gazożużlobetonowych belek.
2. Gazożużlobetonowa belka z U-podobnym przestrzennym zbrojeniem ze stalowej siatki spawanej, z wygięciem na 1/3 wysokości gazobetonowego rdzenia, wykazała najlepsze rezultaty. Miała np. od 16% do 45% późniejszy czas rozpoczęcia tworzenia się pęknięć przy takim samym obciążeniu jak pozostałe belki. Charakteryzowała się ponadto największą wartością niszczącego obciążenia w porównaniu z belkami zintegrowanymi z innymi schematami zbrojenia oraz o 53% większą wartością obciążenia niszczącego w porównaniu z belką zintegrowaną bez zbrojenia. Najlepszy rezultat przy badaniu ugięcia otrzymano dla belki ze zbrojeniem U-podobnym wykonanym ze stalowej spawanej siatki z wygięciem na całą wysokość gazobetonowego rdzenia.
3. Istnienie zbrojenia wykonanego w postaci U-podobnego przestrzennego wzmocnienia ze spawanej siatki pozytywnie wpływa na nośność zginanych gazożużlobetonowych konstrukcji wyłącznie do pewnej granicy. Zwiększenie wysokości wygięcia siatki lub wykorzystanie obwodowego zbrojenia gazobetonowego rdzenia nie spowodowało oczekiwanego przyrostu nośności belki.
4. Na podstawie otrzymanych eksperymentalnych danych można zaproponować następujące rekomendacje do stosowania spawanej siatki przy zbrojeniu gazobetonowych belek z warstwą ochronną z żużlobetonu:
    a) spawana siatka stalowa całkiem dobrze może spełniać zadanie zbrojenia wzmacniającego;
    b) najbardziej korzystnym z zaproponowanych wariantów zbrojenia jest stosowanie spawanej siatki w kształcie U-podobnego wzmocnienia, które wychodzi na 1/3÷1/2 wysokości przekroju gazożużlobetonowej belki, gdyż podane sposoby zbrojenia powodują najlepsze charakterystyki wytrzymałościowe elementów oraz wpływają korzystnie na wartości otrzymywanych ugięć belek.

Przeprowadzone badania eksperymentalne miały jedynie charakter pilotażowy. W celu sformułowania obiektywnych wniosków dotyczących gazożużlobetonowych belek, należy przeprowadzić serie badań o dużo większej liczebności próbek.

Literatura

[1] Бабич Е.М. Конструкции из легких бетонов на пористых заполнителях. К.: Выща школа, 1988. – 207 с.

[2] Исследование ячеистых бетонов и конструкцій: Сб. науч. тр. / Гл. ред. Серых Р.Л.; ред.. Муромский К.П. – М.: НИИЖБ, 1989. – 111 с.

[3] Кривицкий М.Я. Ячеистые бетоны (технология, свойства и конструкции) / М.Я.Кривицкий, Н.И.Левин, В.В.Макаричев – М.: Стройиздат, 1972. – 137 с.

[4] Опєкунов В.В. Пористі композиційні матеріали та їх використання у будівництві /В.В. Опєкунов. – К.:Академія будівництва України, 2006. – 85 с.

[5] Паплавскис Я., Новикс Ю. Теплотехнические свойства стен из ячеистого бетона // Сб. науч. трудов. Вып. 2. Теория и практика производства и применения ячеистого бетона в строительстве. – Днепропетровск: ПГАСА, 2005. – С. 193-196.

[6] Саницький М.А. Пінобетон на модифікованих портландцементах / М.А.Саницький, О.Р.Позняк, В.В.Ілів // VIII Міжнар. наук. конф. «Актуальні проблеми будівництва та інженерії довкілля», Львів, Кишице, Жешув, 6-11 жовтня 2003 р.: Зб. матеріалів конференції. – Л.: Вид-во Нац. ун-ту «Львів. політехніка», 2003. – С. 23-36.

[7] Патент України на корисну модель, u2014 11750 МПК E04C 5/02 (2006.01). Пролітний газобетонний елемент з двостороннім вертикальним армуванням зварною сіткою / Фамуляк Ю.Є.; заявн. і патентовласник Львівський нац. аграр. ун-т – №99447, заявл. 30.10.2014; опубл. 10.06.2015. Бюл. № 11.

EXPERIMENTAL RESEARCH OF LIGHT CONCRETE ELEMENTS, WHICH ARE REINFORCED WITH GRIDS

S u m m a r y

Span constructive elements of foam-concrete and aerated concrete are performed similar as usual, reinforcement is performed by steel armature smooth or periodic profile. Experimental and theoretical research of comprehensive light concrete span elements and other types of reinforcement, their use in the methods of calculation such the constructions with untraditional reinforcement are not explored and used enough. One way to solve the problem – replacing traditional reinforcement to untraditional one (for example, organic or biological materials, different kinds of grids). The results of experimental and theoretical research of slag aerated concrete bent elements, the features of their work under the load are presented in this article.

Keywords: aerated concrete, slag concrete, untraditional reinforcing, strength, load bearing capacity, deformation

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.48

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 415-422

Piotr GÓRSKI[1]
Marcin TATARA[2]

BADANIE ŚLADU AERODYNAMICZNEGO MODELU OBLODZONEGO CIĘGNA MOSTU PODWIESZONEGO

W niniejszym artykule przedstawiono sposób i wyniki badania płaskiego przepływu powietrza w śladzie aerodynamicznym za nieruchomym modelem oblodzonego cięgna mostu podwieszonego w zakresie liczby *Reynoldsa* od $2{,}7\cdot 10^4$ do $6{,}4\cdot 10^4$, przy średniej intensywności turbulencji 3%.Badania wykonano w tunelu aerodynamicznym z komorą klimatyczną Laboratorium Czeskiej Akademii Nauk w Telč. W komorze klimatycznej przeprowadzono doświadczalne oblodzenie modelu cięgna mostowego o osi nachylonej pod kątem 30^0 do płaszczyzny poziomej. Kształt oblodzonej powierzchni cięgna zarejestrowano metodą fotogrametrii cyfrowej. Do badań w komorze aerodynamicznej wykonano nowy model oblodzonego cięgna metodą druku 3D.Badanie śladu aerodynamicznego wykonano z zastosowaniem optycznej wizualizacji PIV (ang. *Particle Image Velocimetry*), zwanej cyfrową anemometrią obrazową. Na podstawie wizualizacji ustalone zostały prędkości i kierunki przepływu poszczególnych strug powietrza, parametry geometryczne ścieżki wirowej i lokalizacja punktów oderwania od modelu warstwy przyściennej powietrza. Otrzymane wyniki pozwoliły na poznanie zjawisk zachodzących podczas opływu powietrza wokół modelu oblodzonego cięgna.

Słowa kluczowe: aerodynamika, oblodzenie, cięgno mostowe, optyczna wizualizacja, ścieżka wirowa

1. Wprowadzenie

W wyniku opływu powietrza wokół ciał nieopływowych na ścianie nawietrznej ciała powstaje nadciśnienie, zaś za ciałem powstaje obszar obniżonego ciśnienia, nazywany śladem aerodynamicznym. Wypadkowa sił aerodynamicznych działających na ciało w kierunku wiatru nazywana jest siłą oporu aerodynamicznego. Charakter śladu aerodynamicznego, jego cechy geometryczne i lokalizacja punktów oderwania warstwy przyściennej mają decydujący wpływ

[1] Autor do korespondencji/ corresponding author: Piotr Górski, Politechnika Opolska, Wydział Budownictwa i Architektury, ul. Katowicka 48, 45-061 Opole, tel.: +48 77 4498588, p.gorski@po.opole.pl

[2] Marcin Tatara, Politechnika Opolska, Wydział Budownictwa i Architektury, ul. Katowicka 48, 45-061 Opole, tel.: +48 77 4498592, m.tatara@po.opole.pl

na oddziaływanie napływającego powietrza na ciało. Dlatego poznanie zjawisk zachodzących podczas opływu powietrza wokół budowli, a także poznanie jej ważnych parametrów aerodynamicznych, np. liczby *Strouhala* i współczynników sił aerodynamicznych, stanowi podstawę do sformułowania matematycznego opisu obciążenia wiatrem w celu przewidywania odpowiedzi budowli na działanie wiatru. W przypadku ciał o przekrojach kołowych, do których zaliczają się cięgna mostów podwieszonych, zagadnienia te są dobrze poznane i przedstawione w literaturze [2]. Zjawiska opływu powietrza zależą tu przede wszystkim od liczby *Reynoldsa*, przy czym wyróżnia się jej trzy podstawowe zakresy, tj. podkrytyczny, krytyczny i nadkrytyczny [2].

Oblodzenie cięgien mostów podwieszonych zmienia znacząco opływ powietrza wokół tych elementów, ich aerodynamikę, i może przyczynić się do większego obciążenia cięgien pod wpływem działania wiatru. Potwierdzeniem tego są wyniki pomiaru drgań wymuszonych wiatrem oblodzonego pionowego wieszaka mostu wiszącego Great Belt East Bridge w Danii [3]. Drgania wieszaka, które zarejestrowano w dniu 29.03.2001r., charakteryzowały się amplitudą rzędu 1,4 m w kierunku poprzecznym do kierunku wiatru i 1,0 m w kierunku wiatru. Należy podkreślić, że tak duże amplitudy drgań pod wpływem wiatru nie były obserwowane w przypadku nieoblodzonego wieszaka. Wyjaśnienie przyczyn obciążenia oblodzonych cięgien mostowych pod wpływem działania wiatru wymaga poznania zjawisk zachodzących podczas opływu powietrza wokół tych elementów i ich parametrów aerodynamicznych. Publikacje dotyczące tych zagadnień są dotychczas nieliczne i niewystarczające do pełnego opisu problemu, stąd obecnie istnieje duża potrzeba wykonania takich badań.

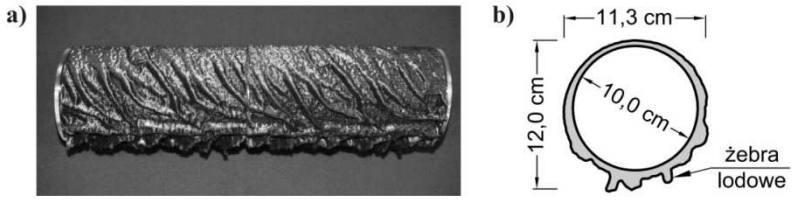
W artykule przedstawiono sposób i wyniki badania płaskiego przepływu powietrza w śladzie aerodynamicznym za nieruchomym modelem oblodzonego cięgna mostu podwieszonego w zakresie liczby *Reynoldsa*(*Re*) od $2{,}7\cdot 10^4$ do $6{,}4\cdot 10^4$, przy średniej intensywności turbulencji 3%.Badania wykonano w tunelu aerodynamicznym z komorą klimatyczną Laboratorium Czeskiej Akademii Nauk w Telč. Zastosowano optyczną wizualizację PIV (ang. *Particle Image Velocimetry*), zwaną cyfrową anemometrią obrazową. Określono prędkości i kierunki przepływu poszczególnych strug powietrza, parametry geometryczne ścieżki wirowej, a także lokalizację punktów oderwania od modelu warstwy przyściennej strug powietrza. Otrzymane wyniki pozwoliły na poznanie zjawisk zachodzących podczas opływu powietrza wokół modelu oblodzonego cięgna.

2. Doświadczalne oblodzenie i przygotowanie modelu cięgna do badań w komorze aerodynamicznej

W komorze klimatycznej tunelu aerodynamicznego wykonano doświadczalne oblodzenie modelu cięgna o przekroju kołowym o średnicy zewnętrznej 16 cm i długości modelu 250 cm. Model zamocowano pod kątem 30^0 do płaszczyzny poziomej na przygotowanej konstrukcji ramowej. W wyniku oblodzenia

otrzymano niesymetryczny przekrój poprzeczny modelu, tj. w górnej części kształt oblodzenia zbliżony był do kołowego, zaś w dolnej części powstało charakterystyczne oblodzenie w postaci żeber. Całkowita wysokość oblodzonego przekroju poprzecznego wyniosła 19,2 cm, zaś jego szerokość 18,1 cm. Kształt oblodzonej powierzchni cięgna zarejestrowano metodą fotogrametrii cyfrowej. Do badań w komorze aerodynamicznej wykonano nowy model oblodzonego cięgna w skali 1:1,6 metodą druku 3D. Wysokość przekroju poprzecznego tego modelu była równa 12,0 cm, szerokość 11,3 cm, zaś długość 43,5 cm (rys. 1).

Dokładny opis sposobu, warunków i końcowego efektu oblodzenia modelu cięgna, a także sposobu przygotowania nowego modelu oblodzonego cięgna do badań w komorze aerodynamicznej przedstawiono w pracy [4].



Rys. 1. a) Model oblodzonego cięgna i b) przekrój poprzeczny modelu

Fig. 1. a) Iced cable model andb) the cross-section of the model

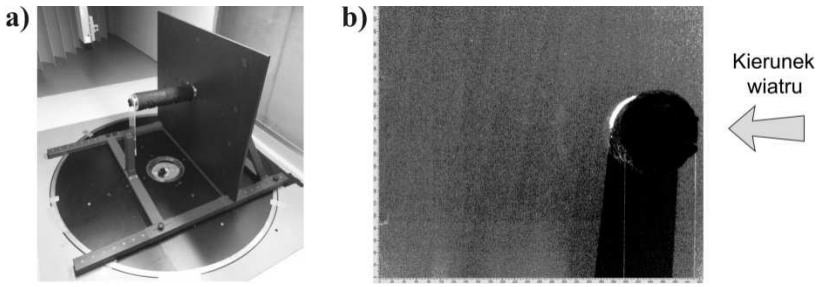
3. Sposób i warunki wykonania optycznej wizualizacji PIV

Optyczna wizualizacja PIV polega na cyfrowej rejestracji obrazu płaskiego obszaru zawierającego cząsteczki posiewu poruszające się w przepływie powietrza i charakteryzujące ten przepływ. Rejestrowana powierzchnia przepływu oświetlana jest płaszczyzną światła lasera, tzw. nożem świetlnym, zaś rejestracja tej powierzchni odbywa się w kierunku prostopadłym do kierunku światła. W celu wyznaczenia pola prędkości i kierunków poszczególnych strug powietrza konieczna jest rejestracja obrazów w odpowiednio krótkich i znanych odstępach czasowych, np. co 0,1 sekundy. Następnie na podstawie dwuwymiarowej funkcji korelacji wzajemnej zarejestrowanych obrazów wyznaczane jest pole przemieszczeń cząsteczek posiewu. Znając czas pomiędzy zdjęciami można wyznaczyć pole prędkości przepływu [1].

Do wykonania wizualizacji PIV wykorzystano następujące elementy:(1)laser impulsowy, emitujący światło w kolorze zielonym, o podwójnej głowicy harmonicznej 532 nm i częstości 47-63 Hz, w którym optyka noża świetlnego zamocowana była bezpośrednio do głowicy lasera, (2) szybkoklatkową kamerę cyfrową(CCD) wyposażoną w stałoogniskowy obiektyw Zeiss Planar T o ogniskowej 50 mm i maksymalnej przesłonie f/1,4, (3) generator posiewu połączony z zewnętrznym źródłem powietrza pod ciśnieniem, (4) moduł synchronizacji lasera i kamery, (5) specjalistyczne oprogramowanie DynamicStudio do sterowania urządzeniami pomiarowymi i umożliwiające analizę i obróbkę otrzymanych wyników.

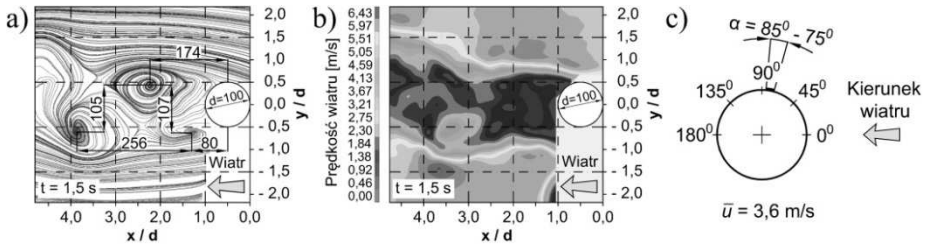
Wizualizację śladu aerodynamicznego za modelem oblodzonego cięgna wykonano w przestrzeni pomiarowej komory aerodynamicznej tunelu o szerokości 1,9 m, wysokości 1,8 m i długości 11,0 m. W czasie badań nie modelowano warstwy przyziemnej przepływu powietrza, tj. na podłodze przestrzeni pomiarowej nie ustawiono żadnych przeszkód. Intensywność turbulencji powietrza, mierzona przed modelem, wyniosła około 3 %, średnia temperatura powietrza 25,6^{0}C, zaś ciśnienie atmosferyczne 962 hPa. Model sekcyjny oblodzonego cięgna zamocowano nieruchomo w pozycji poziomej, poprzecznie do kierunku napływającego powietrza, do specjalnie przygotowanej ramy(rys. 2a). Jeden bok ramy został zabudowany sztywną osłoną w kolorze czarnym, która stanowiła tło rejestrowanego obrazu w czasie wykonywania wizualizacji PIV. Model umieszczono na wysokości 66 cm, licząc od płaszczyzny podłogi przestrzeni pomiarowej do osi modelu, żebrami oblodzenia do dołu, tj. zgodnie z układem oblodzenia otrzymanym w komorze klimatycznej.

Generator posiewu umieszczono wewnątrz przestrzeni pomiarowej tunelu i połączono z zewnętrznym źródłem powietrza pod ciśnieniem. Umożliwił on wytworzenie mgły olejowych cząstek znacznikowych (Di-Ethyl-Hexyl-Sebacate). W czasie badania cząstki posiewu dostarczone do przestrzeni pomiarowej tunelu krążyły w jej zamkniętym obiegu. Źródło impulsowego światła lasera, umieszczone w górnej części komory aerodynamicznej i połączone z systemem sterowania, emitowało światło w płaszczyźnie pionowej. Kamera CCD rejestrująca obrazy cząsteczek posiewu, poruszające się w śladzie aerodynamicznym badanego modelu była zsynchronizowana z laserem. Wymiary rejestrowanej powierzchni przepływu wyniosły 520 x 520 mm (rys. 2b).W celach porównawczych wykonano wizualizację śladu aerodynamicznego za gładkim walcem kołowym o średnicy zewnętrznej równej 10,0 cm, przy średniej prędkości wiatru przed modelem $\overline{u}$ =3,6 m/s (Re=2,2·10^4). Jest to zakres podkrytyczny liczby *Reynoldsa* walca kołowego, dla którego wyznaczono długość łuku, określoną kątem α, występowania punktu oderwania się strug powietrza. Wyniki przedstawione na rys. 3 (wymiary podano w milimetrach) są zgodne z wynikami badań znanymi w literaturze, np. [2], co potwierdza słuszność zastosowanej metodologii badań.



Rys. 2. a) Widok modelu oblodzonego cięgna zamocowanegowspecjalnej ramie, b) obszar wizualizacji PIV z widocznymi cząstkami posiewu w świetle lasera

Fig. 2. a) View of the iced cable model fixed in the special frame, b) area of the PIV visualization with visible seeded particles in laser sheet



Rys. 3. Dla walca kołowego przy Re =2,2·10^4: a) linie strug powietrza, b) pole prędkości przepływu powietrzaza modelem i c)lokalizacja punktów oderwania warstwy przyściennej

Fig. 3. For the circular cylinder at Re = 2.2·10^4: a) streamlines, b) velocity field of the airflow behind the model and c) the location of the separation points of flowboundary layer

4. Wyniki badań

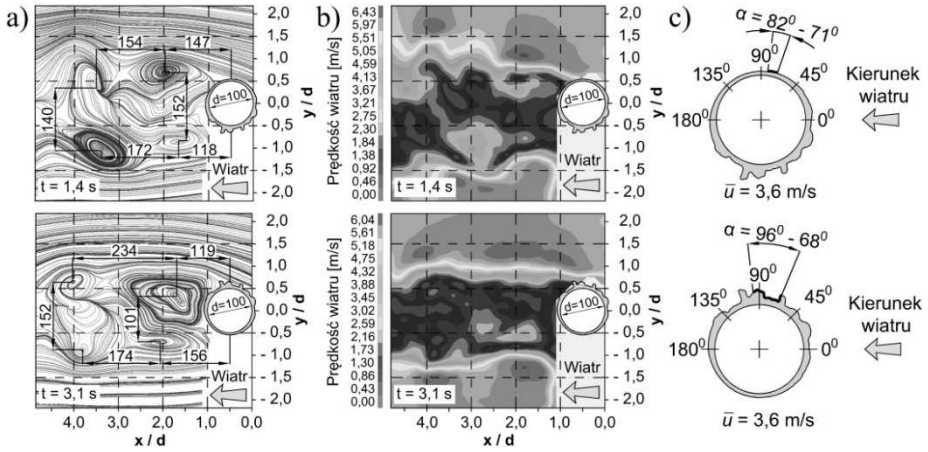
Optyczną wizualizację PIV śladu aerodynamicznego modelu oblodzonego cięgna wykonano przy średniej prędkości wiatru przed modelem $\bar{u}$ równej 3,6 m/s, 4,9 m/s i 8,7 m/s, której odpowiadała liczba*Reynoldsa*o wartości odpowiednio 2,7·10^4, 3,6·10^{4}i 6,4·10^4. Przy każdej prędkości wiatru rejestrowano obraz przepływu w czasie 5 sekund w odstępach co 0,1 sekundy. Materiał, z którego wykonano model badawczy(plastik kukurydziany typu PLA) jest materiałem nieprzeźroczystym, stąd w czasie badania nie było możliwe oświetlenie światłem lasera obszaru pod modelem badawczym. W celu wyznaczenia lokalizacji punktów oderwania warstwy przyściennej od spodniej strony modelu (po stronie żeber lodowych) dodatkowo wykonano wizualizację przepływu za modelem w położeniu modelu żebrami oblodzenia dogóry. Otrzymane wyniki przedstawiono na rys. 4-6 (wymiary podano w milimetrach).

5. Podsumowanie i wnioski

Na podstawie wykonanychbadań sformułowano następujące wnioski:

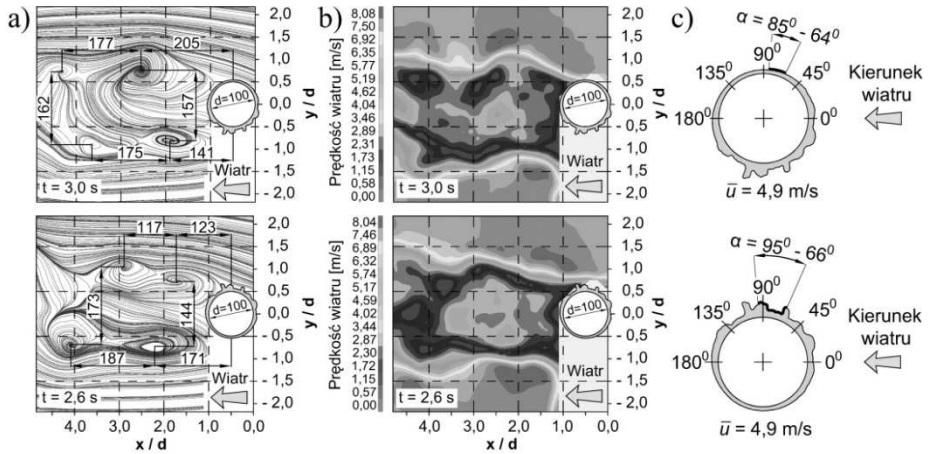
a) badanie śladu aerodynamicznego modelu oblodzonego cięgna mostu podwieszonego wykonano za pomocą optycznej wizualizacji PIV płaskiego przepływu powietrza za nieruchomym modelem. Określono prędkości i kierunki przepływu poszczególnych strug powietrza, strukturę i parametry geometryczne ścieżki wirowej, a także lokalizację punktów oderwania od modelu warstwy przyściennej strug powietrza,

b) stwierdzono, że dla Re=2,7·10^4 i Re=3,6·10^4 (rys. 4 i 5) struktura śladu aerodynamicznego za oblodzonym cięgnem ma cechy zbliżone do opływu podkrytycznego walca kołowego. Wskazuje na to wirowy i niesymetryczny przepływ powietrza za modelem. Wiry powstają okresowo, na przemian po jednej i po drugiej stronie w szerokim pasie za modelem. Punkt oderwania się strug powietrzawystępuje w punkcie odległym od punktu czołowego modelu, tj. od strony naporu wiatru,na długości łuku odpowiadającej kątomod 64^0 do 96^0,



Rys. 4. Dlamodelu oblodzonego cięgna przy Re=2,7·10^4: a) linie strug powietrza, b) pole prędkości przepływu powietrza za modelem i c) lokalizacja punktów oderwania warstwy przyściennej

Fig. 4. For the circular cylinder at Re = 2.7·10^4: a) streamlines, b) velocity field of the airflow behind the model and c) the location of the separation points of flowboundary layer

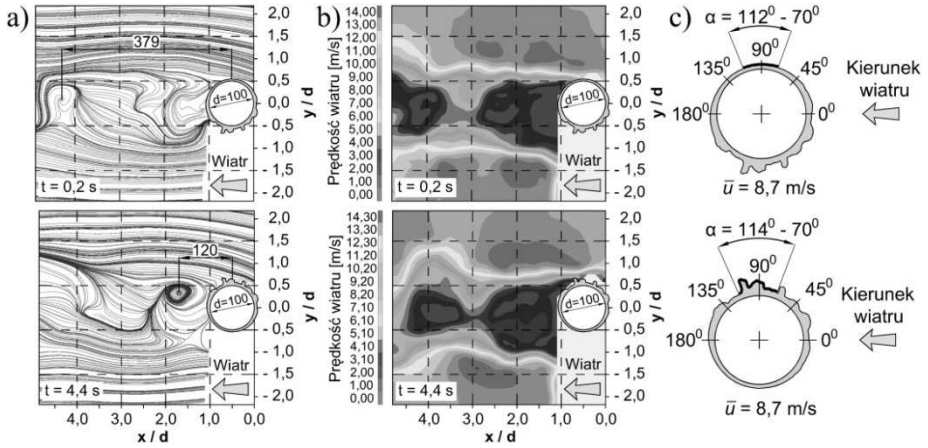


Rys. 5. Dlamodelu oblodzonego cięgna przy Re =3,6·10^4: a) linie strug powietrza, b) pole prędkości przepływu powietrza za modelem i c) lokalizacja punktów oderwania warstwy przyściennej

Fig. 5. For the circular cylinder at Re =3.6·10^4: a) streamlines, b) velocity field of the airflow behind the model and c) the location of the separation points of flowboundary layer

c) dla Re=6,4·10^4 ślad aerodynamiczny za modelem ma cechy opływu w zakresie krytycznym walca kołowego. Wskazuje na to nieustalony i burzliwy charakter przepływu *powietrza* za modelem. Punkt oderwania się strug powietrza oscyluje na znacznej długości łuku odpowiadającej kątomod 70^0 do 114^0,

d) szerokość śladu aerodynamicznego za oblodzonym cięgnem dla Re=2,7·10^4 i Re=3,6·10^4 jest większa od szerokości śladu dla Re=6,4·10^4.Jest to przyczy-



Rys. 6. Dlamodelu oblodzonego cięgna przy *Re* =6,4·10^4: a) linie strug powietrza, b) pole prędkości przepływu powietrza za modelem i c) lokalizacja punktów oderwania warstwy przyściennej

Fig. 6. For the circular cylinder at *Re* =6.4·10^4: a) streamlines, b) velocity field of the airflow behind the model and c) the location of the separation points of flowboundary layer

ną większej siły oporu aerodynamicznego działającej na badany model. Potwierdziły to wyniki badania współczynnika oporu aerodynamicznego modelu przedstawione w pracy [5].

Spostrzeżenia opisane w punkcie b) i c) potwierdzają wyznaczone zakresy liczby *Reynoldsa*badanego modelu oblodzonego cięgna na podstawie badania liczby *Strouhala*, które przedstawiono w pracy [4].

Podziękowania

Prace badawcze przedstawione w artykule wykonano w ramach zadania badawczego nr DS – MN/30/WB/15 finansowanego ze środków dotacji celowej przez MNiSW. Autorzy artykułu dziękująza wszelką pomoc w realizacji badań pracownikom tunelu aerodynamicznego w składzie: prof. Stanislav Pospišili prof. Sergej Kuznetsov.

Literatura

[1] Cameron S.M.: PIV algorithms for open-channel turbulence research: Accuracy, resolution and limitations,Journal of Hydro-environment Research,vol. 5, 2011,pp. 247-262.

[2] Flaga A.: Inżynieria wiatrowa, Arkady, Warszawa 2008.

[3] Gjelstrup H., Georgakis C., Larsen A.: A preliminary investigation of the hanger vibrations on the Great Belt East Bridge, Proc. of the 7th International Symposium on Cable Dynamics, 10-13 December 2007, Wiedeń, Austria, CD-ROM.

[4] Górski P., Pospišil S., Kuznetsov S., Tatara M., Marušić A.:Strouhal number of bridge cables with ice accretion at low flow turbulence,Wind and Structures,vol. 22, no. 2, 2016, pp. 253-272.

[5] Górski P., Pospišil S., Kuznetsov S., Tatara M.: Badania modelowe współczynnika oporu aerodynamicznego oblodzonego cięgna mostu podwieszonego, Wydawnictwa Uczelniane Uniwersytetu Technologiczno-Przyrodniczego, Bydgoszcz 2015, s.55-62.

INVESTIGATION OF THE WAKE BEHIND ICED CABLE MODEL OF CABLE-SUPPORTED BRIDGE

S u m m a r y

The paper presents the method and results of wind tunnel investigations of two-dimensional airflow in the wake of the stationary iced cable model of cable-supported bridge. The investigations were conducted within the range of the *Reynolds* number between $2.7 \cdot 10^4$and$6.4 \cdot 10^4$with the mean turbulence intensity of about 3%. The investigations were performed in the Climatic Wind Tunnel Laboratory of the Czech Academy of Sciences in Telč. The experimental icing of the inclined cable model at an angle of 30° to the horizontal plane in the climatic chamber of the laboratory was made. The shape of the iced model was registered by a numerical photogrammetry method. For the aerodynamic tunnel investigations the new iced cable model was made by using 3D printing method. The investigations of the wake behind the iced cable model were made using the optical visualization, called *Particle Image Velocimetry* (PIV). The visualization providedthe information about the velocity and the direction of each separate flow streams, the geometrical features of the vortex street and the location of the separation points of flowboundary layer. The visualization results allowedto recognize the phenomena existing during the airflow around the stationary iced cable model.

Keywords: aerodynamic, icing, bridge cable, optical visualization, vortex street

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.49

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 423-430

Jakub LEWANDOWSKI[1]
Kazimierz MYŚLECKI[2]

ZASTOSOWANIE FUNKCJONAŁU HU-WASHIZU W PLASTYCZNEJ ANALIZIE MES PŁYT GRUBYCH

W pracy sformułowano oryginalny, autorski funkcjonał dla zagadnień teorii plastyczności. Podstawą był funkcjonał Hu-Washizu z teorii sprężystości. Przyrostowa postać funkcjonału pozwala w prosty sposób budować algorytmy MES. Zastosowanie funkcjonału przedstawiono na przykładzie płyty grubej. Zastosowano model warstwowy aby uwzględnić częściowe uplastycznienie przekroju płyty. Algorytm MES dla płyty grubej zbudowano w oparciu o trójkątny trzy węzłowy element skończony z liniowymi funkcjami kształtu dla wszystkich przemieszczeń uogólnionych. Naprężenia i odkształcenia w tego typu elemencie przyjmuje się jako stałe. Przedstawiony algorytm nie wymaga żadnych dodatkowych równań teorii plastyczności i jest równoważny stowarzyszonemu prawu płynięcia plastycznego. Algorytm prowadzi do nieliniowego, przyrostowego układu równań algebraicznych, który rozwiązuje się metodą Newtona. Kilka prostych przykładów pozytywnie weryfikuje przyjęte założenia i stosowane algorytmy.

Słowa kluczowe: płyta Reissnera-Mindlina, model warstwowy płyty, warunek plastyczności Hubera-Misesa-Hencky'ego

1. Wprowadzenie

Celem pracy jest zastosowanie zmodyfikowanego funkcjonału Hu-Washizu[1], omówionego przez autorów w pracy [2]. Jego argumentami (1) są: σ_{ij}, ε_{ij}, u_i, λ, odpowiednio funkcje naprężeń, odkształceń, przemieszczeń i parametr określający przyrost odkształceń plastycznych; górny indeks ^{n}oznacza wielkości w poprzednim kroku, a nadkreślenie $^-$ odkształcenie plastyczne. Minimalizacja tego funkcjonału prowadzi do równań teorii plastyczności dla stowarzyszonego prawa plastycznego płynięcia. Możliwe jest sformułowanie funkcjonału dla dowolnego warunku plastyczności Φ (także ze wzmocnieniem).

[1] Autor do korespondencji/corresponding author: Jakub Lewandowski, Politechnika Wrocławska, Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław, tel.: 71 320 4852, jakub.lewandowski@pwr.edu.pl

[2] Kazimierz Myślecki, Politechnika Wrocławska, Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław, tel.: 71 320 2477, kazimierz.myslecki@pwr.edu.pl

$$\Pi\left(\sigma_{ij},\varepsilon_{ij},u_i,\lambda\right)=\frac{1}{2}\int_V C_{ijkl}\left(\varepsilon_{ij}-\varepsilon_{ij}^n\right)\left(\varepsilon_{kl}-\varepsilon_{kl}^n\right)dV-$$
$$-\int_V\left(\sigma_{ij}-\sigma_{ij}^n\right)\left[\varepsilon_{ij}+\bar{\varepsilon}_{ij}^n-\frac{1}{2}\left(u_{i,j}+u_{j,i}\right)\right]dV- \tag{1}$$
$$-\int_V \Delta F_i\, u_i dV-\int_V \lambda\Phi(\sigma_{ij})dV$$

W artykule [2] zajmowano się zadaniami płaskiego stanu naprężenia. Niniejsza publikacja ma na celu wyprowadzenie równań MES dla płyty grubej (Reissnera-Mindlina).Zastosowano model warstwowy płyty, tzn. taki, w którym uplastycznieniu mogą ulegaćposzczególne warstwy, a nie cały przekrój.

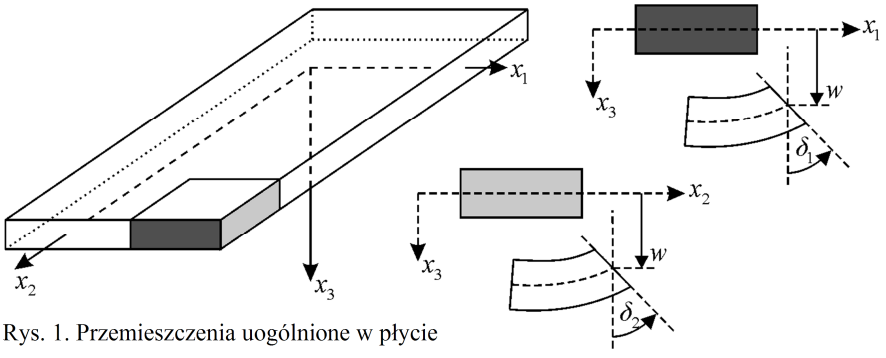
2. Płyta gruba

2.1. Podstawowe równania

Przemieszczenia uogólnione odniesione do powierzchni środkowej płyty schematycznie pokazano na Rys. 1.

Równania [3] wiążące uogólnione siły, odkształcenia i przemieszczenia odniesione do powierzchni środkowej płyty z odpowiadającymi im wielkościami w dowolnym punkcie materialnym przedstawiono w zapisie macierzowym:

$$\boldsymbol{\sigma}=\{M_{11},M_{22},M_{12},Q_1,Q_2\}-\text{ siły wewnętrzne}$$
$$\boldsymbol{\varepsilon}=\{\kappa_{11},\kappa_{22},2\kappa_{12},\gamma_1,\gamma_2\}-\text{ uogólnione odkształcenia}$$
$$\mathbf{u}=\{\delta_1,\delta_2,w\}-\text{ uogólnione przemieszczenia} \tag{2}$$
$$\mathbf{f}=\{m_1,m_2,q\}-\text{ intensywność momentów i obciążeń pionowych}$$
$$z=x_3,\quad M_{\alpha\beta}=\int_{-H/2}^{H/2} z\sigma_{\alpha\beta}dz,\quad Q_\alpha=\int_{-H/2}^{H/2}\sigma_{\alpha z}dz$$



Rys. 1. Przemieszczenia uogólnione w płycie

Fig. 1. Generalized displacements ofplate

$$\begin{cases} \kappa_{11} = \delta_{1,1} \\ \kappa_{22} = \delta_{2,2} \\ 2\kappa_{12} = \delta_{1,2} + \delta_{2,1} \Rightarrow \boldsymbol{\varepsilon} = \\ \gamma_1 = \delta_1 + w_{,1} \\ \gamma_2 = \delta_2 + w_{,2} \end{cases} \begin{bmatrix} \dfrac{\partial}{\partial x_1} & 0 & 0 \\ 0 & \dfrac{\partial}{\partial x_2} & 0 \\ \dfrac{\partial}{\partial x_2} & \dfrac{\partial}{\partial x_1} & 0 \\ 1 & 0 & \dfrac{\partial}{\partial x_1} \\ 0 & 1 & \dfrac{\partial}{\partial x_2} \end{bmatrix} \mathbf{u} \Leftrightarrow \boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{L}\mathbf{u} \tag{3}$$

Przy oznaczeniach (2) i (3) funkcjonał (1) dla płyty grubej, w zapisie macierzowym przyjmie postać

$$\Pi(\boldsymbol{\sigma}, \boldsymbol{\varepsilon}, \mathbf{u}, \lambda) = \frac{1}{2}\int_A \left(\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}^n\right)^T \mathbf{C}\left(\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}^n\right) dA - \int_A \left(\boldsymbol{\sigma} - \boldsymbol{\sigma}^n\right)^T \left(\boldsymbol{\varepsilon} + \bar{\boldsymbol{\varepsilon}}^n - \mathbf{L}\mathbf{u}\right) dA - \\ - \int_A \left(\Delta \mathbf{f}^T \mathbf{u}\right) dA - \int_A \lambda \Phi(\boldsymbol{\sigma}) dA \tag{4}$$

gdzie

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} D & \nu D & 0 & 0 & 0 \\ \nu D & D & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \dfrac{1}{12}GH^3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \dfrac{5}{6}GH & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dfrac{5}{6}GH \end{bmatrix}, \quad D = \frac{EH^3}{12\left(1-\nu^2\right)}, \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} \tag{5}$$

a E, v i H są odpowiednio: modułem Younga, współczynnikiem Poissona i grubością płyty.

2.2. Model warstwowy płyty

Forma funkcjonału (4) nie pozwala na analizę zagadnienia, kiedy uplastycznieniu ulega nie cały przekrój, a jedynieposzczególne warstwy płyty. W funkcjonale, należy zatem, siły wewnętrzne i uogólnioneodkształcenia zastąpićnaprężeniami normalnymi i stycznymioraz odkształcenia normalnymi i postaciowymi.Z założonego w teorii płyt parabolicznego rozkładu naprężeń τ_{13}, τ_{23}orazliniowego rozkładu naprężeń σ_1, σ_1,τ_{12}można wyprowadzić następujące związki

$$\begin{cases} Q_\alpha = \int\limits_H \tau_{\alpha 3}(z) f(z) dz \\ M_{\alpha\alpha} = \int\limits_H \sigma_\alpha(z) g(z) dz, \qquad f(z) = \dfrac{5}{4}\left(1 - 4\dfrac{z^2}{H^2}\right),\ g(z) = z \\ M_{12} = \int\limits_H \tau_{12}(z) g(z) dz \end{cases} \tag{6}$$

Stąd dzieląc przekrój płyty na warstwy (Rys. 2)otrzymamy zależności

$$\begin{cases} \int\limits_H \tau_{\alpha 3}(z) f(z) dz \approx \sum\limits_{i=1}^{N} \tau_{\alpha 3;i} f_i h_i \\ \int\limits_H \sigma_\alpha(z) g(z) dz \approx \sum\limits_{i=1}^{N} \sigma_{\alpha;i} g_i h_i\ ,\ f_i = f(z_i) = \dfrac{5}{4}\left(1 - \dfrac{4{z_i}^2}{H^2}\right),\ g_i = g(z_i) = z_i \\ \int\limits_H \tau_{12}(z) g(z) dz \approx \sum\limits_{i=1}^{N} \tau_{12;i} g_i h_i \end{cases} \tag{7}$$

Przybliżone związki (7) stają się dokładnymi po przejściu granicznym $N \to \infty$.

Po uwzględnieniu podziału na warstwy funkcjonał przyjmie następującą postać

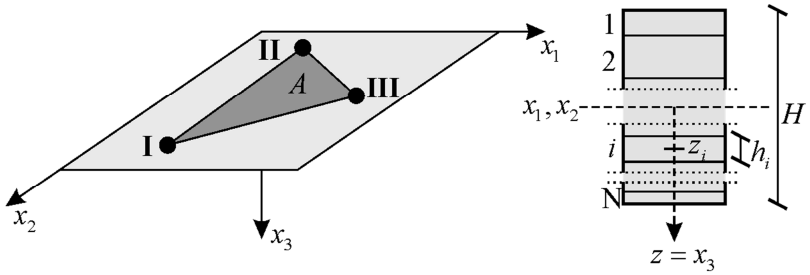
$$\begin{aligned} &\Pi\left(\mathbf{S}_i, \mathbf{E}_i, \mathbf{u}, \mathbf{\Lambda}_i\right) = \frac{1}{2}\int\limits_A \sum_{i=1}^{N}\left[\left(\mathbf{E}_i - \mathbf{E}_i^{\,n}\right)^T \mathbf{C}\left(\mathbf{E}_i - \mathbf{E}_i^{\,n}\right) h_i\right] dA - \\ &-\int\limits_A \sum_{i=1}^{N}\left[\left(\mathbf{S}_i - \mathbf{S}_i^{\,n}\right)^T \left(\mathbf{E}_i + \overline{\mathbf{E}_i}^{\,n} - \mathbf{MLu}\right) h_i\right] dA - \\ &-\int\limits_A \left(\Delta \mathbf{f}^T \mathbf{u}\right) dA - \int\limits_A \sum_{i=1}^{N}\left[\mathbf{\Lambda}_i \mathbf{\Phi}_i(\mathbf{S}_i) h_i\right] dA \\ &\begin{cases} \mathbf{S}_i = \{\sigma_1, \sigma_2, \tau_{12}, \tau_{13}, \tau_{23}\}_i \\ \mathbf{E}_i = \{\varepsilon_1, \varepsilon_2, \gamma_{12}, \gamma_{13}, \gamma_{23}\}_i \end{cases}, \quad i - numer\ warstwy \end{aligned} \tag{8}$$

gdzie

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} \dfrac{E}{1-\nu^2} & \dfrac{\nu E}{1-\nu^2} & 0 & 0 & 0 \\ \dfrac{\nu E}{1-\nu^2} & \dfrac{E}{1-\nu^2} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & G & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G \end{bmatrix}, \mathbf{M} = \begin{bmatrix} g_i & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & g_i & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & g_i & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & f_i & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & f_i \end{bmatrix} \tag{9}$$

3. Algorytm MES

Wprowadza się trójkątny element skończony o liniowych funkcjach kształtu dla przemieszczeń i stałych wartościach naprężeń i odkształceń [4]



Rys. 2. Warstwowy,trójkątny płytowy element skończony

Fig. 2. Triangular, layered plate finite element

Aproksymację przemieszczeń można opisać współrzędnymi powierzchniowymi L_I, L_{II}, L_{III}

$$\mathbf{q} = \left\{\delta_1^I, \delta_2^I, w^I, \delta_1^{II}, \delta_2^{II}, w^{II}, \delta_1^{III}, \delta_2^{III}, w^{III}\right\}$$
$$\mathbf{u} = \begin{bmatrix} L_I & 0 & 0 & L_{II} & 0 & 0 & L_{III} & 0 & 0 \\ 0 & L_I & 0 & 0 & L_{II} & 0 & 0 & L_{III} & 0 \\ 0 & 0 & L_I & 0 & 0 & L_{II} & 0 & 0 & L_{III} \end{bmatrix} \mathbf{q} = \mathbf{N}\mathbf{q} \tag{10}$$

Po dyskretyzacji i scałkowaniu funkcjonał przyjmie następującą postać

$$\Pi\left(\mathbf{S}_i, \mathbf{E}_i, \mathbf{q}, \mathbf{\Lambda}_i\right) = \frac{1}{2}\sum_{i=1}^{N}\left(\mathbf{E}_i - \mathbf{E}_i^n\right)^T \mathbf{C}\left(\mathbf{E}_i - \mathbf{E}_i^n\right)V_i -$$
$$\sum_{i=1}^{N}\left(\mathbf{S}_i - \mathbf{S}_i^n\right)^T\left(\mathbf{E}_i + \overline{\mathbf{E}}_i^n - \mathbf{B}\mathbf{q}\right)V_i - \Delta\mathbf{F}^T\mathbf{q} - \sum_{i=1}^{N}\mathbf{\Lambda}_i\Phi_i(\mathbf{S}_i)V_i \tag{11}$$

gdzie, po uwzględnieniu warunku plastyczności Hubera-Misesa-Hencky'ego (HMH) w każdej warstwie, otrzymuje się

$$\boldsymbol{\psi} = \begin{bmatrix} 2 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 6 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 6 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 6 \end{bmatrix}, \quad \mathbf{B} = \int_A \mathbf{M}\mathbf{L}\mathbf{N}dA, \quad \mathbf{F} = \int_A \mathbf{N}^T\mathbf{f}dA$$

$$\Phi_i(\mathbf{S}_i) = \left(\frac{1}{2}\mathbf{S}_i{}^T\boldsymbol{\psi}\mathbf{S}_i - \sigma_0{}^2\right), \text{ warunek HMH z granicą plastyczności } \sigma_0 \tag{12}$$

$$V_i = Ah_i$$

Minimalizacja funkcjonału prowadzi do równania MES dla pojedynczego elementu skończonego (13). Równanie to przedstawiono jedynie w sposób ideowy, pomijając różnorodne możliwości rozkładu warstw uplastycznionych

$$\begin{bmatrix} 0 & 0 & \mathbf{B}^T V & 0 \\ 0 & \mathbf{C}V & -\mathbf{I}V & 0 \\ \mathbf{B}V & -\mathbf{I}V & 0 & \mathbf{K}_S^{S\Lambda} \\ 0 & 0 & \mathbf{K}_S^{\Lambda S} & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{q} \\ \mathbf{E} \\ \mathbf{S} \\ \boldsymbol{\Lambda} \end{Bmatrix} = \begin{pmatrix} \Delta\mathbf{F} + \mathbf{B}^T \mathbf{S}^n V \\ \mathbf{C}\mathbf{E}^n V - \mathbf{S}^n V \\ \overline{\mathbf{E}^n V} \\ -\sigma_0{}^2 V \end{pmatrix} \tag{13}$$

Macierze $\mathbf{K}_S{}^{\Lambda S}$ i $\mathbf{K}_S{}^{S\Lambda}$ są zależne od $\mathbf{S}$ oraz $\boldsymbol{\Lambda}$. Zatem układ równań jest nieliniowy. Obowiązuje on w zakresie plastycznego płynięcia w procesie obciążania elementu. W przypadku obciążenia/odciążenia, gdy naprężenia znajdują się wewnątrz obszaru ograniczonego powierzchnią plastyczności, obowiązuje układ równań bez szarych elementów. Problem ten oraz algorytm rozwiązania zostałomówiony w [2].

4. Przykłady numeryczne

4.1. Ugięcie płyty w stanie sprężystym

Przedmiotem analizy numerycznej była płyta kwadratowa oproporcji grubości do wymiaru boku (*a*)jak 1:10, podparta przegubowo na wszystkich krawędziach, obciążona równomiernie obciążeniem *q*. Siatka MES składała się z 128 (8×8×2) trójkątnych ES i 6 warstw.Sprawdzono poprawność rozwiązania sprężystego ugięcia płyty poprzez porównanie z wynikiem analitycznym

$$w_0 = 0{,}004062 \frac{qa^4}{D} \tag{14}$$

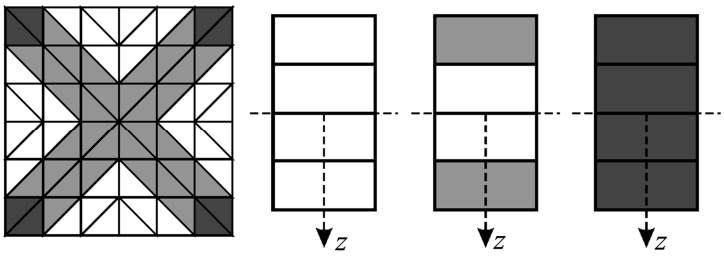
Różnica wyników numerycznego i analitycznego wynosiła 3%, co świadczy o dobrym przybliżeniu poprzez model warstwowy, nawet przy rzadkiej siatce elementów skończonych i niewielkiej liczbie warstw.

4.2. Zginanie walcowe płyty wspornikowej w stanie plastycznym

Drugi przykład to płyta kwadratowa (1m × 1m × 0.1m) zamocowana sztywno na jednej krawędzi i obciążona momentem rozłożonym o stałej intensywności na krawędzi przeciwległej . Wartość momentu została tak dobrana, aby wewnętrzna część przekroju (połowa) znajdowała się w stanie sprężystym, a zewnętrzna w plastycznym (Rys. 3). Przyjęto siatkę 128 elementów i 4 warstwy. Ze względu na małą liczbę warstw, uplastycznienie dwu zewnętrznych warstw w całej płycie wystąpiło przy większej wartości momentu (110%) niż obliczona analitycznie dla równoważnej belki. Jest to niewielka różnica biorąc pod uwagę małą liczbę warstw przyjętą do analizy MES.

4.3. Płyta kwadratowa, podparta swobodnie z obciążeniem równomiernie rozłożonym w stanie plastycznym

Ostatnim przykładem jest płyta kwadratowao proporcji grubości do wymiaru boku jak 1:10, obciążona równomiernie podzielona na 72(6×6×2) elementy i 4 warstwy (Rys. 3)



Rys. 3. Siatka ES wraz ze strefami plastycznymi oraz uplastycznione warstwy

Fig. 3. FE mesh with plastic regions and layers

Tylko białe ES nie uległy uplastycznieniu. Stan pozostałych odpowiada rysunkom przekrojów (Rys. 3).Analizę numeryczną o identycznych parametrach, geometrii i siatce elementów skończonych przeprowadzono w programie *Abaqus*. Uzyskano taki sam rozkład stref plastycznych,choć różnice w ugięciach w środku płyty wynoszą 40%.

5. Uwagi końcowe

Przedstawiony w artykule funkcjonał jest funkcjonałem zupełnym zagadnienia teorii plastyczności ii nie wymaga żadnych dodatkowych warunków nakładanych na parametry funkcjonału. Zastosowany warstwowy model płyty grubej pozwala na analizę MES częściowo uplastycznionych w przekroju płyt. Zaprezentowane przykłady numeryczne wskazują na dobrą zgodność wyników z innymi rozwiązaniami. Obserwowane różnice wynikają z ograniczeń zastosowanego środowiska programistycznego – *Mathematici*, w którym nie udało się zwiększyć gęstości siatki elementów skończonych i liczby warstw płyty.

Zaprezentowany algorytm warstwowy łatwo można zaadaptować do analizy rzeczywistych płyt warstwowych, z warstwami o różnych własnościach sprężystych i plastycznych.

Literatura

[1] Washizu K., Variational Methods in Elasticity and Plasticity 3rd ed. , Pergamon Press, New York 1982.

[2] Myślecki K., Lewandowski J., Modified Hu-Washizu principle as a general basis for FEM plasticity equations, 3rd Polish Congress of Mechanics and 21st International

Conference on Computer Methods in Mechanics Short Papers Vol. 1, PTMTS, Gdańsk 2015.

[3] Reddy J. N., Theory and Analysis of Elastic Plates and Shells 2nd Edition, CRC Press, New York 2006.

[4] Zienkiewicz O.C., Taylor R.L., The Finite Element Method Vol. 1: The Basis 5th ed., Butterworth-Heinemann, Oxford 2000.

HU-WASHIZU FUNCTIONAL APPLICATION IN FEM PLASTIC ANALYSIS OF THICK PLATES

S u m m a r y

In this paper original functional for plasticity problems is formulated. It is based on Hu-Washizu functional for elasticity. Its incremental form allows to build FEM algorithms in a simple way. The functional application is presented on thick plate example. Multi-layered model is assumed to enable partial plastification of the plate section. An algorithm for thick plate is shown for triangular finite element with linear shape functions for all general displacements. Stresses and strains in such an element are constant. The presented algorithm does not require any additional plasticity theory equations and it corresponds to the associated flow rule. It leads to set of nonlinear incremental algebraic equations which are solved by Newton method. Verification of the functional and the algorithm is done on several simple examples.

Keywords: Reissner-Mindlin plate, multi-layered plate, Huber-Mises-Hencky yield condition

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.50

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 431-438

Roman LEWANDOWSKI[2]
Maciej PRZYCHODZKI[1]

WPŁYW TEMPERATURY NA WŁAŚCIWOŚCI DYNAMICZNE RAM Z LEPKOSPRĘŻYSTYMI TŁUMIKAMI DRGAŃ

W pracy omawia się wpływ temperatury na charakterystyki dynamiczne konstrukcji z wbudowanymi lepkosprężystymi tłumikami drgań. Właściwości tłumików są opisywane uogólnionym modelem Maxwella, a parametry modelu są funkcjami temperatury panującej w tłumiku. Wykorzystuje się zasadę superpozycji czasowo-temperaturowej. Charakterystyki dynamiczne konstrukcji z tłumikami drgań wyznacza się jako rozwiązanie problemu własnego. Podano i przedyskutowano wyniki przykładowych obliczeń.

Słowa kluczowe: drgania konstrukcji, tłumiki drgań, charakterystyki dynamiczne, wpływ temperatury

1. Wstęp

W wielu przypadkach amplitudy drgań wiotkich konstrukcji poddanych wymuszeniom dynamicznym są zbyt duże i należy je zmniejszyć. Jednym ze sposobów redukcji tego typu drgań jest wbudowanie w konstrukcję tłumików drgań. Przegląd możliwych do zastosowania tłumików jest podany w pracach [1, 2]. Do tego typu urządzeń charakteryzujących się wysoką skutecznością przy stosunkowo prostej budowie zalicza się tłumiki lepkosprężyste. Za pomocą tłumików tego rodzaju można efektywnie redukować drgania konstrukcji budowlanych. Wadą tłumików lepkosprężystych jest to, że ich właściwości zależą od częstości wymuszenia i temperatury materiału lepkosprężystego z którego zbudowany jest tłumik. Zmiana temperatury tłumika może być spowodowana zmianami temperatury jego otoczenia lub być efektem zjawiska tzw. samonagrzewania, czyli wzrostu temperatury wywołanego długotrwałą, nieprzerwaną pracą tłumika w trakcie działania np. huraganowego wiatru na konstrukcję.

[1] Autor do korespondencji/corresponding author: Maciej Przychodzki, Instytut Konstrukcji Budowlanych Politechniki Poznańskiej, ul. Piotrowo 5, 60-688 Poznań, tel. 616652697, email: maciej.przychodzki@put.poznan.pl

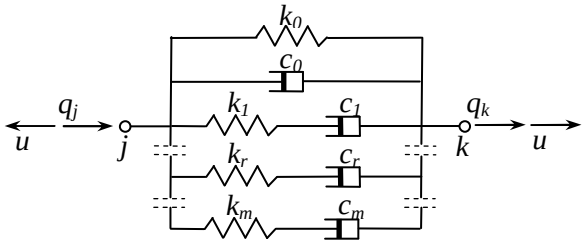
[2] Roman Lewandowski, Instytut Konstrukcji Budowlanych Politechniki Poznańskiej, ul. Piotrowo 5, 60-688 Poznań, tel. 616652472, email: roman.lewandowski@put.poznan.pl

Zależność właściwości tłumików lepkosprężystych od częstości wymuszenia jest uwzględniana w opisie matematycznym tłumików (porównaj [1]). Prace zmierzające do uwzględnienia wpływu temperatury są natomiast w początkowym stadium. Wpływ temperatury badano w pracach [3-8]. W pracy [3] podano empiryczne zależności opisujące zmiany sztywności tłumika i jego współczynnika strat od częstości wymuszenia i temperatury, a w pracy [6] analizowano proces nagrzewania się tłumika wykonującego długotrwałe drgania okresowe.

W pracy analizuje się wpływ temperatury tłumików na charakterystyki dynamiczne konstrukcji z wbudowanymi lepkosprężystymi tłumikami drgań. Zachowanie tłumików jest opisywane za pomocą uogólnionego modelu Maxwella, a do opisu wpływu temperatury używa się zasadę proporcjonalności temperaturowo – częstotliwościowej omówioną m.in. w [6].

2. Opis tłumików uwzględniający wpływ temperatury

Zakłada się, że tłumiki lepkosprężyste są opisywane klasycznym, uogólnionym modelem Maxwella pokazanym na rys. 1. Model ten otrzymuje się poprzez połączenie modeli prostszych, czyli tzw. prostego modelu Kelvina oraz szeregu połączonych z nim równolegle prostych modeli Maxwella. Elementami składowymi obu modeli prostych są element sprężysty i element lepki. W przypadku modelu Kelvina oba elementy są połączone równolegle, a w przypadku modelu Maxwella – szeregowo.



Rys. 1. Schemat uogólnionego modelu Maxwella

Fig. 1. A scheme of the genralized Maxwell model

Całkowita siła w tłumiku $u(t)$ jest sumą sił w poszczególnych elementach $u_r(t)$, ($r = 0,2,...,m$), tzn.

$$u(t) = \sum_{r=0}^{m} u_r(t) \tag{1}$$

Siła w elemencie Kelvina dana jest wzorem:

$$u_0(t) = k_0(q_k(t) - q_j(t)) + c_0(\dot{q}_k(t) - \dot{q}_j(t)) \tag{2}$$

a siła w r-tym elemencie Maxwella spełnia równanie:

$$u_r(t) + \tau_r \, \dot{u}_r(t) = k_r \tau_r (\dot{q}_k(t) - \dot{q}_j(t)) \tag{3}$$

gdzie symbolami k_r, c_r i $\tau_r = c_r / k_r$ oznaczono odpowiednio: sztywność, współczynnik tłumienia i czas relaksacji elementu o numerze r (patrz rys. 1), a $q_k(t)$ i $q_j(t)$ oznaczają przemieszczenia końców tłumika.

Jeżeli tłumik wykonuje ustalone drgania harmonicznie wymuszone to:

$$u(t) = Ue^{i\lambda t}, \qquad u_0(t) = U_0 e^{i\lambda t}, \qquad u_r(t) = U_r e^{i\lambda t} \tag{4}$$

$$q_k(t) - q_j(t) = x(t) = X \, e^{i\lambda t} \tag{5}$$

gdzie $i = \sqrt{-1}$ jest jednostką urojoną, a λ częstością wymuszenia.

Po podstawieniu (4) i (5) do równań (1) – (3) można, w sposób opisany w [2], otrzymać następujące wzory na moduł sztywności dynamicznej (moduł zachowawczy) $K'(\lambda)$ i moduł tłumienia (moduł stratności) $K''(\lambda)$:

$$K'(\lambda) = k_0 + \sum_{r=1}^{m} k_r \frac{\tau_r^2 \lambda^2}{1 + \tau_r^2 \lambda^2}, \qquad K''(\lambda) = c_0 \lambda + \sum_{r=1}^{m} k_r \frac{\tau_r \lambda}{1 + \tau_r^2 \lambda^2} \tag{6}$$

Współczynnik stratności wyznacza się z zależności $\eta(\lambda) = K''(\lambda) / K'(\lambda)$.

Moduły $K'(\lambda)$ i $K''(\lambda)$ zależą od temperatury tłumika T, tzn. $K'(\lambda, T)$, $K''(\lambda, T)$. Zależność obu modułów od temperatury uwzględnia się stosując zasadę proporcjonalności temperaturowo – częstotliwościowej, omówioną np. w [6,7]. Stwierdza ona, że moduły $K'(\lambda, T)$ i $K''(\lambda, T)$ wyznaczone dla różnych temperatur mogą być powiązane ze sobą (przyrównane do siebie) przez przesunięcie (zmianę) aktualnej wartości częstości wymuszenia. Symbolicznie można tę zasadę zapisać w następujący sposób:

$$K'(\lambda, T) = K'(\tilde{\lambda} = \alpha_T \lambda, T_0), \qquad K''(\lambda, T) = K''(\tilde{\lambda} = \alpha_T \lambda, T_0) \tag{7}$$

gdzie T oznacza aktualną temperaturę, T_0 jest temperaturą odniesienia, $\tilde{\lambda} = \alpha_T(T)\lambda$ jest tzw. częstością zredukowaną, λ jest aktualną częstością wymuszenia, a $\alpha_T(T)$ jest tzw. funkcją przesunięcia. Funkcje $K'(\tilde{\lambda})$, $K''(\tilde{\lambda})$ i $\alpha_T(T)$ wyznacza się doświadczalnie [9].

Zastosowanie omawianej zasady w opisie uogólnionego modelu Maxwella pozwala na napisanie następujących zależności:

$$k_0 + \sum_{r=1}^{m} k_r \frac{\tau_r^2 \lambda^2}{1+\tau_r^2 \lambda^2} = \tilde{k}_0 + \sum_{r=1}^{m} \tilde{k}_r \frac{\tilde{\tau}_r^2 \alpha_T^2 \lambda^2}{1+\tilde{\tau}_r^2 \alpha_T^2 \lambda^2} \tag{8}$$

$$c_0 \lambda + \sum_{r=1}^{m} k_r \frac{\tau_r \lambda}{1+\tau_r^2 \lambda^2} = \tilde{c}_0 \alpha_T \lambda + \sum_{r=1}^{m} \tilde{k}_r \frac{\tilde{\tau}_r \alpha_T \lambda}{1+\tilde{\tau}_r^2 \alpha_T^2 \lambda^2} \tag{9}$$

łączących stałe modelu k_0, c_0, k_r, τ_r wyznaczone w temperaturze T ze stałymi $\tilde{k}_0, \tilde{c}_0, \tilde{k}_r, \tilde{\tau}_r$ wyznaczonymi w temperaturze odniesienia T_0. Zależności (8) i (9) będą spełnione jeżeli:

$$k_0 = \tilde{k}_0 \ , \qquad k_r = \tilde{k}_r \ , \qquad c_0 = \tilde{c}_0 \alpha_T \ , \qquad \tau_r = \tilde{\tau}_r \alpha_T \tag{10}$$

W prosty sposób jest więc możliwe wyznaczenie stałych modelu dla różnych temperatur, o ile znamy stałe wyznaczone dla temperatury odniesienia i funkcję $\alpha_T(T)$. Funkcję przesunięcia $\alpha_T(T)$ zazwyczaj opisuje się wzorem Arheniusa lub wzorem Williama-Landel-Ferry'ego [9], bądź też innymi wzorami empirycznymi [6].

3. Wyznaczanie charakterystyk dynamicznych konstrukcji z tłumikami drgań

Równania ruchu konstrukcji z lepkosprężystymi tłumikami drgań można przedstawić w postaci [2]:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{q}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{q}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{q}(t) = \mathbf{p}(t) + \mathbf{f}(t) \tag{11}$$

gdzie symbole $\mathbf{M}$, $\mathbf{C}$ i $\mathbf{K}$ oznaczają odpowiednio $n \times n$ wymiarowe macierze bezwładności, tłumienia i sztywności ramy, a n wymiarowe wektory $\mathbf{q}(t)$, $\mathbf{p}(t)$ i $\mathbf{f}(t)$ to odpowiednio wektor przemieszczeń, wektor sił wymuszających i wektor sił oddziaływania tłumików na ramę.

Wektor sił oddziaływania tłumików na ramę można przedstawić w postaci:

$$\mathbf{f}(t) = \sum_{i=1}^{m} \mathbf{e}_i u_i(t) \tag{12}$$

gdzie $\mathbf{e}_i$ wektor lokalizacji tłumika o numerze i na ramie, a $u_i(t)$ oznacza teraz siłę oddziaływania i-tego tłumika.

Po wykonaniu na równaniach (1) – (3) i (11), (12) transformacji Laplace'a z zerowymi warunkami początkowymi otrzymuje się:

$$\bar{u} = \sum_{r=0}^{m} \bar{u}_r \ , \quad \bar{u}_0 = (k_0 + sc_0)(\bar{q}_k - \bar{q}_j) \ , \quad \bar{u}_r = \frac{sk_r\tau_r}{1+s\tau_r}(\bar{q}_k - \bar{q}_j) \tag{13}$$

$$(s^2\mathbf{M} + s\mathbf{C} + \mathbf{K})\bar{\mathbf{q}} = \bar{\mathbf{p}} + \bar{\mathbf{f}} \ , \qquad \bar{\mathbf{f}} = \sum_{i=1}^{m} \mathbf{e}_i \bar{u}_i \tag{14}$$

W powyższych związkach s jest zmienną Laplace'a, a symbol z nadkreśleniem oznacza transformatę Laplace'a odpowiadającej wielkości bez nadkreślenia (np. $\bar{\mathbf{q}}$ jest transformatą $\mathbf{q}(t)$).

Można wykazać (porównaj [2]), że

$$\bar{u}_i = -\left[(k_{0i} + sc_{0i}) + \sum_{r=1}^{m} k_{ri} \frac{s\tau_{ri}}{1 + s\tau_{ri}} \right] \mathbf{e}_i^T \bar{\mathbf{q}} \tag{15}$$

co pozwala na zapisanie równania (14.1) w postaci:

$$(s^2\mathbf{M} + s\mathbf{C} + s\mathbf{C}_d + \mathbf{K} + \mathbf{K}_d + \mathbf{G}_d(s))\bar{\mathbf{q}} = \bar{\mathbf{p}} \tag{16}$$

W równaniu (16)

$$\mathbf{C}_d = \sum_{i=1}^{m} c_{0i} \mathbf{e}_i \mathbf{e}_i^T \ , \ \mathbf{K}_d = \sum_{i=1}^{m} k_{0i} \mathbf{e}_i \mathbf{e}_i^T \ , \ \mathbf{G}_d(s) = \sum_{i=1}^{m} \sum_{r=1}^{m} k_{ri} \frac{s\tau_{ri}}{1 + s\tau_{ri}} \mathbf{e}_i \mathbf{e}_i^T \tag{17}$$

Jeżeli w równaniu (16) podstawimy $\bar{\mathbf{p}} = \mathbf{0}$ to mamy do rozwiązania nieliniowy problem własny, w którym s jest wartością własną, a wektor $\bar{\mathbf{q}}$ jest wektorem własnym. Omawiany problem własny rozwiązano metodą kontynuacji opisaną w [2].

Jeżeli układ jest podkrytycznie tłumiony to rozwiązaniem problemu własnego są liczby i wektory zespolone, parami sprzężone oraz wartości rzeczywiste i wektory rzeczywiste. Tymi ostatnimi nie będziemy się zajmować ze względu na ich mały wpływ na dynamikę konstrukcji z tłumikami drgań.

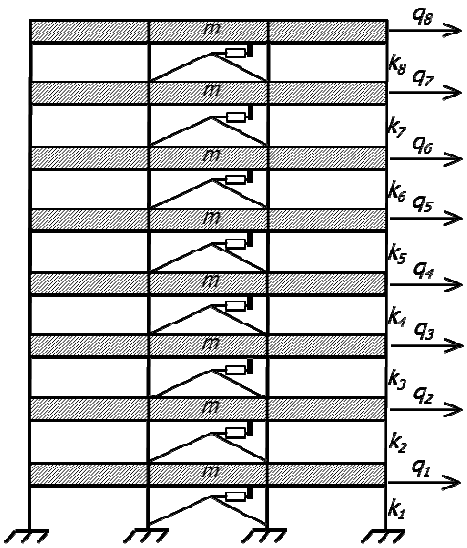
Zwraca się uwagę na możliwość takiego sformułowania rozpatrywanego problemu, które prowadzi do liniowego problemu własnego, ale o większym wymiarze niż problem tutaj otrzymany. Sformułowanie to jest opisane w [2].

Częstości drgań ω i bezwymiarowe współczynniki tłumienia modalnego γ wyznacza się na podstawie zespolonych wartości własnych $s = \mu + i\eta$ ze wzorów:

$$\omega^2 = \mu^2 + \eta^2 \ , \qquad \gamma = -\mu / \omega \tag{18}$$

4. Wyniki przykładowych obliczeń

Obliczenia przeprowadzono dla ramy ścinanej z nieodkształcalnymi ryglami pokazanej na rys. 2. Całkowita masa każdej kondygnacji wynosi m_s = 60 000 kg i w modelu jest ona skupiona na poziomie stropu. Sztywności na zginanie słupów poszczególnych kondygnacji (tzw. sztywności pięter [2]) są zróżnicowane i wynoszą odpowiednio:



Rys. 2. Schemat ośmiokondygnacyjnej ramy z tłumikami drgań

Fig. 2. Scheme of the eight-storey shear frame with dampers

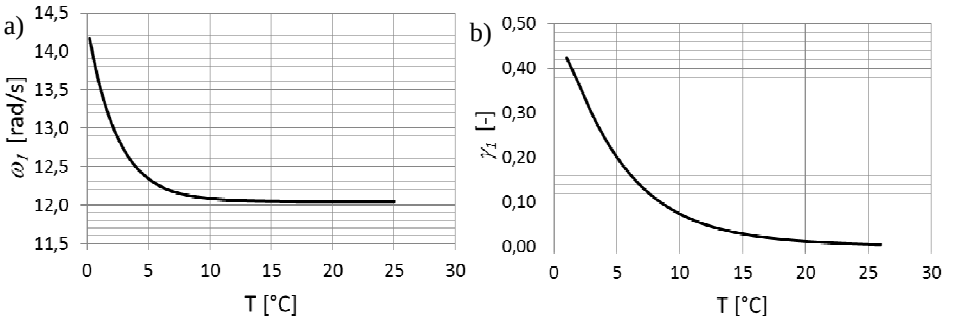
k_1=k_2=441 119 kN/m, k_3=k_4=275 351 kN/m, k_5 = k_6 = 152 948 kN/m, k_7=k_8=93 244 kN/m.

Tłumiki lepkosprężyste zostały rozlokowane na wszystkich kondygnacjach. Dla każdego z nich przyjęto czteroparametryczny uogólniony model Maxwella, którego parametry określone dla temperatury odniesienia T_0=0.2°C mają odpowiednio wartości: k_0= 10856 kN/m, k_1 = 1 996 809 kN/m, c_1 = 22963 kNs/m, c_0 = 0,0 kNs/m, m=1. Wartości funkcji przesunięcia α_T obliczano według wzoru Williama-Landela-Ferry'ego:

$$\log \alpha_T = \frac{-C_1 \Delta T}{C_2 + \Delta T}, \tag{19}$$

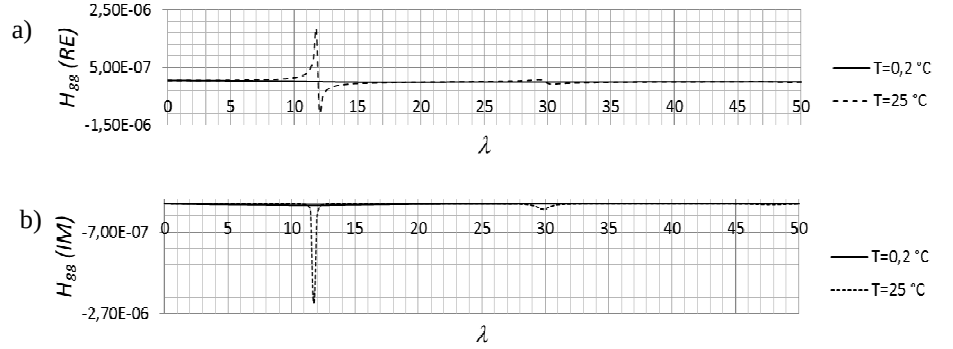
gdzie C_1=19.5, a C_2=80.2.

Rysunek 3.a) przedstawia wpływ temperatury na pierwszą częstość drgań swobodnych układu. Na rysunku tym wyraźnie widać, że wartości pierwszej częstości drgań układu bardzo szybko maleją wraz ze wzrostem temperatury. Podobny efekt można zaobserwować w przypadku bezwymiarowego współczynnika tłumienia pierwszej postaci drgań (Rys. 3.b). Dodatkowo przeanalizowano relację, jaka zachodzi między temperaturą tłumików a funkcją przenoszenia układu dynamicznego. Reprezentatywne wyniki pokazano na rys. 4. Również w tym przypadku wpływ zmian temperatury jest bardzo wyraźny, szczególnie w zakresach stref rezonansowych.



Rys. 3. Pierwsza częstość kołowa drgań swobodnych (a) oraz bezwymiarowy współczynnik tłumienia (b) pierwszej postaci drgań w zależności temperatury

Fig. 3. The first natural frequency (a) and the dimensionless damping ratio (b) of the first mode of vibration versus temperature



Rys. 4. Porównanie wartości elementu H_{88} macierzy funkcji przenoszenia dla temperatury odniesienia T_0 i temperatury T = 25 °C: a – część rzeczywista, b – część urojona

Fig. 4. A comparison of the element values of H_{88} the matrix of frequency response function for reference temperature T_0 and T = 25 °C: a) – the real part, : b) – the imaginary part

5. Uwagi końcowe

Celem przeprowadzanych badań była analiza wpływu zmian temperatury na charakterystyki dynamiczne konstrukcji z zainstalowanymi lepkosprężystymi tłumikami drgań. Wynika z niej, że zmiana temperatury ma wpływ tylko na parametry c_i $(i=0,1,..,m)$ rozpatrywanego modelu tłumika lepkosprężystego. Przeprowadzone obliczenia pokazały znaczny spadek wartości częstości drgań swobodnych oraz bezwymiarowych współczynników tłumienia konstrukcji z tłumikami lepkosprężystymi wraz ze wzrostem temperatury lepkosprężystego materiału tłumików. Również wartości funkcji przenoszenia ulegają znacznym zmianom wraz ze zmianami temperatury.

Podziękowania

Praca została wykonana w ramach projektu finansowanego przez Narodowe Centrum Nauki, jako część projektu No. DEC/2013/09/B/ST8/01733, realizowanego w latach 2014–2016.

Literatura

[1] Soong T.T., Dargush G.F.: Passive Energy dissipation in structural engineering, Wiley, Chichester 1999.

[2] Lewandowski R.: Redukcja drgań konstrukcji budowlanych, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2014.

[3] Chang K.C., Soong T.T., Oh S.T., Lai M.L.: Effect of ambient temperature on viscoelastically damped structures, J. Struct. Engng, vol. 118, 1992, pp. 1955-1973.

[4] Kasai K., Sato D.: A constitutive rule for viscoelastic material considering heat conduction and heat transfer, The Second International Conference on Urban Earthquake Engineering, 2005, pp. 459-466.

[5] Tsai C.S.: Temperature effect of viscoelastic dampers during earthquakes, Journal of Structural Engineering, vol. 120, pp. 394-409.

[6] de Cazenove A.J., Rade D.A., de Lima A.M.G., Araujo C.A.: Numerical and experimental investigation on self-heating effects in viscoelastic dampers, Mechanical Systems and Signal Processing, vol. 27, 2012, pp.433–445.

[7] Makris N., Dargush G.F., Constantinou M.C.: Dynamic analysis of viscoelastic-fluid dampers, Journal of Engineering Mechanics, vol. 121, pp. 1114-1121.

[8] Lewandowski R., Przychodzki M., Pawlak Z.,: Influence of temperature on dynamic characteristics of structures with VE dampers**,** Proceedings of 3rd Polish Congress of Mechanics and 21st International Conference on Computer Methods in Mechanics, Gdansk, 2015.

[9] Nashif A.D., Jones D.I.G.: Vibration, damping, Wiley, New York 1985.

INFLUENCE OF TEMPERATURE ON DYNAMIC PROPERTIES OF FRAMES WITH VISCOELASTIC DAMPERS

S u m m a r y

In the paper an influence of temperature on dynamic properties of frames with built-in viscoelastic dampers is analyzed. Properties of dampers are described with a help of the generalized Maxwell model with parameters depending on temperature in dampers. The time-temperature superposition principle is used. Dynamic characteristics of considered systems are determined as the solution to the eigenvalue problem. Results of exemplary calculation are presented and briefly discussed.

Keywords: vibrations of structures, dampers, dynamic characteristics, influence of temperature

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.51

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 439-446

Magdalena ŁASECKA-PLURA[1]
Roman LEWANDOWSKI[2]

ANALIZA DYNAMICZNA KONSTRUKCJI Z TŁUMIKAMI Z NIEDOKŁADNIE OKREŚLONYMI PARAMETRAMI PROJEKTOWYMI

W pracy został omówiony sposób obliczania charakterystyk dynamicznych ram z niedokładnie określonymi parametrami projektowymi. Analizowano konstrukcje z wbudowanymi pasywnymi tłumikami drgań. Zakłada się, że parametry projektowe mogą się zmieniać, jednak zakres ich zmienności jest znany. Zastosowany rachunek interwałowy pozwala wyrazić parametry projektowe jako tzw. liczby przedziałowe. Przyjęto, że dolna i górna granica szukanych charakterystyk dynamicznych jest przedstawiona jako rozwinięcie w szereg Taylora pierwszego rzędu. W pracy został zamieszczony przykład numeryczny, w którym analizowano ośmiokondygnacyjną, trójprzęsłową ramę z tłumikami. Prezentowana metoda może mieć zastosowanie w praktyce w celu określenia zakresu zmienności charakterystyk dynamicznych przy niedokładnie określonych parametrach projektowych.

Słowa kluczowe: charakterystyki dynamiczne, analiza interwałowa, modele tłumików, tłumienie pasywne

1. Wstęp

Obecnie coraz częściej powstają konstrukcje, które są projektowane na pełne wykorzystanie parametrów fizycznych i wytrzymałościowych zastosowanych materiałów. Jednak wszystkie parametry projektowe i obciążeniowe obarczone są pewnymi niedokładnościami. Źródła tych odchyleń można podzielić na technologiczne, geometryczne i strukturalne. Te pierwsze są związane z procesami technologicznymi jakim został poddany wyjściowy materiał konstrukcyjny. Do drugiej grupy zalicza się odchylenia od przyjętych wymiarów elementu konstrukcyjnego oraz odchylenia geometryczne związane z wykonaniem na wytwórni i błędami montażowymi. Ostatnią grupę stanowią nieprawidłowości strukturalne materiałów użytych w konstrukcji.

[1] Autor do korespondencji/corresponding author: Magdalena Łasecka-Plura, Politechnika Poznańska, Instytut Konstrukcji Budowlanych, ul. Piotrowo 5, 60-965 Poznań, tel. 61 6652697, e-mail: magdalena.lasecka-plura@put.poznan.pl
[2] Roman Lewandowski, Politechnika Poznańska, Instytut Konstrukcji Budowlanych, ul. Piotrowo 5, 60-965 Poznań, tel. 61 6652472, e-mail: roman.lewandowski@put.poznan.pl

W procesie projektowania, niedokładności w określaniu parametrów materiałowych i obciążeniowych są uwzględnione w normach projektowych poprzez zastosowanie współczynników korygujących.

Pierwszą grupę metod pozwalających na uwzględnienie niedokładnie określonych parametrów projektowych stanowią metody probabilistyczne, w których te niedokładności w określaniu traktowane są jako wielkości losowe. W praktyce inżynierskiej stosowanie ich jest jednak uciążliwe ze względu na znaczną pracochłonność i trudności w dobraniu właściwego rozkładu losowego. Drugą grupę stanowią metody, w których korzysta się tylko z informacji o zakresie zmienności parametrów.

Do grupy budynków, które wymagają indywidualnego podejścia zaliczają się między innymi konstrukcje wysokie, wrażliwe na drgania, w których stosuje się różnego rodzaju tłumiki drgań. W tej sytuacji dużą trudność sprawiłby właściwy dobór modelu rozkładu losowego parametrów projektowych. Stosunkowo proste jest jednak ustalenie zakresu ich zmienności. W tym przypadku zastosowanie znajduje analiza interwałowa.

Została ona obszernie opisana w pionierskiej monografii Moore'a [6]. Znalazła zastosowanie do rozwiązania wielu zagadnień inżynierskich. W pracy [3] omówiono m.in. możliwości użycia analizy interwałowej do problemów dynamiki. W [1] przedstawione zostało rozwiązanie interwałowego problemu własnego. Rozpatrywano układ bez tłumienia, w którym parametrami o określonej zmienności były masa i sztywność. W pracy [8] przedstawiono sposób zastosowania rachunku interwałowego do analizy modalnej. Analizowano układ bez tłumienia z niepewnymi parametrami projektowymi, dla którego znaleziono wartości własne, wektory własne oraz funkcję odpowiedzi częstotliwościowej. W pracy [2] została zaproponowana metoda obliczenia wartości własnych wykorzystująca rozwinięcie w szereg Taylora. Wykazano, że metoda daje rezultaty bliskie rozwiązaniu dokładnemu nawet przy założeniu dużych niepewności parametrów projektowych.

W pracy [9] przedstawiono metodę wyznaczenia funkcji odpowiedzi częstotliwościowej układu z niepewnymi parametrami. Natomiast w pracy [4] wyznaczono przemieszczenia wywołane obciążeniami sejsmicznymi i analizowano między innymi budynek z tłumikami pasywnymi.

W niniejszej pracy uwzględniono wpływ niedokładnie określonych parametrów projektowych na częstości drgań swobodnych konstrukcji z tłumikami pasywnymi. Tłumiki są modelowane za pomocą klasycznych modeli Kelvina i Maxwella. Założono, że dolna i górna granica częstości drgań swobodnych jest opisana za pomocą szeregu Taylora. Wyniki obliczeń zostały porównane z wynikami uzyskanymi za pomocą tzw. *vertex method*, w której uwzględnia się wszystkie możliwe kombinacje górnych i dolnych wartości rozpatrywanych parametrów.

2. Podstawy rachunku interwałowego

Podstawowe założenia rachunku interwałowego zostaną podane na podstawie pracy [6]. Zakłada się, że pewien zbiór parametrów projektowych rozpatrywanego układu zdefiniowany jest jako $\mathbf{p} = col[p_1, p_2, \ldots, p_r]$, gdzie r oznacza liczbę parametrów projektowych. Znany jest tylko pewien przedział w jakim mogą one się zmieniać. Można je zdefiniować jako liczby interwałowe $p_i^I = \left[\underline{p}_i, \overline{p}_i\right]$, gdzie $\underline{p}_i$ oznacza dolną, $\overline{p}_i$ górną granicę parametru, a indeks górny I informuje, że wielkość z tym indeksem jest liczbą interwałową. Analiza interwałowa ma na celu znalezienie dolnej i górnej granicy wielkości opisującej zachowanie konstrukcji, która tutaj zostanie opisana jako pewna funkcja $f^I(p_i^I) = \left[\underline{f}(p_i^I), \overline{f}(p_i^I)\right]$. W analizie interwałowej definiujemy tzw. wartości centralne parametrów p_i^C i zakres niepewności parametrów Δp_i jako:

$$p_i^C = \frac{1}{2}\left(\underline{p}_i + \overline{p}_i\right), \qquad \Delta p_i = \frac{1}{2}\left(\overline{p}_i - \underline{p}_i\right) \tag{1}$$

Podstawowe działania na liczbach interwałowych $x^I = [\underline{x}, \overline{x}]$ i $y^I = \left[\underline{y}, \overline{y}\right]$ definiuje się w następujący sposób:

$$x^I + y^I = \left[\underline{x} + \underline{y},\ \overline{x} + \overline{y}\right], \qquad x^I - y^I = \left[\underline{x} - \overline{y},\ \overline{x} - \underline{y}\right] \tag{2}$$

$$x^I \cdot y^I = \left[\min\left(\underline{x} \cdot \underline{y}, \underline{x} \cdot \overline{y}, \overline{x} \cdot \underline{y}, \overline{x} \cdot \overline{y}\right), \max\left(\underline{x} \cdot \underline{y}, \underline{x} \cdot \overline{y}, \overline{x} \cdot \underline{y}, \overline{x} \cdot \overline{y}\right)\right] \tag{3}$$

$$\frac{x^I}{y^I} = \frac{[\underline{x}, \overline{x}]}{\left[\underline{y}, \overline{y}\right]} = [\underline{x}, \overline{x}] \cdot \left[\frac{1}{\overline{y}}, \frac{1}{\underline{y}}\right]. \tag{4}$$

W przypadku innych operacji należy zazwyczaj obliczyć wszystkie możliwe kombinacje dolnych i górnych granic i wybrać ich najmniejszą i największą wartość. W porównaniu do tych samych operacji wykonanych na liczbach rzeczywistych rachunek interwałowy wymaga większej liczby działań arytmetycznych. Istotną trudnością jest również możliwość przeszacowania wyniku, którego przedział będzie szerszy niż ten, w którym mogą zawierać się wszystkie możliwe rozwiązania. Mimo tych trudności analiza interwałowa jest przydatnym narzędziem do wyznaczania rozwiązań problemów mechaniki, w których parametry projektowe rozpatrywanych układów są zmienne w pewnych określonych granicach.

3. Równanie ruchu ramy z tłumikami drgań. Uwzględnienie niepewności parametrów projektowych

W pracy rozpatrywana jest konstrukcja modelowana jako rama z nieodkształcalnymi ryglami z wbudowanymi tłumikami oraz z masami skupionymi na poziomie stropów. Równanie ruchu takiej konstrukcji można zapisać jako:

$$\mathbf{M}_k\ddot{\mathbf{q}}(t)+\mathbf{C}_k\dot{\mathbf{q}}(t)+\mathbf{K}_k\mathbf{q}(t)=\mathbf{p}(t)+\mathbf{f}(t) \tag{5}$$

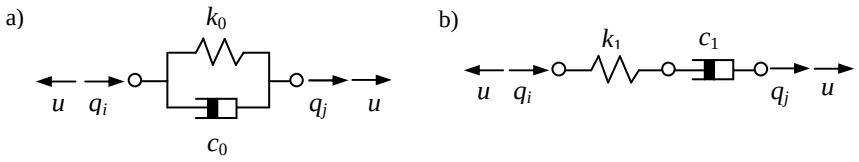
gdzie $\mathbf{M}_k$, $\mathbf{C}_k$ i $\mathbf{K}_k$ oznaczają odpowiednio macierze mas, tłumienia i sztywności rozpatrywanej konstrukcji, $\mathbf{q}=[q_1\ q_2\ \ldots\ q_n]^T$ oznacza wektor przemieszczeń konstrukcji, $\mathbf{p}=[p_1\ p_2\ \ldots\ p_n]^T$ wektor sił wymuszających, $\mathbf{f}=[f_1\ f_2\ \ldots\ f_n]^T$ wektor oddziaływania sił pomiędzy konstrukcją a tłumikami, a n oznacza liczbę stopni swobody dynamicznej konstrukcji.
Po wykonaniu transformacji Laplace'a z zerowymi warunkami początkowymi równanie ruchu (5) można zapisać w postaci:

$$\left(s^2\mathbf{M}_k+s\mathbf{C}_k+\mathbf{K}_k\right)\overline{\mathbf{q}}(s)=\overline{\mathbf{p}}(s)+\overline{\mathbf{f}}(s) \tag{6}$$

gdzie $\overline{\mathbf{q}}(s)=L[\mathbf{q}(t)]$, $\overline{\mathbf{p}}(s)=L[\mathbf{p}(t)]$, $\overline{\mathbf{f}}(s)=L[\mathbf{f}(t)]$, a s oznacza zmienną Laplace'a. Wektor $\overline{\mathbf{f}}(s)$ zdefiniowany jest jako:

$$\overline{\mathbf{f}}(s)=-\sum_{i=1}^{r}G_i(s)\mathbf{L}_i\overline{\mathbf{q}}(s) \tag{7}$$

gdzie $G_i(s)$ zależy od przyjętego modelu tłumika, $\mathbf{L}_i$ jest macierzą zależną od położenia tłumika, a r oznacza liczbę tłumików. Rozpatrzono dwa klasyczne modele: Kelvina i Maxwella pokazane na Rys. 1, gdzie symbole k_0, c_0, k_1 i c_1 oznaczają stałe modeli, u jest siłą w tłumiku, a q_i i q_j to przemieszczenia węzłów tłumika.



Rys. 1. Modele tłumików a) model Kelvina, b) model Maxwella

Fig. 1. Models of dampers a) Kelvin model, b) Maxwell model

Wielkość $G_i(s)$ definiuje się jako $G_i(s)=k_{0i}+c_{0i}s$ w przypadku modelu Kelvina i $G_i(s)=k_{1i}c_{1i}s/(k_{1i}+c_{1i}s)$ w przypadku modelu Maxwella.
Równanie ruchu (6) można przepisać w postaci:

$$\mathbf{D}(s)\overline{\mathbf{q}}(s) = \overline{\mathbf{p}}(s) \tag{8}$$

gdzie $\mathbf{D}(s) = s^2\mathbf{M}_k + s\mathbf{C}_k + \mathbf{K}_k + \mathbf{G}$, $\mathbf{G} = \sum_{i=1}^{r} G_i(s)\mathbf{L}_i$. Jeżeli wektor sił wymuszających jest równy zeru to z (8) otrzymuje się problem własny:

$$\mathbf{D}(s)\overline{\mathbf{q}}(s) = \mathbf{0} \tag{9}$$

którego rozwiązaniem jest ciąg zespolonych wartości własnych s_j i odpowiadających mu wektorów własnych $\mathbf{q}_j$. Jeżeli wartości własne zapisane zostaną w postaci $s_j = \mu_j + \mathrm{i}\eta_j$ to częstości drgań swobodnych można wyznaczyć z zależności $\omega_j^2 = \mu_j^2 + \eta_j^2$.

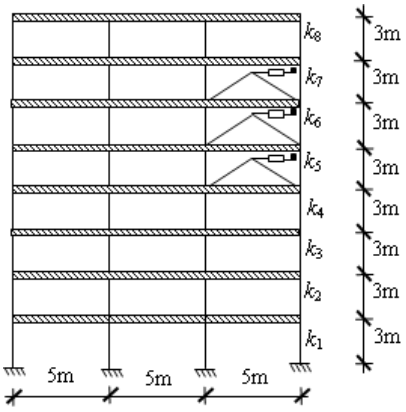
Zakładamy, że wybrana charakterystyka dynamiczna konstrukcji jest określona jako funkcja parametrów projektowych $F(\mathbf{p})$. Jeżeli parametry przyjmują wielkości interwałowe, dolną i górną granicę funkcji $F(\mathbf{p}^I)$ można zapisać jako rozwinięcie w szereg Taylora:

$$\underline{F}(\mathbf{p}^I) = F(\mathbf{p}^C) - \sum_i^m \left| \frac{\partial F(\mathbf{p}^C)}{\partial p_i} \overline{\Delta} p_i \right|, \quad \overline{F}(\mathbf{p}^I) = F(\mathbf{p}^C) + \sum_i^m \left| \frac{\partial F(\mathbf{p}^C)}{\partial p_i} \overline{\Delta} p_i \right| \tag{10}$$

gdzie $\overline{\Delta} p_i = p_i - p_i^C$, $\partial F(\mathbf{p}^C)/\partial p_i$ jest wrażliwością rozpatrywanej funkcji względem wybranego parametru projektowego p_i, a m oznacza liczbę parametrów projektowych. Wrażliwości charakterystyk dynamicznych dla ram z tłumikami drgań zostały szczegółowo omówione w pracy [5].

4. Przykład obliczeniowy

W przykładzie analizowano ośmiokondygnacyjną, trójprzęsłową ramę z tłumikami Maxwella usytuowanymi na piątej, szóstej i siódmej kondygnacji (Rys. 2). Konstrukcja została zaprojektowana na podstawie EC8 Part 1. Parametry konstrukcyjne, z wyjątkiem masy stropu, zostały przyjęte na podstawie pracy [7]. Wysokość słupów wynosi 3 m, a rozpiętość przęsła 5 m. Moduł Younga (E) dla betonu wynosi 31 GPa. Sztywności i wymiary słupów zmieniają się co dwa piętra. Zostały one podane w Tabeli 1. Masa stropu jest równa $m = 60000$ kg/m. Parametry tłumików wynoszą: $k_{1i} = 125000$ kN/m i $c_{1i} = 50000$ kNs/m, gdzie indeks i oznacza kolejny numer tłumika. Zostały one przyjęte w ten sposób, aby bezwymiarowy współczynnik tłumienia wynosił $\gamma_1 \geq 0{,}04$. Założono, że parametry tłumików mogą zmienić się o 10% w stosunku do wielkości pierwotnej, więc można je zapisać jako wielkości interwałowe: $k_{1i} = [112500, 137500]$ i $c_{1i} = [45000, 55000]$. Pierwsza częstość drgań swobodnych i bezwymiarowy współczynnik tłumienia dla centralnych wartości parametrów wynoszą $\omega_1^C = 3{,}4308$ rad/s oraz $\gamma_1^C = 0{,}0405$.



Rys. 2. Schemat rozpatrywanej ramy

Fig. 2. A diagram of the considered frame

Tabela 1. Wymiary słupów i zastępcze sztywności pięter ramy

Table 1. Dimensions of columns and stiffness of stories

Kondygnacja	Zewnętrzne słupy [cm]	Wewnętrzne słupy [cm]	Sztywności pięter [kN/m]
1,2	50x50	60x60	441119
3,4	45x45	53x53	275351
5,6	40x40	45x45	152948
7,8	35x35	40x40	93244

Po obliczeniu wrażliwości tych charakterystyk dynamicznych ze względu na zmianę parametrów tłumików, obliczono ich dolną i górną granicę na podstawie zależności (10). Wartości górnej i dolnej granicy po uwzględnieniu zmienności parametrów o 10% zostały porównane z wartościami otrzymanymi za pomocą *vertex method* (patrz. Tab. 2). Przedstawiona metoda wymaga obliczenia tylko 2*m* kombinacji i jej koszt obliczeniowy jest znacznie mniejszy niż zastosowanie *vertex method*, wymagającej obliczenia 2^m kombinacji dolnych i górnych wartości parametrów projektowych. Zarówno w przypadku *vertex method* jak i przy zastosowaniu metody interwałowej dolna i górna granica została znaleziona dla takiej samej kombinacji parametrów tłumików. Kombinacje te są następujące: $\underline{c}_{11}\,\underline{c}_{12}\,\underline{c}_{13}\,\underline{k}_{11}\,\underline{k}_{12}\,\underline{k}_{13}$ i $\overline{c}_{11}\,\overline{c}_{12}\,\overline{c}_{13}\,\overline{k}_{11}\,\overline{k}_{12}\,\overline{k}_{13}$ dla dolnej i górnej granicy częstości drgań swobodnych oraz $\underline{c}_{11}\,\underline{c}_{12}\,\underline{c}_{13}\,\overline{k}_{11}\,\overline{k}_{12}\,\overline{k}_{13}$ i $\overline{c}_{11}\,\overline{c}_{12}\,\overline{c}_{13}\,\underline{k}_{11}\,\underline{k}_{12}\,\underline{k}_{13}$ dla dolnej i górnej granicy bezwymiarowego współczynnika tłumienia.

W podobny sposób można obliczyć również inne charakterystyki dynamiczne konstrukcji z niedokładnie określonymi parametrami. Przedstawiony przykład pokazuje, że nawet przy dużych zmianach parametrów projektowych zastosowanie analizy interwałowej z dobrym przybliżeniem pozwala oszacować zakres zmienności funkcji odpowiedzi konstrukcji.

Tabela 2. Wartości charakterystyk dynamicznych przy zmianie parametrów tłumików
Table 2. Value of dynamic characteristics when dampers' parameters change

	Analiza interwałowa	Vertex method	Różnica Błąd
Dolna granica $\underline{\omega}$	3,4144 rad/s	3,4063	0,24%
Górna granica $\overline{\omega}$	3,4616 rad/s	3,4536	0,23%
Dolna granica $\underline{\gamma}$	0,0334 rad/s	0,0337	0,89%
Górna granica $\overline{\gamma}$	0,0475 rad/s	0,0478	0,63%

5. Uwagi końcowe

W pracy przedstawiono metodę wyznaczania charakterystyk dynamicznych ram z tłumikami drgań, których parametry projektowe są niedokładnie określone. Zastosowano analizę interwałową zakładając, że wartości tych parametrów mogą się zmieniać, a zakres ich zmienności jest znany. Dolna i górna granica wartości funkcji opisującej charakterystyki dynamiczne została rozwinięta w szereg Taylora w otoczeniu wartości centralnych parametrów projektowych. Otrzymane wyniki są bliskie rezultatom obliczonym za pomocą tzw. *vertex method*. Przedstawiona metoda może mieć zastosowanie w procesie projektowania do oceny zakresu zmienności omawianych w pracy charakterystyk dynamicznych, wynikających z niedokładności w określeniu parametrów projektowych.

Podziękowania

Badania zostały sfinansowane częściowo przez Narodowe Centrum Nauki, jako część projektu No. DEC/2013/09/B/ST8/01733 prowadzonego w latach 2014-2016 oraz częściowo przez Politechnikę Poznańską jako część projektu No. 01/11/DSPB/606.

Literatura

[1] Chen S.H., Lian H.D., Yang X.W.: Interval eigenvalue analysis for structures with interval parameters, Finite Elements in Analysis and Design, 39, 2003, pp. 419-431.

[2] Chen S.H., Ma L., Meng G.W., Guo R.: An efficient method for evaluating the natural frequencies of structures with uncertain-but-bounded parameters, Computers and Structures, 87, 2009, pp. 582-590.

[3] Dessombz O., Thouveres F., Laine J.P., Jezequel L.: Analysis of mechanical systems using interval computations applied to finite element methods, Journal of Sound and Vibration, 239, 2001, pp. 946-968.

[4] Fujita K., Takewaki I.: An efficient methodology for robustness evaluation by advanced interval analysis using updated second-order Taylor series expansion, Engineering Structures, 33, 2011, pp. 3299-3310.

[5] Lewandowski R., Łasecka-Plura M.: Design sensitivity analysis of structures with viscoelastic dampers, Computers and Structures, 164, 2016, pp. 95-107.

[6] Moore R.E.: Interval analysis, Englewood Cliffs, New York Prentice Hall, 1966.

[7] Ribakov Y., Agranovich G.: A method for efficient placement of active dampers In seismically excited structures, Structural Control and Health Monitoring, 17, 2010, pp. 513-531.

[8] Sim J.S., Qiu Z., Wang X.: Modal analysis of structures with uncertain-but-bounded parameters via interval analysis, Journal of Sound and Vibration, 303, 2007, pp. 29-45.

[9] Yaowen Y., Zhenhan C., Yu L.: Interval analysis of frequency response functions of structures with uncertain parameters, Mechanics Research Communications, 47, 2013, pp. 24-31.

DYNAMIC ANALYSIS OF FRAME WITH DAMPERS WITH UNCERTAIN DESIGN PARAMETERS

S u m m a r y

In the paper a method for determining dynamic characteristics of frame with uncertain design parameters is described. The structures with built-in passive dampers are considered. The proposed method could be used when the parameters of structures or parameters of dampers are uncertain. The main idea is that values of design parameters could change with respect to values adopted in the design process but the range of their variation is known. The design parameters are expressed as interval values what makes possible calculation of dynamic characteristics of structures by use of interval analysis. In this paper the lower and upper bounds of dynamic characteristics are obtained by use of Taylor series expansion. At the end of the paper a simple numerical example is presented. The eight-storey frame with three bays and three dampers mounted on it is considered. This structure was designed according to EC8 Part 1. The dampers parameters are uncertain. The obtained results are compared with ones determined with a help of the vertex method. This method assumes that it is necessary to calculate end-point combination of uncertain design parameters. The presented method may be applicable in practice in order to predict the limit values of chosen dynamic characteristics of structures with uncertain design parameters.

Keywords: dynamic characteristics, interval analysis, models of dampers, passive damping

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.52

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 447-454

Dominika PILARSKA[1]

PRĘTOWE KOPUŁY GEODEZYJNE – PROPOZYCJE PRZEKRYĆ DUŻYCH POWIERZCHNI

W artykule przedstawiono propozycje przekryć dużych powierzchni w postaci zaprojektowanych ośmiu jednowarstwowych kopuł geodezyjnych. Kopuły te ukształtowanona podstawie opracowanych przez Fullera procedur podziału sfery na trójkąty sferyczne. Korzystając z zaproponowanych przez Fullera metod podziału dwudziestościanu foremnego, zaprojektowano osiem zupełnie nowych jednowarstwowych kopuł prętowych, których wyjściowym wielościanem jest ośmiościan foremny. Zaprojektowane kopuły, których każda średnica jest równa 50m, różnią się między sobą stopniem zagęszczenia prętów. Porównano i zaprezentowano podstawowe parametry geometryczne wygenerowanych konstrukcji. Zwymiarowano je, zgodnie z wymaganiami normowymi, dobierając do każdej grupy prętów przekroje poprzeczne z rur okrągłych. Utworzone prętowe kopuły geodezyjne poddano obciążeniom stałym oraz zmiennym, tworząc różne kombinacje obciążeń. Przeprowadzono również szczegółową analizę statyczną. Analizowano i oceniano zależności powstałe między siłami osiowych, przemieszczeniami węzłów oraz naprężeniami normalnymi w prętach a przyjętymi kombinacjami obciążeń. Dla najbardziej niekorzystnych kombinacji obciążeń wyniki zestawiono w tabelach i zilustrowano na rysunkach. Przedstawione w artykule prętowe kopuły geodezyjne mogą stanowić oryginalne przekrycia kopułowe dużych powierzchni. Rozpięte na sferze siatki prętów mogą zapewniać geometryczną niezmienność struktury, charakteryzować się małą wrażliwością na przeskoki węzłów, a także posiadać optymalne własności technologiczno-ekonomiczne, czyli składać się z jak najmniejszej liczby elementów różnych i zużywać mało materiału (np. stali).

Słowa kluczowe: przestrzenny system konstrukcyjny, geometryczne kształtowanie kopuł, topologia konstrukcji, analiza statyczna

1. Wprowadzenie

Wśród konstrukcji budowlanych znajdują się takie konstrukcje, głównie przestrzenne, dla których szczególnie istotne jest powiązanie trójwymiarowej pracy skomplikowanych układów prętowych. Należą do nich np. przestrzenne konstrukcje kratowe tworzące układy przestrzenne podobne do kopuł, powłok,

[1] Dominika Pilarska, Politechnika Opolska, Wydział Budownictwa i Architektury, ul. Katowicka 48, 45-061 Opole, tel. 77/449 85 44, e-mail: d.pilarska@po.opole.pl

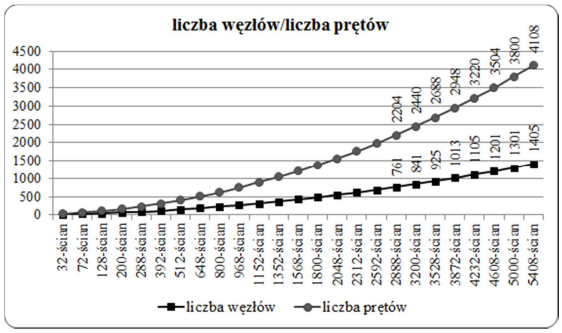
itp. Takie struktury stanowią szczególne wyzwanie w analizach topologiczno–geometrycznych pozwalających najbardziej racjonalnie je projektować. Wśród wspomnianych konstrukcji szczególną uwagę skupiają układy, których podstawą kształtowania są wielościany foremne. Stanowią je kopuły geodezyjne, których prekursorem jest Richard Buckminster Fuller. Na przykładzie dwudziestościanu jako bryły wyjściowej, opracował on procedury podziału sfery na trójkąty sferyczne, tworząc tym samym możliwość konstruowania lekkich, wytrzymałych, samonośnych i ekonomicznych przekryć [1,3]. Ekonomiczność wiąże się z zastosowaniem prostoliniowych prętów i w konsekwencji płaskich „oczek" o niewielkim zróżnicowaniu długości krawędzi.

Koncepcje Fullera zainspirowały architektów i konstruktorów do dalszych rozwiązań projektowania kopuł prętowych wywodzących się z wielościanów foremnych, w tym przede wszystkim z dwudziestościanu i dwunastościanu. Struktury prętowe wygenerowane z ośmiościanu foremnego zostały jak dotąd słabo rozwinięte. Dlatego też celem niniejszej pracy jest przedstawienie propozycji ośmiu prętowych kopuł geodezyjnych, zaprojektowanych na przekrycia dużych powierzchni, których podstawą kształtowania jest ośmiościan foremny. Oprócz opracowania topologiczno–geometrycznego algorytmu pozwalającego na tworzenie struktur o coraz to większym zagęszczeniu wyjściowego oczka ośmiościanu foremnego, dokonano również bardzo szczegółowej analizy statyczno–wytrzymałościowej zaprojektowanych ośmiu kopuł. Opracowane modele stanowią oryginalne przekrycia kopułowe i są wyznacznikiem współczesnego postępu myśli twórczej w projektowaniu i wykonawstwie budowlanym.

2. Budowa zaprojektowanych prętowych kopuł geodezyjnych

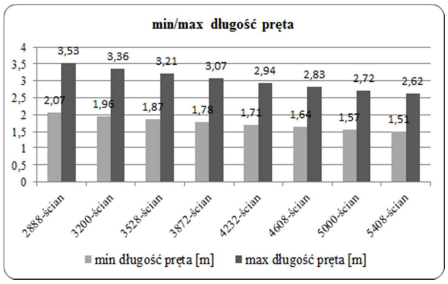
Powierzchnią bazową przy kształtowaniu geodezyjnych kopuł jest sfera, która jest aproksymowana poprzez podział na coraz to mniejsze trójkąty sferyczne. Zagęszczenie wyjściowego oczka ośmiościanu foremnego mniejszymi trójkątami odbywa się dzieląc jego krawędzie na n części i prowadząc trzy rodziny linii równoległych do linii ich wysokości [2,3,5]. Z przedstawionego sposobu przekształcenia otrzymujemy kolejno: 32-ścian, 72-ścian, 128-ścian, 200-ścian, itd. Wielościany pochodne stanowiące podstawy zaprojektowanych ośmiu struktur zostały dobrane w taki sposób, aby spełniały wymagania projektowo-konstrukcyjne dla przekryć dużych powierzchni. Są to 2888-ścian, 3200-ścian, 3528-ścian, 3872-ścian, 4232-ścian, 4608-ścian, 5000-ścian oraz 5408-ścian. Zaprojektowane prętowe kopuły geodezyjne mają średnice 50m, ich elementy z rur okrągłych połączono przegubowo, a oparcia utwierdzono. Modele numeryczne zaprojektowanych konstrukcji zdefiniowano w programie Autodesk Robot Structural Analysis.

Podstawowe parametry geometryczne opracowanych ośmiu struktur, tj. liczbę węzłów, liczbę prętów, minimalne i maksymalne długości prętów oraz liczbę grup prętów o tych samych długościach zilustrowano na rysunkach 1-3.



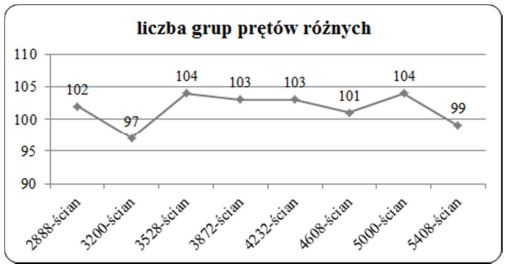
Rys. 1. Liczba węzłów oraz liczba prętów w zaprojektowanych ośmiu prętowych kopułach geodezyjnych

Fig. 1. The number of nodes and the number of bars in designed eight geodesic bars' domes



Rys. 2. Minimalne i maksymalne długości prętów w zaprojektowanych ośmiu prętowych kopułach geodezyjnych

Fig. 2. Minimum and maksimum lengthsof bars in designed eight geodesic bars' domes



Rys. 3. Liczba grup prętów o różnych długościach w zaprojektowanych ośmiu prętowych kopułach geodezyjnych

Fig. 3. The number of groups of bars with different lengths in designed eight geodesic bars'domes

3. Obliczenia statyczne

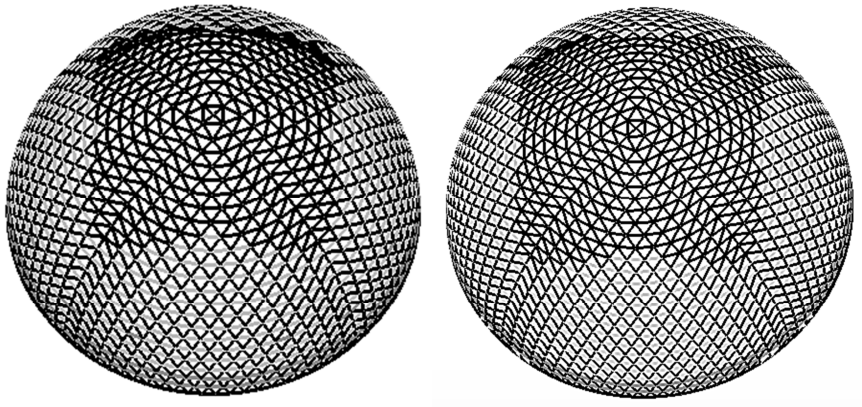
3.1. Założenia

Obliczenia statyczne uwzględniające analizę I rzędu przeprowadzono w programie Autodesk Robot Structural Analysis. Przy obciążaniu zaprojektowanych kopuł prętowych uwzględniono obciążenia stałe, tj. od ciężaru własnego konstrukcji oraz od ciężaru pokrycia stanowiącego tafle szkła o ciężarze 0,6 kN/m2, jak również zmienne, tj. od śniegu orazod wiatru dla 1 strefy klimatycznej, dla której wartość charakterystycznego ciśnienia prędkości wiatru wynosi 0,3 kN/m2. W przypadku obciążania śniegiem przyjęto szerokość połaci l_s= ok. 40m, na której kąt nachylenia stycznej spełnia warunek $\phi<60°$ (zgodnie z PN-EN 1991-1-3). Z przedstawionych oddziaływań utworzono 12 kombinacji obciążeń. Kombinacje nr 1-4 uwzględniają oddziaływania stałe oraz wiodące

oddziaływania zmienne od wiatru i towarzyszące oddziaływania zmienne od śniegu. Kombinacje nr 5-8 obejmują oddziaływania stałe oraz wiodące oddziaływania zmienne od śniegu i towarzyszące oddziaływania zmienne od wiatru. Kombinacje nr 9-12 to oddziaływania stałe oraz wiodące oddziaływania zmienne od wiatru.

3.2. Wymiarowanie

Uwzględniając rozkład naprężeń w poszczególnych prętach, przy obciążeniu ciężarem własnym, w każdej zaprojektowanej kopule wyodrębniono cztery grupy prętów. Rysunek 4 przedstawia dwie spośród ośmiu zaprojektowanych kopuł, utworzone z 4232-ścianu oraz 5408-ścianu, jako przykłady przedstawiające wydzielone grupy prętów.



Rys. 4. Podział na grupy prętów w kopule utworzonej z 4232-ścianu i 5408-ścianu

Fig. 4. The division into groups of bars in the dome shaped from 4232-hedron and 5408-hedron

Oceniono stopień wykorzystania nośności zaprojektowanych prętów. W każdej opracowanej kopule zaprojektowano poszczególne grupy prętów, których przekroje poprzeczne spełniają wymagania normowe. Najbardziej wytężone elementy w poszczególnych grupach prętów są wykorzystane w 82-90%. W tabeli 1 zestawiono zaprojektowane przekroje poprzeczne wraz ze współczynnikami wytężenia dla poszczególnych grup prętów, przy najbardziej niekorzystnej kombinacji obciążeń, we wszystkich zaprojektowanych kopułach[4].

Tabela1. Przekroje poprzeczne poszczególnych grup prętów wraz ze współczynnikami wytężenia przy najbardziej niekorzystnym przypadku kombinacji dla zaprojektowanych kopuł prętowych

Table 1. The cross-sections of the individual groups of bars with the effort factors, taking into account the most unfavourable case of the combination for the designed bars' domes

kopuła 2888-ścian				**kopuła 3872-ścian**				**kopuła 5000-ścian**			
nr grupy	przekrój poprzeczny	wsp. wytężenia	przypadek	nr grupy	przekrój poprzeczny	wsp. wytężenia	przypadek	nr grupy	przekrój poprzeczny	wsp. wytężenia	przypadek
grupa 1	R 60,3x10,0	0,89	KOMB1	grupa 1	R 54,0x8,0	0,89	KOMB3	grupa 1	R 60,3x8,0	0,83	KOMB2
grupa 2	R 70,0x8,0	0,85	KOMB1	grupa 2	R 63,5x8,0	0,84	KOMB1	grupa 2	R 70,0x7,1	0,82	KOMB2
grupa 3	R 44,5x3,6	0,89	KOMB10	grupa 3	R 42,4x3,6	0,90	KOMB4	grupa 3	R 42,4x5,0	0,89	KOMB1
grupa 4	R 44,5x5,6	0,84	KOMB2	grupa 4	R 44,5x6,3	0,85	KOMB4	grupa 4	R 51,0x6,3	0,85	KOMB1
kopuła 3200-ścian				**kopuła 4232-ścian**				**kopuła 5408-ścian**			
nr grupy	przekrój poprzeczny	wsp. wytężenia	przypadek	nr grupy	przekrój poprzeczny	wsp. wytężenia	przypadek	nr grupy	przekrój poprzeczny	wsp. wytężenia	przypadek
grupa 1	R 63,5x8,0	0,85	KOMB4	grupa 1	R 54,0x8,0	0,86	KOMB2	grupa 1	R 60,3x8,0	0,89	KOMB2
grupa 2	R 70,0x8,0	0,80	KOMB1	grupa 2	R 63,5x8,0	0,83	KOMB1	grupa 2	R 70,0x7,1	0,82	KOMB4
grupa 3	R 44,5x4,0	0,89	KOMB9	grupa 3	R 42,4x4,0	0,86	KOMB11	grupa 3	R 51,0x6,3	0,88	KOMB2
grupa 4	R 44,5x5,6	0,87	KOMB2	grupa 4	R 44,5x6,3	0,89	KOMB1	grupa 4	R 48,3x6,3	0,87	KOMB2
kopuła 3528-ścian				**kopuła 4608-ścian**							
nr grupy	przekrój poprzeczny	wsp. wytężenia	przypadek	nr grupy	przekrój poprzeczny	wsp. wytężenia	przypadek				
grupa 1	R 70,0x5,6	0,82	KOMB3	grupa 1	R 60,3x8,0	0,86	KOMB3				
grupa 2	R 70,0x7,1	0,86	KOMB1	grupa 2	R 70,0x6,3	0,90	KOMB3				
grupa 3	R 42,4x3,2	0,90	KOMB2	grupa 3	R 42,4x5,0	0,84	KOMB3				
grupa 4	R 44,5x6,3	0,82	KOMB1	grupa 4	R 48,3x6,3	0,86	KOMB3				

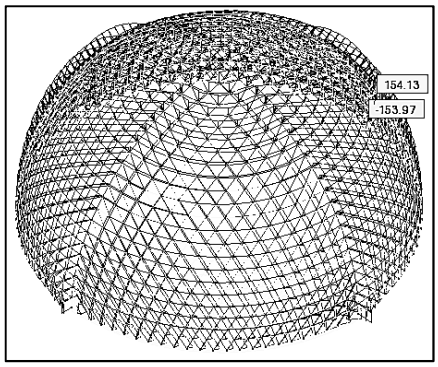
3.3. Wyniki analizy statycznej

Zaprojektowane kopuły prętowe poddano szczegółowym analizom statyki liniowej. W pierwszej kolejności skoncentrowano się na ocenie wartości ekstremalnych sił osiowych od różnych kombinacji obciążeń. Ekstremalne wartości sił ściskających i rozciągających występują w przypadku kombinacji złożonej z obciążeń stałych, wiatru jako czynnika wiodącego oraz śniegu jako czynnika towarzyszącego (przypadek: KOMB1). W tabeli 2 zestawiono obliczone wyniki wartości sił wewnętrznych w prętach we wszystkich zaprojektowanych ośmiu kopułach prętowych. Na rysunku 5 przedstawiono przykładową kopułę zaprojektowaną na podstawie 4608-ścianu z rozkładem sił osiowych w poszczególnych prętach, przy najbardziej niekorzystnym przypadku kombinacji obciążeń.

Tabela 2. Ekstremalne wartości sił ściskających i rozciągających dla najbardziej niekorzystnego przypadku kombinacji dla zaprojektowanych kopuł prętowych (KOMB1)

Table 2. The extreme values of tensile and compressive forces for the most unfavourable case of the load combination for the designed bars' domes (KOMB1)

kopuła	F max [kN]	F min [kN]	kopuła	F max [kN]	F min [kN]
kopuła 2888-ścian	137,57	-123,54	**kopuła 4232-ścian**	133,91	-144,92
kopuła 3200-ścian	136,32	-127,74	**kopuła 4608-ścian**	154,13	-153,97
kopuła 3528-ścian	128,06	-132,49	**kopuła 5000-ścian**	159,31	-162,57
kopuła 3872-ścian	136,41	-140,51	**kopuła 5408-ścian**	162,84	-167,46



Rys. 5. Rozkład sił osiowych dla najbardziej niekorzystnego przypadku kombinacji obciążeń dla przykładowej kopuły utworzonej z 4608-ścianu

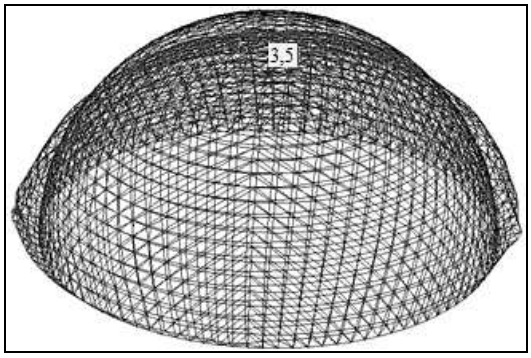
Fig. 5. Distribution of the axial forces for the most unfavourable case of the load combinationin the exemplary bars' dome shaped from 4608-hedron

Kolejna przeprowadzona analiza statyczna dotyczyła sprawdzenia deformacji zaprojektowanych kopuł w zależności od przypadku kombinacji obciążeń. We wszystkich zaprojektowanych kopułach największe przemieszczenia węzłów wystąpiły w przypadku kombinacji uwzględniającej ciężar własny, śnieg jako obciążenie wiodące oraz wiatr jako obciążenie towarzyszące (przypadek: KOMB5).W tabeli 3 zestawiono wielkości przemieszczeń węzłów dla wszystkich zaprojektowanych kopuł. Na rysunku 6 zaprezentowano wartości przemieszczeń dla najbardziej niekorzystnego przypadku kombinacji obciążeń dla przykładowej kopuły wygenerowanej na podstawie 4608-ścianu.

Tabela 3. Wielkości przemieszczeń węzłów dla najbardziej niekorzystnego przypadku kombinacji dla zaprojektowanych kopuł prętowych (KOMB5)

Table 3. The displacements' values of nodes for the most unfavourable case of the load combinationfor the designed bars' domes (KOMB5)

kopuła	max przemieszczenie [cm]
kopuła 2888-ścian	2,61
kopuła 3200-ścian	2,80
kopuła 3528-ścian	3,50
kopuła 3872-ścian	3,60
kopuła 4232-ścian	3,90
kopuła 4608-ścian	3,50
kopuła 5000-ścian	3,50
kopuła 5408-ścian	3,30



Rys. 6. Rozkład wielkości przemieszczeńwęzłów dla najbardziej niekorzystnego przypadku kombinacji obciążeń dla przykładowej kopuły utworzonej z 4608-ścianu

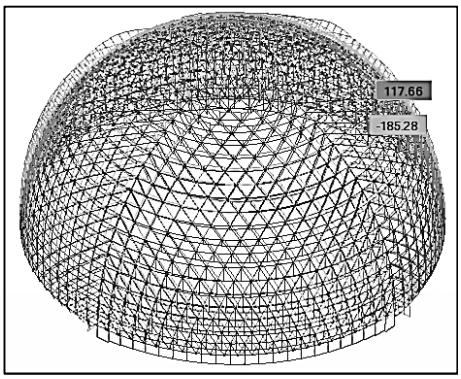
Fig. 6. Distribution of the displacements' values of nodes for the most unfavourable case of the load combinationin the exemplary bars' dome shaped from 4608-hedron

W zaprojektowanych strukturachoceniano również zależności ekstremalnych naprężeń w elementach konstrukcji od poszczególnych kombinacji obciążeń.Ekstremalne wartości naprężeń normalnych występują w przypadku kombinacji złożonej z obciążeń stałych, wiatru jako czynnika wiodącego oraz śniegu jako czynnika towarzyszącego (przypadek: KOMB1). W tabeli 4 zestawiono maksymalne naprężenia normalne dla wszystkich analizowanych kopuł. Na rysunku 7 zaprezentowano przykładową kopułę utworzona z 4608-ścianu ze wskazaniem wartości naprężeń występujących we wszystkich prętach, dla najbardziej niekorzystnego przypadku kombinacji obciążeń.

Tabela 4. Naprężenia normalne dla najbardziej niekorzystnego przypadku kombinacji dla zaprojektowanych kopuł prętowych (KOMB1)

Table 4. The normal stresses for the most unfavourable case of the load combinationfor the designed bars' domes (KOMB1)

kopuła	S max [MN/m2]	S min [MN/m2]
kopuła 2888-ścian	91,11	-180,61
kopuła 3200-ścian	98,07	-186,76
kopuła 3528-ścian	113,33	-175,25
kopuła 3872-ścian	117,59	-188,20
kopuła 4232-ścian	127,54	-191,70
kopuła 4608-ścian	117,66	-185,28
kopuła 5000-ścian	121,61	-192,93
kopuła 5408-ścian	124,31	-189,22



Rys. 7. Rozkład naprężeń normalnych dla najbardziej niekorzystnego przypadku kombinacji dla przykładowej kopuły utworzonej z 4608-ścianu

Fig. 7. Distribution of the normal stresses for the most unfavourable case of the load combinationin the exemplary bars' dome shaped from 4608-hedron

4. Podsumowanie

W artykule przedstawiono osiem prętowych kopuł geodezyjnych jako propozycje przekryć dużych powierzchni, tj. kompleksów handlowo-rozrywkowych, stadionów sportowych, magazynów, planetariów i innych, niewymagających wewnętrznych podparć, filarów, poprzecznych ścian. Oprócz opracowania algorytmu kształtowania konstrukcji o coraz to większym zagęszczeniu wyjściowego oczka prętami, podania podstawowych parametrów geometrycznych powstałych kopuł, przeprowadzono również analizę statyczną. Analizując geometryczny kształt zaprojektowanychprzekryć można stwierdzić, że w kopułach o większym stopniu zagęszczenia prętami wyjściowego oczka, liczebność elementów o tych samych długościach jest zdecydowanie większa niż w przypadku kopuł o mniejszym zagęszczeniu wyjściowego oczka (np. 104 grupy prętów o różnych długościach dla kopuły utworzonej z 2888-ścianu vs. 99 grup prętów o różnych długościach dla kopuły utworzonej z 5408-ścianu). Poddanie statycznej analizie zaprojektowanych kopuł prętowych miało na celu przedstawienie

sposobu zachowania się tego rodzaju geodezyjnych kopuł prętowych pod wpływem działania różnych kombinacji obciążeń. Przedstawione w artykule zaprojektowane rozwiązania konstrukcyjne w postaci jednowarstwowych geodezyjnych kopuł prętowych mogą stanowić propozycje wyboru odpowiedniej struktury dla projektanta czy konstruktora.

Literatura

[1] Bródka J. i inni.: Przekrycia strukturalne. Arkady, Warszawa 1985.

[2]Praca zbiorowa pod redakcją W.Boguckiego: Hale odużych rozpiętościach. *Poradnik projektanta konstrukcji metalowych*. (1st ed., Vol. 2). Warszawa: Arkady 1982.

[3] GeodesicDome, Pub. L. No. US2682235 A (1954). http://www.google.com/patents/US2682235?hl=pl&dq=2682235.

[4] Rębielak J., Mikołajewski J.: Analiza statyczna sferycznej formy struktury VA(TH)NO2, Czasopismo Techniczne, 2011r. str.309-315.

[5] Tarnai, T. (1974). Spherical Grids of Triangular Network. *ActaTechnicaAcademiaeScientiarumHungaricae*, *76*, 307–338.

GEODESIC BARS' DOMES – PROPOSITIONS OF LARGE AREA COVERING

S u m m a r y

The article presents the proposals of the large areas coverings as the designed eight one-layered geodesic domes. The domes were shaped using the elaborated by Fuller procedures of the sphere division into spherical triangles. Using proposed by Fuller methods of the regular icosahedron division, eight completely new one-layered bars' domes were designed, whose initial polyhedron was the regular octahedron. The developed domes, with the diameter 50m, have different compaction of bars. The basic geometric parameters of generated constructions were compared and presented. They were dimensioned, in accordance with thestandard requirements,choosing for each group of bars the cross sections of round pipes.The designed geodesic bars' domes were subjected into fixed and variable impacts, creating different combinations of loads. The detailed static analysis was also performed. The dependencies of occurring axial forces, displacements of nodes, as well as normal stresses occurring in the bars of the adopted combinations of loads were analysed and evaluated. The results for the most unfavourable cases of the load combination were tabulated and presented in the figures. The presented in the article geodesic bars' domes may constitute the original dome coverings of the large areas. The bars' grids stretched on the sphere may ensure the geometric immutability of the structure, characterize the low sensitivity to nodes jumps, as well as have the optimal technological and economical properties, which consist of a minimum number of different elements and consume little amount of material (eg. steel).

Keywords:spatial construction system, geometric bars' shaping, topology of the construction, static analysis

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.53

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 455-467

Krzysztof WILDE[1]
Kazimierz JAMROZ[2]
Dawid BRUSKI[3]
Stanisław BURZYŃSKI[4]
Jacek CHRÓŚCIELEWSKI[5]
Wojciech WITKOWSKI[6]

BADANIA NUMERYCZNE ZDERZENIA AUTOBUSU W UKŁADZIE BARIERA I KRATOWNICOWA KONSTRUKCJA WSPORCZA

Zdarzenia spowodowane wypadnięciem pojazdu z trasy stanowią 20 – 30 % ogółu zdarzeń niebezpiecznych na drogach. Najczęściej występującymi przeszkodami i niebezpiecznymi obiektami przy drodze, w które uderza wypadający z niej pojazd są: bariery na autostradach i drogach ekspresowych oraz drzewa, słupy i znaki drogowe na innych szlakach. Do opracowania metody projektowania, tj. doboru lokalizacji i rodzaju urządzeń bezpieczeństwa ruchu, potrzebne są badania poligonowe i symulacyjne funkcjonowania tych urządzeń w chwili uderzenia pojazdu. W pracy przedstawione zostały przykłady zastosowania badań numerycznych do symulacji pracy układu bariera drogowa i konstrukcja wsporcza znaku drogowego w przypadku uderzenia w nie autobusu.

Słowa kluczowe: urządzenia BRD, badania numeryczne, zderzenia pojazdów, otoczenie drogi, Metoda Elementów Skończonych

1. Wstęp

Wypadki drogowe są nadal jedną z przyczyn tragedii wielu polskich rodzin. Duży udział w tym mają zdarzenia niebezpieczne spowodowane wypadnięciem pojazdu z trasy, skutkiem których są wtórne wypadki kończące się wywróceniem pojazdu lub uderzeniem pojazdu w obiekt znajdujący się w otoczeniu dro-

[1] Autor do korespondencji/corresponding author: Krzysztof Wilde, Politechnika Gdańska, ul. Narutowicza 11/12 80–233 Gdańsk, +48583471891, krzysztof.wilde@wilis.pg.gda.pl
[2] Kazimierz Jamroz, Politechnika Gdańska
[3] Stanisław Burzyński, Politechnika Gdańska
[4] Dawid Bruski, Politechnika Gdańska
[5] Jacek Chróścielewski, Politechnika Gdańska
[6] Wojciech Witkowski, Politechnika Gdańska

gi. Mimo że w ostatnich dziesięciu latach nastąpił istotny postęp w zmniejszaniu liczby tych zagrożeń, to wciągu ostatnich 25 lat na polskich drogach zginęło ponad 20 tysięcy osób w wypadkach związanych z wypadnięciem pojazdu z jezdni (z tego zdecydowana większość w wyniku uderzenia pojazdu w drzewo) [1].

Wypadki związane z wypadnięciem pojazdu z trasy charakteryzują się zazwyczaj bardzo ciężkimi następstwami, gdyż często kończą silnym uderzenie pojazdu w przeszkodę trwałą (drzewo, słup, podpora obiektu mostowego, czoło przepustu, bariera). Szczególnie duże zagrożenie w Polsce występuje na drogach położonych w północnej części kraju, gdzie wzdłuż dróg pozostało wiele historycznych alei drzew. Do najbardziej drastycznych przykładów należy wypadek najechania na drzewo przepełnionego autobusu pod Gdańskiem w roku 1994, w którym śmierć poniosły 32 osoby, a ponad 40 zostało rannych.

Dotychczas znaczną liczbę badań przeprowadzono pod kątem określenia zależności pomiędzy intensywnością ruchu i geometrią drogi a wypadkami drogowymi. Badania te wykazały, że ulepszenia konstrukcji geometrii jezdni może znacząco zmniejszyć liczbę i skutki wypadków. Znacznie mniej prac poświęcono rozpoznaniu wpływu odpowiednich czynników na zdarzenia wypadnięcia pojazdu z drogi i ich skutków. Badania statystyczne wypadków drogowych prowadzone w wielu krajach wskazują, że około jedna trzecia ofiar śmiertelnych jest następstwem wypadnięcia pojazdu z trasy [2].

Pod pojęciem „wypadnięcie z drogi" rozumie się takie pierwotne zdarzenie drogowe, w którym pojazd opuszcza jezdnię w wyniku utraty stateczności lub nagłej zmiany kierunku jazdy (wymuszonej jazdą ze zbyt dużą prędkością, utratą przyczepności koła do nawierzchni itp.). Po wystąpieniu tego typu zjawisk niekiedy następuje powrót pojazdu na jezdnię, ale bardzo często występuje wtórne zdarzenie niebezpieczne. Takie zdarzenia wtórne polegają na wywróceniu się pojazdu, wjechaniu do rowu, uderzeniu w skarpę lub uderzeniu w urządzenie, czy obiekt zlokalizowany w pasie drogowym albo jego bliskim otoczeniu, np. najechanie pojazdu na: barierę drogową, drzewo, słup lub znak drogowy [3].

Studium literatury wskazuje, że część badaczy poszukiwało zależności wpływu wybranych parametrów drogi (szerokość jezdni, rodzaj i szerokość pobocza) oraz usytuowania obiektów inżynierskich (mosty, przepusty, znaki drogowe), przeszkód przy drodze (drzewa, słupy), urządzeń drogowych (bariery drogowe i wygrodzenia), na zagrożenie wypadkami związanymi z wypadnięciem pojazdu z drogi. Wyniki tych badań wykorzystano do modelowania i symulowania wpływu różnych kombinacji parametrów geometrycznych drogi oraz parametrów ruchu na częstość i skutki wypadków. Na podstawie modeli opracowano zbiór działań prewencyjnych i wykazano, że częstotliwość zdarzeń można znacząco zmniejszyć poprzez [4]:

- zwiększenie szerokości pasa ruchu i szerokości pobocza,
- poszerzenie szerokości pasa dzielącego,
- poszerzenie szerokości jezdni przy dojeździe do obiektu mostowego,

- przenoszenie i usuwanie niebezpiecznych obiektów drogowych,
- łagodzenie pochylenia stoków i skarp rowów,
- zastosowanie barier i innych systemów ochronnych.

Wykorzystując wyniki badań terenowych, modelowania matematycznego i symulacji komputerowych określono zalecane szerokości strefy wolnej od przeszkód oraz odległość od jezdni i wysokość barier drogowych [5]. Drzewo zbyt blisko jezdni, zła konstrukcja słupa lub znaku drogowego, nieprawidłowo zaprojektowany lub wybudowany system barier ochronnych są zagadnieniami będącymi przedmiotem studiów, badań i przygotowania norm, wytycznych, czy przykładów tzw. dobrej praktyki [6].

Drogowe bariery ochronne to jedne z ważniejszych czynnych urządzeń bezpieczeństwa ruchu drogowego tzn. takich, z którymi pojazd podczas wypadku wchodzi w bezpośredni kontakt. Dlatego każdego rodzaju bariera powinna być odpowiednio przystosowana do przejęcia ewentualnego uderzenia pojazdu. Do podstawowych celów barier ochronnych należą:

- zapobieganie niekontrolowanemu zjazdowi pojazdu z toru ruchu (drogi, jezdni) w miejscach, gdzie jest to niebezpieczne,
- ochrona życia i mienia uczestników ruchu i osób użytkujących tereny położone przy drodze.

Zadaniem bariery jest zapewnienie bezpieczeństwa wszystkim uczestnikom ruchu, tak aby ewentualne skutki wypadku były jak najmniejsze. Dodatkowo bariery z odblaskami wyznaczają krawędzie jezdni w warunkach nocnych lub przy ograniczonej warunkami atmosferycznymi widoczności (deszcz, śnieg, mgła). Ponadto bariery odgradzają drogę od terenów przyległych, innych tras lub ulic lokalnych. Podczas uderzenia pojazdu w system ochronny, urządzenie powinno stworzyć odpowiednie warunki zmniejszenia zagrożenia w przypadku zdarzenia niebezpiecznego, tj.:

- opóźnienia działające na osoby w pojeździe nie powinny przekroczyć wartości bezpiecznych,
- pojazd powinien zostać wyprowadzony na tor ruchu równoległy do bariery,
- uszkodzenia pojazdu w miarę możliwości powinny być niewielkie.

Przy budowie dróg, projektanci systemów ochronnych powinni uwzględnić wszystkie miejsca zagrożenia. Pomocne są tu wytyczne stosowania barier ochronnych ujmujące najważniejsze aspekty ich projektowania [7]. Należy podkreślić, że od 2010 r. montowane systemy barier drogowych muszą być przebadane i posiadać certyfikat zgodności oraz deklarację właściwości użytkowych.

Drogowe i mostowe bariery ochronne, osłony energochłonne i pasywne konstrukcje wsporcze są urządzeniami bezpieczeństwa ruchu zmniejszającymi prawdopodobieństwo wystąpienia i skutki wypadnięcia pojazdu z drogi. Z racji dużego natężenia ruchu i znacznych prędkości pojazdów, drogi krajowe z zasady są wyposażane w tego typu urządzenia. Skalę i wagę zagadnienia podkreśla fakt, że drogi krajowe mają ok. 19 tys. km, na których występuje ok. 6,9 tys. obiektów mo-

stowych o długości łącznej 367 km, co daje prawie 2 % z całości tych tras. W prawdzie na obiektach mostowych ma miejsce, z punktu widzenia statystycznego, „tylko" ok. 0,5 % ogółu wypadków drogowych, to jednak ich tzw. „ciężkość", tj. zagrożenie życia, jest zdecydowanie większe niż na innych odcinkach dróg.

Funkcjonowanie i wymagania wobec barier drogowych i konstrukcji wsporczych regulują normy europejskie. W normach PN-EN 1317 zawarto wymagania dotyczące warunków, jakim powinny odpowiadać „systemy ograniczające drogę" i badania, które należy przeprowadzone, aby dopuścić je do stosowania [8]. Normy te definiują klasy działania barier ochronnych poprzez określenie ich cech funkcjonalnych, takich jak poziom powstrzymywania, deformację bariery oraz oddziaływanie dynamiczne na pasażerów pojazdu. Cechy te są ustalane na podstawie tzw. testów zderzeniowych. Przy czym klasy działania barier ochronnych zależą od prędkości, masy i kąta najechania pojazdu na barierę. Natomiast normy te nie wskazuje wymiarów, kształtu i materiału, z jakiego ma być wykonana bariera. Również nie wskazują, na jakich drogach, które z urządzeń BRD należy stosować. Te kwestie pozostają w gestii krajowych administracji drogowych. Stąd w Polsce GDDKiA w 2010 r. opracowała, obowiązujące do dziś, wytyczne stosowania barier na sieci dróg krajowych [9]. Wytyczne te biorą pod uwagę występowanie zagrożeń, parametry ruchu, klasę drogi, a także zasady ustalania cech funkcjonalnych barier i sposób ich usytuowania. Podjęta w 2014 r. aktualizacja tych wytycznych nie znalazła uznania merytorycznego. Dlatego w 2015 r. stworzono dwa projekty badawcze, jako wspólne przedsięwzięcie NCBiR i GDDKiA, dotyczące urządzeń bezpieczeństwa ruchu drogowego, w tym drogowych barier ochronnych i drogowych urządzeń wsporczych. W zakresie badań przewidziano m.in. poligonie testy zderzeniowe i badania symulacyjne [10], [11], [12], [13], [14].

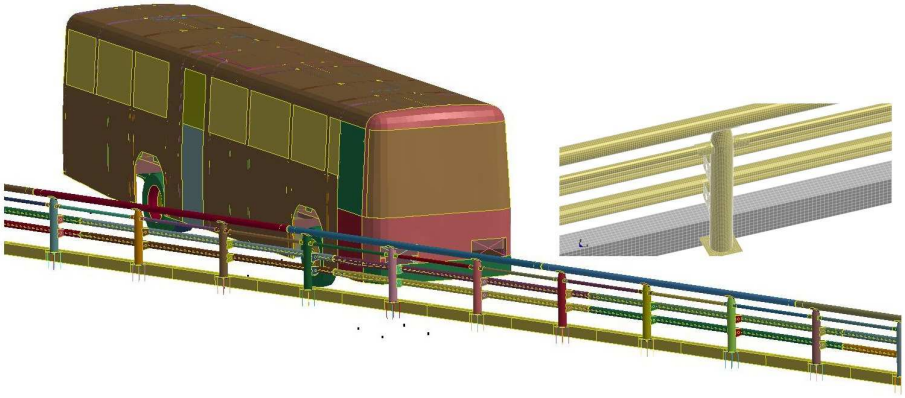
2. Symulacje numeryczne zderzenia TB51

Przedmiotem badań jest symulacja zderzenia autobusu z barierą mostową w miejscu usytuowania kratowej konstrukcji wsporczej dla tablicy informacyjnej nad pasem drogi. Parametry zadania spełniają warunki testu zderzeniowego TB51 [8]: prędkość zderzenia 70 km/h, kąt zderzenia 20°, całkowita masa pojazdu 13000 kg. Układ pojazdu względem bariery przedstawiono na Rys. 1.

Badania numeryczne zrealizowane są w formalizmie Metody Elementów Skończonych (MES). Opis matematyczny bariery opracowany został przez autorów publikacji, zaś model autobusu zaczerpnięty ze strony http://ncac.gwu.edu/ (dostęp w dniu 1.03.2016). Jednak, ze względu na zauważone pewne nieprawidłowości w oryginalnym modelu autobusu, dokonano zmian polegających na wprowadzeniu korekty opisu zawieszenia pojazdu. Symulacje przeprowadzono za pomocą systemu LS-DYNA (wersja MPP double precision R8.1.0) [15]. Obliczenia prowadzono na superkomputerze „Tryton", zarządzanym przez KDM TASK w Gdańsku. Każde z zadań było realizowane przy użyciu 384 wątków

(16 szt. 24-rdzeniowych procesorów). Przykładowy czas obliczeń to 17h28’ dla zadania bez wysięgnika.

Geometria bariery odpowiada barierze typu Orsta Stal A/S [11] o poziomie powstrzymywania H2 i szerokość współpracującej W2. Zestawienie liczby węzłów i elementów modelu matematycznego ujmuje Tabela 1. Do dyskretyzacji bariery wykorzystano elementy powłokowe ELFORM = 2 (Belytschko-Tsay) oraz elementy objętościowe ELFORM = 2, FI S/R Solid (nomenklatura wg dokumentacji programu LS-DYNA).



Rys. 1. Test TB51, widok ogólny, wizualizacja modelu numerycznego

Fig. 1. Test TB51, general view, visualization of the numerical model

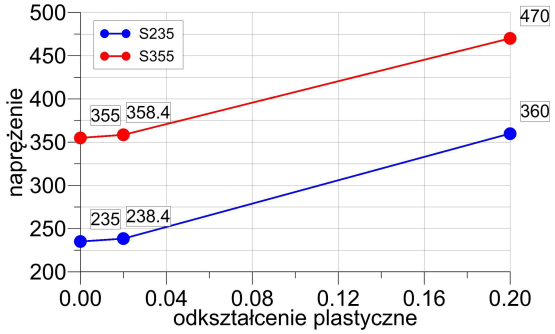
Tabela 1. Parametry dyskretyzacji bariery ochronnej, wysięgnika i autobusu

Table 1. Discretization parameters: road barrier, support structure and bus

	Bariera	Wysięgnik	Autobus
Węzły	584 850	15244	54 480
Elementy skończone	542 648	18003	51 322

W obliczeniach uwzględniono nieliniowość fizyczną i materiałową. Całkowanie równania ruchu przeprowadzono metodą jawną (explicit). Początkowy krok całkowania (obliczony przez program) równy był $6{,}08\times10^{-7}$ s. Kontrolę form pasożytniczych w elementach z całkowaniem zredukowanym prowadzono za pomocą techniki *stiffness form of type 2, Flanagan-Belytschko* zakładając wartość współczynnika dotyczącego form zero-energetycznych QH (hourglass coefficient) równą 0,03.

Materiał krawężnika przyjęto jako MAT_001 (elastic) o gęstości 2450 kg/m^3, module Younga 36 GPa i współczynniku Poissona 0,2. Materiał bariery (stale St355 oraz St235), przyjęto jako MAT_024 (piecewise_linear_plasticity) o gęstości 7850 kg/m^3, module Younga 210 GPa i współczynniku Poissona 0,2. Początkowe granice plastyczności przyjęto odpowiednio, jako 355 MPa i 235 MPa. Krzywe wzmocnienia stali [4] pokazano na Rys. 2.

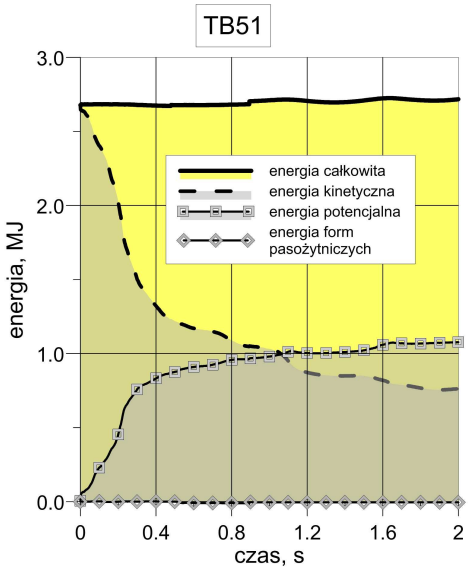


Rys. 2. Krzywe wzmocnienia stali, na podstawie [4]

Fig. 2. Steel hardening curves, based on [4]

W obliczeniach przyjęto szereg założeń upraszczających, wśród najistotniejszych należy wymienić brak kryterium zniszczenia łączników śrubowych i spawów w barierze.

Jako kontrolę poprawności wyników numerycznych prowadzono analizę bilansu energii kinetycznej, potencjalnej i całkowitej (Rys. 3). Należy zaznaczyć, że energia związana z kontrolą form pasożytniczych pozostawała prawidłowo na bardzo niskim poziomie, w stosunku do innych składników energii w trakcie całej ewolucji dynamicznego układu symulacji uderzenia autobusu o barierę ochronną.

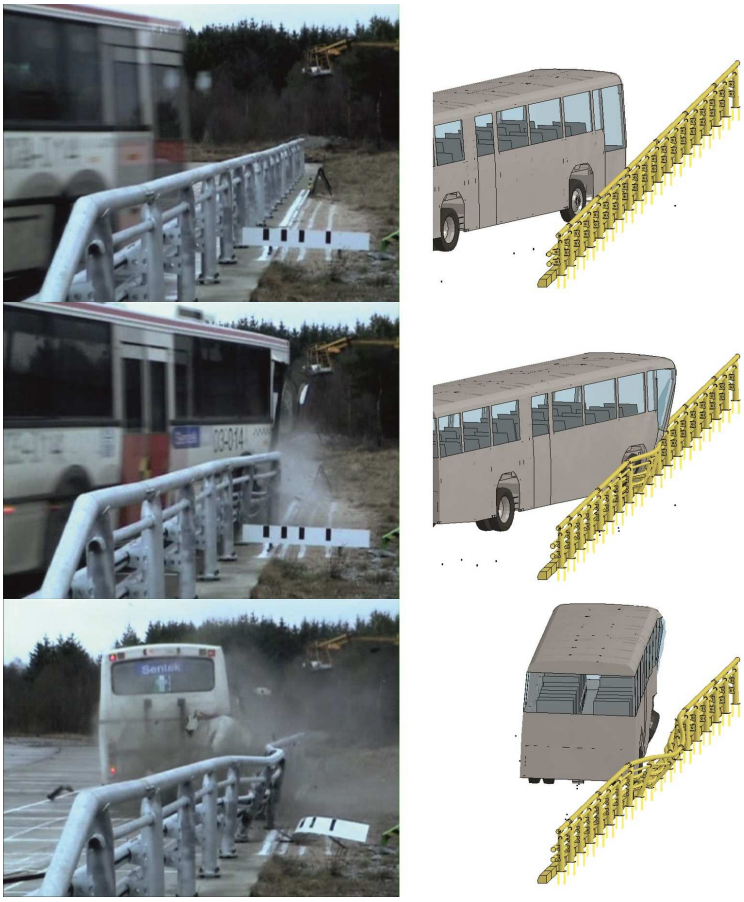


Rys. 3. Bilans energii w układzie dynamicznym w trakcie symulacji dla testu TB51

Fig. 3. Energy balance in a dynamic system during the simulation of test TB51

Otrzymane wyniki obliczeń testu zderzeniowego autobusu z barierą ochronną porównano z wyselekcjonowanymi względem czasu rezultatami badań poligonowych. Na Rys. 4 przedstawione są trzy konfiguracje testu zderzeniowego: moment najazdu autobusu na barierę, kontakt przodu autobusu z barierą oraz moment odjazdu autobusu po zderzeniu.

Ocena jakościowa zgodności wyników symulacji i danych eksperymentalnych jest pozytywna. Symulacje poprawnie określiły maksymalne trwałe deformacje (przesunięcia maksymalne) bariery, które wyniosły 550 mm. Całkowita długość odcinka bariery, na której wystąpiły deformacje plastyczne wyniosła 12 m, zaś w teście poligonowym było to 11 m. Tor ruchu autobusu także został poprawnie odwzorowany.

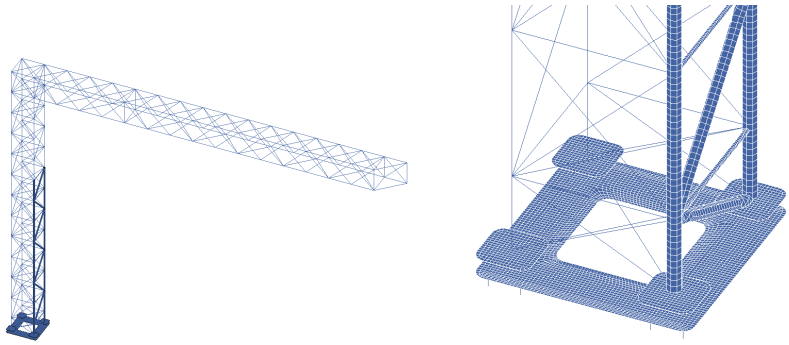


Rys. 4. Test TB51, porównanie zderzeniowego testu polowego i jego symulacji numerycznej

Fig. 4. Test TB51, comparision of experimental crash test and numerical simulation

3. Symulacje numeryczne zderzenia TB51 z barierą i wysięgnikiem

W kolejnym etapie badań podjęto się oceny wpływu kratowej konstrukcji wsporczej pod tablice informacyjne usytuowanej za barierą w obszarze zasięgu potencjalnego uderzenia autobusu na przebieg jego zderzenia. Słup i ramię wysięgnika wykonane są z prętów okrągłych o przekroju pełnym ze stali S235. Fragment słupa znajdujący się w bezpośrednim sąsiedztwie bariery, a mogący wejść z nią w kontakt, został, dla celów obliczeniowych, wzbogacony o niekonstrukcyjną (niefizyczną) powłokę umożliwiającą symulację kontaktu. Powłoka ta nie ma sztywności ani masy. Siatka dyskretyzacyjna wysięgnika pokazana jest na Rys. 5.

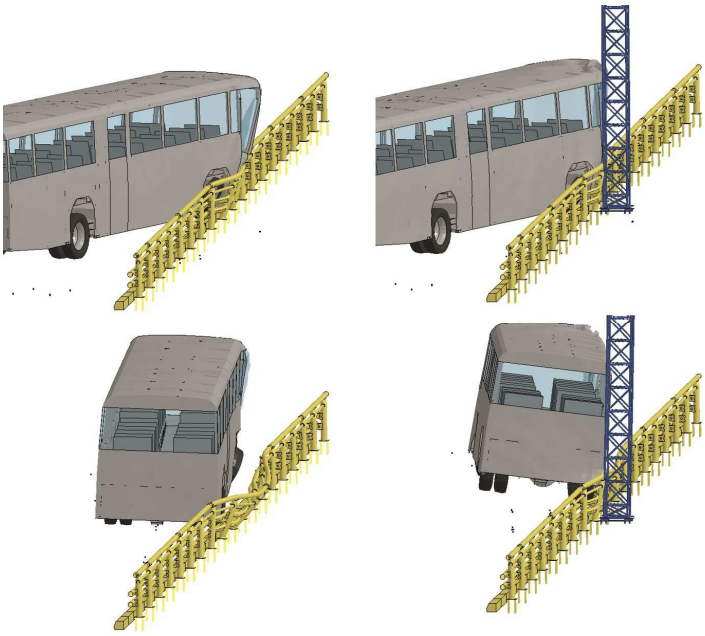


Rys. 5. Wysięgnik, wizualizacja ogólna oraz szczegół podstawy słupa

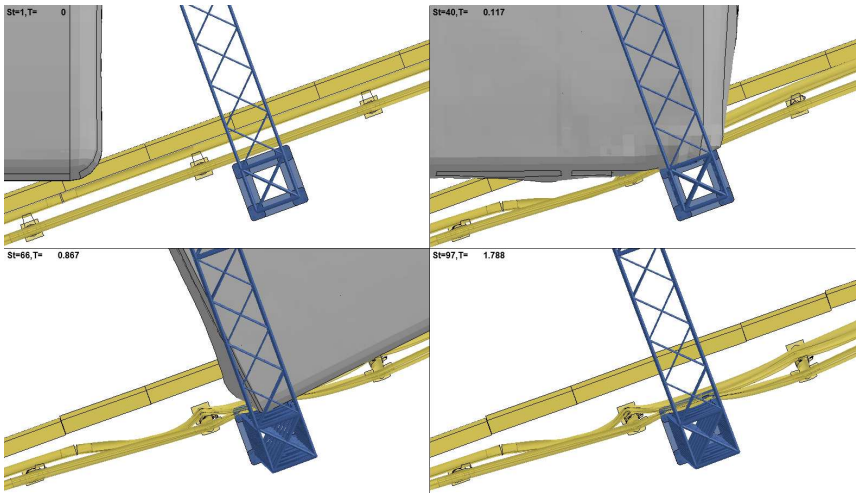
Fig. 5. Supporting structure, overall view and detail of a basis

Wyniki symulacji zderzenia autobusu z barierą oraz zderzenia z barierą i wysięgnikiem pokazano na rysunkach 6, 7 i 8. Zderzenie autobusu powoduje przemieszczenie się górnej części bariery. W przypadku systemu z wysięgnikiem, przemieszczający się przód auta zderza się także ze słupem wysięgnika (Rys. 7). Wysięgnik przejmuje cześć energii uderzenia znacząco zmniejszając trwałe przemieszczenie bariery. Porównanie deformacji barier dla obu rozpatrywanych przypadków pokazane jest na Rys. 8.

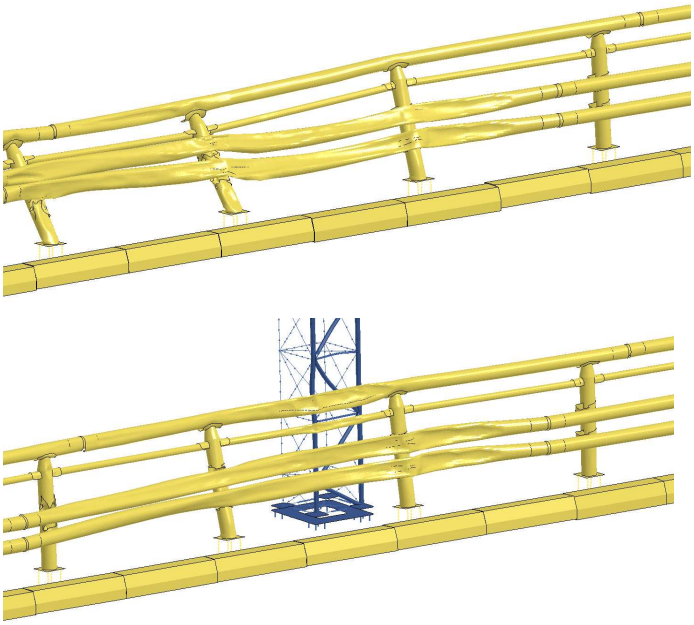
W przypadku zderzenia autobusu w układ bariera-wysięgnik następuje bezpośredni kontakt dachu autobusu i słupa wysięgnika. Trwałe przemieszczenie górnej części słupa wysięgnika wyniosło 200 mm. Porównanie trwałych deformacji bariery oraz układu bariera i wysięgnik pokazane jest na Rys. 8. W przypadku zderzenia z wysięgnikiem trwałe deformacje słupków są znacząco mniejsze niż, gdy zderzenie następuje w samą barierę. Pokazane wyniki potwierdzają wcześniejszą uwagę dotyczącą dużej sztywności wysięgnika i jego znaczącego udziału w analizowanym zdarzeniu.



Rys. 6. Test TB51: lewa strona wyniki bez wysięgnika, prawa z wysięgnikiem
Fig. 6. Test TB51: Crash without and with supporting structure



Rys. 7. Widok zdeformowanej bariery przy testach z wysięgnikiem
Fig. 7. Detailed view of deformed barrier in test with supporting structure

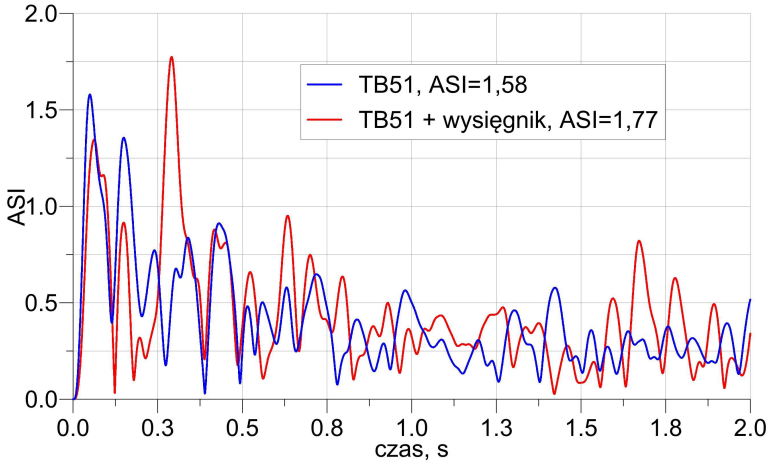


Rys. 8. Widok zdeformowanej bariery przy testach bez i z wysięgnikiem

Fig. 8. View of deformed barrier in test without and with supporting structure

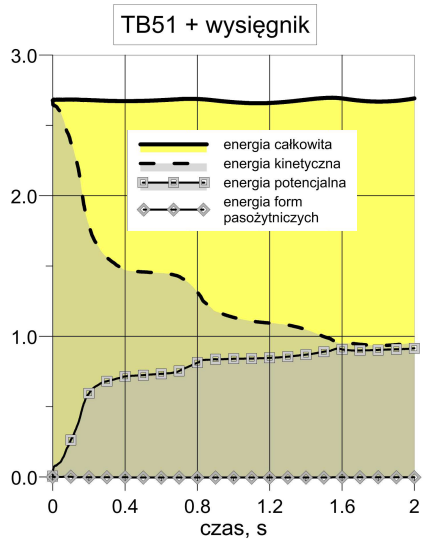
W analizowanych przypadkach zderzeń autobusu porównane zostały przebiegi czasowe wskaźnika intensywności przyspieszenia ASI (Rys. 9), obliczone na podstawie przyspieszeń w akcelerometrze umieszczonym w pobliżu środka ciężkości pojazdu. Choć różnice w trwałych deformacjach samej bariery i bariery z wysięgnikiem są znacząco różne, to jednak przebiegi czasowe parametru ASI dla obu przypadków są podobne. Największa wartość parametru ASI dla zderzenia autobusu w samą barierą wyniosłą 1,58, a dla uderzenia w układ bariera i wysięgnik 1,77. W przypadku uderzenia w barierę i wysięgnik maksymalna wartość parametru ASI związana jest z kontaktem autobusu zarówno z barierą jak i wysięgnikiem. Wzrost wskaźnika ASI dla przypadku bariery z wysięgnikiem wynosi 12 %. Maksymalna wartość ASI następuje w około 0,3 sekundzie zderzenia, co spowodowane jest przesunięciem momentu pełnego kontaktu autobusu z barierą i wysięgnikiem.

Poprawność zrealizowanych symulacji numerycznych potwierdzona została analizą zmienności energii związanych z procesem dynamicznym. Energia form pasożytniczych jest na bardzo niskim poziomie względem pozostałych tzw. energii fizycznych (Rys. 10).



Rys. 9. Przebieg czasowy współczynnika ASI uzyskany w symulacjach numerycznych

Fig. 9. ASI curves in numerical simulations



Rys. 10. Bilans energii w układzie dynamicznym w trakcie symulacji dla testu TB51 z wysięgnikiem

Fig. 10. Energy balance in a dynamic system during the simulation of test TB51 with supporting structure

4. Uwagi końcowe

Drogowe urządzenia bezpieczeństwa ruchu pełnią bardzo ważną rolę w procesie poprawy stanu BRD w Polsce. Metodykę sprawdzania konieczności zastosowania barier ochronnych w zależności od zagrożeń występujących na drodze lub w jej otoczeniu, parametrów ruchu drogowego, klasy drogi, a także sposób ustalania cech funkcjonalnych barier ochronnych i sposób ich usytuowania na drodze, zawarto w wytycznych ich stosowania. Jednakże wytyczne te nie spełniają wszystkich oczekiwań projektantów i wykonawców barier, a także administracji drogowej. Dlatego konieczne jest kontynuowanie badań w celu aktualizacji tych wytycznych. Użytecznym narzędziem w badaniach zderzeń pojazdów z urządzeniami BRD są symulacje numeryczne. W pracy przedstawiono wybrany przypadek zderzenia autobusu z barierą mostową oraz uderzenia w system bariera mostowa i urządzenie wsporcze. Wyniki analiz numerycznych wskazują na znaczący udział konstrukcji wsporczej w zderzeniu, która powoduje istotne zmiany w trwałych odkształceniach bariery dla obu badanych konfiguracji zderzenia. Uwzględnienie konstrukcji wsporczej wpływa także na parametr ASI zwiększając jego wartość o 12%.

Podziękowania

Praca wykonana w ramach projektu Urządzenia bezpieczeństwa ruchu drogowego" (nr umowy DZP/RID-I-67/13/NCBR/2016). Obliczenia wykonano na komputerach Centrum Informatycznego Trójmiejskiej Akademickiej Sieci Komputerowej.

Literatura

[1] Budzyński M., Jamroz K.: Roadside Trees as a Road Safety Hazard in Poland. TRB AFB(20) 2 Meeting on Road Side Safety Design - 5 November 2014, Brussel.

[2] Budzyński M., Jamroz K., Jeliński Ł., Antoniuk M., Wilde K.: Otoczenie drogi źródłem zagrożeń dla uczestników ruchu drogowego. Drogownictwo, R. 70, nr 4-5 (2015), s. 126-133.

[3] Budzyński M., Jamroz K.: Strategia zmniejszenia liczby i skutków wypadnięcia pojazdu z drogi. Drogownictwo, R. 64, nr 4-5 (2009), s. 134-142.

[4] Lee J., Mannering F.: Research Assistant Professor and Chair Analysis of roadside accident frequency and severity and roadside safety management. Final Research Report Research Project T9903, Task 97, Analysis of Roadside Accident Severity & Roadside Safety Management; U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington 1999.

[5] Jamieson N.J., Waibl G., Davies R.: Use of roadside barriers versus clear zones. NZ Transport Agency research report 517, Wellington, New Zealand, 2011.

[6] Holdridge J. M., Shankar V. N., Ulfarsson G. F.: The crash severity impacts of fixed roadside objects. Journal of Safety Research 36 (2005) 139-147.

[7] GDDKiA: Wytyczne stosowania drogowych barier ochronnych na drogach krajowych. GDDKiA Warszawa, 2010.

[8] PE-EN 1317-1/8, Systemy ograniczające drogę - Część 1-8. Polska Norma (części przygotowane i w trakcie przygotowania).
[9] Wytyczne stosowania drogowych barier ochronnych na drogach krajowych, Załącznik do Zarządzenia Nr 31 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 23.04.2010, Warszawa, 2010.
[12] Ren Z., Vesenjak M., Computational and experimental crash analysis of the road safety barrier, Engineering Failure Analysis, 12 (2005) 963-973.
[13] Borovinsek M., Vesenjak M., Ulbin M., Ren Z., Simulation of crash test for high containment levels of road safety barriers, Engineering Failure Analysis, 14 (2007) 1711-1718.
[14] Barnas A., Edl T.: Heavy Impact on Bridge Restraint Systems – State of Art – Loading Cases and analysis – Advantages of Modern Bridge Restraint Systems. International Conference on Bridges, Dubrownik, Croatia 2006.
[15] Thai H.: Performance evaluation of steel and composite bridge safety barriers by vehicles crash simulation , Interaction and Multiscale Mechanics, vol. 3, No 4 (2010) 405-414.
[16] Atahan A., Cansiz O.: Impact analysis of vertical flared back bridge rail-to-guardial transition structure using simulation. Finite Elements in Analysis Design, 41 (2005) 371-396.
[17] Livermore Software Technology Corporation, 7374 Las Positas Road, Livermore, CA 94551, www.lstc.com {dostęp 15.05.2016 r.}.
[18] http://www.vikorsta.com/Products/Traffic-safety/Bridge-parapets/Orsta-bridge-parapet/ {dostęp 15.05.2016 r.}.
[19] Determination of Structural Capacity by Non-linear FE analysis Methods, DET NORSKE VERITAS AS, 2013.

NUMERICAL SIMULATIONS OF BUS CRASH-TEST WITH BARRIER AND TRUSS SUPPORTING STRUCTURE

S u m m a r y

The paper presents initial results concerning numerical simulations of crash tests where the bus impacts the bridge parapet safety barrier and additional obstacle in the form of the truss supporting structure placed in the working width of the barrier. Such accident is one of the most popular albeit dangerous event. Here the characteristics of the so-called hard road neighbourhood are presented along with some possibilities of mitigating the risk. Numerical results of the crash tests are presented.

Keywords: road safety devices, numerical simulations, crash tests, road neighbourhood, Finite Element Method

Przesłano do redakcji: 07.06.2016 r.
Przyjęto do druku: 30.06.2016 r.

DOI: 10.7862/rb.2016.54

I n f o r m a c j e d o d a t k o w e

1. Lista recenzentów współpracujących jest opublikowana w czwartym numerze *Czasopisma Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury*: 63(4/16) oraz na stronie internetowej:
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/
   (dotychczasowa nazwa: *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Budownictwo i Inżynieria Środowiska*), strona internetowa:
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/budownictwo-i/
2. Zasady recenzowania są udostępnione na stronie internetowej:
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/zasady-recenzowania/
3. Informacje dla autorów artykułów są udostępnione na stronie internetowej:
   oficyna.portal.prz.edu.pl/informacje-dla-autorów/
4. Formularz recenzji jest udostępniony na stronie internetowej:
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/
5. Instrukcja dla autorów omawiająca szczegółowo strukturę artykułu, jego układ, sposób przygotowywania materiału ilustracyjnego i piśmiennictwa jest zamieszczona na stronie internetowej:
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/instrukcja-dla-autorów/
   oraz
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/
   w zakładce „Instrukcja dla autorów”
6. Dane kontaktowe do redakcji czasopisma, adresy pocztowe i e-mail do przesyłania artykułów oraz dane kontaktowe do wydawcy są podane na stronie internetowej (Komitet Redakcyjny):
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/

Zasady recenzowania, informacje dla autorów, formularz recenzji, instrukcja dla autorów i dane kontaktowe do redakcji czasopisma i wydawcy są również opublikowane w czwartym numerze *Czasopisma Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury*, z. 63 (4/2016).

Nakład 300 + 50 egz. Ark. wyd. 33,33. Ark. druk. 29,50. Papier offset. 80g B1.
Oddano do druku w czerwcu 2016 r. Wydrukowano w sierpniu 2016 r.
Drukarnia Oficyny Wydawniczej, al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów
Zam. nr 71/16