

Politechnika Lubelska
Wydział Budownictwa i Architektury

BUDOWNICTWO
I ARCHITEKTURA

Vol. 12(1) 2013

Politechnika Lubelska
Lublin, 2013

Politechnika Lubelska
Wydział Budownictwa i Architektury

BUDOWNICTWO I ARCHITEKTURA



Vol. 12(1) 2013

Politechnika Lubelska
Lublin, 2013

Rada Naukowa

Tomasz Bajda (AGH Kraków)
Ivan Baláž (University of Economics in Bratislava)
Mykola Bevz (National University Lviv Polytechnic)
Grażyna Dąbrowska-Milewska (Politechnika Białostocka)
Wiesława Głodkowska, prof. PK (Politechnika Koszalińska)
Adam Goliger (The Council for Scientific and Industrial Research - CSIR)
Zbyněk Keršner (Brno University of Technology)
Halit Cenani Mertol (Atılım University)
Adam Nadolny (Politechnika Poznańska)
Sandro Parrinello (Pavia University)
Wojciech Radomski (Politechnika Łódzka i Politechnika Warszawska)
Elżbieta Radziszewska-Zielina (Politechnika Krakowska)
Petro Rychkov (National University of Water Management and Nature Resources Use)
Shamsher Bahadur Singh (Birla Institute of Technology and Science)
Anna Sobotka (AGH Kraków)
Viktor Tur (Technical University of Brest)

Kolegium Redakcyjne

Redaktor naczelny: **Wojciech Franus**

Redaktorzy tematyczni:

Joanna Giecwicz, Anna Halicka, Piotr Jaśkowski, Wojciech Kosiński, Jan Kukielka,
Tomasz Lipecki, Marek Łagoda, Wojciech Piasta, Jadwiga Roguska,
Małgorzata Rozbicka, Elżbieta Ryńska, Bogusław Szmygin, Daniel Załuski

Sekretariat: Lidia Bandura

Adres redakcji:

Politechnika Lubelska, Wydział Budownictwa i Architektury
ul. Nadbystrzycka 40, 20-618 Lublin, e-mail: wb.bia@pollub.pl

Strona czasopisma:

<http://wbia.pollub.pl/pl/o-wydziale/czasopismo-budownictwo-i-architektura>

Publikacja wydana za zgodą Rektora Politechniki Lubelskiej
Finansowana w ramach środków Ministra Nauki i Szkolnictwa Wyższego

© Copyright by Politechnika Lubelska 2012

ISSN 1899-0665

Realizacja: Biblioteka Politechniki Lubelskiej
Ośrodek ds. Wydawnictw i Biblioteki Cyfrowej
ul. Nadbystrzycka 36A, 20-618 Lublin, email: wydawca@pollub.pl
Fundacja Rozwoju Politechniki Lubelskiej

SPIS TREŚCI
CONTENTS

Inżynieria Przedsięwzięć Budowlanych

Sławomir Biruk, Piotr Jaśkowski:

- Dobór elementów deskowania ścian z uwzględnieniem kryteriów ekonomicznych
Economic criteria for the selection of wall formwork 7

Robert Bucoń, Anna Sobotka:

- Wyznaczanie zakresu remontu budynku mieszkalnego
Determination of the residential renovation range 15

Agata Czarnigowska, Anna Sobotka:

- Zależność czas-koszt w przewidywaniu czasu realizacji budowy
Time-Cost Relationship for Predicting Construction Duration 23

Artur Duchaczek, Dariusz Skorupka:

- Zastosowanie metod optymalizacji wielokryterialnej przy ocenie ryzyka uszkodzenia obiektów mostowych
Employing multi criteria optimisation methods for risk assessment of damage to bridge objects 31

Roman Marcinkowski:

- Planowanie organizacji robót budowlanych na podstawie analizy nakładów pracy zasobów czynnych
Labor demand as a key factor in building process planning 39

Mieczysław Poloński:

- Harmonogramowanie realizacji przedsięwzięć budowlanych z uwzględnieniem buforów czasu wyznaczonych na podstawie analizy ryzyka
Scheduling of building projects taking into account the time buffers determined on the basis of risk analysis 47

Elżbieta Radziszewska-Zielina, Anna Sobotka, Edyta Plebankiewicz,

Krzysztof Zima:

- Wstępna identyfikacja i ocena parametrów wpływających na wydajność układu operator-maszyna do robót ziemnych
Preliminary identification and evaluation of parameters affecting the capacity of the operator-earthmoving machine system 53

Magdalena Rogalska, Zdzisław Hejducki:

- Analiza kosztów prac projektowych hal stalowych według standardów środowiskowych, zaleceń prawnych i cen rynkowych
The cost analysis of steel halls designing, according to environmental standards, legal guidelines and market prices 61

Janusz Szelka, Zbigniew Wrona:

- Wykorzystanie rozmytych baz danych i baz wiedzy do wspomagania przedsięwzięć inżynierskich
The use of fuzzy databases and knowledge bases for aiding engineering projects 69

Krzysztof Zima:

- Integracja dokumentacji w procesie budowlanym z wykorzystaniem modelowania informacji o budynku
Integrating construction process documentation with the use of building information modeling 77

Konstrukcje betonowe**Przemysław Bodzak:**

- Wpływ granicy plastyczności zbrojenia głównego na nośność elementów wzmocnionych kompozytami CFRP
The influence of steel yielding of main reinforcement on bending capacity of beams strengthened with CFRP strips 85

Karol Bolbotowski, Michał Knauff, Tomasz Sokół:

- Zastosowanie optymalizacji topologicznej w projektowaniu konstrukcji żelbetowych z wykorzystaniem modeli „Strut and Tie”
Applications of truss topology optimization in the design of reinforced concrete structures using „Strut and Tie” models 91

Lidia Buda-Ożóg:

- Niezawodności strefy podporowej belek kształtowanej z zastosowaniem modeli ST
The reliability of the support zone of beams formed with the use of ST models 99

Wit Derkowski, Mateusz Surma:

- Wpływ nadbetonu na pracę sprężonych płyt stropowych HC na podporach podatnych
Influence of concrete topping on behaviour of prestressed Hollow Core floor slabs on flexible supports 107

Michał Głowacki, Marian Abramowicz, Robert Kowalski:

- Wpływ temperatury zbrojenia na sztywność belek żelbetowych w warunkach pożarowych
The influence of reinforcement temperature on stiffness of reinforced concrete beams in fire conditions 115

Jacek Korentz:

- Metoda analizy pracy zginanego przekroju żelbetowego w stanie deformacji pokrywicznych
The method of analysis of a reinforced concrete section under bending in the post-yield range 123

Renata Kotyńska, Michał Staśkiewicz:

- Analiza efektywności wzmocnień żelbetowych elementów zginanych za pomocą wstępnie naprężonych kompozytów CFRP
Efficiency analysis of strengthening of RC structures with prestressed CFRP composites 131

Rafał Ostromecki:

- Szerokość rys ukośnych w belkach żelbetowych w świetle wyników badań
Diagonal crack width towards the experimental results 139

Marta Słowik:

- Wpływ wytrzymałości betonu na nośność na ścinanie elementów żelbetowych bez zbrojenia poprzecznego
The influence of concrete strength on shear capacity of reinforced concrete members without shear reinforcement 147

Piotr Smarzewski:

- Stany graniczne użyteczności belek żelbetowych z betonu wysokowartościowego z dodatkiem włókien
Serviceability limit states of high performance reinforced concrete beams with hybrid fibre 155

Tomasz Trapko:

- Odkształcalność ściskanych elementów betonowych wzmocnionych materiałami kompozytowymi FRCCM
The deformability of compressed concrete elements strengthened with FRCCM composite materials 163

Victor Tur, Stanisław Fic:

- Control of the transmission length in the prestressed hollow-core slabs using values of the strand end slip
Kontrola wartości długości zakotwienia cięgien w sprężonych płytach kanałowych przy użyciu wartości poślizgu splotów 171

Piotr Turkowski:

- Projektowanie zabezpieczeń ogniochronnych konstrukcji żelbetowych wzmocnionych zewnętrznym zbrojeniem doklejonym z uwagi na warunki pożarowe
The structural fire design of concrete structures with externally bonded reinforcement and fire protection system 179

Tadeusz Urban, Michał Gołdyn, Łukasz Krawczyk:

- Badania nośności wewnętrznych słupów żelbetowych w obszarze połączenia z płytą żelbetową z betonu lekkiego
The experimental investigations of RC internal columns in the connection zone with lightweight concrete slab 187

Tadeusz Urban, Michał Gołdyn, Łukasz Krawczyk:

- Wpływ rodzaju zbrojenia poprzecznego o niepełnym zakotwieniu na nośność płyty żelbetowej przy przebiciu
The analysis of the effectiveness of different types of punching shear reinforcement not fully anchored 195

Szczepan Woliński:

- Ocena niepewności modeli nośności elementów żelbetowych
The evaluation of uncertainty in the resistance models of reinforced concrete members 203

Mechanika konstrukcji**Jarosław Bęc, Tomasz Lipecki, Ewa Błazik-Borowa:**

- Pomiary drgań aeroelastycznych modeli masztów z odciągami w tunelu aerodynamicznym
Wind tunnel measurements of aeroelastic guyed mast models 211

Agnieszka Dudzik, Urszula Radoń:

- Propozycja jawnego uwzględnienia losowego charakteru parametrów w procesie projektowania
The proposal of explicit account of the random character of design process parameters 219

Magdalena Rucka:

- Przyczynek do diagnostyki kotew skalnych za pomocą propagacji fal sprężystych
Contribution to the diagnostics of rock bolts using elastic wave propagation..... 227

Paweł Kossakowski:

- Numeryczna analiza rozwoju mikrouszkodzeń w elemencie z defektem w postaci nieciągłości strukturalnej
The numerical analysis of micro-damage evolution in damaged element with structural discontinuity 235

Błażej Meronk, Krzysztof Wilde:

- Diagnostyka zginanej płyty betonowej z zastosowaniem fal ultradźwiękowych modulowanych drganiami niskich częstotliwości
Diagnostics of concrete plate in bending with ultrasonic waves modulated by low frequency oscillations 243

Eliza Mytych-Kumańska, Paweł Kossakowski:

- Odporność na pękanie starej stali mostowej
Fracture toughness of old bridge steel 251

Monika Podwórna, Marian Klasztorny:

- Wpływ losowych nierówności toru na drgania wybranego układu most zespolony / nawierzchnia kolejowa / pociąg szybkiego
Effect of random track irregularities on selected composite bridge / track structure / high-speed train system vibrations 259

Michał Pieńko:

- Analiza deformacji układów węzłowych rusztowań budowlanych
The analysis of the deformation of node in a modular scaffolding system 267

Beata Potrzyszcz-Sut, Ewa Pabisek:

- Analiza stanu naprężeń i przemieszczeń konstrukcji aluminiowej z wymienianymi elementami
The analysis of stresses and displacements in the aluminium structure with replaceable elements 275

Jacek Szulej:

- Badania wstępne parametrów dynamicznych w konstrukcjach wielomateriałowych z dodatkiem zeolitu
The initial research of dynamic parameters for composite structures containing Zeolite 283

Piotr Wielgos:

- Strojenie tłumików masowych na przykładzie Stadionu Miejskiego w Poznaniu
The tune of mass dampers for the Municipal Stadium in Poznan 291

Dobór elementów deskowania ścian z uwzględnieniem kryteriów ekonomicznych

Sławomir Biruk, Piotr Jaśkowski¹

¹ Katedra Inżynierii Procesów Budowlanych, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e-mail: s.biruk@pollub.pl, p.jaskowski@pollub.pl

Streszczenie: Racjonalne planowanie deskowania konstrukcji (dobór systemu, zaprojektowanie układu elementów) wpływa na koszty wykonania obiektów realizowanych w technologii monolitycznej. Istotny udział w strukturze kosztów stanowią koszty dzierżawy elementów systemu, a przede wszystkim robocizny przy ich montażu i demontażu. W artykule jest rozważany problem ustalania planu zadeskowania ścian kondygnacji obiektów w aspekcie minimalizacji ww. kosztów. Opracowano model matematyczny zagadnienia projektowania układu tarcz oraz rozwiązano przykład jego rozwiązania dla dwóch kryteriów optymalizacji.

Słowa kluczowe: technologia budownictwa monolitycznego, systemy deskowań, deskowania ścian, optymalizacja.

1. Wprowadzenie

Koszty deskowania wpływają zasadniczo na koszt całkowity robót betonowych. Wynikają one z wysokich kosztów dzierżawy elementów oraz dużych nakładów pracy żywej i maszyn przy formowaniu konstrukcji [1]. Koszty robocizny przy montażu i demontażu deskowań ścian mogą stanowić ponad 50% kosztu realizacji obiektu monolitycznego (według informacji firmy Harsco udział pozostałych kosztów jest następujący: koszt deskowań ok. 11%, koszt materiałów 30%, koszt robocizny przy betonowaniu konstrukcji ok. 7%) [2].

Błędne decyzje przy doborze deskowań mogą prowadzić do zwiększenia kosztów ich dzierżawy, przy zamówieniu na budowę zbyt dużej liczby tarcz i przy zbyt długich okresach składowania niewykorzystywanych elementów, a w przypadku nadmiernej ich rotacji – do zwiększenia prawdopodobieństwa ich uszkodzenia. Zbyt mała liczba deskowań może skutkować ponadto opóźnieniem terminu zakończenia realizacji oraz nieuzyskaniem oczekiwanego rezultatu pod względem jakości uzyskanej powierzchni [3]. Dlatego przed przystąpieniem do robót należy zaprojektować w sposób racjonalny układ tarcz do zaformowania i dokonać zestawienia elementów deskowania.

Projekt powinien być poprzedzony analizą ekonomiczną (wybór systemu) oraz zawierać koncepcję organizacji robót, w tym podział na działki i sposób rotacji kompletów deskowań. Przy doborze deskowania (i ocenie ofert dostawców) należy uwzględnić podstawowe kryteria efektywności realizacji robót, np. minimalizację kosztu i cyklu budowy, a także należy dążyć do redukcji uciążliwości pracy, zapewnienia właściwych warunków bezpieczeństwa pracy oraz zapewnić wymagania jakościowe określone w specyfikacjach technicznych [4]. System deskowań powinien być dostosowany do rodzaju konstrukcji i warunków realizacyjnych danej budowy (np. ciężar elementów musi być dostosowany do parametrów pracy dostępnych żurawi). Dobór rodzaju tarcz i ich ilości, w zależności od geometrii konstrukcji, jest dokonywany często *lw* przez dostawców deskowań lub rzadziej przy ich współpracy. Dostawcy korzystają z firmowego oprogramowania wspomagającego alokację tarcz, stosując przy tym niejawnie kryteria, zapewne zbieżne z ich celami działalności, i uwzględniając ograniczenia wynikające z ich możliwości logistycznych (dostępność tarcz danego typu w lokalnych magazynach).

Sposób wyboru dostawców deskowań powinien być zgodny z regulacjami Kodeksu cywilnego, który wyróżnia cztery odmienne tryby zawierania umów: drogą oferty, aukcji,

przetargu i negocjacji. Ze względu na złożoność problemu (jednoczesny wybór dostawcy, systemu oraz projektowanie układu i liczby tarcz) proces ten powinien zapewnić możliwość udziału wykonawcy robót w dokonywaniu istotnych ustaleń, a końcowa oferta powinna być wynikiem porozumienia dokonanego na drodze negocjacji. Dobór właściwego systemu deskowania oraz opracowanie projektu może być realizowany na przykład według procedury obejmującej następujące etapy:

1. Ustalenie wymagań technicznych i istotnych kryteriów projektowych.
2. Przegląd systemów deskowań i wybór systemów spełniających wymagania placu budowy.
3. Poinformowanie potencjalnych dostawców wybranych systemów o potencjalnym zamówieniu. W odpowiedzi dostawcy przedkładają ogłoszenia swoich usług z propozycją ceny, stanowiące zaproszenia do podjęcia negocjacji.
4. Ocena propozycji dostawców i podjęcie negocjacji z wybranym podmiotem w zakresie ustaleń szczegółowego planu zadeskowania obiektu z uwzględnieniem kryteriów istotnych dla wykonawcy robót.
5. Zawarcie umowy z dostawcą.
6. Sporządzenie harmonogramu szczegółowego robót.

Etap 2 i 4 może być również realizowany zgodnie z zasadą tzw. modyfikacyjnego przyjęcia oferty ocenionej najwyżej, przez udzielenie odpowiedzi na nią z zastrzeżeniem zmian lub uzupełnień nie zmieniających istotnie treści oferty [5].

W fazie realizacji robót betonowych do zadań wykonawcy i kierownika budowy należy [6]:

- nadzorowanie montażu deskowań zgodnie z planem lub specyfikacjami (DTR) i projektem,
- sprawdzanie jakości wykorzystywanych elementów,
- odbiór deskowań i zbrojenia przed betonowaniem,
- nadzór nad robotami betonowymi – kontrola przyrostu wytrzymałości betonu, potwierdzenie terminu rozdeskowania itp.

Zagadnienie optymalizacji wykorzystania deskowań w wykonawstwie monolitycznych konstrukcji betonowych nie zostało dotychczas formalnie rozwiązane. Stosuje się podejścia wariantowania rozwiązań, jednak mają one zawsze ograniczony i subiektywny charakter [4].

2. Optymalizacja planu zadeskowania

Oferowane na rynku systemy deskowań umożliwiają formowanie konstrukcji w wielu wariantach poprawnych technicznie przy zastosowaniu różnych rozwiązań narożników (systemowe narożniki zewnętrzne lub tarcze uzupełniające) oraz różnych układów i wielkości płyt [7]. Zróżnicowanie wymiarów płyt oraz stosowanie elementów uzupełniających ułatwiają dostosowanie systemu do każdego typu obiektu [1]. Oznacza to konieczność wielokrotnego dobierania elementów do kształtu planowanej konstrukcji i wyboru wariantu najkorzystniejszego (najtańszego czy o najmniejszej pracochłonności). Takie postępowanie, nawet dla doświadczonego projektanta, jest czasochłonne i nie zawsze prowadzi do uzyskania rozwiązania optymalnego [7]. Dlatego zagadnienie optymalizacji zadeskowania powinno być sformułowane w postaci programowania matematycznego, a algorytm zaimplementowany w programach wspomagających projektowanie zaformowania konstrukcji obiektu.

W modelu zagadnienia przyjęto następujące oznaczenia:

- S – zbiór ścian na działce,
- A – zbiór naroży ściennych typu „T” na działce,
- B – zbiór naroży ściennych typu „L” na działce,
- C – zbiór naroży ściennych typu „X” na działce,
- W_A – zbiór możliwych w systemie wariantów deskowania naroży ściennych typu „T”,
- W_B – zbiór możliwych w systemie wariantów deskowania naroży ściennych typu „L”,
- W_C – zbiór możliwych w systemie wariantów deskowania naroży ściennych typu „X”,
- l_j – szerokość (długość w rzucie) ściany j ($j \in S$) w świetle naroży,
- s_i – szerokość płyty deskowania typu i ($i = 1, 2, \dots, n$),
- c_i – koszt wynajmu elementu typu i ($i = 1, 2, \dots, n$) (z osprzętem) w okresie realizacji robót

betonowych wynikającym z harmonogramu [zł],

cs – koszt stały wstawki kompensującej [zł],

cw – jednostkowy koszt wykonania wstawki kompensującej [zł/cm],

e_w – koszt dzierżawy dodatkowych elementów naroża typu „T” w wariancie $w \in W_A$ (koszty kątowników, wstawek, trawersów i zamków bez kosztów płyt) [zł],

f_w – koszt dzierżawy dodatkowych elementów naroża typu „L” w wariancie $w \in W_B$ [zł],

g_w – koszt dzierżawy dodatkowych elementów naroża typu „X” w wariancie $w \in W_C$ [zł].

W przypadku minimalizacji pracochłonności robót, wyszczególnione wyżej koszty należy kalkulować jako koszty robocizny przy montażu i demontażu elementów.

Zmienne decyzyjne (nieujemne) wyznaczające dobór elementów (płyt) systemu do deskowania ścian określono w sposób następujący:

x_{ij} – liczba elementów typu i ($i = 1, 2, \dots, n$) do zadeskowania ściany j ($j \in S$), $x_{ij} \in \text{int}$,
int – zbiór liczb całkowitych,

x_i – liczba wynajętych elementów systemu deskowania typu i ($i = 1, 2, \dots, n$), $x_i \in \text{int}$,
– szerokość wstawki kompensującej w deskowaniu ściany j ($j \in S$),

y_w – niezbędna liczba kompletów elementów do wykonania naroży w wariancie $w \in W_A$,

z_w – niezbędna liczba kompletów elementów do wykonania naroży w wariancie $w \in W_B$,

v_w – niezbędna liczba kompletów elementów do wykonania naroży w wariancie $w \in W_C$,

d_j – szerokość (długość w rzucie) ściany j ($j \in S$), skorygowana o szerokość elementów naroży,

u_j – zmienne binarne ($u_j \in \{0, 1\}$), określone dla ścian ograniczonych z obu stron narożami, modelujące decyzje o konieczności zastosowania wstawki.

Wiele systemów deskowań umożliwia wariantowe rozwiązania deskowania naroży ściennych. Decyzje o wyborze wariantu deskowania naroża r będą modelowane za pomocą następujących zmiennych binarnych:

$$y_{rw} \in \{0, 1\} \quad (\forall r \in A, \forall w \in W_A),$$

$$z_{rw} \in \{0, 1\} \quad (\forall r \in B, \forall w \in W_B), \quad v_{rw} \in \{0, 1\} \quad (\forall r \in C, \forall w \in W_C).$$

Przyjmują one wartość 1 w przypadku wyboru wariantu w do zadeskowania naroża r , natomiast wartość 0 w przeciwnym przypadku. Ponieważ dla każdego naroża może być ustalony tylko jeden wariant jego zadeskowania, to zmienne te muszą spełniać następujące warunki:

$$\sum_{w \in W_A} y_{rw} = 1, \quad \forall r \in A, \quad (1)$$

$$\sum_{w \in W_B} z_{rw} = 1, \quad \forall r \in B, \quad (2)$$

$$\sum_{w \in W_C} v_{rw} = 1, \quad \forall r \in C. \quad (3)$$

Niezbędną do wynajęcia liczbę kompletów elementów naroży każdego typu i dla każdego wariantu (obejmujących kątowniki, wstawki, trawersy i zamki) można ustalić następująco:

$$y_w = \sum_{r \in A} y_{rw}, \quad \forall w \in W_A, \quad (4)$$

$$z_w = \sum_{r \in B} z_{rw}, \quad \forall w \in W_B, \quad (5)$$

$$v_w = \sum_{r \in C} v_{rw}, \quad \forall w \in W_C. \quad (6)$$

Szerokość wstawek kompensujących różnicę szerokości ściany ograniczonej z obu stron narożami w stosunku do łącznej szerokości elementów deskowania można ustalić na podstawie zależności:

$$lw_j = d_j - \sum_{i=1}^n s_i \cdot x_{ij} . \quad (7)$$

W artykule założono, że szerokość tej wstawki nie powinna być większa niż 25 cm (ze względów technologicznych z uwzględnieniem wymiarów płyt w systemach drobnowymiarowych):

$$0 \leq lw_j \leq 25 . \quad (8)$$

Koszty stałe wykonania wstawki są ponoszone jedynie w przypadku, gdy długość wstawki jest większa od 0. Zmienne u_j mogą przyjmować wartość 1 (minimalizowaną w funkcji celu) tylko, gdy $lw_j > 0$, zatem:

$$lw_j \leq M \cdot u_j . \quad (9)$$

Założono, że łączna szerokość elementów systemu deskowania ściany nieograniczonej z obu stron narożami nie powinna być znacznie większa od szerokości ściany:

$$5 \leq \sum_{i=1}^n s_i \cdot x_{ij} - d_j \leq 30 . \quad (10)$$

Liczbę elementów typu i zastosowanych do zadeskowania ścian na działce można ustalić na podstawie następującej zależności:

$$x_i = 2 \cdot \sum_{j \in S} x_{ij} + \delta_i, \quad \forall i = 1, 2, \dots, n , \quad (11)$$

gdzie: δ_i – liczba dodatkowych elementów typu i zastosowanych do zadeskowania naroży ścian na działce.

Funkcja celu minimalizująca koszty wynajmu deskowania (lub koszty robocizny) ma następującą postać:

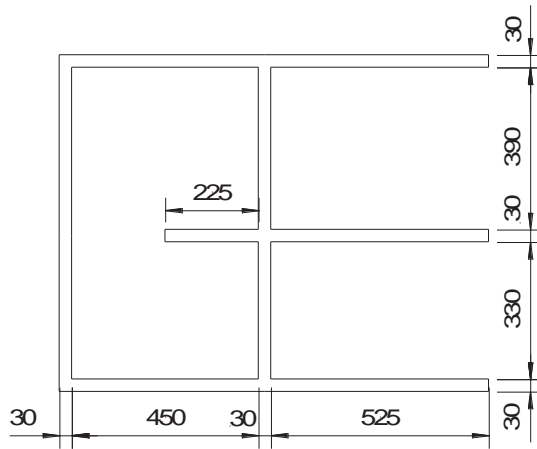
$$\begin{aligned} \min z : z = & \sum_{i=1}^n x_i \cdot c_i + \sum_{j \in S} 2 \cdot cs \cdot u_j + 2 \cdot \sum_{j \in S} lw_j \cdot cw + \\ & + \sum_{w \in W_A} e_w \cdot y_w + \sum_{w \in W_B} f_w \cdot z_w + \sum_{w \in W_C} g_w \cdot v_w \end{aligned} \quad (12)$$

W powyższym modelu matematycznym, obejmującym oprócz funkcji celu (12) i ograniczeń (1)–(11), także warunki brzegowe dla zmiennych decyzyjnych, pominięto zależności do ustalenia liczby dodatkowych elementów systemu stosowanych przy formowaniu naroży oraz do określenia skorygowanej szerokości ścian. Ich postać jest zależna od konkretnego systemu. Sposób ich formułowania przedstawiono na przykładzie jednego z nich – oferowanego na rynku polskim.

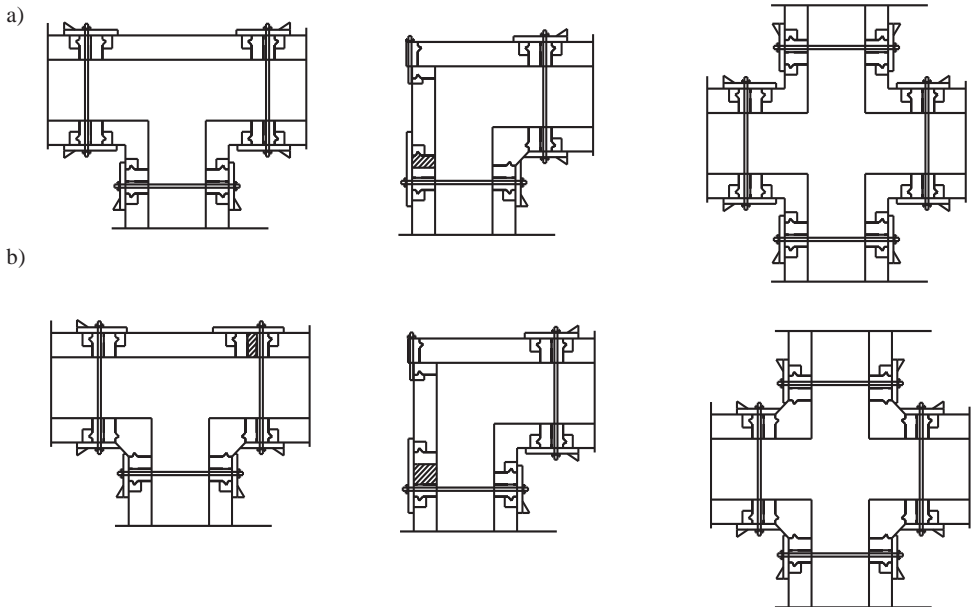
3. Przykład

Na rysunku 1 przedstawiono układ monolitycznych ścian konstrukcyjnych kondygnacji budynku (przykład). Przyjęto założenie upraszczające, że grubości wszystkich ścian są jednakowe i wynoszą 30 cm.

W analizowanym systemie deskowania są dostępne płyty o następującej szerokości: $s_1 = 30$ cm, $s_2 = 40$ cm, $s_3 = 45$ cm, $s_4 = 50$ cm, $s_5 = 75$ cm, $s_6 = 90$ cm, $s_7 = 75$ cm (płyta uniwersalna do formowania ścian i naroży). Sposób kształtowania naroży przedstawiono na rysunku 2.



Rys. 1. Układ ścian konstrukcyjnych (przykład)



Rys. 2. Schematy zadeskowania naroży typu T L i X w analizowanym systemie: a) wariant 1, b) wariant 2

Dodatkową liczbę elementów deskowania używanych przy formowaniu naroży można ustalić zatem następująco:

$$\delta_1 = \delta_2 = \delta_3 = 0,$$

$$\delta_4 = \delta_7 = \sum_{r \in B} z_{r1} + \sum_{r \in B} z_{r2},$$

$$\delta_5 = \sum_{r \in A} y_{r2},$$

$$\delta_6 = \sum_{r \in A} y_{r1}.$$

W tabeli 1 zestawiono zależności do ustalenia skorygowanej szerokości ścian d_j dla różnych kombinacji naroży wieńczących.

Tabela 1. Zależności do obliczenia szerokości d_j ściany skorygowanej o szerokość elementów narożników

Typ narożnika s na początku i t na końcu ściany	narożników			
	$t \in A$	$t \in B$	$t \in C$	brak
$s \in A$	$d_j = l_j -$ $30y_{s1} - 25y_{s2} -$ $30y_{t1} - 25y_{t2}$	$d_j = l_j -$ $30y_{s1} - 25y_{s2} -$ $25z_{t1} - 30z_{t2}$	$d_j = l_j -$ $30y_{s1} - 25y_{s2} -$ $30v_{t1} - 25v_{t2}$	$d_j = l_j -$ $30y_{s1} - 25y_{s2}$
	$s \in B$	$d_j = l_j -$ $25z_{s1} - 30z_{s2} -$ $30y_{t1} - 25y_{t2}$	$d_j = l_j -$ $25z_{s1} - 30z_{s2} -$ $25z_{t1} - 30z_{t2}$	$d_j = l_j -$ $25z_{s1} - 30z_{s2} -$ $30v_{t1} - 25v_{t2}$
$s \in C$		$d_j = l_j -$ $30v_{s1} - 25v_{s2} -$ $30y_{t1} - 25y_{t2}$	$d_j = l_j -$ $30v_{s1} - 25v_{s2} -$ $25z_{t1} - 30z_{t2}$	$d_j = l_j -$ $30v_{s1} - 25v_{s2} -$ $30v_{t1} - 25v_{t2}$
	brak	$d_j = l_j -$ $30y_{t1} - 25y_{t2}$	$d_j = l_j -$ $25z_{t1} - 30z_{t2}$	$d_j = l_j -$ $30v_{t1} - 25v_{t2}$

Koszty wynajmu tarcz deskowania ustalono na podstawie informacji rynkowych, natomiast nakłady czasu pracy na montaż deskowań odczytano z katalogu *Handbuch Arbeitsorganisation Bau* Zeszyt 1.03 *Rahmenschalung Richtzeiten* wydawnictwa Zeittechnik-Verlag GmbH. Model matematyczny zagadnienia optymalizacji planu zadeskowania ścian dla dwóch kryteriów (minimalizacja kosztów dzierżawy tarcz oraz minimalizacja pracochłonności montażu) rozwiązano stosując program LINGO 12.0 Optimization Modeling Software. W tabeli 2 zestawiono wyniki obliczeń.

4. Podsumowanie

Wykonawstwo monolitycznych konstrukcji budowlanych wymaga przez przedsiębiorstwa nie tylko znajomości nowoczesnych technologii budowania, ale także racjonalnego doboru rozwiązań oferowanych na rynku. W warunkach, gdy podstawowym kryterium oceny ofert wykonawców w przetargach jest cena, przedsiębiorstwa muszą redukować koszty, w celu zwiększenia swojej pozycji konkurencyjnej oraz szans na pozyskiwanie zleceń. Zaproponowany w artykule model zagadnienia ustalania układu tarcz deskowania ścian, zapisany w postaci liniowej ze zmiennymi całkowitoliczbowymi oraz binarnymi, może być rozwiązywany za pomocą dostępnych programów komputerowych (tzw. solverów). Wydaje się być zasadnym rozwijanie algorytmów dedykowanych (nawet heurystycznych czy metaheurystycznych) umożliwiających rozwiązanie złożonych modeli w stosunkowo krótkim czasie (dla kondygnacji o złożonej geometrii i dużej liczbie zmiennych). Mogą one stanowić, po zaimplementowaniu komputerowym, moduły kompleksowego systemu wspomagania podejmowania decyzji przy projektowaniu technologii i organizacji robót monolitycznych.

Tabela 2. Rozwiązania modeli zagadnienia ustalania planu zadeskowania (przykład)

Zmienna	Oznaczenie	Rozwiązanie modelu przy minimalizacji kosztu dzierżawy	Rozwiązanie modelu przy minimalizacji pracochłonności montażu
Liczba tarcz o szerokości 30 cm	x_1	2	0
Liczba tarcz o szerokości 40 cm	x_2	4	0
Liczba tarcz o szerokości 45 cm	x_3	0	0
Liczba tarcz o szerokości 50 cm	x_4	10	4
Liczba tarcz o szerokości 75 cm	x_5	24	40
Liczba tarcz o szerokości 90 cm	x_6	60	52
Liczba tarcz uniwersalnych o szerokości 75 cm	x_7	2	2
Łączna długość wstawek drewnianych	$\sum_{j \in S} l w_j$	0	0
Liczba naroży o wymiarach 30×30 cm z elementów aluminiowych	$y_1 / z_2 / v_1$	0 / 2 / 0	2 / 2 / 1
Liczba naroży o wymiarach 25×25 cm z elementów stalowych	$y_2 / z_1 / v_2$	2 / 0 / 1	0 / 0 / 0

Wyniki prac były finansowane z środków statutowych przyznanych przez Ministerstwo Nauki i Szkolnictwa Wyższego (S/63/2013).

Literatura

1. Orłowski Z. Systemy deskowań ramowych wielkowymiarowych. Inżynier budownictwa 4(2012) 54-61.
2. Systemy szalunkowe. Podręcznik użytkownika. Harsco Infrastructure. Listopad 2010.
3. Ignatowski P. Deskowania, najczęstsze błędy. Inżynier budownictwa 10 (2011) 82-86.
4. Marcinkowski R., Krawczyńska A. Wybór systemu i planowanie wykorzystania deskowań w wykonawstwie monolitycznych konstrukcji betonowych. Przegląd Budowlany 3 (2009),53-59.
5. Koch A., Napierała J., Olejniczak A. Umowy w obrocie gospodarczym. Wolters Kluwer Polska, 2011.
6. Peurifoy R.L., Schexnayder C.J., Shapira A. Construction Planning, Equipment, and Methods. McGraw-Hill International Edition, 2006.
7. Martinek W. Deskowania. XVII Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji, Ustroń 20-23.02, 2000.

Economic criteria for the selection of wall formwork

Sławomir Biruk¹, Piotr Jaśkowski²

¹ *Department of Construction Process Engineering, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: s.biruk@pollub.pl*

² *Department of Construction Process Engineering, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: p.jaskowski@pollub.pl*

Abstract: Planning formwork (selecting systems, designing layout of formwork members) affects the economy of in situ concrete structures. Formwork rental cost, and labor cost of formwork installation and removal, have a significant share in total cost. The paper investigates into the problem of minimizing wall shuttering cost. A mathematical model of the problem of panel layout is proposed, and its operation is illustrated by the case with two optimization criteria.

Keywords: in situ concrete technology, formwork systems, wall formwork, optimization.

Wyznaczanie zakresu remontu budynku mieszkalnego

Robert Bucoń¹, Anna Sobotka²

¹ *Katedra Inżynierii Procesów Budowlanych, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, r.bucon@pollub.pl*

² *Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki, Wydział Górnictwa i Geoinżynierii, AGH Akademia Górniczo-Hutnicza im. St. Staszica w Krakowie, sobotka@agh.edu.pl*

Streszczenie: Podejmowanie decyzji dotyczących wyboru rozwiązania remontowego jest zadaniem trudnym i złożonym, wymagającym od zarządcy uwzględnienia zarówno korzyści wynikających z wykonania określonych napraw, priorytetu określającego pilność naprawy jak również ograniczeń w dostępności nakładów finansowych. Wybór rozwiązania remontowego z uwzględnieniem powyższych warunków wymagał opracowania kompleksowego podejścia, które w pierwszej kolejności pozwala ocenić stan budynku i na tej podstawie wskazać potrzebny zakres remontu, z podaniem stopnia pilności napraw. W następnym etapie obliczeń autorzy proponują wykorzystanie rozmytego rozwinięcia metody AHP do określania istotności przyjętych w pracy kryteriów, których ocena stanowi podstawę uszeregowania i wyboru rozwiązań remontowych w zastosowanej metodzie TOPSIS. Podano przykład liczbowy zastosowania proponowanej metody wyboru rozwiązania remontowego wielorodzinnego budynku mieszkalnego.

Słowa kluczowe: rozwiązanie remontowe, wymagania eksploatacyjne, ocena budynku, naprawa, remont.

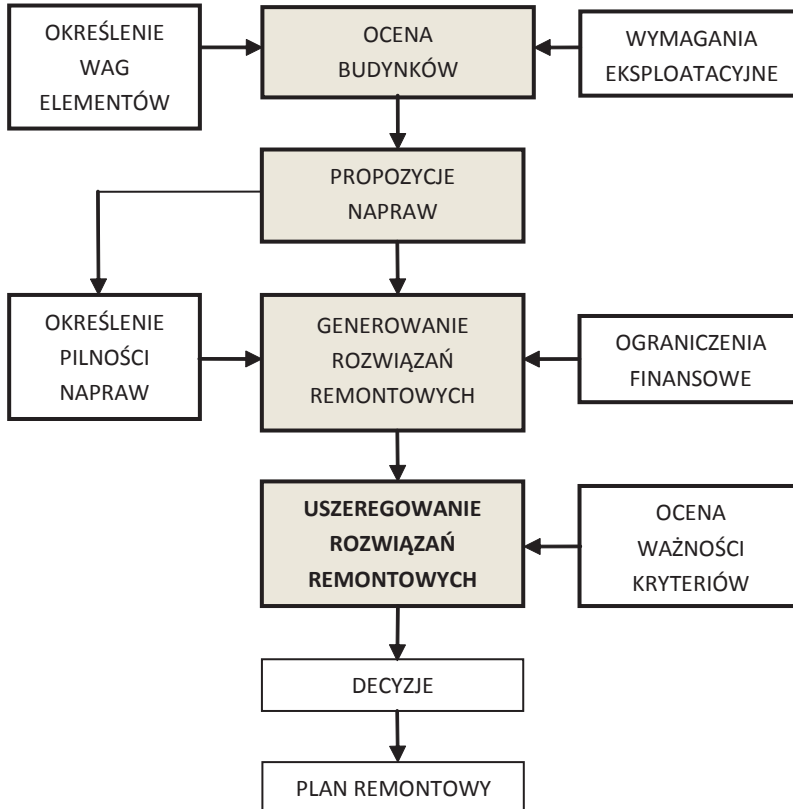
1. Wprowadzenie

Zarządzanie budynkami mieszkalnymi wymaga utrzymania budynku w stanie niepogorszonym i nakłada na zarządcę obowiązek zasadnego inwestowania środków finansowych przeznaczonych na remont [1]. Trudności temu towarzyszące są głównym powodem, dla którego podejmowanie decyzji przy wyborze napraw budynku wymaga od zarządcy dużego doświadczenia i umiejętności. Jest to związane z wielokryterialną oceną stanu budynku, prowadzącą do wyznaczenia zakresu napraw. Spełnienie wymagań, w ocenie budynku, powinny odnosić się zarówno do przepisów ujętych w prawie budowlanym oraz stawianych przez użytkowników. Według [2,3,4] wymagania te dotyczą oceny technicznej, energetycznej, wizualnej i funkcjonalnej budynku. Ocena budynku dla przyjętych wymagań eksploatacyjnych pozwala zdiagnozować jego stan i na tej podstawie określić potrzeby remontowe. Jednakże środki finansowe przeznaczane na remonty są zazwyczaj niewystarczające do ich przeprowadzenia. Zachodzi, zatem konieczność określenia takiego zakresu remontu, który przy uwzględnieniu warunków ograniczających, tj. dostępności środków finansowych oraz przypisanej proponowanym naprawom pilności wykonania, pozwoli wybrać te, które przynoszą największy przyrost ocen cząstkowych wartości użytkowej budynku, tj. stanu technicznego *ST*, energetycznego *SE*, funkcjonalnego *SF* i wizualnego *SW*.

W artykule autorzy proponują zastosowanie kompleksowego podejścia do wyboru rozwiązania remontowego. Obejmuje ono diagnostykę stanu budynku m.in. przy użyciu skali ocen lingwistycznych, określenie potrzeb remontowych na podstawie przeprowadzonej oceny, uszeregowanie proponowanych działań remontowych za pomocą wielokryterialnej metody TOPSIS, w której do ustalenia ważności przyjętych kryteriów oceny, stosowane jest rozwinięcie metody AHP Saaty'ego, pozwalającej uwzględnić rozbieżności w ocenie ważności przyjętych kryteriów.

2. Opis proponowanej metody

Proponowane podejście służące do wyboru rozwiązania remontowego obejmuje wiele działań, których etapy przedstawiono na rysunku 1. W poszczególnych etapach proponowanego podejścia przyjęto metody obliczeniowe, które szczegółowo opisywane są w dalszej części artykułu.



Rys. 1. Schemat proponowanej metody wyboru rozwiązania remontowego

2.1. Określanie ważności elementów do oceny wymagań eksploatacyjnych

Przyjętym rozwiązaniem do określenia wag elementów przyjętych do oceny wymagań eksploatacyjnych jest metoda pseudo-rozmytego skalowania [5], którego procedura obliczania wag składa się z następujących kroków:

- określenie przez ekspertów wpływu i -tego elementu na j -te kryterium ST , SF , SE , SW posługując się stopniową skalą ważności w_L (bardzo duży $BD = 0,9$, duży $D = 0,7$, średni $S = 0,5$, mały $M = 0,3$, bardzo mały $BM = 0,1$) oraz oceny pośrednie: $BD/D = 0,8$; $D/S = 0,6$; $S/M = 0,4$; $M/BM = 0,2$;
- obliczenie dla każdego i -tego elementu j -tego kryterium stopnia przynależności opinii ekspertów μ_L^{ij} do zmiennej lingwistycznej $L = \{BD, BD/D, D, \dots, BM\}$;
- wektory i macierze: – czcionka prosta pogrubiona – 10pkt.

$$\mu_L^{ij} = \frac{O_L^{ij}}{N}, \quad (1)$$

gdzie: O_L^{ij} - liczba ocen ekspertów zgodnych dla każdej zmiennej lingwistycznej L , dla i -tego elementu przy czym $i = 1, 2, \dots, k$, dla j -tego kryterium $j = 1, 2, 3$, N - liczba ekspertów biorących udział w ocenie.

- d) obliczenie wagi elementu w_{ij}^* każdego i -tego elementu, j -tego kryterium w sposób następujący:

$$w_{ij}^* = w_{ij} / \sum_{i=1}^n w_{ij}, \quad (2)$$

gdzie: $w_{ij} = \sum_L^M w_L \cdot \mu_L^{ij}$, w_L - wartości wag zmiennych lingwistycznych L , M - liczba stosowanych skal ważności $M = 9$, n - liczba elementów i -tego kryterium.

2.2. Ocena wymagań eksploatacyjnych i określanie potrzeb remontowych

Ocena budynku przeprowadzana jest w oparciu o przyjęte kryteria: stan techniczny ST , energetyczny SE i funkcjonalny SF i wizualny SW .

Do oceny stanu technicznego przyjęto metodę „średniej ważonej” (3), w której wskaźnik stopnia zużycia elementu budynku wyrażony jest w 5 stopniowej skali ocen lingwistycznych: bardzo dobry BD (0%), dobry D (20%), średni S (40%), zły Z (60%), bardzo zły BZ (80%). Mogą być również stosowane oceny pośrednie: BD/D (10%), D/S (30%), S/Z (50%), Z/BZ (70%).

$$O_{K_j} = \sum_{i=1}^n \frac{w_{ij} \cdot O_{ij}}{100}, \quad (3)$$

gdzie: w_{ij} , O_{ij} - waga, ocena (wskaźnik zużycia) i -tego elementu dla j -tego kryterium.

Do oceny stanu funkcjonalnego oraz wizualnego zastosowano również metodę „średniej ważonej”, ale w tym przypadku wskaźnikowi oceny stanu wyrażonego w takiej samej jak poprzednio skali ocen lingwistycznych przypisano wartości liczbowe od 1-5 z odpowiadającymi im określeniami lingwistycznymi BZ - BD [4].

Do oceny energetycznej budynku proponuje się skorzystanie z metody, przedstawionej w normie PN-B-02025, pozwalającej na obliczenie wskaźnika E wyrażonego w kWh/m² rok, określającego sezonowe zapotrzebowanie budynku na energię do ogrzewania. Proponowana do oceny elementów skala ocen lingwistycznych odnosi się do stopnia spełnienia wymagań normowych, tj. P (ponad wymagania), S (spełnia wymagania), N (nieznacznie nie spełnia wymagań), Z (znacznie nie spełnia wymagań).

Ocena elementów budynku przy użyciu określeń lingwistycznych jest podstawą określenia potrzebnych działań remontowych (napraw) N_i . Proponowane naprawy budynku mogą w różnym stopniu wpływać na poprawę przyjętych kryteriów. Zadaniem zarządcy jest zaproponowanie odpowiedniej technologii przeprowadzenia naprawy (najlepiej w kilku wariantach), dla których wymagane jest określenie przyrostu Δ dla przyjętych w pracy kryteriów K_j .

2.3. Generowanie rozwiązań remontowych

Zakres proponowanych napraw w budynku zazwyczaj przekracza możliwości finansowe, które są określone dla budynku w zaplanowanym budżecie. Zachodzi, zatem konieczność wyboru spośród proponowanych napraw tych, których wykonanie przyniesie największą korzyść mierzoną przyrostem wartości dla przyjętych kryteriów oraz których koszt wykonania nie przekroczy zaplanowanych wydatków przeznaczonych na remont. W przypadku, gdy kwota przeznaczona na remont pozwala rozpatrywać wiele możliwych wariantów remontowych, składających się z poszczególnych napraw, konieczne staje się zastosowanie odpowiednich narzędzi obliczeniowych umożliwiających ich wygenerowanie.

Przy określaniu możliwych rozwiązań remontowych, należy również uwzględnić priorytet naprawy, który określa stopień pilności jej wykonania. Może on być wyrażony liczbowo (np. 1- pilny, 2- wymagany, 3-zalecany), bądź też określony poprzez podanie najpóźniejszego terminu wykonania naprawy. Generowanie rozwiązań remontowych z uwzględnieniem stopnia pilności ich wykonania, gwarantuje pierwszeństwo wyboru w rozwiązaniu napraw o wyższym priorytecie, np. takich, od wykonania, których, zależy bezpieczeństwo użytkownika budynku, przyspieszony proces destrukcji budynku itd.

2.4. Określenie wag kryteriów

Proponowana metoda jest rozwinięciem stosowanej przez Buckley'a [6] rozmytej metody AHP (analityczny proces hierarchiczny), pozwalającej na wyznaczenie wspólnej opinii, będącej kompromisem, ze względu na brak zgodności preferencji decydentów.

W pierwszej kolejności przeprowadzane jest porównywanie przyjętych do oceny kryteriów przy użyciu pojęć lingwistycznych: nieważne N , mniej ważne MW , równie ważne RW , ważniejsze W i dużo ważniejsze DW w skali od 1 do 9. Zmienne lingwistyczne są opisane przez liczby rozmyte $a_{ijk} = (l_{ij}, m_{ij}, u_{ij})$ o trójkątnych funkcjach przynależności, odpowiednio dla $N(1,2,3)$, $MW(2, 3.5, 5)$, $RW(3.5, 5, 6.5)$, $W(5, 6.5, 8)$, $DW(7, 8, 9)$.

Wynikiem porównań parami analizowanych kryteriów jest zbiór macierzy:

$$A_k = \{a_{ijk}\}, i = 1, 2, \dots, n-1, j = 2, 3, \dots, n, j > i, k = 1, 2, \dots, K \quad (4)$$

gdzie: a_{ijk} oznacza ocenę preferencji kryterium i względem j , wyrażoną w przyjętej rozmytej skali ocen i dokonaną przez eksperta k .

Obliczanie miejscowych wag kryterium elementu w_j przeprowadzana jest w oparciu o metodę normalizacji średniej geometrycznej *NGM (Normalization Geometric Mean)* [6]:

$$w_j = \frac{g_j}{\sum_{j=1}^n g_j}, \quad (5)$$

gdzie: $g_j = \left(\prod_{i=1}^n a_{ij}\right)^{1/n}$, a_{ij} - wartość porównania kryterium i z kryterium j .

Dla oceny grupowej przeprowadza się agregację różnorodnych ocen cząstkowych. Suma różnych ocen (preferencji) ekspertów zawiera wartości przedstawione za pomocą funkcji przynależności, reprezentowane przez punkty charakterystyczne (l_{ij}, m_{ij}, u_{ij}) . Agregacja ocen cząstkowych przeprowadzana jest za pomocą operatora max-min [6]:

$$\mu_A(x) = \max\{\min[\mu_1(x), \mu_2(x), \dots, \mu_n(x)]\}, \quad (6)$$

gdzie: $\mu_A(x)$ - wartość funkcji przynależności elementu x w agregowanym podzbiornie $\mu_1(x), \mu_2(x), \dots, \mu_n(x)$ - stopień przynależności dla pierwszej, drugiej i n - tej opinii.

Otrzymany obszar w wyniku agregacji rozmytych ocen cząstkowych poddawany jest wyodrębnieniu za pomocą metody środka ciężkości *COG Center of Gravity*[6] w celu uzyskania dla różnych przekrojów α ostrych wartości wag kryteriów $w_j(\alpha)$:

$$w_j(\alpha) = \frac{\int_{x_1}^{x_2} \mu_j(x) \cdot x \, dx}{\int_{x_1}^{x_2} \mu_j(x) \, dx}, \quad (7)$$

gdzie: $\mu_j(x)$ - wartości funkcji przynależności kryterium dla przekroju α

Ostrą wartość wag kryteriów obliczana jest w sposób następujący:

$$\bar{w}_j = \frac{\sum_{j=1}^L \alpha_j w_j(\alpha_j)}{\sum_{j=1}^L \alpha_j} \quad j = 1, 2, \dots, 4. \quad (8)$$

2.5. Ocena i uszeregowanie rozwiązań remontowych

Przyjętym rozwiązaniem pozwalającym na uszeregowanie proponowanych rozwiązań remontowych jest metoda *TOPSIS (Technique for Order Preference by Similarity to Ideal Solution)* [7]. Metoda polega na porównaniu wektora wartości kryteriów decyzyjnych K_j danego rozwiązania z wektorami rozwiązania idealnego A^+ oraz antyidealnego A^- .

Zakładamy, że badamy m -elementowy zbiór proponowanych rozwiązań remontowych budynku R_i , składających się z poszczególnych napraw N_i , których ocenę stanowi ich łączna wartość, tj. przyrost wartości dla każdego z kryteriów K_j . Następnie, aby umożliwić porównywanie ze sobą różnych wartości, w jakich wyrażone są oceny kryteriów, przeprowadzany jest proces skalowania:

$$v_{ij} = \frac{x_{ij} \cdot w_j}{\sum_{i=1}^m x_{ij}^2}, \quad j = 1, \dots, m, i = 1, \dots, n. \quad (9)$$

Na podstawie uzyskanych wartości v_{ij} wyznaczane są dla każdego kryterium K_j wektory rozwiązania idealnego A^+ oraz antyidealnego A^- :

$$A^+ = (v_1^+, v_2^+, \dots, v_n^+) = \{(\max_{i=1..m} v_{ij} \mid j \in J_Z), (\min_{i=1..m} v_{ij} \mid j \in J_K)\}, \quad (10)$$

$$A^- = (v_1^-, v_2^-, \dots, v_n^-) = \{(\min_{i=1..m} v_{ij} \mid j \in J_Z), (\max_{i=1..m} v_{ij} \mid j \in J_K)\},$$

gdzie: J_Z - zbiór kryteriów typu zysk, J_K - zbiór kryteriów typu koszt.

Następnie wyznaczone są odległości pomiędzy wektorami wartości proponowanych rozwiązań R_i a wektorami A^+ i A^- jako:

$$d_i^+ = \sqrt{\left(\sum_{j=1..k} (v_{ij} - v_j^+)^2\right)}, \quad d_i^- = \sqrt{\left(\sum_{j=1..k} (v_{ij} - v_j^-)^2\right)}. \quad (11)$$

Aby uszeregować proponowane rozwiązania remontowe tak, by najlepsze z nich miało najmniejszą odległość d^+ i największą d^- , wyznaczany jest współczynnik S_i :

$$S_i = \frac{d_i^-}{d_i^+ + d_i^-}, \quad i = 1, \dots, m. \quad (12)$$

Najlepsze rozwiązanie remontowe ma najmniejszą odległość od wektora idealnego A^+ i największą od wektora antyidealnego A^- .

3. Przykład zastosowania

Proponowane podejście zastosowano do wyboru najkorzystniejszego rozwiązania remontowego budynku mieszkalnego. Każdy z elementów budynku oceniono przy użyciu określonych lingwistycznych, którym przypisane są odpowiednie wartości liczbowe. Ocenę przyjętych kryteriów oceny budynku, tj. ST , SE , SF , SW przeprowadzono zgodnie ze sposobem opisanym w pkt. 2.2. po uprzednim określeniu wag elementów za pomocą pseudo-rozmytego skalowania (pkt. 2.1). Przy ich obliczeniu wzięto pod uwagę opinie 10-ekspertów, którzy określali ich wpływ na każde kryterium, np. dla elementu „ściany piwnic” eksperci zgodnie określili, że ma on bardzo duży BD wpływ na stan techniczny budynku i zgodnie z (1) oraz (2) wynosi 0,150. Wyniki obliczeń wag pozostałych elementów dla kryteriów K_{1-3} , zestawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Ocena stanu elementów budynku dla kryteriów K_j

Elementy budynku		ST		SF		SW		SE
		[%]		[pkt]		[pkt]		[kWh/m ² rok]
		w_{i1}	O_{i1}	w_{i2}	O_{i2}	w_{i3}	O_{i3}	O_{i4}
1	Ściany nadziemne	0,150	\acute{S}	-	-	0,200	\acute{S}	Z
2	Ściany piwnic	0,100	\acute{S}/Z	-	-	0,050	BZ	Z
3	Stropy	0,105	\acute{S}	-	-	0,050	\acute{S}	Z
4	Dach	0,058	Z	-	-	-	-	Z
5	Balkony	0,050	Z	0,125	BZ	0,075	\acute{S}/Z	-
6	Klatka schodowa	0,046	\acute{S}/Z	0,243	\acute{S}	0,083	\acute{S}/Z	-
7	Wejścia do budynku	0,020	\acute{S}/Z	0,225	\acute{S}/Z	0,050	\acute{S}/Z	S
8	Stolarka okienna klatek schodowych i piwnic	0,022	Z	0,040	\acute{S}/Z	0,025	\acute{S}	Z
....
15	Instalacja elektryczna/osprzęt	0,060	Z	0,015	Z	0,010	BZZ	-
Ocena O_{K_j} :		53,2		2,08		2,35		175,5

Na podstawie przeprowadzonej oceny elementów budynku (tabela 1) przedstawiono 15 propozycji napraw N_i . Dla każdej z nich określono przyrost Δ wartości, jaki przyniesie jej wykonanie, dla każdego z kryteriów K_j . Wszystkim naprawom przypisano również stopień pilności SP , zależnie od czasu w jakim powinny zostać wykonane, który wpływa na ich wybór przy generowaniu możliwych rozwiązań remontowych oraz obliczono koszt ich

wykonania. Zestawienie wyników (przyrostu wartości) proponowanych napraw przedstawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Ocena proponowanych napraw budynku mieszkalnego wraz z określeniem ich stopnia pilności

N_i	Nazwa naprawy	SP	ΔST [%]	ΔSF [pkt]	ΔSW [pkt]	ΔSE [kWh/m ² rok]	Koszt [zł]
1	Naprawa ścian nadziemnych z dociepleniem	II	4,5	-	0,40	32,5	220 000
2	Naprawa i wykonie tynku na cokole	II	1,0	-	0,10	-	10 000
3	Wymiana pokrycia dachowego	II	2,3	-	-	-	100 000
4	Ocieplenie stropodachu	II	-	-	-	5,0	40 000
5	Naprawa i malowanie wiatrołapów	II	0,3	-	0,05	-	10 000
6	Przebudowa schodów wejściowych	II	0,3	0,45	0,05	-	20 000
7	Naprawa balkonów	I	2,0	-	0,15	-	90 000
8	Wykonanie zabudowy balustrad	III	-	0,50	0,1	-	50 000
9	Wymiana rynien dachowych i rur spustow.	II	0,5	-	0,05	-	10 000
10	Naprawa tynków z malowaniem (kl.schod.)	II	2,3	-	0,25	-	50 000
11	Wymiana stolarki okien. (kl. schod. i piwn.)	III	1,8	0,20	0,10	3,5	30 000
12	Wymiana stolarki drzwiowej	II	0,8	0,10	0,05	1,3	10 000
13	Docieplenie stropu nad piwnicą	III	-	-	-	10	50 000
14	Wykonanie izolacji ścian piwnic	II	3,0	-	0,15	-	70 000
15	Naprawa instal. elektr. i wymiana osprzętu	II	2,4	0,3	0,05	-	100 000

Założono, że przydział środków finansowych, dla rozpatrywanego okresu, tj. roku, przeznaczonych na naprawy w budynku, nie może przekroczyć zakładanej kwoty 300 000 zł, tj. środki zaplanowane w budżecie. Łączny koszt wszystkich proponowanych napraw w budynku wynosi 860 000 zł, a zatem znacząco przekracza zaplanowane wydatki na remont.

Dla założonej kwoty wygenerowano 10 spośród możliwych rozwiązań remontowych, z uwzględnieniem zaleceń dotyczących stopnia pilności napraw. Szczegółowy zakres rozwiązań remontowych R_i składających się z poszczególnych napraw N_i wraz z obliczonymi przyrostami dla każdego z kryteriów oraz przedstawiono w tabeli 3.

W ostatnim wierszu tabeli 3, zamieszczono wagi kryteriów w_j obliczone za pomocą rozmytej metody AHP, opisanej w pkt. 2.4.

Tabela 3. Zestawienie 10 rozwiązań remontowych dla założonego ograniczenia finansowego

R_i	N_i	ΔST [%]	ΔSF [pkt]	ΔSW [pkt]	ΔSE [kWh/m ² rok]
1	2, 3, 4, 5, 7, 10	7,90	0,00	0,55	5,00
2	2, 4, 5, 6, 7, 9, 10, 14	9,40	0,45	0,80	5,00
3	3, 4, 7, 14	7,30	0,00	0,30	5,00
4	2, 3, 5, 6, 7, 14	8,90	0,45	0,50	0,00
5	2, 3, 7, 15	7,70	0,30	0,30	0,00
6	4, 5, 6, 7, 9, 10, 12, 14	9,20	0,55	0,75	6,30
7	3, 4, 5, 7, 9, 10	7,40	0,00	0,50	5,00
8	3, 5, 6, 7, 12, 14	8,70	0,55	0,45	1,30
9	2, 4, 5, 6, 7, 10, 12, 14	9,70	0,55	0,80	6,30
10	3, 5, 7, 15	7,00	0,30	0,25	0,00
	w_j	0,520	0,185	0,052	0,243

Do oceny i uszeregowania wygenerowanych rozwiązań remontowych zastosowano metodę TOPSIS. W celu ujednolicenia wartości ocen wygenerowanych rozwiązań dla każdego kryterium, przeprowadzono ich normalizację (9) a następnie określono wartości wektora rozwiązania idealnego A^+ i antyidealnego A^- zgodnie z (10). Wyniki obliczeń zestawiono w tabeli 4.

Tabela 4. Znormalizowane wartości oceny proponowanych rozwiązań remontowych

K_j	Rozwiązanie remontowe R_j										Wektor	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	A^-	A^+
ΔST	0,155	0,185	0,143	0,175	0,151	0,181	0,145	0,171	0,191	0,138	0,138	0,191
ΔSE	0,090	0,090	0,090	0,000	0,000	0,114	0,090	0,023	0,114	0,000	0,000	0,114
ΔSF	0,00	0,068	0,000	0,068	0,045	0,083	0,000	0,083	0,083	0,045	0,000	0,083
ΔSW	0,016	0,024	0,009	0,015	0,009	0,022	0,015	0,013	0,024	0,007	0,007	0,024

Następnie dla każdego rozwiązania remontowego obliczono odległości od wzorca (11) rozwiązania idealnego A^+ i antyidealnego A^- . Na tej podstawie obliczono wektor S_i , którego wartość określa pozycję rankingową rozwiązania. Wyniki zestawiono w tabeli 5.

Tabela 5. Ranking rozwiązań remontowych dla budynku mieszkalnego

Rozwiązania R_i	Naprawy N_i	Odległości		Ocena rozwiązania S_i
		d_j^+	d_j^-	
9	2, 4, 5, 6, 7, 12, 10, 14	0,0000	0,1516	1,000
6	4, 5, 6, 7, 9, 10, 12, 14	0,0102	0,1482	0,936
2	2, 4, 5, 6, 7, 9, 10, 14	0,0289	0,1306	0,819
8	3, 5, 6, 7, 12, 14	0,0938	0,0924	0,496
1	2, 3, 4, 5, 7, 10	0,0939	0,0920	0,495
7	3, 4, 5, 7, 9, 10	0,0983	0,0906	0,480
3	3, 4, 7, 14	0,0999	0,0902	0,474
4	2, 3, 5, 6, 7, 14	0,1164	0,0778	0,401
5	2, 3, 7, 15	0,1275	0,0469	0,269
10	3, 5, 7, 15	0,1324	0,0450	0,254

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń, wyłoniono najkorzystniejsze rozwiązanie remontowe o numerze 9, składające się z ośmiu napraw (tabela 5), którego łączny koszt wykonania wynosi 300 tys. zł. Rozwiązanie to pozwala uzyskać przyrost wartości dla: $ST=9,7\%$, $SE=6,3$ kWh/m²rok, $SF=0,55$ pkt, $SW=0,8$ pkt.

4. Podsumowanie

W artykule przedstawiono metodykę wyboru rozwiązania remontowego najkorzystniejszego z punktu widzenia przyjętych w pracy kryteriów oceny. Metodyka ta obejmuje rozwiązanie czterech zadań polegających na ocenie budynku, wskazaniu napraw, wygenerowaniu możliwych rozwiązań remontowych oraz ocenie i uszeregowaniu proponowanych rozwiązań remontowych. W każdym etapie zaproponowano metodę rozwiązania postawionego zadania. Przy ocenie stanu budynku zastosowano metody pozwalające ocenić każde z przyjętych kryteriów. Dodatkowo na tym etapie zastosowano metodę pseudo-rozmytego skalowania pozwalającą określić wagi elementów przy ocenie ST , SF , SW . Zastosowanie przy ocenie elementów budynku określeń lingwistycznych pozwoliło w łatwy i szybki sposób określić ich stan i na tej podstawie wskazać potrzebne naprawy w budynku. Generowanie możliwych rozwiązań remontowych oparto na założeniu ograniczonej dostępności środków finansowych z uwzględnieniem przypisanego każdej naprawie stopnia pilności. W ostatnim etapie obliczeń, przy zastosowaniu rozmytego rozwiązania metody AHP pozwalającego określić istotność każdego z kryteriów oraz metody TOPSIS, poddano ocenie wygenerowane rozwiązania remontowe i na tej podstawie uszeregowano je zgodnie z uzyskaną oceną rankingową.

Przedstawione podejście może stanowić kompleksowe narzędzie wspomagające pracę zarządcy w zakresie wielokryterialnej oceny stanu budynku i wyboru rozwiązania remontowego z uwzględnieniem ograniczeń finansowych oraz stopnia pilności napraw.

Literatura

- 1 Ustawa z dnia 21 sierpnia 1997r. o gospodarce nieruchomościami, Dz.U.10.102.651.
- 2 Jaśkowski P., Bucoń R., Biruk S.: Ocena przydatności użytkowej budynków mieszkalnych z zastosowaniem rozmytego rozszerzenia AHP. Zeszyty Naukowe Wydziałowe Uniwersytetu Ekonomicznego w Katowicach - Modelowanie Preferencji a Ryzyko, Katowice 2012, s. 105-117.
- 3 Owczarek S., Orłowski Z., Szklennik N.: Koncepcja systemowej oceny zużycia budynków. Konferencja Naukowo – Techniczna, „Technologia i zarządzanie w budownictwie”, Karłów 2006, s. 341-346, 2006.
- 4 Bucoń R.: Model decyzyjny wyboru wariantów remontu lub przebudowy budynków mieszkalnych. Praca doktorska, Politechnika Lubelska 2013.
- 5 Urbański P.: Ocena stopnia zużycia technicznego wybranej grupy budynków mieszkalnych za pomocą sztucznych sieci neuronowych. Rozprawa doktorska, Uniwersytet Zielonogórski 2001.
- 6 Nang-Fei Pan.: Fuzzy AHP approach for selecting the suitable bridge construction method; Automation in Construction t. 17, 2008, s. 958-965.
- 7 Hosseinzadeh Lotfi F., Fallahnejad R., Navidi N.: Ranking Efficient Units in DEA by Using TOPSIS Method. Applied Mathematical Sciences, Vol. 5, 2011, no. 17, s. 805-815.

Determination of the residential renovation range

Robert Bucoń¹, Anna Sobotka²

¹ *Department of Construction Process Engineering, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: r.bucon@pollub.pl*

² *Department of Geomechanic, Civil Engineering and Geotechnic, Faculty of Mining and Geoengineering, AGH University of Science and Technology, e-mail: a.sobotka@agh.edu.pl*

Abstract: The article addresses the problem of selecting renovation solution which is a difficult task. It requires the administrator to consider and compare benefits that result from the execution of particular repairs. The priority is to define both the urgency of repair and the financial constraints. Thus, the choice of renovation solution fulfilling these conditions requires a systematic approach. The proposed method allows the decision-maker to assess the state of building, on which basis it is possible to indicate a needed range of renovation – including the information about the level of urgent repairs. During the next stage of calculations, the significance of the selection criteria is defined by means of the fuzzy AHP method. The assessment of these criteria provides the basis for prioritizing and choosing the renovation solutions and is proposed to be conducted by means of TOPSIS method. To illustrate the method, the authors present a numerical example of the proposed approach to selecting renovation solution method applied to a residential building.

Keywords: renovation solution, operational requirements, building assessment, repair, renovation.

Zależność czas-koszt w przewidywaniu czasu realizacji budowy

Agata Czarnigowska¹, Anna Sobotka²

¹ *Katedra Inżynierii Procesów Budowlanych, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e-mail: a.czarnigowska@pollub.pl*

² *Katedra geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki, Wydział Górnictwa i Geoinżynierii, Akademia Górniczo-Hutnicza im. Staszica w Krakowie, e-mail: sobotka@agh.edu.pl*

Streszczenie: W artykule podjęto próbę stworzenia modelu czasu realizacji budowy w funkcji cech charakteryzujących przedsięwzięcie, w tym kosztu. Model oparto na analizie tych cech zrealizowanych przedsięwzięć, które są znane lub możliwe do założenia we wczesnych etapach planowania, lecz bez analizy technologii i organizacji robót. Model taki mógłby być przydatny inwestorom do szacowania czasu budowy na wczesnych etapach przygotowania inwestycji, szczególnie do analiz wykonalności. Model mógłby być również podstawą do porównań czasu lub tempa robót w zależności od cech przedsięwzięcia.

Słowa kluczowe: model Bromilowa, regresja wieloczynnikowa, CART.

1. Wprowadzenie

Oszacowania czasu i kosztu realizacji budowy są niezbędne już w najwcześniejszych fazach przedsięwzięcia – służą jako dane wejściowe do analiz wykonalności, budżetu i harmonogramu całości przedsięwzięcia. Ich wiarygodność jest bardzo istotna, dlatego ważna jest odpowiedź na pytanie: od czego zależą (lub chociaż z czym są skorelowane) koszty i czas realizacji przedsięwzięć? Odpowiedź może być oparta jedynie o doświadczenie – osobiste planisty, zgromadzone w formie baz danych lub zapisane w postaci modeli matematycznych. Artykuł porównuje modele związku czasu i kosztu przedsięwzięć: prosty model regresyjny, nieco bardziej rozbudowany wieloczynnikowy model regresyjny i model wykorzystujący technikę drzew regresyjnych. Modele zbudowano w oparciu o dane 100 polskich przedsięwzięć drogowych i przeanalizowano możliwość ich praktycznego wykorzystania.

2. Statystyczne modele czasu realizacji budowy

Zapisywanie systematycznie gromadzonych doświadczeń w postaci modeli matematycznych jest przedmiotem zainteresowań wielu badaczy [1, 2, 3]. Statystyczne modele regresyjne, choć znacznie uproszczone i “uśredniające” analizowane zjawiska, ciągle uznawane są za użyteczne narzędzie, między innymi w planowaniu kosztów [4, 5], tym bardziej, że informatory cenowe i wewnętrzne, firmowe bazy danych stanowią podstawowe i powszechnie dostępne źródło danych wejściowych do takich modeli.

Koszt można uznać za uogólnioną miarę skali każdego przedsięwzięcia i jego podstawową cechę. Istnienie związku między kosztem, czasem realizacji i jakością przedsięwzięcia uznawane jest za oczywistość i opisywane w postaci trójkąta cech w większości klasycznej literatury dotyczącej zarządzania przedsięwzięciami [6], chociaż formalna postać tego związku nie jest zdefiniowana. Założenie o możliwości dokonania wiarygodnego oszacowania kosztu robót budowlanych na wczesnych etapach planowania przedsięwzięcia było podstawą wielu badań związanych z budową modelu określającego związek czasu i kosztu robót budowlanych. Pierwszy model regresyjny wiążący czas i koszt realizacji budowy przypisuje się Bromilowowi z zespołem [7]. Model ten, oparty na danych przedsięwzięć realizowanych w Australii w latach sześćdziesiątych dwudziestego wieku i wyznaczony metodą najmniejszych kwadratów, ma postać:

$$\ln L = \ln K + B \ln C, \quad (1)$$

gdzie L oznacza liczbę dni roboczych od chwili przejścia placu budowy przez wykonawcę do zakończenia robót, C – kwotę wynagrodzenia wypłaconą wykonawcy, K i B – stałe.

Ustalenia Bromilowa zostały potwierdzone przez innych badaczy na podstawie prób o różnej liczności i dotyczących rozmaitych przedsięwzięć budowlanych [7, 8, 9, 10]: funkcja (1) okazała się najlepiej dopasowana niż inne brane pod uwagę, choć współczynniki determinacji podawane przez autorów zwykle nie były wysokie (w przypadku dużych prób poniżej 0,75). W odniesieniu do przedsięwzięć tego samego rodzaju i realizowanych w tym samym kraju zauważono znaczne roczne wahania wartości stałych B i K , jednak bez wyraźnego trendu [11].

Statystyczna istotność związku czas-koszt stanowiła zachętę do poszukiwań modeli wieloczynnikowych – ujmujących zależność czasu od innych niż koszt cech przedsięwzięcia. Analizowano przede wszystkim przedsięwzięcia związane ze wznoszeniem budynków, a jedynie w nielicznych pracach analizowano budowlę [7, 9, 12]. Z nielicznymi wyjątkami [13, 14, 15], koszt był traktowany jako podstawowa zmienna niezależna. W modelach najczęściej występował związek liniowy między logarytmem czasu i logarytmem kosztu, chociaż niektórzy autorzy proponowali inne przekształcenia [15, 16, 17]. Autorzy dochodzili również do rozbieżnych wniosków co do zestawu zmiennych statystycznie powiązanych z czasem realizacji. Na przykład, w niektórych pracach funkcja obiektu, jego wielkość i sektor inwestora okazywały się istotnie związane z czasem realizacji, w innych wykluczano je jako nieistotne. Wyjściowe zbiory cech również były rozbieżne, tym bardziej że modele miały służyć różnym celom: przewidywaniu czasu realizacji, poszukiwaniu cech skorelowanych z czasem, lub ocenie przewidywalności kosztu. Niektórzy badacze skupiali się na cechach związanych ze sposobem zarządzania przedsięwzięciem, inni wybierali czynniki techniczne, znane zarówno na wczesnych etapach planowania, jak i możliwe do określenia dopiero po zakończeniu prac. Mimo że modele na ogół pomyślnie przechodziły weryfikację okazując się wiarygodne i istotne, ich interpretacja w kategoriach związków przyczynowo-skutkowych w zasadzie nie jest możliwa. Na przykład, w modelu Walkera [18] większa efektywność komunikacji między projektantami a wykonawcą oraz większy stopień wykorzystania narzędzi informatycznych związane były z przedsięwzięciami o długim czasie realizacji, a budowy mające w swym zakresie pełne wykonanie trwały krócej, niż budowy o tej samej wartości, lecz obejmujące tylko stan surowy. W przytoczonych pracach rzadko poświęcano uwagę miarom jakości modeli, a informacje o przedziałach ufności i predykcji dla oszacowań dokonanych z ich użyciem można znaleźć tylko w [15, 16, 17].

3. Modele czasu realizacji przedsięwzięć drogowych

3.1. Przedmiot analizy

W niniejszej pracy jako budowę traktuje się realizację robót zleconych w ramach jednego postępowania o zamówienie publiczne i jednej umowy, uzupełnionej ewentualnie o umowy o roboty dodatkowe. Populacją, do której odnoszą się analizy przedstawione w tej pracy, są budowy drogowe: prowadzone na drogach wojewódzkich oraz krajowych, z wykluczeniem autostrad, których inwestorem jest instytucja publiczna – odpowiednio jednostka samorządowa – Zarząd Dróg Wojewódzkich, albo jednostka administracji rządowej – oddział lub centrala Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad, w województwach: lubelskim, podkarpackim i małopolskim, zrealizowane w latach 2003-2009, mające charakter zadań inwestycyjnych – budowy lub przebudowy.

W trakcie analizy rynku inwestycji drogowych okazało się, że liczba budów nowych obiektów zakończonych między 2003 a 2009 rokiem na terenie objętym planowanym badaniem jest niewielka, a większość przedsięwzięć inwestycyjnych polegała na rozbudowie lub przebudowie istniejących obiektów. Włączono je do zakresu badań ze świadomością, że zbudowany w oparciu o nie model będzie miał bardzo ogólny charakter. Próba, na podstawie której zbudowano modele, obejmuje 100 budów, a 7 dodatkowych wykorzystano jako próbę służącą do oceny jakości predykcji.

3.2. Zakres i metoda analizy

Etapy badań obejmowały kolejno: przegląd literatury, wywiad z przedstawicielami inwestorów w celu ustalenia stosowanych przez nich metod planowania czasu i kosztu budowy (poza zakresem tego artykułu), zgromadzenie danych wejściowych poprzez analizę źródłowej dokumentacji przedsięwzięć udostępnionej przez inwestorów (nie istniały gotowe bazy danych), wstępną selekcję potencjalnych zmiennych niezależnych modelu z wykorzystaniem techniki drzew regresyjnych, oraz budowę i porównanie następujących modeli:

- prostego modelu regresyjnego wiążącego funkcję rzeczywistego czasu realizacji budowy (L) z funkcją rzeczywistego kosztu budowy (C) o postaci $f(L) = b_0 + b_1 f(C)$ – odpowiednika modelu Bromilowa, o parametrach wyznaczonych metodą najmniejszych kwadratów;
- drzewa regresyjnego CART zbudowanego na podstawie 25 potencjalnych zmiennych niezależnych, w tym kosztu budowy;
- wieloczynnikowego modelu regresji o parametrach wyznaczonych metodą najmniejszych kwadratów, wiążącego funkcję czasu realizacji (L) z funkcjami zmiennych wybranych jako najistotniejsze w trakcie tworzenia modelu CART, o postaci $f(L) = b_0 + b_1 f(x_1) + b_2 f(x_2) + \dots + b_n f(x_n)$.

Obliczenia wykonano w programie Statistica 8.0.

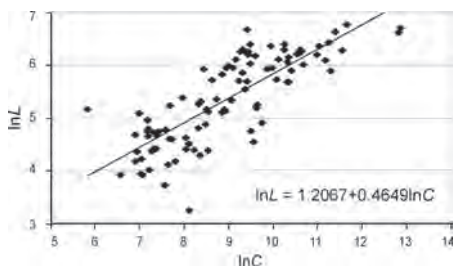
3.3. Prosty model regresyjny

Analiza wykresów rozrzutu czas-koszt (rysunek 1a) i próby z kilkoma postaciami zależności między czasem a kosztem potwierdziły, że model o postaci (1) jest najlepiej dopasowany do próby, spełnia założenia metody najmniejszych kwadratów, jest istotny i o istotnych parametrach. Współczynnik determinacji (0,64) i skorygowany współczynnik determinacji (0,63) nie są jednak wysokie. Równanie regresji ma postać:

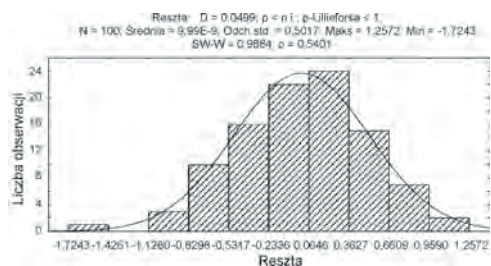
$$\ln L = 1,2067 + 0,4649 \ln C \pm 0,5042. \quad (2)$$

(0,3207) (0,0352)

Średnia reszt jest równa 0, a wykres normalności reszt wskazuje, że rozkład reszt jest zbliżony do normalnego. Potwierdzają to wartości testów umieszczone na histogramie reszt (rysunek 1b): w teście Shapiro-Wilka wartość statystyki testowej $W=0,9884$ nie jest istotna (poziom $p=0,5401$ przekracza zakładany poziom istotności $\alpha=0,05$, więc nie ma podstaw do odrzucenia hipotezy o normalności rozkładu reszt. W teście Kolmogorowa-Smirnowa (Lillieforsa): wartość statystyki testowej D nie jest istotna, więc nie ma podstaw do odrzucenia hipotezy o normalności rozkładu. Zmiany rozrzutu reszt wraz ze wzrostem wartości przewidywanych nie były duże, a test Lagrange'a nie odrzucił hipotezy zerowej o równości wariancji w równolicznych podgrupach uporządkowanych według rosnącej wartości przewidywanej (poziom $p=0,297$), mimo występowania obserwacji wyraźnie odstających. Usunięcie obserwacji odstających prowadzi do poprawy współczynnika determinacji i zmniejszenia błędu standardowego przy spełnieniu założeń metody najmniejszych kwadratów. Zdecydowano jednak na pozostawienie wszystkich obserwacji.



Rys. 1a. Model 1 – jednoczynnikowy model regresji; wykres rozrzutu z prostą regresji,

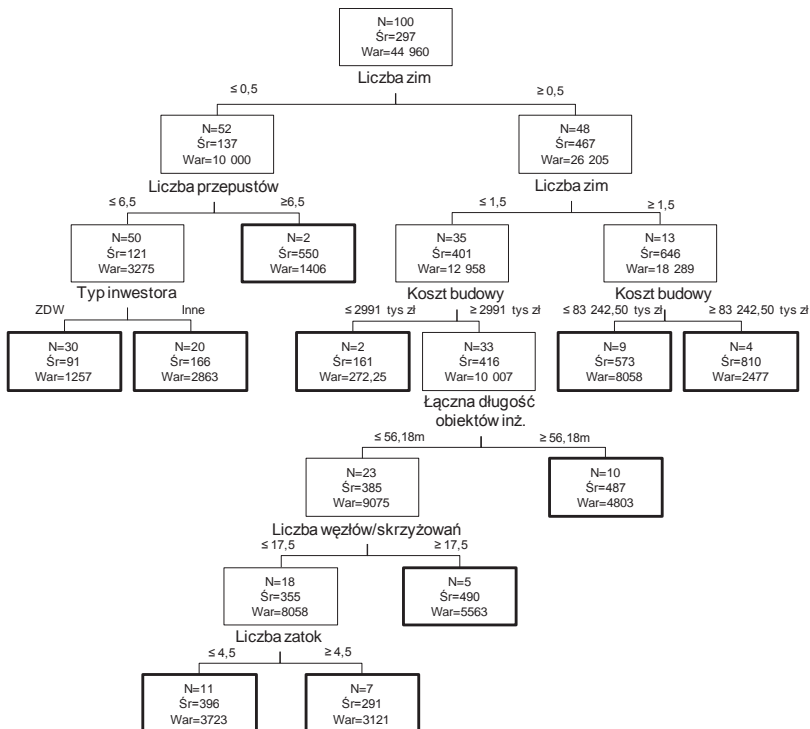


Rys. 1b. Model 1 – histogram reszt z wynikami testów normalności

3.4. Model CART

Metoda drzew regresyjnych jest techniką stopniowego podziału obserwacji (tu – przedsięwzięć drogowych) na rozłączne podzbiory (węzły) jednorodne ze względu na określoną cechę – zmienną zależną (w badanym przypadku – liczbę dni trwania budowy L), w celu określenia wpływu zmiennych niezależnych na zmienną zależną. Algorytmy budowy drzew regresyjnych są rekurencyjne, oparte na lokalnej optymalizacji każdego kroku podziału. Metoda nie wymaga określenia rozkładów analizowanych zmiennych ani postaci zależności funkcyjnych między nimi. Można w niej operować zmiennymi ilościowymi i jakościowymi bez konieczności ich przekształceń. Drzewo nie opisuje charakteru zależności między zmiennymi, ale może służyć do predykcji wartości zmiennej zależnej lub do określenia, które ze zmiennych niezależnych są najsilniej związane ze zmienną zależną.

Przedsięwzięcia wchodzące w skład próby miały zróżnicowany charakter. Wybór zestawu wspólnych cech (potencjalnych zmiennych objaśniających) charakteryzujących wszystkie przedsięwzięcia był przez to utrudniony. Ponieważ model miał służyć predykcji czasu trwania budowy, a nie tylko opisowi zależności, cechy te miały być znane lub możliwe do założenia we wczesnych fazach przygotowania przedsięwzięcia. Zebrano dane dotyczące 25 cech: ilościowych ciągłych (np. koszt budowy, długość odcinka drogi), ilościowych dyskretnych (np. liczba skrzyżowań), oraz jakościowych (np. typ inwestora). W oparciu o metodykę budowy drzew binarnych CART, przyjmując procedurę Breimana do wyboru najlepszego drzewa [19] otrzymano model przedstawiony na rysunku 2.



Rys. 2. Struktura najlepszego drzewa regresyjnego (Model 2): N – liczba obserwacji w podzbiore, $\bar{S}r$ – średni czas realizacji budowy w podzbiore (w dniach), War – wariancja czasu realizacji budowy w podzbiore.

Model wykorzystuje 7 predyktorów: zakładaną liczbę zim w trakcie budowy, koszt budowy, liczbę przepustów, typ inwestora, całkowitą długość obiektów inżynierskich, liczbę węzłów, liczbę zatok. Skorygowany współczynnik determinacji modelu [19] jest wysoki (wynosi 0,924). Model można więc uznać za dobrze dopasowany do próby. Biorąc jednak pod uwagę, że liczba obserwacji jest stosunkowo mała, i są one bardzo zróżnicowane, nie można tego automatycznie uznać za zaletę modelu, którego przeznaczeniem jest

predykcja. Gdyby używać go do przewidywania czasu trwania budowy, w zależności od cech przypisywałby przedsięwzięciom jeden z następujących dziesięciu czasów realizacji: 91, 161, 166, 291, 396, 487, 490, 550, 573, oraz 810 dni.

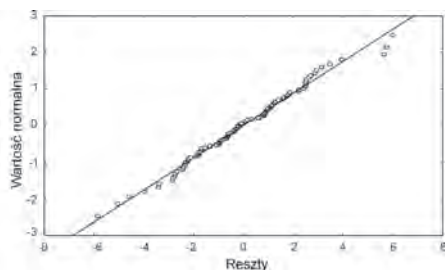
3.5. Model regresji wielorakiej

Liczba potencjalnych predyktorów czasu trwania budowy jest duża (25 cech). Poszukiwanie postaci wieloczynnikowego równania regresji jest przez to utrudnione, bo nie są znane najlepiej dopasowane postaci związków funkcyjnych – jedynie dla związku czasu i kosztu ustalono, że właściwe jest przekształcenie logarytmiczne. Może to ulec zmianie przy budowie modelu wieloczynnikowego. Wiele zmiennych ma charakter jakościowy, a ich zamiana na zmienne binarne powoduje przyrost liczby potencjalnych zmiennych niezależnych do umieszczenia w równaniu regresji do czterdziestu. Liczebność próby jest więc zbyt mała ($n=100$), by w budowie modeli móc polegać na algorytmach regresji krokowej [20]. Dlatego zmienne poddano wstępnej selekcji za pomocą nieparametrycznej metody drzew regresyjnych typu CART [19] ograniczając ich liczbę do dziewięciu.

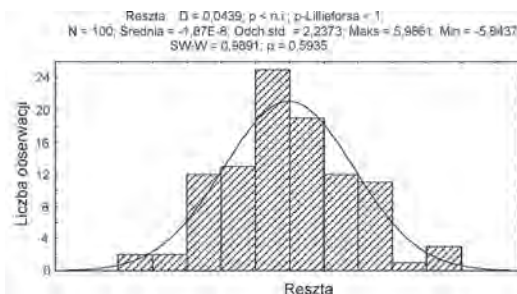
Prawdopodobne postaci modelu określono na podstawie analizy wykresów rozrzutu. Wypcyfikowano kilka modeli. Po określeniu ich parametrów przeprowadzono analizę istotności modelu (test F Fishera-Snedecora) i analizę istotności poszczególnych parametrów (test t -Studenta), eliminując krokowo składniki nieistotne. Sprawdzano założenia metody najmniejszych kwadratów [20]: graficznie na podstawie wykresów oraz testów normalności i stałości wariancji reszt (test Lagrange'a [20]). Zbadano również wpływ obserwacji odstających na parametry modelu i założenia metody najmniejszych kwadratów. Następnie dokonano porównania modeli w celu wyboru najlepszego. Modele opisujące tę samą postać zmiennej zależnej porównano na podstawie skorygowanego współczynnika determinacji, błędu standardowego, średniego procentowego błędu bezwzględnego i statystyki C_p Mallowa [20]. Za model najlepszy spośród analizowanych uznano model wykorzystujący cztery predyktory: koszt budowy C , sumę długości obiektów inżynierskich x_2 , liczbę zim x_3 i liczbę obiektów inżynierskich x_4 , postaci:

$$\sqrt{L} = -4,4289 + 1,8925 \ln C + 0,5598 \ln x_2 + 4,4436 x_3 - 0,2770 x_4 \pm 2,2839 \quad (3)$$

(2,0498) (0,2512) (0,1477) (0,3990) (0,1101)



Rys. 3a. Model 3, wykres normalności reszt



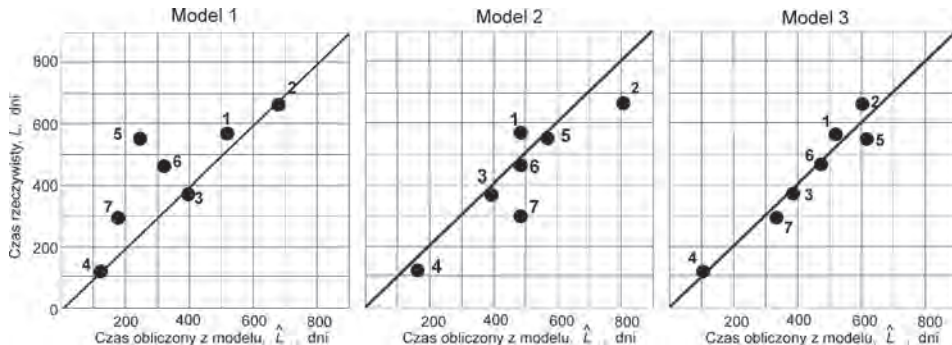
Rys. 3b. Model 3, histogram reszt

Rysunek 3 przedstawia wykresy związane z analizą reszt modelu. Nad histogramem (Rys. 3b) umieszczono wyniki testów normalności reszt.

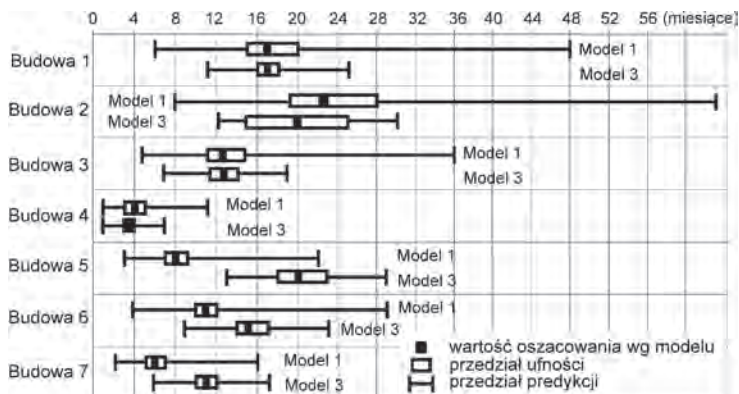
3.6. Porównanie modeli

Ponieważ trzy analizowane modele wykorzystują jako zmienne zależne różne funkcje czasu budowy, nie można ich porównać na podstawie podanych wcześniej skorygowanych współczynników determinacji, błędu standardowego modelu SEE ani średniego bezwzględnego błędu procentowego $MAPE$. Na bazie modeli ma być określany czas realizacji budowy L , więc do porównań obliczono błędy oszacowań wyrażonych w dniach, jako różnicę między obserwowanym czasem realizacji a czasem obliczonym na podstawie modelu. Można wtedy bezpośrednio porównać średnie procentowe błędy bezwzględne tych oszacowań. Największy średni procentowy błąd bezwzględny oszacowań w dniach występuje w Modelu 1 (45%), nieparametryczny model 2 ma najmniejszy błąd (23%),

jednak nie jest on o wiele mniejszy, niż w przypadku Modelu 3 (28%). Na tle błędów modeli opartych na zróżnicowanych próbach o podobnej wielkości [14, 15] rzędu 20-50%, błędy bezwzględne otrzymanych modeli są porównywalnej skali. Do porównania jakości przewidywań obliczono przewidywane czasy realizacji siedmiu budów z próby testowej – osobnej, lecz o cechach mieszczących się w zakresie zmienności cech przedsięwzięć użytych do budowy modeli – i obliczono błędy predykcji. Model 3 charakteryzuje się najmniejszymi rozbieżnościami między wartościami oczekiwanymi prognoz i faktycznym czasem realizacji budowy (rysunek 4).



Rys. 4. Wykresy rozrzutu wartości obserwowanych względem przewidywanych w próbie testowej - porównanie modeli



Rys. 5. Porównanie skali przedziałów ufności i predykcji czasu realizacji budowy w Modelu 1 i 3

Wniosek ten oparto jednak na małej próbie, a dobre dopasowanie testowych obserwacji do Modelu 3 może być przypadkowe. Dlatego dokonano porównania przedziałów ufności i predykcji – tylko Modelu 1 i Modelu 3 (parametrycznych), ponieważ nie ma podstaw do tego typu obliczeń w przypadku drzewa regresyjnego. Zakresy przedziałów przy poziomie ufności 95% i przeliczone na miesiące przedstawiono graficznie na rys. 5.

Można zauważyć, że przedziały predykcji Modelu 1 są szerokie. Na przykład, oczekiwany czas realizacji Budowy 2 można oszacować na 23 miesiące, przy czym przedział ufności dla tego przeciętnego oszacowania to od 19 do 28 miesięcy, a konkretne przedsięwzięcie o takich cechach mogłoby trwać od 8 do 63 miesięcy. Model 1 jest więc za mało dokładny do praktycznego użytku. Model 3, mimo znacznie węższych przedziałów ufności i predykcji również należy uznać za „mało dokładny”: szacując według niego czas realizacji tej samej Budowy 2 otrzymano by czas oczekiwany 20 miesięcy, z przedziałem ufności dla regresji od 15 do 25 miesięcy, oraz przedziałem predykcji od 12 do 30 miesięcy. Ze względu na postać zmiennej zależnej, oszacowania przeliczone na dni są tym mniej „dokładne” (tzn. mają tym szersze przedziały ufności i predykcji), im dłuższa jest budowa.

4. Podsumowanie i wnioski

Próba przedsięwzięć drogowych analizowana w artykule była stosunkowo niewielka przy swym zróżnicowaniu, jednak ustalono zależności między czasem realizacji budowy a innymi cechami przedsięwzięć, które można uznać za istotne statystycznie.

Potwierdzono uniwersalny charakter prostego modelu regresyjnego wiążącego czas z kosztem realizacji przedsięwzięcia. Model ten jest jednak zbyt uproszczony, by znaleźć zastosowanie do szacowania czasu trwania budowy – jego błędy są duże, a przedziały ufności i predykcji niepraktycznie szerokie.

Model nieparametryczny (drzewo regresyjne typu CART dobierane według procedury Breimana) mimo dobrego dopasowania do próby trudno uznać za wiarygodne narzędzie szacowania czasu realizacji, ponieważ brakuje miar zaufania do wyników. Z uwagi na niewielką próbę testową (7 obserwacji) nie udało się dokonać wystarczającej walidacji, jednak w trakcie jego tworzenia ustalono, które z 25 analizowanych cech przedsięwzięcia mogą być potencjalnie najsilniej skorelowane z czasem realizacji budowy. Cztery cechy wskazywane w analizie drzew jako „najważniejsze”: koszt budowy, liczba zim w okresie budowy, łączna długość obiektów inżynierskich i liczba obiektów inżynierskich okazały się istotne w klasycznej analizie regresji wieloczynnikowej i wystąpiły w modelu uznanym za najlepszy. Co ciekawe, model CART wykorzystuje inny zestaw predyktorów, niż regresja wieloraka: zakładana liczba zim, koszt budowy i łączna długość obiektów inżynierskich są dla obu modeli wspólne, a zamiast liczby obiektów inżynierskich drzewo CART jako predyktory wykorzystuje liczbę przepustów, typ inwestora, liczbę węzłów i liczbę zatok.

Najlepiej dopasowany spośród branych pod uwagę modeli regresji wielorakiej o parametrach wyznaczanych metodą najmniejszych kwadratów ma ogólną postać:

$$\sqrt{L} = b_0 + b_1 \ln C + b_i \ln x_i + b_j x_j, \quad (4)$$

gdzie x_i oznacza zmienną ilościową ciągłą, x_j – zmienną dyskretną, a b_i – parametry. Postać ta jest inna niż podawane najczęściej w literaturze przedmiotu – wykorzystujące jako zmienną zależną logarytm czasu realizacji budowy. Zbliżone równanie regresji można znaleźć w [16] i komercyjnym „kalkulatorze czasu realizacji” [17], opartych na dużych próbach (tysiące obserwacji), lecz dotyczących budynków. Co ciekawe, skala przedziałów ufności i predykcji tamtych modeli jest porównywalna z bardzo szerokimi przecież przedziałami uzyskanymi w analizie przedstawionej w artykule. Niewątpliwie świadczy to o fakcie, że model parametryczny czasu trwania budowy oparty na wąskim zestawie cech jest bardzo zgrubny – nie uwzględnia mnóstwa czynników, które istotnie wpływają na czas, lecz mają indywidualny charakter. Można się spodziewać, że zwiększenie liczby obserwacji użytych do budowy modelu i poszerzenie zestawu predyktorów poprawiłoby dokładność modeli parametrycznych, oraz umożliwiło budowę wiarygodnych modeli nieparametrycznych, na przykład wykorzystujących sieci neuronowe lub drzewa regresyjne.

Praca była finansowana ze środków statutowych Ministerstwa Nauki i Szkolnictwa Wyższego (S/63/2013).

Autorki dziękują panu Joe Martinowi, Dyrektorowi BCIS, za pomoc i udzielenie informacji, oraz krakowskim, rzeszowskim i lubelskim oddziałom GDDKiA oraz Podkarpackiemu, Małopolskiemu i Lubelskiemu Zarządowi Dróg Wojewódzkich za udostępnienie dokumentacji przedsięwzięć.

Literatura

1. Lai Y-T., Wang W-C., Wang H-H. AHP- and simulation-based budget determination procedure for public building construction projects. *Automation in Construction* 17 (2008) 623-632.
2. Lee J-R, Hsueh S-L, Tseng H-P. Utilizing data mining to discover knowledge in construction enterprise performance records. *Journal of Civil Engineering and Management*, 14 (2008) 79-84.
3. Kaplinski O. *Modelling of Construction Processes: A Managerial Approach*. KILiW PAN, IPPT, Studia z Zakresu Inżynierii Nr. 43, Warszawa, 1997.
4. Chou, J.-S., Tseng, H.-S., 2011. Establishing expert system for prediction based on the project-oriented data warehouse. *Expert Systems with Applications*, 38 (2011) 640-651.

5. Jin RZ, Cho KM, Hyu CT, Son MJ: MRA-based revised CBR model for cost prediction in the early stage of construction projects. *Expert Systems with Applications*, 39 (2012), 5214-5222
6. Project management Body of Knowledge (PMBOK® Guide). Fourth Edition. Wydanie polskie. Management Training & Development Center, Warszawa, 2009.
7. Kaka A., Price A.D.F. Relationship between value and duration of construction projects. *Construction Management and Economics* 9 (1991) 383-400.
8. Chan A.P.C. Time-cost relationship of public sector projects in Malaysia. *International Journal of Project Management*, 19, 223-229.
9. Yousef G., Baccarini D. Developing a cost-time model for estimating construction durations of sewerage projects in Perth. *Journal of Construction Research* 2 (2001) 213-220.
10. Ogunsemi D.R., Jagboro G.O. Time-cost model for building projects in Nigeria. *Construction Management and Economics* 24 (2006) 253-258.
11. Skitmore R.M., Ng S.T. Note. Australian project time-cost analysis: statistical analysis of intertemporal trends. *Construction Management and Economics* 19 (2001) 455-458.
12. Irfan, M., Khursid, M.B., Anastasopoulos, P., Labi, S., Moavenzadeh, F. Planning-stage estimation of highway project duration on the basis of anticipated project cost, project type, and contract type. *International Journal of Project Management* 29 (1) (2011) 78-92.
13. Skitmore R.M., Ng S.T. Forecast models of actual construction duration and cost. *Building and Environment* 38(8) (2003) 1075-1083.
14. Love P. E. D., Tse R. Y. C., Edwards D.J. Time–Cost Relationships in Australian Building Construction Projects. *Journal of Construction Engineering and Management*, ASCE, 131(2) 2005 187-194.
15. Stoy Ch., Polalis S. Early estimation of building construction speed in Germany. *International Journal of Project Management* 25 (2007) 283-289.
16. Martin J., Burrows T.K., Pegg I. Predicting Construction Duration of Building Projects. Shaping the Change XXIII FIG Congress, Munich, Germany, October 2006, 8-13.
17. BCIS Construction Duration Calculator <http://www.rics.org>, dostęp w styczniu 2013
18. Walker D.H.T. An investigation into construction time performance. *Construction Management and Economics* 13 (1995) 263-274.
19. Gatnar E. Nieparametryczna metoda dyskryminacji i regresji. PWN, Warszawa, 2001.
20. Stanisław A. Przystępny kurs statystyki z zastosowaniem STATISTICA PL na przykładach z medycyny. Tom 2. Modele liniowe i nieliniowe. Statsoft Polska, Kraków, 2007.

Time-Cost Relationship for Predicting Construction Duration

Agata Czarnigowska¹, Anna Sobotka²

¹ *Department of Construction Management, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: a.czarnigowska@pollub.pl*

² *Department of Geomechanics, Civil Engineering and Geotechnics, Faculty of Mining and Geoengineering, AGH University of Science and Technology, Kraków, e-mail: sobotka@agh.edu.pl*

Abstract: The paper aims at creating a model of road construction duration in the function of project qualities including the construction cost. The qualities considered are likely to be defined or possible to be estimated at early stages of project planning, giving no consideration to construction method or organisation of works. Potentially, the model might be applied by construction clients in their feasibility studies. It could also be used for comparing construction duration or construction rate with respect to project qualities.

Keywords: Bromilow's model, multiple regression, CART.

Zastosowanie metod optymalizacji wielokryterialnej przy ocenie ryzyka uszkodzenia obiektów mostowych

Artur Duchaczek¹, Dariusz Skorupka²

¹ Katedra Inżynierii Systemów, Wydział Zarządzania, Wyższa Szkoła Oficerska Wojsk Lądowych imienia generała Tadeusza Kościuszki, e-mail: aduchaczek@poczta.wp.pl

² Katedra Zarządzania, Wydział Zarządzania, Wyższa Szkoła Oficerska Wojsk Lądowych imienia generała Tadeusza Kościuszki, e-mail: dareks100@interia.eu

Streszczenie: W artykule zaprezentowano procedurę oceny ryzyka uszkodzenia obiektów inżynierskich w aspekcie ataków terrorystycznych. Przedmiotem analiz były wybrane obiekty mostowe znajdujące się w okolicy Wrocławia. W pracy zaprezentowano nietypowe zastosowanie dwóch wybranych metod optymalizacyjnych, tj. metod AHP i metody Bellingera. Zaletą prezentowanych analiz jest możliwość kwantyfikacji hierarchii wariantów decyzyjnych oraz ilościowa ocena ryzyka.

Słowa kluczowe: infrastruktura transportowa, zarządzanie kryzysowe, ocena ryzyka.

1. Wprowadzenie

Zgodnie z ustawą z dnia 26 kwietnia 2007 r. o zarządzaniu kryzysowym [1] infrastruktura krytyczna to systemy oraz wchodzące w ich skład powiązane ze sobą funkcjonalnie obiekty. Infrastruktura krytyczna obejmuje m. in. system transportowy, który odgrywa zasadniczą rolę w procesach logistycznych [2]. Zasadniczym elementem systemu transportowego jest infrastruktura drogowo-mostowa, a w tym drogi kołowe, mosty, wiadukty, estakady i przepusty [3].

W przedmiotowej ustawie [1] występuje pojęcie mapa ryzyka, która jest określana jako mapa lub opis przedstawiający potencjalnie negatywne skutki oddziaływania zagrożenia na ludzi, środowisko, mienie i infrastrukturę. W skład planów zarządzania kryzysowego wchodzi plan główny zawierający m. in. charakterystykę zagrożeń oraz ocenę ryzyka ich wystąpienia, w tym dotyczących infrastruktury krytycznej oraz mapy ryzyka i mapy zagrożeń [1].

Aktualnie w Polsce istnieje kilka ośrodków naukowych zajmujących się problematyką związaną z projektowaniem obiektów mostowych, w tym również mostów wojskowych. Jednak tylko niektóre z nich prowadzą badania uwzględniające różnorodne zagrożenia, które mogą spowodować uszkodzenie tych obiektów.

W literaturze [4] podano, że taksonomia zagrożeń w zarządzaniu kryzysowym oznacza przyporządkowanie zagrożeń do poszczególnych grup, które charakteryzują dane zagrożenie. Oceniając zagrożenia w pierwszej kolejności analizujemy zagrożenia ze względu na źródło powstania, następnie poziom destrukcji oraz zasięg przestrzenny. Ze względu na źródło powstania, do poszczególnych grup możemy przypisać określone zagrożenia naturalne, techniczne i antropogeniczne [4].

Do tych ostatnich zaliczamy m. in. terroryzm i zagrożenia militarne, które będą przedmiotem analiz w przedstawionym materiale. Wydaje się, że podjęcie tematyki jest uzasadnione, ponieważ literatura przedmiotu nie rozstrzyga tej problematyki.

2. Metoda określania ryzyka uszkodzenia obiektów mostowych

W pracy [5] przedstawiono genezę semantyczną i podstawowe pojęcia dotyczące analizy ryzyka. Ryzyko jest rozumiane i definiowane bardzo różnorodnie. Wydaje się jednak, że najbardziej znanym wyrażeniem umożliwiającym określenie ryzyka uszkodzenia *i*-tego obiektu mostowego może być wzór (1) [5]:

$$R_i = p_i c_i, \quad (1)$$

gdzie p_i to prawdopodobieństwo ataku terrorystycznego na i -ty obiekt mostowy, natomiast c_i to konsekwencja jego uszkodzenia (zniszczenia).

Co oznacza, że pojęcie ryzyka, można zdefiniować jako prawdopodobieństwo wystąpienia zdarzenia niekorzystnego (czynnika ryzyka) w trakcie realizacji określonego przedsięwzięcia w iloczynie z konsekwencją jego oddziaływania na realizację tego przedsięwzięcia [5].

Autorzy opracowania proponują jednak aby ryzyko R_i uszkodzenia i -tego obiektu mostowego na określonym obszarze kraju określać stosując wyrażenie (2), tj. jako iloczyn prawdopodobieństwa p_i wystąpienia tego zdarzenia i konsekwencji c_i wynikających z jego zniszczenia podzielony przez sumę tych iloczynów dla wszystkich n analizowanych mostów:

$$R_i = \frac{p_i c_i}{s}, \quad (2)$$

gdzie:

$$s = \sum_{i=1}^n (p_i c_i). \quad (3)$$

Przyjmując jednocześnie, że wartość prawdopodobieństwa p_i i konsekwencji c_i jest liczbą z przedziału $[0, 1]$. Zakładając przy tym, że zarówno suma prawdopodobieństwa p zniszczenia wszystkich obiektów mostowych, jaki i suma konsekwencji c ich zniszczenia, a także ryzyko R uszkodzenia wszystkich n wybranych obiektów mostowych na analizowanym obszarze kraju są równe jedności.

3. Przykład oceny ryzyka uszkodzenia obiektów mostowych

W pracy przedstawiono zastosowanie metod optymalizacji wielokryterialnej do oceny ryzyka uszkodzenia wybranych obiektów mostowych. Dla łatwiejszego zobrazowania omawianej metody w analizach uwzględniono tylko sześć mostów znajdujących się w okolicy Wrocławia, oznaczonych od W1 do W6 (tab. 1). Wybrane przez autorów obiekty charakteryzowały się zarówno różnorodną konstrukcją, jak i lokalizacją.

3.1. Ocena prawdopodobieństwa uszkodzenia obiektów mostowych

Do oceny prawdopodobieństwa uszkodzenia obiektów mostowych zastosowano metodę Analitycznego Procesu Hierarchicznego (AHP), która została opracowana i opisana przez T. L. Saaty'ego [6]. Przejrzysty opis tej metody można znaleźć w pracy A. Ostregi [7], gdzie przedstawiono podstawy teoretyczne stosowania tej metody w praktycznych zagadnieniach inżynierskich.

Spośród wielu zalet tej metody dwie wydają się najważniejsze. Pierwsza z nich to możliwość przedstawienia analizowanego problemu decyzyjnego w postaci modelu hierarchicznego, a druga to możliwość jednoczesnego stosowania zarówno czynników mierzalnych, jak i niemierzalnych [7].

W metodzie AHP standardowo używane skale ocen okazują się nieprzydatne, ponieważ jej podstawą jest porównywanie parami każdego elementu z każdym. W związku z tym wprowadzono nową 9-cio punktową skalę ocen. Wówczas porównując ze sobą każdorazowo tylko dwa elementy ustala się, który z tych elementów jest ważniejszy i w jakim stopniu. Wartość 1 nadajemy jeśli oba elementy są jednakowo ważne, a 9 jeżeli jeden element jest zdecydowanie ważniejszy od drugiego [7].

W przypadku, gdy porównywane elementy nie mają charakteru mierzalnego, tzn. nie można do ich opisu użyć zmiennych liczbowych stosuje się tzw. podejście lingwistyczne, w którym zmienna lingwistyczna przyjmuje określenia opisowe, zawierające się oczywiście również w skali 9-cio stopniowej [7].

Analizując dane zawarte w tabeli 1 należy stwierdzić, że ta cecha charakteryzująca metodę AHP jest w tym przypadku najbardziej przydatna.

W celu dokonania ocen elementów znajdujących się na poszczególnych poziomach struktury hierarchicznej tworzona jest macierz porównań [7] (patrz tabela 2).

Tabela 1. Dane mostów wybranych do analizy [8]

Wariant	Nazwa mostu	Kryterium oceny prawdopodobieństwa uszkodzenia obiektu mostowego					
		Ochrona obiektu	Natężenie ruchu	Długość analizowanego przęsła [m]	Materiał konstrukcyjny	Konstrukcja przęsła	Dostęp do spodu przęsła
		K1	K2	K3	K4	K5	K6
W1	Bolesława Chrobrego	Słaba	Małe	3 x 25 + 48	Żelbetowy	Łukowa	B. Dobra
W2	Bolesława Krzywoustego	Dobra	B. Duże	3 x 21	Żelbetowy	Belkowa	B. Dobra
W3	Władysława Sikorskiego	Dobra	Duże	2 x 46,5	Stalowy	Kratownicowa	Słaby
W4	Polanowicki	Słaba	B. Małe	ok. 30	Stalowy	Belkowa	Dobry
W5	Grunwaldzki	B. Dobra	B. Duże	112,5	Stalowy	Wisząca	Słaby
W6	Milenijny	B. Dobra	B. Duże	68 + 153 + 68	Żelbetowy + Struny stalowe	Wantowa	Dobry

Aby ocenić wiarygodności wyników każdorazowo obliczano wskaźnik konsekwencji CI i współczynnik konsekwencji CR . Wartość współczynnika konsekwencji CR nie powinna przekraczać 10%. W przypadku gdy osiąga wartość wyższą należy sprawdzić sposób formułowania pytań podczas dokonywania porównania analizowanych wariantów [7].

Określając prawdopodobieństwo uszkodzenia obiektu mostowego przyjęto, że jest to wielkość określająca nasze oczekiwania co do możliwości wystąpienia danego zdarzenia, w tym przypadku ataku terrorystycznego. Wielkość ta jest wykorzystywana zatem do określenia możliwości zajścia pewnego „zdarzenia losowego” i przyjmuje wartości z przedziału $[0, 1]$, przy czym suma tych liczb (tzn. całkowita wartość dla wszystkich analizowanych obiektów mostowych) równa jest zawsze jedności.

Obiektywność prowadzonych analiz uzależniona jest zawsze od przyjętych kryteriów. Ponieważ jednak obiekty mostowe to specyficzne budowle, charakteryzujące się zróżnicowaną konstrukcją, to kryteria przyjmowane do obliczeń ryzyka ich uszkodzenia mogą być tak naprawdę każdorazowo różne. Należy być jednak świadomym, że zbyt duża liczba kryteriów w zdecydowanie utrudnia prowadzenie przedmiotowych analiz, a jednocześnie tylko w nieznacznym stopniu zwiększa „obiektywizm” otrzymanych wyników.

Analizując możliwości dokonania ataku terrorystycznego na obiekty mostowe stwierdzono, że kryteriami oceny prawdopodobieństwa uszkodzenia takich obiektów są przede wszystkim lokalizacja obiektu oraz możliwość zniszczenia (uszkodzenia) konstrukcji nośnej obiektu. Do obliczeń przyjęto zatem sześć kryteriów K1–K6 wyszczególnionych w tabeli 1.

Tabela 2. Wagi kryteriów przyjętych do analiz [9]

Wyszczególnienie kryteriów	K1	K2	K3	K4	K5	K6	Priorytet	
Ochrona obiektu	K1	1,00	0,60	0,80	5,00	0,80	6,0	0,201
Natężenie ruchu	K2	1,67	1,00	1,00	6,00	0,80	5,00	0,246
Długość przęsła	K3	1,25	1,00	1,00	3,00	0,90	5,00	0,212
Materiał konstrukcyjny	K4	0,20	0,17	0,33	1,00	0,25	2,00	0,058
Konstrukcja przęsła	K5	1,25	1,25	1,11	4,00	1,00	6,00	0,245
Dostęp do spodu przęsła	K6	0,17	0,20	0,20	0,50	0,17	1,00	0,038
Współczynnik $CI = 0,03$		Współczynnik $CR = 2,20\%$						

W tabeli 2 przedstawiono wagi kryteriów przyjętych do analiz, otrzymane również z zastosowaniem metody AHP. Subiektywna ocena wyrażona wartością priorytetu

wykazała, że największy wpływ na prawdopodobieństwo ataku na konkretny obiekt mostowy będą miały natężenie ruchu (K2) i konstrukcja przęsła (K5).

Szczegółowy tok obliczeń dla analizowanego przypadku autorzy przedstawili w pracy [9]. W tabeli 4 (kolumna 2) zaprezentowano tylko uzyskane końcowe wyniki obliczeń w postaci wartości współczynników wagowych, które należy traktować w tym przypadku jako wielkości prawdopodobieństwa p_i uszkodzenia danego obiektu mostowego. Obliczenia w jednoznaczny sposób wykazały, że obiektem o największym prawdopodobieństwie ataku terrorystycznego jest most Milenijny (W6), a następnie most Bolesława Krzywoustego (W2) i most Grunwaldzki (W5).

3.2. Ocena konsekwencji uszkodzenia obiektów mostowych

W przedstawionym materiale do oceny konsekwencji uszkodzenia obiektów mostowych zastosowano metodę Bellingera, która podobnie jak metoda AHP, jest jedną z metod analizy wielokryterialnej.

Szczegółowy algorytm obowiązujący w omawianej metodzie przedstawił P. Górny w pracy [10], ujmując go w ośmiu etapach. Obliczenia rozpoczyna się od określenia wymagań i ograniczeń dla przyszłych hipotetycznych wariantów rozwiązań analizowanego problemu. Następnie definiuje się dostępne w danej sytuacji warianty decyzyjne oraz szczegółowo określa przyjęte kryteria oceny, używane jednostki pomiarowe i pożądany kierunek zmian w obrębie danego kryterium (tzw. stymulanty i destymulanty), a także dolną i górną granicę zmian dla analizowanych kryteriów cząstkowych. Po tym etapie ustala się hierarchię poszczególnych kryteriów, poprzez ustalenie wag jakie nadaje się przyjętym kryteriom oceny. Następnie tworzy się macierz zawierającą rzeczywiste wartości analizowanych kryteriów pod kątem poszczególnych wariantów. W kolejnym kroku przedstawia się liczby z tablicy z wcześniejszego etapu jako procentu *drogi* od stanu najmniej do najbardziej pożądanego, następnie mnoży się otrzymane liczby przez wcześniej przyjęte wagi. Kończąc obliczenia, na podstawie zsumowanych ocen przyznanych poszczególnym wariantom, ustala się wariant najlepszy z uwzględnieniem wszystkich analizowanych kryteriów [10].

Na tym etapie badań autorzy zaproponowali przyjęcie siedmiu kryteriów oceny konsekwencji uszkodzenia obiektów mostowych, opisanych w tabeli 3, tj.: długość przęsła (K1), liczba pasów ruchu na moście (K2), liczba podpór pośrednich (K3), wysokość przęsła nad powierzchnią lustra wody (K4), natężenie ruchu (K5), występowanie alternatywnego przejazdu (K6) oraz możliwość szybkiego usunięcia uszkodzonego przęsła (K7). W tabeli tej podano także wartości wag dla poszczególnych kryteriów.

Tabela 3. Dane mostów wybranych do analizy (opracowane na podstawie [8]) oraz przyjęte wartości wagi dla poszczególnych kryteriów

Nazwa mostu	Wartość wyszczególnionych kryteriów						
	K1 [m]	K2 [szt.]	K3 [szt.]	K4* [m]	K5* [pojazdów/dobę]	K6 [%]	K7 [%]
Bolesława Chrobrego	48	2	3	13	2000	60	50
Bolesława Krzywoustego	21	4	2	3	30000	10	50
Władysława Sikorskiego	46,5	2	1	11	10000	90	50
Polanowicki	30	2	0	2	3000	30	50
Grunwaldzki	112,5	4	0	9	30000	90	50
Milenijny	153	4	2	16	40000	40	50
Wartość wagi dla kryteriów	0,15	0,15	0,10	0,10	0,20	0,20	0,10

* Przyjęto do obliczeń tylko jako wartości orientacyjne

W analizowanym przykładzie dolna i górna granica zmian dla poszczególnych kryteriów były równe wartościom ekstremalnym poszczególnych kryteriów. Szczegółowy tok przeprowadzonych obliczeń autorzy zaprezentowali w pracy [11]. W kolumnie trzeciej tabeli 4 przedstawiono jedynie wyniki końcowe przeprowadzonych obliczeń, tj. oceny łączne o_i poszczególnych wariantów.

Ponieważ na wstępie założono, że konsekwencja c_i uszkodzenia poszczególnych mostów jest wielkością z przedziału $[0, 1]$, należało zatem otrzymane wartości oceny łącznej o_i , które przedstawiono w trzeciej kolumnie tabeli 4, w odpowiedni sposób przeliczyć. Obliczenia wartości konsekwencji c_i dla poszczególnych mostów dokonano dzieląc poszczególne wartości oceny łącznej o_i przez ich sumę. Wyniki obliczeń zaprezentowane w tabeli 4, wskazują jednoznacznie, że uszkodzenie Mostu Milenijnego (W6) wywoła największe konsekwencje dla mieszkańców analizowanego obszaru kraju ($C_6 = 0,322$).

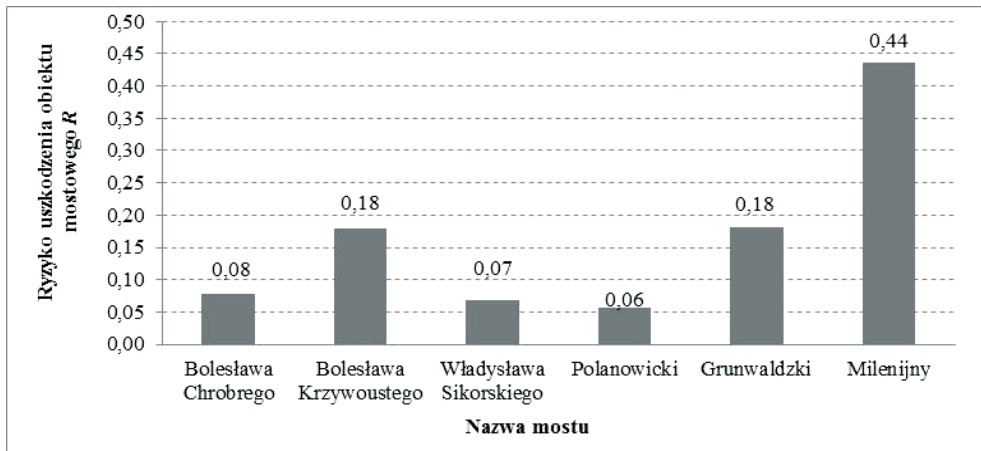
3.3. Ocena ryzyka uszkodzenia obiektów mostowych

W kolumnie piątej tabeli 4 przedstawiono również wyniki obliczeń ryzyka uszkodzenia wybranych obiektów mostowych realizowanych według zależności (2–3).

Tabela 4. Wyniki obliczeń oceny ryzyka uszkodzenia wybranych obiektów mostowych [9], [11]

Wariant	Prawdopodobieństwo p_i	Ocena łączna o_i	Konsekwencja c_i	Ryzyko uszkodzenia obiektu mostowego R
W1	0,1476	29,7834	0,1001	0,0786
W2	0,1751	57,1178	0,1919	0,1789
W3	0,1349	28,1528	0,0947	0,0679
W4	0,1177	27,0017	0,0907	0,0568
W5	0,1704	59,7368	0,2007	0,1820
W6	0,2543	95,8060	0,3219	0,4357
Suma	1,00	297,5985	1,00	1,00

Analiza przedstawionych wyników wykazała, że największym ryzykiem uszkodzenia obarczony jest Most Milenijny (W6). Ryzyko uszkodzenia tego obiektu w aspekcie ataków terrorystycznych jest ponad dwukrotnie większe niż Mostu Grunwaldzkiego i Mostu Bolesława Krzywoustego. Natomiast ryzyko uszkodzenia pozostałych trzech obiektów jest znacznie mniejsze i obiekty te mogą zostać pominięte w dalszych analizach (rys. 1).

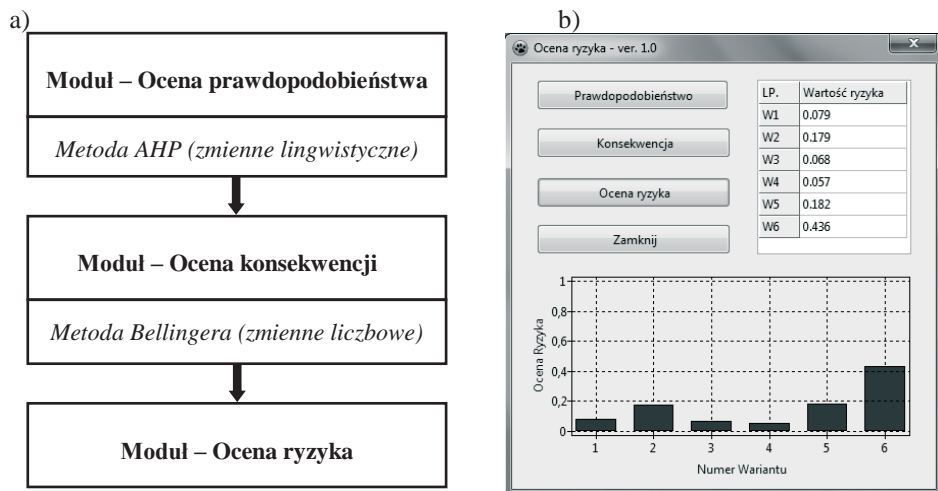


Rys. 1. Ryzyko uszkodzenia wybranych obiektów mostowych

4. Komputerowe wspomaganie oceny ryzyka uszkodzenia obiektów mostowych

Prowadzenie obliczeń przy użyciu metod optymalizacji wielokryterialnej jest pracochłonne, dlatego autorzy opracowali aplikację komputerową, która ułatwia ten proces.

Program komputerowy „Ocena ryzyka – ver. 1.0” opracowany został przy zastosowaniu oprogramowania Lazarus (Free Pascal) (rys. 2).



Rys. 2. Aplikacji do oceny ryzyka uszkodzenia obiektów mostowych: a) schemat blokowy, b) okno dialogowe aplikacji komputerowej

W skład aplikacji wchodzi również dwa niezależne programy takie jak „*Metoda Bellingera – ver. 1.0*” utworzony również w środowisku Lazarus oraz „*Metoda AHP – ver. 1.0*” opracowana w środowisku Borland Delphi. Na rys. 2a przedstawiono schemat blokowy opisującej aplikację komputerowej.

Pracę z programem rozpoczyna się od okna dialogowego zaprezentowanego na rys. 2b. Następnie dokonuje się obliczeń oceny prawdopodobieństwa p_i uszkodzenia obiektów mostowych używając opcji *Prawdopodobieństwo*. Uruchamia ona moduł „*Metoda AHP – ver. 1.0*”, w którego oknie dialogowym określa się preferencję poszczególnych kryteriów. Następnie tyle razy ile mamy wariantów rozwiązań (tzn. obiektów mostowych) pojawia się kolejne okno dialogowe umożliwiające ocenę danych obiektów mostowych w odniesieniu do konkretnego kryterium. Przy czym zgodnie z założeniami metody AHP porównań dokonujemy tylko parami.

Po zakończeniu obliczeń wraca się do pierwszego okna dialogowego (rys. 2b), gdzie używając opcji *Konsekwencja* uruchamia się moduł „*Metoda Bellingera – ver. 1.0*”, który umożliwia ocenę konsekwencji c_i uszkodzenia wybranych obiektów mostowych. Aby zakończyć proces obliczeń uruchamiamy moduł „*Ocena ryzyka – ver. 1.0*” przy użyciu opcji *Ocena ryzyka*. Otrzymane wyniki obliczeń zastają zaprezentowane wówczas w formie tabelarycznej i graficznej (rys. 2b).

5. Podsumowanie

Zaprezentowana procedura umożliwia ilościowe rozwiązanie problemu oceny ryzyka uszkodzenia obiektów mostowych. Do kwantyfikacji oceny ryzyka zastosowano metody AHP i Bellingera. Specyfika opisanej metody oceny ryzyka polega na uwzględnieniu różnorodności konstrukcji analizowanych obiektów komunikacyjnych.

Obiekty mostowe mają bardzo zróżnicowane konstrukcje, co determinuje potrzebę wyboru określonych kryteriów do ich oceny, a obiektywność prowadzonych analiz uzależniona jest od tych właśnie kryteriów.

Zaprezentowana problematyka oceny ryzyka uszkodzenia obiektów mostowych w aspekcie ataków terrorystycznych oparta na metodach optymalizacji wielokryterialnej, może zostać użyta w obszarze szeroko rozumianej inżynierii przedsięwzięcia budowlanych, szczególnie w aspekcie eksploatacji obiektów inżynierskich, a zwłaszcza ich bezpieczeństwa w systemie transportowym danego regionu lub państwa [12], [13], [14].

Zdaniem autorów ocena ryzyka uszkodzenia obiektów mostowych powinna być brana pod uwagę już na etapie projektowania przedsięwzięcia inżynierskiego [15].

Prezentowane wyniki badań, zrealizowane w ramach tematu „Metoda oceny ryzyka uszkodzenia obiektów mostowych w aspekcie potencjalnych ataków terrorystycznych”, zostały sfinansowane ze środków własnych Wyższej Szkoły Oficerskiej Wojsk Lądowych imienia generała Tadeusza Kościuszki.

Literatura

1. Ustawa z dnia 26 kwietnia 2007 r. o zarządzaniu kryzysowym (Dz.U. 2007 nr 89 poz. 590).
2. Pyza D., System transportowy i jego ukształtowanie w systemie logistycznym Polski. Prace Naukowe Politechniki Warszawskiej, z. 76, Transport, 2010, [online: 20.03.2012r.] www.it.pw.edu.pl/prace-naukowe/z76/pyza.pdf.
3. Kogut A., http://mfiles.pl/pl/index.php/Infrastruktura_transportowa, [online: 20.03.2012r.].
4. Grodzki R., Zarządzanie kryzysowe. Dobre praktyki. Wydawnictwo DIFIN S.A., Warszawa, 2012.
5. Skorupka D., Metoda identyfikacji i oceny ryzyka realizacji przedsięwzięć budowlanych. Wojskowa Akademia Techniczna. Warszawa, 2007.
6. Saaty L.T., Vargas L., Models, Methods, Concepts and Applications of the Analytic Hierarchy Process. Boston, Kluwer Academic Publishing, 2001.
7. Ostręga A., Sposoby zagospodarowania wyrobisk i terenów po eksploatacji złóż surowców węglanowych na przykładzie Krzemionek Podgórskich w Krakowie. Rozprawa doktorska, Akademia Górniczo-Hutnicza, Wydział Górnictwa i Geoinżynierii, Kraków, 2004.
8. http://pl.wikipedia.org/wiki/Kategoria:Mosty_Wroc%C5%82awia, [online: 06.04.2012r.].
9. Duchaczek A., Skorupka D., Evaluation of bridge damage probability in the result of terrorist attacks, Zdane do redakcji czasopisma Archives of Civil Engineering.
10. Górny P., Elementy analizy decyzyjnej. Akademia Obrony Narodowej. Warszawa 2004.
11. Duchaczek A., Skorupka D., Ocena ryzyka uszkodzenia obiektów mostowych. Zdane do redakcji Zeszytów Naukowych Wyższej Szkoły Oficerskiej Wojsk Lądowych we Wrocławiu.
12. O. Kapliński i inni, Metody i modele badań w inżynierii przedsięwzięć budowlanych. Wydawnictwo PAN KILiW IPPT. Warszawa, 2007.
13. Kasprowicz T., Inżynieria przedsięwzięć budowlanych. ITE Radom. Warszawa-Radom, 2002.
14. Sobotka A., Logistyka przedsiębiorstw i przedsięwzięć budowlanych, Wydawnictwo AGH, Kraków, 2010.
15. Połoński M, Pruszyński K., Ryzyko projektowania przedsięwzięć inżynierskich. Wiadomości Projektanta Budownictwa, 2008, nr 1, s. 23-27.

Employing multi criteria optimisation methods for risk assessment of damage to bridge objects

Artur Duchaczek¹, Dariusz Skorupka²

¹ *Department of Systems Engineering, Faculty of Management, General Tadeusz Kościuszko Military Academy of Land Forces, e-mail: aduchaczek@poczta.wp.pl*

² *Department of Management, Faculty of Management, General Tadeusz Kościuszko Military Academy of Land Forces, e-mail: dareks100@interia.eu*

Abstract: The article presents the possible employment of multiple criteria optimisation methods in the process of evaluating the risk of damage to engineering facilities as a result of terrorist attacks. The subject of the analyses covered selected bridge facilities in the area of Wrocław. The article presents the atypical application of two selected optimisation methods, i.e. the AHP method and the Bellinger's method. The benefit of the analyses presented is a possible scientific justification for the adopted hierarchy of decision variants.

Keywords: transport infrastructure, crisis management, risk assessment

Planowanie organizacji robót budowlanych na podstawie analizy nakładów pracy zasobów czynnych

Roman Marcinkowski¹

¹ Instytut Budownictwa, Wydział Budownictwa Mechaniki i Petrochemii, Politechnika Warszawska, e-mail: marcinkowski@pw.plock.pl

Streszczenie: Nakłady pracy na wykonanie procesów budowlanych są uniwersalną charakterystyką do planowania robót. Poprzez ich analizę określa się koszty pracy, zużycie czasu pracy zasobów, możliwości współpracy zasobów (współużytkowania zasobów w realizacji kilku zadań), niezbędny czas na wykonanie zadań, i inne istotne parametry analizy planistycznej. Możemy też prowadzić symulację realizacji przedsięwzięcia, bez lub z analizą ryzyka dotrzymania określonych terminów i kosztów. Zagadnienia te są przedmiotem niniejszej pracy. Proponowane techniki rozwiązywania problemów zostały podporządkowane dążeniu do minimalizowania strat z tytułu niepełnego wykorzystania potencjału produkcyjnego zasobów czynnych.

Słowa kluczowe: planowanie w budownictwie, nakłady pracy, pracochłonność robót, czas wykonania zadań budowlanych.

1. Wprowadzenie

Każdy proces budowlany o charakterze produkcyjnym wymaga zużycia pracy zasobów czynnych oraz zużycia materiałów i wyrobów budowlanych. Zużycie pracy wyrażane jest w jednostkach czasu pracy danego zasobu, na przykład: robotniko-godzinach (popularnie: roboczo-godzinach), zespoło-dniach, maszyno-godzinach; zaś zużycie materiałów i wyrobów budowlanych podawane jest w jednostkach właściwych dla danego materiału / wyrobu, na przykład w: szt., kg, m³, l, t, itd. Zużycie pracy zasobów czynnych i materiałów budowlanych w budownictwie określamy mianem *nakładów rzeczowych*.

O sprawności wykonania zadań budowlanych decydują w zdecydowanej większości sytuacji planistycznych niezbędne nakłady pracy zasobów czynnych na wykonanie zadań i liczba przydzielonych zasobów, które te nakłady mają ponieść. Znając nakłady pracy zasobów na wykonanie określonego zakresu robót, możemy ustalić możliwości czasowe wykonania tych robót dysponowanym potencjałem środków pracy.

Dlaczego nie prowadzimy tych wszystkich analiz przez pryzmat wydajności środków pracy? Powód jest w zasadzie jeden – zbyt zróżnicowana struktura procesów roboczych w budownictwie. Wydajność określa ilość produkcji w jednostce czasu, produkcji różnorodnej wykonywanej przez ten sam środek pracy w danym dniu, czy na danym froncie robót. Aby więc ustalić możliwości czasowe i koszty wykonania określonych robót, trzeba by było ustalać szczegółowo co i kiedy środek pracy wykonuje, i zestawiać to w proces łączny. Łatwiej jest ustalić zużycia czasu pracy zasobów na wykonanie poszczególnych robót i zsumować je dla zakresów robót, które stanowią elementy struktury podziału pracy w planowaniu.

Problemy planowania produkcji budowlanej mogą być różne. W planowaniu projektujemy systemy kompleksowej mechanizacji [1, 2, 3], ustalamy najkorzystniejsze rozwiązania organizacyjne współpracujących ze sobą środków pracy [4], harmonizujemy wykonanie zadań z bilansowaniem potrzeb i dostępności zasobów [5], oceniamy koszty wykonania prac [6], analizujemy ryzyka [7], itd. Podstawowym zagadnieniem planistycznym jest jednak wyznaczenie zespołu do wykonania określonego zakresu prac w ustalonym lub poszukiwanym optymalnym czasie. Wybrane zagadnienia z tego zbioru będą w niniejszej pracy przedmiotem rozważań i propozycji technik planistycznych.

2. Ustalenie składu zespołu do wykonania zadania

Rozpatrmy problem organizacji zespołu do wykonania pojedynczego zadania. Planista przydziela zasoby do wykonania zadania na podstawie znajomości nakładów pracy na wykonanie tego zadania, lub analizując wydajności zaangażowanych zasobów. Zajmijmy się pierwszym przypadkiem. Do wykonania zadania z potrzeba zaangażować zasoby czynne tworzące zbiór $R = \{r_1, r_2, \dots, r_n\}$, dla których jednostkowe nakłady pracy (w zasobo-godzinach) identyfikuje wektor $N = [n_1, n_2, \dots, n_n]$. Przydzielając do wykonania zadania z zasoby w liczbie $l(r_i)$ dla $i = 1, 2, \dots, n$, planista podejmuje decyzję ustalającą czas wykonania zadania (w godzinach) według zależności:

$$t(z) = \max \frac{n_i \cdot p(z)}{l(r_i)} \quad (i = 1, 2, \dots, n), \quad (1)$$

gdzie $p(z)$ – określa zakres zadania z .

Jeżeli zadanie z będzie jedynym zadaniem wykonywanym przez zasoby zbioru R , i zasoby te będą na miejscu wykonywania zadania z przez cały czas jego trwania, to przydział taki wiąże się ze stratą (np. w zł) z tytułu niepełnego wykorzystania czasu pracy zasobów czynnych, wyznaczaną według zależności:

$$S(z) = \sum_{i=1}^n (t(z) \cdot l(r_i) - n_i \cdot p(z)) \cdot c_i, \quad (2)$$

gdzie c_i jest jednostkową stratą (np. w zł/godz.) z tytułu niepełnego wykorzystania czasu pracy i -tego zasobu.

Jednostkowe straty c_i możemy wyznaczyć według zasad przedstawionych w [3, 8, 9], co sprowadza się do ich obliczenia dla każdego rozpatrywanego zasobu według wzoru:

$$c_i = c_i^p \cdot \frac{w_{kp}}{100} \cdot \left(1 + \frac{w_z}{100}\right) \quad (i = 1, 2, \dots, n), \quad (3)$$

gdzie: c_i^p – cena jednostkowa pracy i -tego zasobu, w_{kp}, w_z – wskaźniki procentowe kosztów pośrednich i zysku.

Zależności powyższe są użyteczne dla planisty w każdym przypadku, gdy musi on zdecydować o liczbie środków pracy współpracujących ze sobą w wykonania zadania z . Nietrudno jednak sobie wyobrazić, że planista może mieć możliwość wyboru środków pracy. Na przykład do wykonania wykopu może zastosować koparkę o wydajności 40 m³/godz. lub większą o wydajności 60 m³/godz. Jeżeli więc przyjmiemy, że zasoby czynne do wykonania procesu budowlanego nie są ustalone i trzeba je wybrać ze zbioru zamienników (maszyny o tym samym przeznaczeniu, jednak o różnej wydajności), to problem ustalenia zespołu wykonawczego do realizacji procesu z staje się zadaniem programowania matematycznego.

Sytuację tą zamodelujmy następująco. Planista, jak poprzednio, zna zakres robót do wykonania określony zmienną $p(z)$. W wykonaniu tych robót współpracują ze sobą środki pracy, tworzące zbiór rodzajowy $M = \{m_1, m_2, \dots, m_r\}$. Planista dysponuje różnymi typami środków pracy w poszczególnych ich rodzajach m_1, m_2, \dots, m_r . Niech tworzą one podzbiory M_i ($i=1, 2, \dots, r$) dostępnych środków produkcji. W każdym podzbiore dostępnych środków produkcji M_i są wyróżnione typy (np. konkretne maszyny) $\{m_{i1}, m_{i2}, \dots, m_{i|m_i|}\}$, które mogą się zastąpić, i których liczba jest ograniczona zmienną $l(m_{ij})$ dla ($j = 1, 2, \dots, |m_i|$). Typy środków pracy mają określoną wydajność odniesioną do jednostki miary, w której wyrażony jest zakres robót zadania z . W rozwiązaniu problemu należy ustalić liczby zaangażowanych typów środków pracy do wykonania procesu z , zapewniając wykonanie tego zadania w dyspozycyjnym czasie $\langle t_{\min}, t_{\max} \rangle$ i minimalizując straty z tytułu niepełnego wykorzystania wydajności wyznaczonych do zadania z środków pracy. Sformułujmy zadanie optymalizacji decyzji.

Niech zmiennymi decyzyjnymi będą liczby wyróżnionych typów środków pracy skierowanych do realizacji zadania z . Oznaczmy je zmiennymi $x_{ij} \in \mathbb{R}^c$, gdzie indeks i będzie identyfikował rodzaj środka pracy, zaś indeks j – jego typ, charakteryzujący się

określoną wydajnością w_{ij} (możliwą do osiągnięcia w warunkach realizacji zadania z). Zmienne te powinny spełniać warunek całkowitości i ograniczenie:

$$x_{ij} \leq l(m_{ij}) \quad \text{dla } (j=1,2,\dots,|m_i|; \quad i=1,2,\dots,r). \quad (4)$$

Zmienne decyzyjne muszą mieć takie wartości, aby spełnione były warunki wykonania całości robót, a mianowicie:

$$p(z) \leq \sum_{j=1}^{|m_i|} \frac{x_{ij}}{n_{ij}} \cdot t(z) \quad \text{dla } (i=1,2,\dots,r), \quad (5)$$

gdzie n_{ij} określa nakład pracy i -tego rodzaju j -tego typu środka pracy na wykonanie jednostki zadania z .

Czas wykonania zadania z można określić z zależności:

$$t(z) = \max_i \frac{p(z)}{\sum_{j=1}^{|m_i|} \frac{x_{ij}}{n_{ij}}} \quad (i=1,2,\dots,r) \quad (6)$$

Czas ten powinien spełniać warunek:

$$t_{\min} \leq t(z) \leq t_{\max}. \quad (7)$$

Jeżeli przyjmiemy, że środki pracy w liczbie x_{ij} będą uczestniczyły w realizacji zadania z przez cały czas $t(z)$, to niektóre z nich (z powodu niedopasowania wydajności) będą częściowo niewykorzystane. To niepełne wykorzystanie środków pracy będziemy chcieli minimalizować przez pryzmat kosztów strat. Obliczyć je możemy według zależności:

$$S(z) = \sum_{i=1}^r \sum_{j=1}^{|m_i|} \frac{\left(\sum_{j=1}^{|m_i|} \frac{x_{ij}}{n_{ij}} \cdot t(z) \right) - p(z)}{\sum_{j=1}^{|m_i|} \frac{x_{ij}}{n_{ij}}} \cdot x_{ij} \cdot c_{ij}, \quad (8)$$

gdzie c_{ij} – jednostkowe koszty strat z tytułu niepełnego wykorzystania środka pracy m_{ij} (za jednostkę czasu pracy) określane według zależności (3).

Zadanie optymalizacyjne polega na wyznaczeniu zmiennych decyzyjnych $x_{ij} \in \mathbb{R}^c$, minimalizujących wartość funkcji (8), przy spełnieniu warunków określonych zależnościami (4), (5) i (7). Model taki można rozwiązać przy wykorzystaniu symulacji komputerowej, realizowanej na przykład metodą ewolucyjną w arkuszu kalkulacyjnym. Zastosowanie arkusza kalkulacyjnego do rozwiązywania problemu pozwala planiście eksperymentować, ograniczając liczbę dostępnych środków pracy do wykonania zadania z , lub zmieniając dyspozycyjny przedział czasu na wykonanie zadania.

3. Harmonogramowanie produkcji budowlanej

Harmonogramowanie produkcji budowlanej na podstawie analizy nakładów pracy zasobów jest już stosunkowo dobrze znaną techniką. Służą temu specjalnie opracowane aplikacje komputerowe, pozwalające łączyć kosztorys budowlany z harmonogramem robót [8]. Chodzi o automatyzację przekazu informacji o nakładach rzeczowych z kosztorysu do programu wspomagającego opracowanie harmonogramu. Kosztorysy opracowywane są przez pryzmat norm nakładów rzeczowych – bazy KNR. Mimo niedoskonałości tej bazy, trzeba stwierdzić, że tylko poprzez znajomość nakładów rzeczowych jest możliwość zautomatyzowania analiz planistycznych przy zachowaniu wymiernego ich charakteru.

Posługując się popularnymi programami do planowania przedsięwzięć „MS Project & Projekt+” lub „PLANISTA” i podając wartości nakładów rzeczowych, ich kosztów

jednostkowych oraz liczby środków pracy, używany program komputerowy wyznaczy czas realizacji zadań, a uwzględniając zależności między zadaniami i terminy dyrektywne, możemy ustalić harmonogram realizacji analizowanego zbioru zadań.

Istotnym elementem tak utworzonego harmonogramu jest możliwość zarządzania zasobami. Należy tu zapewnić pewną elastyczność w przydziale zasobów do zadań. Jeżeli przyjmiemy, że nakłady pracy są podstawą planowania, to należy definiować zadania ze stałą pracą, a dopuszczać określanie niezbędnej liczby jednostek zasobów do wykonania zadania w zakładanym czasie przez program komputerowy (rys.2).

Analizę planistyczną w programie MS Project prowadzimy wg następującej metodyki:

1. Definiujemy kalendarz projektu oraz termin rozpoczęcia planowanego przedsięwzięcia
2. Definiujemy zbiór zasobów, ich koszty jednostkowe oraz dostępność i kalendarze dla poszczególnych zasobów typu *praca* – przykład – rys.1.
3. Wprowadzamy zbiór zadań przedsięwzięcia, nakłady zdefiniowanych zasobów oraz na ich podstawie określamy realny czas na wykonanie poszczególnych zadań (rys. 2).
4. Wprowadzamy model sieciowy przedsięwzięcia i analizujemy uzyskany efekt – obciążenie dostępnych zasobów (rys.3).
5. W sytuacji niedopuszczalnego przeciążenia zasobów, bilansujemy zasoby, dopuszczając możliwość dostosowywania przydziałów zasobów do zadań i podziały pracy pozostałej (ustawienia standardowe programu);

Z rysunku 3 wynika bardzo wiele informacji dla planującego. Opracowany harmonogram generuje zbyt duże obciążenie zasobów dla robotników i spycharek. Przekroczenie dostępnej ilości pracy dla tych zasobów sygnalizowane jest kolorem czerwonym i procentem wykorzystania potencjału. Planujący ma możliwość pogodzenia się z tym faktem lub podjąć proces wyeliminowania nadmiernej alokacji. Niewielkie przekroczenia mogą być akceptowane, bowiem nadmiar pracy do wykonania może być zrealizowany w nadgodzinach, bądź w innym czasie – gdy zasoby te nie są w pełni wykorzystane.

	Nazwa zasobu	Typ	Etykieta materiału	Grupa	Maks. jednostek	Stawka zasad.	Naliczanie	Kalendarz bazowy
1	Robotnicy	Praca		R	14	20,00 zł/godz.	Proporcjonalnie	Standardowy
2	Spycharka	Praca		S	2	70,00 zł/godz.	Proporcjonalnie	Standardowy
3	Koparka	Praca		S	2	80,00 zł/godz.	Proporcjonalnie	Standardowy
4	Walec wibracyjny samoj.	Praca		S	1	60,00 zł/godz.	Proporcjonalnie	Standardowy
5	Zagęszczarka wibracyjna	Praca		S	1	50,00 zł/godz.	Proporcjonalnie	Standardowy
6	Samochód samowył.	Praca		S	7	120,00 zł/godz.	Proporcjonalnie	Standardowy
7	Ciągnik z przyczepą	Praca		S	2	40,00 zł/godz.	Proporcjonalnie	Standardowy
8	Żuraw samochodowy	Praca		S	2	130,00 zł/godz.	Proporcjonalnie	Standardowy
9	Piasek	Materiał	m ³	M		60,00 zł	Proporcjonalnie	
10	Płyty drogowe	Materiał	szt.	M		230,00 zł	Proporcjonalnie	

Rys. 1. Arkusz zasobów w programie MS Project

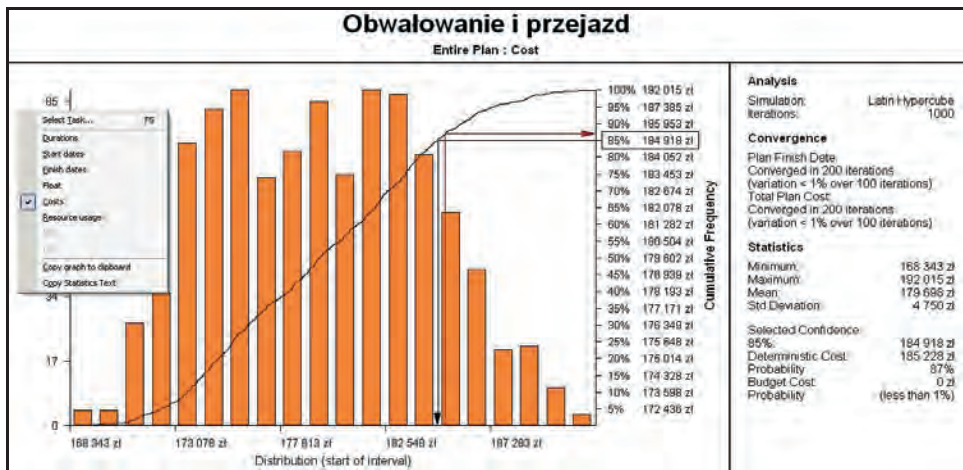
Nazwa: Pozyskanie i transport gruntu		Czas trwania: 8d		<input checked="" type="checkbox"/> Wg nakładu pracy		Popr	
Rozpoczęcie: Pon, 13-02-11		Zakończenie: Śro, 13-02-20		Typ zadania: Praca stała			
Id.	Nazwa zasobu	Jednostki	Praca	Id.	Nazwa poprzednika		
1	Robotnicy	3,75	240h				
3	Koparka	1,25	80h				
6	Samochód samowył.	6,25	400h				

Rys. 2. Arkusz zadania w programie MS Project

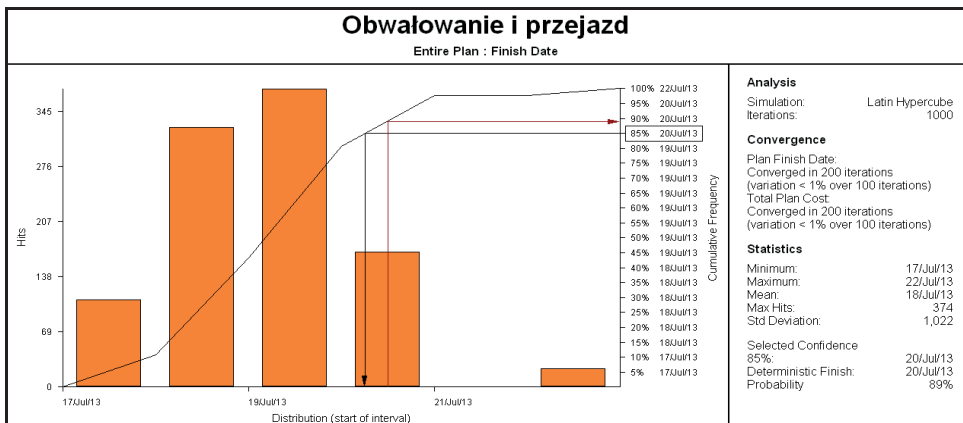
Posługując się programem z możliwością symulacyjnej analizy ryzyka, wprowadzamy do programu charakterystyki probabilistyczne nakładów pracy zasobów i ich kosztów i tak przygotowany plan poddajemy symulacji. Program losuje wielkości charakterystyczne danych według zdefiniowanych rozkładów i ustala następujące charakterystyki:

- czasy trwania i koszty realizacji zdefiniowanych grup zadań;
- terminy rozpoczęcia i zakończenia poszczególnych zadań;
- nakłady pracy zasobów na realizację całego analizowanego zbioru zadań;
- termin i koszt zrealizowania całego analizowanego zbioru zadań.

Charakterystyki te podawane są przez program w postaci graficznej – funkcji (zobrazowanej histogramem) rozkładu i dystrybuanty zmiennej losowej oraz opisowej – statystyki uzyskanej w wyniku symulacji próby (rys.7 i 8).



Rys. 7. Wyniki symulacji kosztu realizacji przedsięwzięcia w programie Pertmaster Project Risk [9].



Rys. 8. Wyniki symulacji czasu trwania przedsięwzięcia w programie Pertmaster Project Risk [9].

Program jest przygotowany do symulacji analizy ryzyka dla wybranych rozkładów statystycznych opisujących poszczególne zmienne, składające się na dane wyjściowe do planowania. Zadaniem projektanta jest wybór rozkładu najlepiej pasującego do opisu danej zmiennej losowej. Nie jest to zadanie łatwe, tym bardziej, że aktualnie brak jest badań ukierunkowanych na ten problem.

Wyznaczone w wyniku symulacji charakterystyki zmiennych losowych czasu i kosztów nie są ryzykiem. Na rysunkach 7 i 8 widzimy bowiem wartości charakterystyczne

czasów, terminów, kosztów, z oceną prawdopodobieństwa ich osiągnięcia w realizacji projektu. Ryzyko jest iloczynem straty z tytułu niepowodzenia i prawdopodobieństwa nastąpienia tej straty.

Ryzyko związane jest zawsze z decyzją. Nie rozstrzyga ono jednak o istocie problemu, który rozwiązujemy. Charakteryzuje za to samą decyzję. Stąd są decyzje o mniejszym i większym ryzyku. Nie jest więc istotne „spełnienie się” ryzyka. Kwantyfikacja ryzyka jest potrzebna do porozumiewania się decydentów między sobą i podejmowania decyzji wraz z akceptacją lub alokacją ryzyka.

5. Podsumowanie

Planowanie produkcji budowlanej na podstawie analizy nakładów rzeczowych jest podstawą wszystkich programów komputerowych wykorzystywanych w tym przeznaczeniu. Planiści chcą szybko i wiarygodnie ustalać zużycie czasu i koszty prac budowlanych. Na bazie tej wiedzy podejmują decyzje operatywne i planistyczne.

Problemy na wyznaczenie środków pracy do wykonania określonych robót (decyzje operatywne) są bardzo często bagatelizowane. Najczęściej wykonawcy budowlani chcą wykonać zadania szybko, nie zastanawiając się przy tym nad globalnymi skutkami takiego postępowania. Trzeba jednak zdawać sobie sprawę z tego, że efektywność rozwiązań organizacyjnych mierzona jest w sensie globalnym kosztami straconego czasu. Kryterium takie dawno temu sformułował w [10] prekursor naukowej organizacji pracy Karol Adamiecki. Dążenie do skracania cykli realizacyjnych, tak często podejmowane w różnych projektach, w sensie globalnym jest nieracjonalne.

Technika harmonogramowania i analizy ryzyka poprzez analizę nakładów pracy jest również niedoceniana. Uznaje się, że jest szereg mankamentów takiego planowania, wynikających z zbyt drobiazgowego rozpatrywania zasobów i nierealności norm.

Baza wiedzy o nakładach pracy na wykonanie procesów pracy jest bardzo krytykowana. Istnieją w niej przestarzałe technologie, nakłady są odniesione do bliżej nieokreślonych maszyn, procesy pracy mają niesprecyzowane warunki wykonania. Nie prowadzi się też opisu norm nakładów pracy z uwzględnieniem ich niepewności (opisu probabilistycznego). Mimo tej krytyki, firmy oferujące oprogramowanie dla budownictwa w zakresie wykonawstwa budowlanego dokładają wielu starań o uaktualnianie bazy KNR, upatrując w niej jedyną możliwość komputeryzacji procesów kalkulacyjnych w kosztorysowaniu i planowaniu produkcji budowlanej.

Literatura

- 1 Jaworski K.M., Metodologia projektowania realizacji budowy, Warszawa PWN, 1999.
- 2 Jaworski K.M., Wielokryterialna analiza jakości harmonogramów budowlanych. Przegląd Budowlany, nr 1, styczeń 2002.
- 3 Kapliński O., Metody i modele badań w inżynierii przedsięwzięć budowlanych.. Warszawa, Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN, Instytut Podstawowych Problemów Techniki, 2007.
- 4 Marcinkowski R., Koper A., Projektowanie zespołu maszyn zapewniających ciągłość betonowania konstrukcji monolitycznej. Budownictwo i Inżynieria Środowiska, wyd. Politechniki Białostockiej, nr 2 (2011), str. 583-587
- 5 Marcinkowski R., Metody rozdziału zasobów realizatora w działalności inżynieryjno-budowlanej. Warszawa, Wydawnictwo WAT, 2002.
- 6 Kowalczyk Z., Zabielski J., Kosztorysowanie robót budowlanych. Warszawa, WSiP, 2005.
- 7 Marcinkowski R., Koper A., Ocena ryzyka czasu i kosztów w planowaniu produkcji budowlanej. Przegląd Budowlany Nr 7/8 2008, str. 70-75.
- 8 Marcinkowski R., Harmonogramowanie produkcji przedsiębiorstwa budowlanego. Przegląd Budowlany Nr 2/2007, str. 41-47.
- 9 Marcinkowski R., Krawczyńska A., Koncepcja metody analizy efektywności wykorzystania deskowań systemowych w budowie obiektu żelbetowego. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej nr 58/2011, str. 257-264
- 10 Adamiecki K., O nauce organizacji, Warszawa, PWE, 1985.

Labor demand as a key factor in building process planning

Roman Marcinkowski¹

¹ *Faculty of Civil Engineering, Mechanics and Petrochemistry, Warsaw University of Technology,
e-mail: marcinkowski@pw.plock.pl*

Abstract: Man or machine hours needed by various resources to complete construction works are the basis for work estimation and scheduling. In particular, they enable the planner to estimate labor costs or time needed to complete the task, review the resource of workload and availability of resources assigned to particular task, check the possibility of sharing resources across various tasks and determine other rates and factors useful in works scheduling. The project schedule can be analyzed both without or with and in consideration of risk of the end date of the project being pushed out or going over budget on the project.

Issues presented above are the subject of this paper. The methods of solving described problems consider the optimization of a loss that derives from partial utilization of assigned the resources.

Keywords: building process planning, total labor demand, labor productivity, time of building task performance.

Harmonogramowanie realizacji przedsięwzięć budowlanych z uwzględnieniem buforów czasu wyznaczonych na podstawie analizy ryzyka

Mieczysław Połoński¹

¹ *Katedra Geoinżynierii, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie, e-mail: mieczyslaw_polonski@sggw.pl*

Streszczenie: Zaproponowana w artykule metodyka przygotowywania harmonogramów budowlanych wynika z próby połączenia dwóch niezależnych podejść w celu zwiększenia prawdopodobieństwa dotrzymania planowanych terminów w harmonogramach sieciowych w trakcie realizacji robót budowlanych. Analiza ryzyka planowanego przedsięwzięcia budowlanego pozwoli wskazać zadania, które są najbardziej zagrożone przekroczeniem przewidywanych czasów ich trwania. Zastosowanie buforów czasu, ich właściwa lokalizacja w harmonogramie oraz wyznaczenie wielkości czasu ich trwania z uwzględnieniem przewidywanego ryzyka wystąpienia opóźnień, pozwolą skonstruować harmonogram, zawierający uzasadnione rezerwy czasu rekompensujące ewentualne opóźnienia. Tak opracowany harmonogram może stanowić zarówno wiarygodną podstawę wyznaczenia przewidywanego terminu zakończenia prac na budowie, jak również zarządzania tymi robotami w okresie ich realizacji.

Słowa kluczowe: harmonogramy sieciowe, bufory czasu, analiza ryzyka, metoda Goldratta, ścieżka krytyczna, kontrola realizacji.

1. Wprowadzenie

Od kilku lat coraz szersze zainteresowanie w planowaniu przedsięwzięć budowlanych budzi metoda Critical Chain Scheduling and Buffer Management (CC/BM) [1,2,3,4]. Bazuje ona na tradycyjnych harmonogramach sieciowych, jedno lub dwupunktowych, [5,6], jednak wprowadza kilka dodatkowych elementów, zaproponowanych przez E. Goldratta i znanych jako tzw. Theory of Constraints (TOC) [7]. Najważniejszymi z nich jest radykalne skrócenie czasu planowanych czynności oraz równoczesne wprowadzenie tzw. buforów czasu, stanowiących rezerwę czasu zabezpieczającą dotrzymanie wyznaczonego terminu.

Twórca tej idei, E. Goldratt zaproponował dwa rodzaje buforów: zasilające, zlokalizowane na końcu ciągów niekrytycznych w miejscu ich połączenia ze ścieżką krytyczną (a dokładniej ciągiem nazywanym łańcuchem krytycznym, który jednak w przypadku analizy tylko w funkcji czasu pokrywa się ze ścieżką krytyczną) i jeden bufor projektu zlokalizowanego na końcu ścieżki krytycznej. Dodatkowo zostało przyjęte założenie, że skrócenie zadań w harmonogramie i wprowadzenie buforów nie powinno zmienić przebiegu ścieżki krytycznej. Jednak wg badań autora i K. Pruszyńskiego [8,9], w przypadku rozbudowanych harmonogramów obiektów budowlanych, liczących często po kilkaset zadań, w celu utrzymania niezmiennego położenia ścieżki krytycznej konieczne jest zastosowanie dodatkowych rodzajów buforów: wspomagających (oznaczanych symbolem BWP) zlokalizowanych na ścieżce krytycznej oraz reagujących zlokalizowanych na rozwidleniach ciągów krytycznych (BRK) lub niekrytycznych (BRN). Dokładny opis lokalizacji i sposobu wyznaczania ich wielkości (nazwany metodą MP-KP) zostały przedstawione w pracach tych autorów [8,9,10]. Analizując sposób wyznaczania czasu stosowanych buforów wg wspomnianej metodyki [8,9,10] łatwo jest zauważyć, że ich wielkość na założonym poziomie prawdopodobieństwa zakończenia danego ciągu zależy wyłącznie od dwóch parametrów: czasu trwania zadań chronionych danym buforem i parametrów rozkładu tego czasu. Czym czasy trwania zadań i rozrzut szacowanego czasu jest większy, tym większe powinny być odpowiadające im bufor. Metoda nie umożliwia

uwzględniania w obliczaniu wielkości buforów żadnych czynników ryzyka, co ogranicza zakres jej stosowania.

Z drugiej strony coraz intensywniej rozwijane są badania nad uwzględnieniem elementów ryzyka w harmonogramach budowlanych [11,12,13]. Zazwyczaj obejmuje ona mniej lub bardziej szeroki wachlarz czynników, które mogą potencjalnie wpływać na planowany przebieg robót. Interesujący przykład takiej metody, nazwanej MOCRA (Method of Construction Risk Assessment) został zaproponowany przez Skorupkę [14]. Ukazuje ona technikę kompleksowej identyfikacji i oceny ryzyka na poziomie poszczególnych zadań harmonogramu oraz całego przedsięwzięcia w funkcji czasu oraz kosztu. Metoda ta umożliwia opracowanie szeregu zmodyfikowanych wariantów uzależnionych np. od redukcji niektórych czynników ryzyka. Efektem każdego wariantu jest sumaryczny czynnik ryzyka (wyrażony w %, odrębnie dla czasu i kosztu) przypisany do każdego zadania w harmonogramie indywidualnie, przedstawiający kompleksową ocenę zagrożenia z powodu szeregu analizowanych czynników. Takie ujęcie zagrożenia wydłużenia realizacji zadań na pewno jest pełniejsze i bardziej wiarygodne niż zastosowane w metodzie MP-KP. Niestety, wyznaczone wartości ryzyka nie są zastosowane do wyznaczenia wielkości buforów czasu (których metoda MOCRA w ogóle nie przewiduje), a jedynie do wyznaczenia rozkładu prognozowanego terminu i kosztu zakończenia poszczególnych zadań i całego przedsięwzięcia z uwzględnieniem wpływu analizowanych czynników ryzyka. Tym samym metoda ogranicza się do prognozowania czasu i kosztu, nie dając wykonawcy narzędzia do zarządzania realizacją planowanego obiektu. A przecież jak celnie zauważył G. Masterton "Problem nie polega na tym, by przewidzieć przyszłość, lecz raczej na tym, aby kontrolować wydarzenia, które mają na nią wpływ" [15].

W artykule przedstawiono założenia metody opracowania harmonogramu robót budowlanych, która uwzględniałaby równocześnie wybrane elementy obu wspomnianych wcześniej rozwiązań, a więc metody MOCRA i MP-KP.

2. Założenia proponowanej metody

Zaproponowany sposób budowy harmonogramu, który będzie zawierał równocześnie ocenę ryzyka i sposób kompensowania jego wpływu na przebieg robót, opiera się na następujących założeniach:

- podstawą analizy i końcowym jej efektem jest harmonogram sieciowy przedsięwzięcia budowlanego (jedno lub dwupunktowy);
- analiza ryzyka zostanie opracowana w funkcji czasu;
- końcowy harmonogram będzie zawierał bufor czasu, stanowiące element zabezpieczenia dotrzymania planowanego terminu zakończenia;
- w zależności od etapu planowania oraz potrzeb i wymagań planisty, dopuszcza się zmianę przebiegu ścieżki krytycznej w harmonogramie finalnym w stosunku do harmonogramu wyjściowego;
- rodzaje wprowadzonych do harmonogramu buforów zostaną przyjęte na podstawie metody MP-KP;
- lokalizacja buforów zostanie przyjęta na podstawie metody MP-KP z ewentualnymi zmianami, wynikającymi z dopuszczenia zmiany przebiegu ścieżki krytycznej;
- ewentualne skrócenie wyjściowych czasów trwania zadań zostanie dokonane, w zależności od danych jakimi dysponujemy, na podstawie oceny optymistycznej (w przypadku trzy parametrycznej oceny czasu trwania zadania, a więc optymistycznej, pesymistycznej i najbardziej prawdopodobnej), założonego rozkładu czasu trwania zadania lub oceny ekspertów;
- w przypadku planowania skrócenie wyjściowego czasu trwania zadań, skrócenie będzie uwzględniało możliwości technologiczno – organizacyjne wykonania danego zadania;
- w przypadku istnienia dyrektywnego terminu zakończenia przedsięwzięcia będzie on obligatoryjny przy wyznaczaniu skrócenia zadań w korelacji z wielkością buforów;
- sumaryczna rezerwa czasu (SRC), jaką możemy przeznaczyć na bufor leżące na

ścieżce krytycznej, może być, w zależności od konkretnych uwarunkowań analizowanego przedsięwzięcia, obliczona na podstawie metody MP-KP lub oceny ryzyka przedsięwzięcia z uwzględnieniem ewentualnego terminu dyrektywnego;

- czasy trwania poszczególnych buforów zostaną obliczony na podstawie wyników analizy ryzyka chronionych ciągów wyznaczonych metodą MOCRA;
- suma czasów buforów leżących na ścieżce krytycznej będzie równa wyznaczonej wcześniej sumarycznej rezerwie czasu (SRC).

3. Dyskusja przyjętych założeń

Wykonując harmonogram końcowy planowanego przedsięwzięcia wg zaproponowanych założeń należy rozważyć kilka ważnych aspektów, które wpłyną na wynik i przebieg obliczeń. Po pierwsze należy rozważyć, co jest celem planisty: wyznaczenie terminu zakończenia przedsięwzięcia (ewentualnie terminu na określonym poziomie prawdopodobieństwa), sporządzenie harmonogramu który w przyszłości będzie stanowił podstawę bieżącego zarządzania realizacją obiektu czy wykonanie analizy ryzyka planowanego przedsięwzięcia. Osiągnięcie każdego z tych celów wymaga dostępu do różnych danych i nieco innego sposobu przeprowadzania analiz. Z punktu widzenia proponowanej metody celem jest sporządzenie harmonogramu z uwzględnieniem analizy ryzyka, który będzie mógł stanowić podstawę zarządzania i kontrolowania realizacji przebiegu robót na budowie. Naturalnie równocześnie zostanie wyznaczony planowany termin zakończenia robót, jak i poszczególnych jej etapów.

Bardzo ważną kwestią jest, na jakim etapie przygotowania obiektu do realizacji i jakimi materiałami dysponuje planista, przystępując do sporządzenia harmonogramu wg zaproponowanej metody. Najczęściej występują dwie sytuacje: planowanie rozpoczynamy od gromadzenia danych na temat obiektu, technologii jego wykonania, zasobów którymi dysponuje wykonawca itp. czyli planista sam opracowuje czasy trwania zadań i wstępną wersję harmonogramu. W takiej sytuacji wprowadzenie buforów w taki sposób, aby dopuścić zmianę wstępnego przebiegu ścieżki krytycznej nie powinno stanowić problemu. Co innego, gdy planista otrzymuje wstępny harmonogram sporządzony np. przez przyszłego wykonawcę. Należy wówczas ustalić, czy odbiorcy końcowego harmonogramu zależy na utrzymaniu już ustalonego wstępnego przebiegu ścieżki krytycznej, czy też nie. Jeżeli z różnych względów zależy mu na pozostawieniu przebiegu ścieżki krytycznej bez zmian, wówczas bufor czasu należy wprowadzić w sposób ściśle zaproponowany w metodzie mp_kp., który pozwoli na utrzymanie niezmiennego przebiegu ścieżki krytycznej. Jedynym powodem, który może to uniemożliwić jest konieczność uwzględnienia ograniczeń technologiczno-organizacyjnych przy skracaniu czasów poszczególnych zadań.

Kolejne pytanie, na które musimy znać odpowiedź, to czy został wyznaczony termin dyrektywny zakończenia robót (długość okresu realizacji). Jeżeli taki termin istnieje (np. wykonawca podpisał już umowę na wykonanie robót) i nie jest on późniejszy od terminu z harmonogramu wstępnego, determinuje to potrzebę skrócenia wstępnych czasów zadań w celu wprowadzenia buforów czasu i/lub szacowanych opóźnień z tytułu analizy ryzyka. Pozostawienie oszacowań czasów zadań z wstępnego harmonogramu bez zmian (zwłaszcza na ścieżce krytycznej) z równoczesną koniecznością utrzymania terminu dyrektywnego wyklucza praktycznie możliwość opracowania harmonogramu z uwzględnieniem analizy ryzyka i/lub buforów. Należy zauważyć, że przeprowadzona analiza ryzyka zaproponowana w metodzie MOCRA, z definicji zakłada wydłużenie wstępnego terminu zakończenia robót. Jednak w przypadku braku możliwości wydłużenia tego terminu, opracowany harmonogram z elementami ryzyka nie będzie przydatny wykonawcy w trakcie prowadzenia robót. Oczywiście, nadal cenne będzie zwrócenie uwagi na istniejące zagrożenia oraz oszacowane wielkości wydłużenia poszczególnych zadań, jednak obliczone terminy realizacji zadań nie będą mogły być przyjęte za podstawę zarządzania budową, gdyż już na wstępie przekraczają istniejący termin dyrektywny zakończenia całości robót.

Ostatnie, ważne z punktu widzenia proponowanej metody, pytanie łączy się ze sposobem szacowania czasu zadań. Praktycznie mogą wystąpić trzy sytuacje: przyjęto jedną ocenę czasu (deterministyczną), oszacowano trzy czasy (pesymistyczny, optymistyczny i czas najbardziej prawdopodobny) czyli przyjęto rozkład czasu zadania

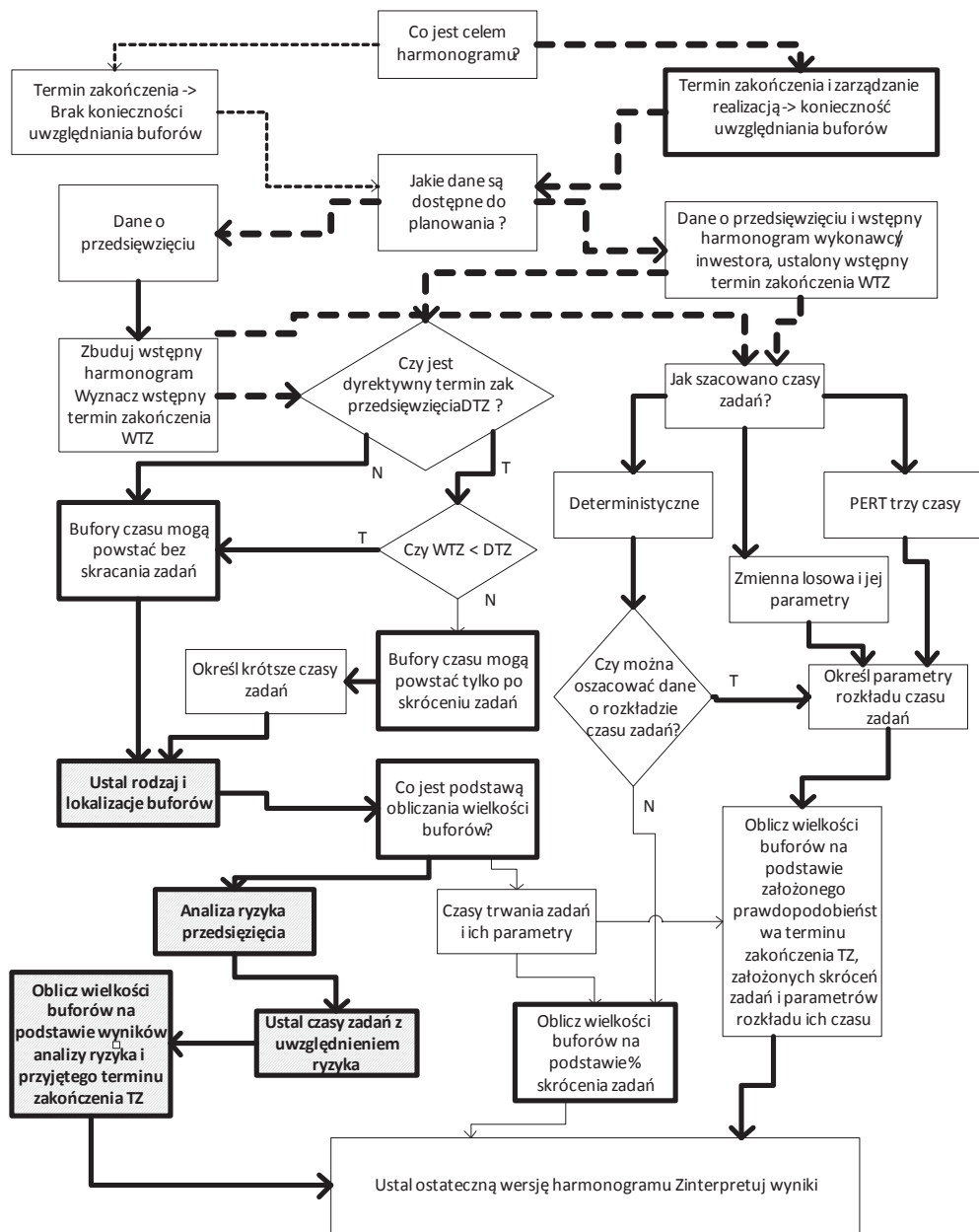
beta (symetryczny lub asymetryczny) lub przyjęto inny rozkład czasu zadania i jego parametry (np. normalny, log-normalny, trójkątny itp.). Jeżeli chcemy szacowanie terminu zakończenia przedsięwzięcia wyznaczyć na określonym poziomie prawdopodobieństwa i/lub czasy buforów określić zgodnie z metodą MP-KP, niezbędna jest znajomość wariancji czasu poszczególnych zadań. W przeciwnym razie skrócenia zadań i wielkości buforów trzeba będzie wyznaczać w przybliżeniu, np. procentowo. W przypadku wyznaczania wielkości buforów czasu na podstawie wyników analizy ryzyka rozkład czasu zadań jest mniej istotny, natomiast pojawia się pytanie, do której oceny czasu odnieść ewentualne wydłużenie zadania ze względu na przyjętą ocenę ryzyka. Jeżeli dysponujemy oceną deterministyczną sprawa jest oczywista. W pozostałych przypadkach istnieje szereg różnych możliwości. Np. w metodzie MOCRA autor wyznaczoną ocenę ryzyka odniósł do czasu pesymistycznego. Wydaje się, że nie jest to najkorzystniejsze rozwiązanie. Przecież z założenia, wyznaczając czas pesymistyczny zadania, uwzględnia się pewne niekorzystne okoliczności w przebiegu robót (choć bez ich identyfikowania i szacowania). Przyjmowanie więc za punkt odniesienia do oceny wpływu ryzyka na czas trwania zadania czasu już obciążonego pewnym ryzykiem powoduje dublowanie tej oceny. Bardziej uzasadnione byłoby odniesienie oceny ryzyka do czasu najbardziej prawdopodobnego, mediany tego czasu czy oceny czasu o założonym poziomie prawdopodobieństwa między 0,5 a 0,9, i takie rozwiązanie proponuje się w prezentowanej metodzie.

W zależności od celu, danych którymi dysponuje planista oraz różnego rodzaju uwarunkowań na rys. 1 zaproponowano sposób postępowania przy opracowywaniu harmonogramu wg opisanych powyżej założeń. Górna część rysunku, zawierająca strzałki przerywane, dotyczy głównie rozpoznania danych, którymi dysponujemy. Dalsze części dotyczą przebiegu prowadzenia obliczeń. W schemacie starano się zawrzeć większość potencjalnych dróg postępowania, przy czym pogrubionymi strzałkami zaznaczono preferowany sposób postępowania, w zależności od celu planowania i danych, którymi dysponuje planista. Założono, że głównym celem jest skonstruowanie harmonogramu, który będzie mógł stanowić podstawę zarządzania budową, będzie zawierał bufor czasu, a ich wielkość oraz czasy wykonania planowanych zadań zostaną wyznaczone na podstawie wyników analizy ryzyka. Termin zakończenia całego przedsięwzięcia zostanie ustalony tak, aby w razie potrzeby uwzględniał istniejący termin dyrektywny, a sumaryczny czas możliwy do rozdzielienia na bufor będzie zależał od przyjętego terminu zakończenia i możliwości skrócenia zadań, głównie na ścieżce krytycznej.

4. Posumowanie

Zaproponowana w artykule metodyka wynika z próby połączenia dwóch niezależnych podejść do zwiększenia prawdopodobieństwa dotrzymania planowanych terminów w harmonogramach sieciowych. Z jednej strony wykonana analiza ryzyka planowanego przedsięwzięcia budowlanego pozwoli wskazać zadania, które są najbardziej zagrożone przekroczeniem przewidywanych czasów ich trwania. Z drugiej strony zastosowane bufor czasu, właściwie zlokalizowane w harmonogramie oraz o wielkościach czasu uwzględniających przewidywane ryzyko wystąpienia opóźnień, pozwolą skonstruować harmonogram, uwzględniający przewidywane zagrożenia przekroczenia planowanych czasów trwania zadań. Tak opracowany harmonogram może stanowić zarówno wiarygodną podstawę wyznaczenia przewidywanego terminu zakończenia prac na budowie, jak również zarządzania tymi robotami w okresie ich realizacji.

Warto również zauważyć, że takie podejście do analizy ryzyka planowanego przedsięwzięcia budowlanego mogłoby uprościć jej wykonanie. Otóż zamiast wykonywać ocenę ryzyka dla każdego zadania indywidualnie w całym harmonogramie, jak zaproponowano to w metodzie MOCRA (co dla większych harmonogramów bez wątpienia jest bardzo uciążliwe i pracochłonne), wystarczy ją wykonać zbiorczo, dla całych ciągów zadań chronionych poszczególnymi buforami. Biorąc pod uwagę fakt, że często ciągi takich zadań są jednorodnie technologicznie (np., ciąg robót ziemnych, betonowych, murarskich itp.) może to znacznie uprościć i skrócić przeprowadzenie poprawnej analizy ryzyka z uwzględnieniem realnych uwarunkowań występujących na budowie.



Rys. 1 Schemat prowadzenia obliczeń wg zaproponowanej metodyki

Literatura

1. Herroelen W., Leus R., Demeulemeester E. Critical chain project scheduling: Do not oversimplify. *Project Management Journal* (2002) Vol. 33, No. 4, 48-60.
2. Herroelen W., Leus R. On the merits and pitfalls of critical chain scheduling. *Journal of Operations Management* (2001) Vol. 19, 559-577.
3. Raz T., Barnes R., Dvir D. A critical look at Critical Chain Project Management. *Project Management Journal* (2003) Vol. 34, No. 4, 24-32.

4. Steyn H. An investigation into the fundamentals of critical chain project scheduling. *International Journal of Project Management* (2000) Vol. 19, 363-369.
5. Połoński M. *Harmonogramy sieciowe w robotach inżynierskich*. Wydawnictwo SGGW, Warszawa, 2009.
6. Połoński M. *Planowanie realizacji inwestycji melioracyjnych w funkcji czasu i środków na podstawie harmonogramów sieciowych*. Wydawnictwo SGGW, 1995.
7. Goldratt E. *Łańcuch krytyczny*. Wyd. WERBEL, Warszawa, 2000.
8. Połoński M., Pruszyński K. Lokalizacja buforów czasu w metodzie łańcucha krytycznego w harmonogramach robót budowlanych (cz. I) - podstawy teoretyczne. *Przegląd Budowlany* (2008) No. 2, 45-49.
9. Połoński M., Pruszyński K. Lokalizacja buforów czasu w metodzie łańcucha krytycznego w harmonogramach robót budowlanych (cz. II) – praktyczne zastosowanie. *Przegląd Budowlany* (2008) No. 3, 55-62.
10. Pruszyński K. *Metoda harmonogramowania realizacji przedsięwzięć budowlanych z uwzględnieniem buforów czasu*. Rozprawa doktorska, Warszawa, 2012.
11. Skorupka D., Hastak M. Identification and Analysis of Risk Indicators of an Increase in Construction Project Costs. *Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej* 602, *Budownictwo Łądowe*, Nr 59 (2006), KILiW PAN, Krynica, 223- 230.
12. Skorupka D. Method of planning construction projects taking into account risk factors. *Operations Research and Decision* (2009) Wrocław, 119-128.
13. Skorupka D. The method of identification and quantification of construction projects risk. *Archives of Civil Engineering* (2005), Warszawa, LI, 4, 647-662.
14. Skorupka D. *Metoda identyfikacji i oceny ryzyka realizacji przedsięwzięć budowlanych*. Wojskowa Akademia techniczna, Warszawa, 2007.
15. Masterton G. *Krzywa Sweetmana*. Wydawnictwo Replika, 2011.

Scheduling of building projects taking into account the time buffers determined on the basis of risk analysis

Mieczysław Połoński¹

¹ *Department of Geotechnical Engineering, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Warsaw University of Life Sciences – SGGW, e-mail: mieczyslaw_polonski@sggw.pl*

Abstract: The methodology of development of building project schedules, proposed in the article, is based on an attempt to combine two independent approaches in order to increase the probability of fulfillment of time limits planned in the CPM schedules during the performance of construction works. The analysis of the risk associated with the planned building project will allow for the determination of those tasks which are most threatened by the exceeding of the planned duration time. The application of time buffers, their proper location in the schedule and the determination of their duration, taking into account the expected risk of delays, allow to develop the schedules that contain the appropriate time reserves to compensating for the possible delays. Such a schedule may serve not only as a reliable basis for the determination of the expected deadline for completion of construction works, but also for the management of these works during performance. Selected components of MOCRA and MP-KP methods were proposed in the article.

Keywords: CPM schedule, project buffer, risk analysis, Goldratt's method, critical path, progress work monitoring.

Wstępna identyfikacja i ocena parametrów wpływających na wydajność układu operator-maszyna do robót ziemnych

Elżbieta Radziszewska-Zielina¹, Anna Sobotka², Edyta Plebankiewicz¹, Krzysztof Zima¹

¹ *Zakład Technologii i Organizacji Budownictwa, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska, e-mail: eradzisz@izwbit.pk.edu.pl, eplebank@izwbit.pk.edu.pl, kzima@izwbit.pk.edu.pl*

² *Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki, Wydział Górnictwa i Geoinżynierii, AGH, e-mail: sobotka@agh.edu.pl*

Streszczenie: Bez wiarygodnych danych dotyczących czasu pracy maszyn budowlanych niemożliwe jest skalkulowanie kosztów inwestycji czy określenie terminu jej realizacji. Na wydajność maszyny wpływa wiele czynników wynikających zarówno z możliwości technicznych maszyny (np. moc silnika czy pojemność łyżki koparki) jak i środowiska pracy (np. spulchnienie gruntu czy czynniki atmosferyczne). Na wydajność dodatkowo wpływają czynniki oddziaływujące na operatora (np. stan zdrowia, stres, zmęczenie). Dlatego celowe jest posługiwanie się pojęciem układ operator-maszyna.

Obecnie istniejący system norm czasu pracy maszyn zebrany w katalogach nakładów rzeczowych jest przestarzały (brak w nim nowoczesnych materiałów, technologii i obecnie używanego sprzętu). Nie bierze on pod uwagę wszystkich mogących wystąpić czynników atmosferycznych, warunków pracy, warunków gruntowo-wodnych. Efektem takiego stanu rzeczy mogą być przeszacowania lub niedoszacowania inwestycji.

Na podstawie przeprowadzonych badań sondażowych można stwierdzić, że największy wpływ na wydajność układu operator-maszyna do robót ziemnych mają parametry związane z kondycją psychofizyczną operatora (doświadczenie, zmęczenie, stan zdrowia i motywacja operatora) oraz parametry techniczne maszyny (stan techniczny i wydajność techniczna, teoretyczna). Z kolei warunki atmosferyczne, w szczególności wilgotność powietrza w najmniejszym stopniu wpływa na wydajność.

Słowa kluczowe: układ operator-maszyna, roboty ziemne, wydajność, czas pracy.

1. Wprowadzenie

Wydajność to wielkość produkcji przypadająca na jednostkę zużytego do jej wytworzenia czynnika produkcji. Wydajność to zatem ekonomiczna miara efektywności odnosząca wielkość produkcji do wielkości zasobów użytych do jej wytworzenia. Jeżeli czynnikiem tym jest praca, to mówimy o wydajności pracy. Wydajność charakteryzuje wartość liczbowa jednostek miary produkcji, którą maszyna wykonuje w określonym przedziale czasu, w przyjętych warunkach realizacji i jakości [1, s.34]. Wydajność techniczna maszyny podawana przez producenta to maksymalna liczba jednostek, właściwej jakościowo produkcji, jaką maszyna może wykonać w ciągu jednostki czasu, realizując określone roboty, w zbliżonych warunkach techniczno-organizacyjnych. Zakłada się tutaj najkorzystniejsze warunki np. praca nieprzerwana, stan techniczny maszyny nie wpływający ujemnie na wydajność, właściwe kwalifikacje operatora, korzystne warunki atmosferyczne i psychofizyczne. Wydajność praktyczna to średnia liczba jednostek właściwej jakościowo produkcji, jaką maszyna wykonała w jednostce czasu, realizując określone roboty w zbliżonych warunkach technologiczno-organizacyjnych, przy uwzględnieniu doświadczenia i cech osobowych operatora, warunków psychofizycznych, parametrów eksploatacyjnych, stanu technicznego i technologicznych warunków pracy [2, s.92]. Norma wydajności maszyny to przeciętna liczba produkcji, wykonanej przez maszynę w określonej jednostce czasu (którą może być maszynogodzina, zmiana robocza, dzień, tydzień), natomiast norma czasu pracy maszyny to przeciętna liczba godzin zatrudnienia maszyny (zwanych maszynogodzinami), niezbędna do wykonania jednostki

produkcji [3, s.70].

Bez wiarygodnych danych dotyczących czasu pracy maszyn budowlanych w celu wykonania konkretnych robót budowlanych, niemożliwe jest skalkulowanie kosztów inwestycji czy określenie terminu jej realizacji. Podstawą do jego zaplanowania jest znajomość wydajności maszyn budowlanych. Na wydajność maszyny wpływa wiele czynników wynikających zarówno z możliwości technicznych maszyny (np. moc silnika czy pojemność łyżki koparki) jak i środowiska pracy (np. spulchnienie gruntu czy czynniki atmosferyczne). Na wydajność maszyny dodatkowo wpływają czynniki oddziaływujące na jej operatora (np. stan zdrowia, stres, zmęczenie). Dlatego celowe jest posługiwanie się pojęciem układ operator-maszyna.

Obecnie istniejący system norm czasu pracy maszyn zebrany w katalogach nakładów rzeczowych jest przestarzały (brak w nim nowoczesnych materiałów, technologii i obecnie używanego sprzętu). Nie bierze on pod uwagę mogących wystąpić czynników atmosferycznych, warunków pracy, warunków gruntowo-wodnych. Ze względu na tempo zmian w budownictwie istniejące normy wymagają aktualizacji. W praktyce przedsiębiorstwa, które nie mają umiejętności własnego opracowania norm czy korygowania norm istniejących i korzystają z nieaktualnych katalogów, mają problemy. Efektem takiego stanu rzeczy są przeszacowania lub niedoszacowania inwestycji co na etapie realizacji prowadzi m.in. do licznych opóźnień w pracach budowlanych, możliwości przedłużenia czasu trwania budowy i wzrostu kosztów budowy a w skrajnych przypadkach do wstrzymania budowy.

Celem artykułu jest identyfikacja i ocena czynników wpływających na rzeczywisty czas pracy sprzętu budowlanego przy wykonywaniu robót budowlanych (wydajność układu człowiek-maszyna) ze szczególnym uwzględnieniem cech psychofizycznych operatora. Autorzy ograniczyli rozważania do maszyn budowlanych przeznaczonych do wykonywania robót ziemnych.

2. Problematyka wydajności pracy maszyn budowlanych

Szacowanie wydajności pracy maszyn budowlanych opiera się na dostępnych w literaturze wzorach analitycznych. W przypadku maszyny budowlanej pracującej indywidualnie wyróżnia się np. wydajność: teoretyczną, techniczną, eksploatacyjną, praktyczną, roczną, normową [4, 1]. Lenkiewicz [2] podaje, że w praktyce wydajność i sposób jej obliczenia zależy od: kwalifikacji operatora, cech osobowych operatora, warunków psychofizycznych, warunków atmosferycznych, parametrów eksploatacyjnych maszyny, stanu technicznego maszyny, rzeczywistych warunków technicznych realizacji robót, warunków techniczno-organizacyjnych. Nieuniknione przerwy w pracy mogą być spowodowane względami technologicznymi, wynikać z pracy samego sprzętu lub wiązać się z odpoczynkiem obsługi. Przerwy związane z odpoczynkiem obsługi występują wtedy, gdy obsługa sprzętu jest na tyle uciążliwa, że czas na odpoczynek w czasie zmiany roboczej jest niezbędny, a jednocześnie nie zbiega się z innymi nieuniknionymi przerwami. Do kategorii tej wlicza się czas na potrzeby naturalne obsługi.

Brak jest publikacji aktualnych wyników badań, które uwzględniają nie tylko wpływ warunków wodno-gruntowych, warunków atmosferycznych czy parametrów technicznych, ale także uwzględniających wpływ kondycji psychofizycznej operatora na wydajność układu operator-maszyna. Komfort i czas pracy operatora oraz czynniki psychofizyczne i ergonomiczne warunki pracy mają zasadniczy wpływ na wydajność pracy układu operator-maszyna. Również ze względów bezpieczeństwa istotne jest, jakie czynniki w jaki sposób mogą wpłynąć na pogorszenie wydajności układu operator-maszyna. Przykładowo nadmierne zmęczenie fizyczne, a co za tym idzie spowolnienie reakcji na oddziaływanie bodźców zewnętrznych (ruch pojazdów na drodze, sygnałów dźwiękowych i świetlnych) czy też zaśnięcie podczas prowadzenia pojazdu, mogą spowodować nie tylko pogorszenie wydajności pracy układu operator-maszyna budowlana, ale również spowodować zagrożenie życia i zdrowia osób trzecich przebywających na placu budowy.

Kondycja psychofizyczna operatora wpływa na wydajność układu operator-maszyna. Z kolei na nią wpływa np. poziom hałasu (głównie generowanego przez pracującą maszynę budowlaną); komfort cieplny (temperatura i wilgotność panująca w kabinie operatora); drgania generowane podczas pracy maszyny; zmęczenie operatora i jego zdolność

koncentracji; przestrzeń do wykonywania czynności kierowania pojazdem, możliwość zajęcia wygodnej pozycji, możliwość odpoczynku; wysiłek fizyczny, łatwe i wygodne posługiwanie się urządzeniami do kierowania, hamowania; możliwości sygnalizacji i oświetlenia drogi z równoczesną jej obserwacją; zapewnienie czytelnych i jednoznacznych informacji o funkcjonowaniu mechanizmów i podzespołów, dobra widoczność operatora; przyjazne warunki środowiskowe; oświetlenie wnętrza i tablicy rozdzielczej; przyjemne materiały i kolorystyka; kwalifikacje; lata pracy w zawodzie, doświadczenie operatora; wiek; stan zdrowia; stres różnego pochodzenia; sytuacja rodzinna; dzień tygodnia; kolejna godzina i dzień pracy w podobnych warunkach; atmosfera w pracy; sytuacja na rynku pracy, czynniki ekonomiczne, system motywacyjny płacowy i pozapłacowy i wiele, wiele innych równie trudnych do zidentyfikowania, zbadania i ścisłego, matematycznego opisanie.

Kwestia literatury i przeprowadzonych badań w tym zakresie przedstawia się następująco. W praktyce obecnie oszacowanie czasu robót budowlanych opiera się głównie na osądach i doświadczeniu wykonawców budowlanych. Wiadomości na ten temat są przechowywane we własnej informacyjnej bazie danych przedsiębiorstw. Wzmianki na ten temat są również w niektórych opracowaniach producentów maszyn budowlanych, w ich katalogach i informatorach. Przykładowo w opracowaniu Caterpillar [5] są podane współczynniki wpływające na wydajność (np. umiejętności operatora, warunki pogodowe). Podano tam też trzy metody określania wydajności i przykład doboru maszyny. Jeżeli nawet w opracowaniach podane są wartości niektórych współczynników wpływających na wydajność, to brak jest omówienia metodyki ich wyznaczenia. Przeprowadzane w tym zakresie badania, także w innych krajach są tylko wybiórcze (ujmujące wybrany sprzęt i określone warunki). Przykładowo w opracowaniach [6, str. 133-137] oraz [7] podjęto temat wyznaczenia praktycznej wydajności betoniarki na budowie, opracowano graficzny model do wyznaczania wydajności w praktyce budowlanej, w którym uwzględniono parametry techniczne, technologiczne i organizacyjne mające wpływ na wydajność pracy, a wyznaczono je w sposób doświadczalny. Brak jest natomiast badań obejmujących kompleksowo czynniki mające wpływ na rzeczywisty czas realizacji robót wykonywanych za pomocą sprzętu ciężkiego jak i opracowanych modeli obliczeniowych wspomagających proces wyznaczania czasu realizacji przy uwzględnieniu wpływu zróżnicowanych czynników.

W książce pod red. Lenkiewicza [2] w jednym z podrozdziałów podjęto się próby identyfikacji współczynników uwzględniających różne wpływy przy obliczaniu wydajności praktycznej maszyn budowlanych. Podano współczynniki, wzory oraz interpretacje graficzną wpływu poszczególnych czynników na wydajność. Ze względu na liczbę omówionych czynników, jest to wyróżniające się opracowanie na tle innych pozycji. Należy jednak zauważyć, że jest to opracowanie sprzed blisko 30 lat. Przykładowo parametry techniczne maszyny i komfort pracy operatora (np. ze względu na klimatyzację) jest inny niż kilkanaście czy kilkadziesiąt lat temu. Warunki społeczne, ekonomiczne, polityczne i prawne również są inne niż w czasach sprzed transformacji ustrojowej. Lenkiewicz wymienia wartości moralne i świadomość społeczną jako cechy osobowe wpływające na wydajność. Dzisiaj w organizacji i zarządzaniu kładzie się nacisk na czynnik motywacji do pracy (funkcjonowanie systemu motywacyjnego w przedsiębiorstwie). Zatem należy zidentyfikować i ocenić wpływ aktualnie występujących czynników w aktualnych warunkach wewnętrznych układu operator-maszyna oraz w jego otoczeniu. W tabeli 1 zestawiono parametry - czynniki podane w książce Lenkiewicza oraz zaproponowane przez autorów.

Stosowane w praktyce wzory wyznaczające wydajność eksploatacyjną koparki jednoczyniowej uwzględniają najczęściej jedynie współczynniki napełnienia naczynia roboczego, spoiwości gruntu oraz wykorzystania czasu roboczego. Choć liczne podręczniki i poradniki z zakresu technologii robót ziemnych, np. [1, 8], podają orientacyjne średnie wartości tych współczynników, trudno jest określić ich użyteczność dla obecnie stosowanych maszyn.

Badacze używają różnych narzędzi próbując modelować czas pracy maszyn budowlanych. Przykładowo do oszacowania czasu pracy koparek wykonujących określone roboty ziemne, Tam, Tong i Tse [9] (którzy opracowali ilościowy model określania wydajności pracy koparek) oraz Shi [10] a w Polsce Schabowicz i Hoła [11] zastosowali

sztuczne sieci neuronowe, natomiast Edwards i Holt [12] zastosowali model regresji wielorakiej. Edwards i Holt [12] opracowali model do obliczania wydajności koparek i kalkulacji kosztów przy uwzględnieniu parametrów technicznych: masa maszyny, głębokość kopania i kąt wychylenia, oparty na analizie regresji. Często w literaturze rozpatrywana jest współpraca zespołów maszyn, np. koparka i samochody samowładowcze odwożące urobek z prac ziemnych. W pracy Kirmanli i Ercelebi [13] wykorzystano system ekspertowy do modelowania prac takiego zespołu roboczego. Próby z wykorzystaniem symulacji prac również zostały zapoczątkowane, są prowadzone jednak jedynie przy pomocy symulacji komputerowych i modelowano tam wpływ systemu prowadzenia prac, czy sposobu kopania na czas robót, np. w pracy Kim i in. [14] lub Schmidt, Proetzsch i Berns [15], a nie wpływ warunków pracy na czas robót budowlanych. Literatura polska jak i zagraniczna skupia się raczej na projektowaniu i badaniu wydajności zespołów maszyn, np. [13, 16, 17], nie analizując wydajności pojedynczej maszyny.

Tab. 1 Parametry wpływające na wydajność pracy układu operator-maszyna do robót ziemnych

Identyfikacja według Lenkiewicza [2] dla koparek	Identyfikacja według autorów artykułu dla maszyn do robót ziemnych
PARAMETRY ZWIĄZANE Z MASZYNĄ	
<p>Parametry eksploatacyjne koparki pojemność naczynia roboczego, głębokość i promień skrawania, wysokość i promień wyładunku, rodzaj podwozia</p> <p>Stan techniczny czas eksploatacji, sprawność techniczna, zużycie energii, częstotliwość awarii, zmniejszenie prędkości ruchów roboczych</p>	<p>Parametry techniczne maszyny dla poszczególnych maszyn np. pojemność łyżki dla koparek</p> <p>dla wszystkich maszyn: wydajność techniczna maszyny określona przez producenta, rok produkcji maszyny, częstotliwość wykorzystania, stan techniczny</p>
PARAMETRY ZWIĄZANE Z OPERATOREM	
<p>Kwalifikacje wiedza, umiejętności, doświadczenie, cechy osobowe</p> <p>Cechy osobowe wartości moralne, wiedza ogólna, i zawodowa, warunki fizyczne, stan zdrowia, świadomość społeczna</p> <p>Warunki psychofizyczne wpływ kolejnej godziny pracy operatora w czasie jednej zmiany roboczej, wpływ kolejnego dnia tygodnia</p>	<p>Komfort pracy operatora ergonomia kabiny, klimatyzacja, hałas, drgania</p> <p>Kondycja psychofizyczna operatora stan zdrowia, stres, zmęczenie, biometr, dzień tygodnia, czas pracy (kolejna godzina), wiek, doświadczenie, motywacja</p>
PARAMETRY ZWIĄZANE Z OTOCZENIEM	
<p>Warunki atmosferyczne temperatura, opady śniegu, deszcz, wiatr, mgła</p>	<p>Warunki atmosferyczne opady deszczu/śniegu, wiatr, wilgotność powietrza, temperatura otoczenia, mgła</p>
<p>Techniczno-organizacyjne warunki pracy przerwy losowe, awarie, brak materiałów budowlanych, paliwa lub energii, zawodność systemów współpracujących, niewłaściwe działanie systemów organizacyjnych, przerwy przewidziane, bieżące naprawy i konserwacje</p>	<p>Warunki techniczno-organizacyjne parametry wykopu, metoda organizacji pracy</p>
<p>Rzeczywiste warunki techniczne realizacji robót (technologiczne warunki pracy) współczynnik napełnienia, zagęszczenia, spulchnienia</p>	<p>Warunki wodno-gruntowe właściwości gruntu, poziom wody gruntowej, pofalowanie terenu</p>

Źródło: opracowanie własne

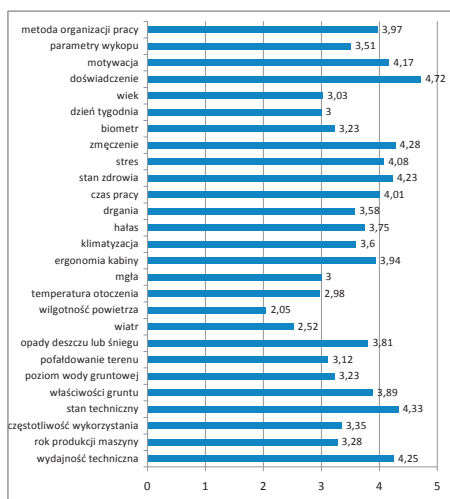
Zagadnieniami wpływu różnych czynników na układ człowiek – maszyna zajmuje się w szerokim zakresie ergonomia np. [18], która dysponuje wiedzą i narzędziami pozwalającymi na projektowanie, badanie i analizę układu, w celu m.in. uzyskiwania jak najlepszej jakości pracy i satysfakcjonującej wydajności. Złożoność problematyki ergonomii w realizacji procesów i przedsięwzięć budowlanych w podziale na ergonomiczne projektowanie stanowisk pracy podczas wykonania robót budowlanych, zespoły robocze, projektowanie ergonomiczne mieszkań i inne zagadnienia w zakresie ergonomii w budownictwie itd., mówiono w jednej z niewielu kompleksowych książek w temacie ergonomia w budownictwie autorów T. Taczanowska, P. Jaśkowski [19]. Powstało natomiast wiele mniejszych prac dotyczących badania wpływ różnego rodzaju czynników otoczenia m. in. na operatorów maszyn [20, 21]. Szczegółowo badane były m. in. takie

czynnikami jak wibracje [22-25], poziom hałasu [26, 27], stres [28, 29]. Szczególną uwagę zwraca się na wpływ czynników na ilość wypadków [30]. Publikacje te wprawdzie dotyczą maszyn budowlanych, ale badają raczej wpływ czynników (stres, wibracje, hałas) na ogólną kondycję psychofizyczną operatora czy czas jaki może pracować w takich warunkach, także na wypadkowość, bhp. W dostępnych publikacjach nie ma bezpośredniego przełożenia wyników badań w zakresie kondycji psychofizycznej operatora oraz dodatkowo parametrów technicznych związanych z maszyną i otoczeniem (warunki wodno-gruntowe i atmosferyczne) na wydajność pracy układu człowiek-maszyna.

Podsumowując, analizy czasu realizacji robót wykonywanych przy pomocy maszyn bazują na przestarzałych i niezgodnych z rzeczywistością normach. Brak jest badań obejmujących kompleksowo czynniki mające wpływ na rzeczywisty czas realizacji robót wykonywanych za pomocą maszyn budowlanych jak i modeli wspomagających proces wyznaczania czasu realizacji przy uwzględnieniu wpływu zróżnicowanych czynników.

3. Badania własne

Pierwszy etap badań, rozpoczętych w analizowanym temacie przez autorów, obejmuje wstępne badania sondażowe dotyczące oceny przez ekspertów budowlanych parametrów wpływających na wydajność układu operator-maszyna do robót ziemnych. Na podstawie analizy dostępnych publikacji, rozmów z ekspertami i własnych doświadczeń zawodowych zdecydowano się na identyfikację 6 grup czynników. Są to: parametry techniczne maszyny, warunki wodno-gruntowe, warunki techniczno-organizacyjne, warunki atmosferyczne, komfort pracy operatora, kondycja psychofizyczna operatora (tab.1, kolumna 2).

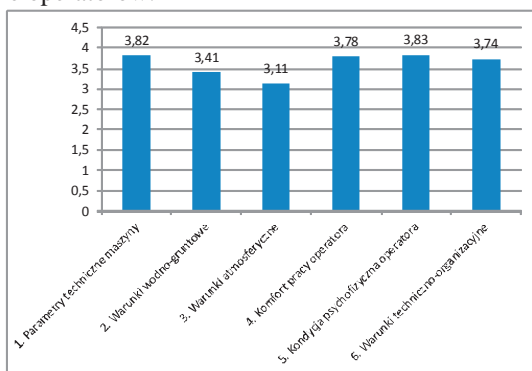


Rys.1. Rozkład częstości odpowiedzi na pytanie o ocenę w skali 5-cio stopniowej, w jakim stopniu poszczególne parametry wpływają na wydajność układu operator-maszyna do robót ziemnych (1-oznacza bardzo mały wpływ, 5-bardzo duży wpływ) Źródło: opracowanie własne

Na początku 2013 roku przeprowadzono badania za pomocą ankiety internetowej umieszczonej na stronie <http://ztob.pk.edu.pl/>. Do przedsiębiorstw budowlanych (województwo małopolskie i mazowieckie, za pośrednictwem Izby Inżynierów Budownictwa) został wysłany list przewodni z informacją o prowadzonych badaniach i instrukcją postępowania celem zalogowania się i wypełnienia kwestionariusza ankiety. W ramach przeprowadzonych badań ankietowych, eksperci z przedsiębiorstw budowlanych mieli za zadanie ocenić w skali 5-cio stopniowej (1-bardzo mały, 2-mały, 3-średni, 4-duży, 5-bardzo duży wpływ), w jakim stopniu poszczególne parametry ogólne i szczegółowe wpływają na wydajność układu operator-maszyna do robót ziemnych. Respondentami byli kompetentni właściciele, inżynierowie, kierownicy budów, operatorzy maszyn

budowlanych. W sumie kwestionariusz wypełniło 65 ekspertów. Badania należy traktować jako sondażowe. Uzyskano następujące wyniki.

Najsilniej na wydajność układu operator-maszyna do robót ziemnych wpływają, w opinii ekspertów z przedsiębiorstw budowlanych, następujące parametry (rys.1.): doświadczenie operatora (średnia ocena 4,72), stan techniczny maszyny (4,33), zmęczenie operatora (4,28), wydajność techniczna, maksymalna wskazana przez producenta (4,25), stan zdrowia operatora (4,23) i jego motywacja (4,17). Parametry te uzyskały średnią ocenę pomiędzy duży a bardzo duży wpływ. Pierwsze dwa parametry zostały również wymienione w artykule [31] jako istotne czynniki wpływające na efektywność wykorzystania maszyn w procesach budowlanych. Są to: ogólna sprawność techniczna maszyn i doświadczenie operatorów.



Rys.2. Rozkład częstości odpowiedzi na pytanie o ocenę w skali 5-cio stopniowej, w jakim stopniu grupy parametrów wpływają na wydajność układu operator-maszyna do robót ziemnych (1-oznacza bardzo mały wpływ, 5-bardzo duży wpływ) Źródło: opracowanie własne

W obrębie sześciu grup parametrów (utworzonych zgodnie z tab.1, kolumna 2), (rys.2) największy wpływ na wydajność układu operator-maszyna do robót ziemnych mają parametry związane z kondycją psychofizyczną operatora oraz parametry techniczne maszyny.

Jak wspomniano wcześniej, sondaż stanowi pierwszy etap badań. Kolejnym będą liczne badania poszczególnych parametrów w warunkach laboratoryjnych oraz ich weryfikacja w badaniach terenowych na placu budowy. Ważne w tego typu analizach jest określenie, które czynniki są od siebie niezależne, a które są skorelowane (w takiej sytuacji część z nich można zredukować). Istotne jest również porównanie ich wpływu na wydajność pracy. Efektem końcowym będzie opracowanie matematycznego modelu wspomagającego proces wyznaczania czasu realizacji przy uwzględnieniu wpływu zróżnicowanych czynników.

4. Podsumowanie

Bez wiarygodnych danych dotyczących czasu pracy maszyn budowlanych niemożliwe jest skalkulowanie kosztów inwestycji czy określenie terminu jej realizacji. Na wydajność maszyny wpływa wiele czynników wynikających zarówno z możliwości technicznych maszyny (np. moc silnika czy pojemność łyżki koparki) jak i środowiska pracy (np. spulchnienie gruntu czy czynniki atmosferyczne). Na wydajność dodatkowo wpływają czynniki oddziaływające na operatora (np. stan zdrowia, stres, zmęczenie). Dlatego celowe jest posługiwanie się pojęciem układ operator-maszyna.

Obecnie istniejący system norm czasu pracy maszyn zebrany w katalogach nakładów rzeczowych jest przestarzały (brak w nim nowoczesnych materiałów, technologii i obecnie używanego sprzętu). Nie bierze on pod uwagę wszystkich mogących wystąpić czynników atmosferycznych, warunków pracy, warunków gruntowo-wodnych. Efektem takiego stanu rzeczy mogą być przeszacowanie lub niedoszacowanie inwestycji.

Na podstawie przeprowadzonych badań sondażowych można stwierdzić, że największy wpływ na wydajność układu operator-maszyna do robót ziemnych mają

parametry związane z kondycją psychofizyczną operatora (doświadczenie, zmęczenie, stan zdrowia i motywacja operatora) oraz parametry techniczne maszyny (stan techniczny i wydajność techniczna, teoretyczna). Z kolei warunki atmosferyczne, w szczególności wilgotność powietrza w najmniejszym stopniu wpływa na wydajność.

Literatura

- 1 Martinek W. (red.). *Technologia robot budowlanych*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, 2010.
- 2 Lenkiewicz W. (red.). *Technologia robót budowlanych*. PWN, Warszawa, 1985.
- 3 Zajączkowska T. *Kalkulacja kosztorysowa w budownictwie i jej komputerowe wspomaganie*. Wydawnictwo RADAMSA, Kraków, 1997.
- 4 Linczowski Cz. *Technologia robót budowlanych*. Politechnika Świętokrzyska w Kielcach, 2000.
- 5 Caterpillar Performance Handbook 42, a publication by Caterpillar Inc. Peoria, Illinois, U.S.A., January 2012 www.pbc.com.pl/Caterpillarxx.
- 6 Bašková, R. Realizácia betonových konštrukci. BELMAS GROUP, Martin, 2008.
- 7 Bašková, R. DACHOWSKI, R. Progressive methodology for determination of concrete plants productivity. *Structure and Environment*. Kielce University of Technology 2 (2010) 18-23.
- 8 Stefański A., Walczak J. *Technologia robot budowlanych*. Arkady, Warszawa, 1983.
- 9 Tam C.M., Tong T. K.L., Tse S. L. Artificial neural networks model for predicting excavator productivity. *Engineering, Construction and Architectural Management* 9 (2002) 446 – 452.
- 10 Shi J.J. A neural network based system for predicting earthmoving production. *Construction Management & Economics* 17 (1999) 463–471.
- 11 Schabowicz K., Hoła B. Application of artificial neural networks in predicting earthmoving machinery effectiveness ratios. *Archives of Civil and Mechanical Engineering* 4 (2008) 73-84.
- 12 Edwards D.J., Holt G.D. ESTIVATE: a model for calculating excavator productivity and output costs. *Engineering, Construction and Architectural Management* 7 (2000) 52 – 62.
- 13 Kirmanli C., Ercelebi S.G. An expert system for hydraulic excavator and truck selection in surface mining. *The Journal of The Southern African Institute of Mining and Metallurgy* 109 (2009) 727-731.
- 14 Kim Y. B., Kang H., Ha J. H., Kim M. S., Kim P. Y., Baek S. J., Park J. A Study on the Virtual Digging Simulation of a Hydraulic Excavator, CIB Co-sponsored: 28th International Symposium on Automation and Robotics in Construction ISARC (2011) 95-100.
- 15 Schmidt D., Proetzsch M., Berns K. Simulation and Control of an Autonomous Bucket Excavator for Landscaping Tasks <http://agrosy.informatik.uni-kl.de/fileadmin/Literatur/Schmidt10.pdf>.
- 16 Hoła B., Schabowicz K. Zastosowanie sztucznych sieci neuronowych do predykcji wydajności układów maszyn do robot ziemnych. *Prace Naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej* Nr 87 Studia i materiały 18 (2006) 101-108.
- 17 Marcinkowski R., Koper A. Projektowanie zespołu maszyn zapewniających ciągłość betonowania konstrukcji monolitycznej. *Budownictwo i inżynieria środowiska, Politechnika Białostocka* 2 (2011) 583-587.
- 18 Wykowska M. (2010). *Ergonomia*. Wyd. AGH, Kraków (książka elektroniczna).
- 19 Taczanowska T., Jaśkowski P.: *Ergonomia w budownictwie*. Politechnika Lubelska. Lublin 1998.
- 20 B. Osafo-Yeboah, S. Jiang, R. Delpish, Z. Jiang, C. Ntuen: Empirical study to investigate the range of force feedback necessary for best operator performance in a haptic controlled excavator interface, *International Journal of Industrial Ergonomics*, 43 (2013) 197-202.
- 21 Meshkati, N., Integration of workstation, job, and team structure design in complex human-machine systems: a framework. *International Journal of Industrial Ergonomics* 7 (1991) 111-122.
- 22 T. H. Langer, T. K. Iversen, N. K. Andersen, O. Ø. Mouritsen, M. R. Hansen: Reducing whole-body vibration exposure in backhoe loaders by education of operators, *International Journal of Industrial Ergonomics* 42 (2012) 304-311.
- 23 Tiemessen, I.J., Hulshof, C.T.J., Frings-Dresen, M.H.W. An overview of strategies to reduce whole-body vibration exposure on drivers: a systematic review. *International Journal of Industrial Ergonomics* 37 (2007) 245-256.
- 24 Wikström, B., Kjellberg, A., Dallner, M. Whole-body vibration. a comparison of different

- methods for the evaluation of mechanical shocks. *International Journal of Industrial Ergonomics* 7 (1991) 41-52.
- 25 J. M. Cabeças, R. J. Milho: The efforts in the forearm during the use of anti-vibration gloves in simulated work tasks, *International Journal of Industrial Ergonomics* 41 (2011) 289-297.
 - 26 Fernandez, M.D., Quintana, S., Chavarria, N., Ballesteros, J.A. Noise exposure of workers of the construction sector. *Applied Acoustics* 70 (2009) 753-760.
 - 27 P. M. Arezes, C.A. Bernardo, O. A. Mateus: Measurement strategies for occupational noise exposure assessment: A comparison study in different industrial environments *International Journal of Industrial Ergonomics* 42 (2012) 172-177.
 - 28 Gillen, M., Baltz, D., Gassel, M., Kirsch, L., Vaccaro, D., Perceived safety climate, job demands, and coworker support among union and non-union injured construction workers. *Journal of Safety Research* 33 (2002) 33-51.
 - 20 Wahlberg, A.E. Long-term effects of training in economical driving: fuelconsumption, accidents, driver acceleration behaviour and technical feedback. *International Journal of Industrial Ergonomics* 37 (2007) 333-343.
 - 30 O. O. Abbe, C. M. Harvey, L. H. Ikuma, F. Aghazadeh: Modeling the relationship between occupational stressors, psychosocial/physical symptoms and injuries in the construction industry, *International Journal of Industrial Ergonomics* 41 (2011) 106-117.
 - 31 Wirkus M., Węgierski T., Chmielarz A. Marnotrawstwo pracy maszyn na placu budowy. *Budownictwo i inżynieria środowiska, Politechnika Białostocka* 2 (2011) 699-707.

Preliminary identification and evaluation of parameters affecting the capacity of the operator-earthmoving machine system

**Elżbieta Radziszewska-Zielina¹, Anna Sobotka², Edyta Plebankiewicz¹
Krzysztof Zima¹**

¹ *Section of Technology and Building Management, Faculty of Civil Engineering, Cracow University of Technology, e-mail: eradzisz@izwbit.pk.edu.pl, eplebank@izwbit.pk.edu.pl, kzima@izwbit.pk.edu.pl*

² *Department of Geomechanics, Civil Engineering and Geotechnics, Faculty of Mining and Geoengineering, AGH University of Science and Technology, e-mail: sobotka@agh.edu.pl*

Abstract: Without reliable data on the time of work of construction machines it is impossible to calculate the cost of the investment or the time limit for its implementation. Machine capacity is affected by many factors resulting from both the technical capabilities of a machine (e.g. the engine and bucket capacity) and work environment (e.g. soil loosening and weather conditions). Capacity is also influenced by factors affecting the operator (e.g. health condition, stress, fatigue). Therefore, it is appropriate to use the concept of the operator-machine system.

The current system for the standards of machine working time collected in catalogues of capital expenditures is outdated (a lack of modern materials, technology and equipment currently used). It does not take into account all possible weather conditions, labour conditions and soil and water conditions. The result of this state of affairs may be overestimation or underestimation of an investment.

On the basis of the conducted research it may be concluded that the greatest impact on the capacity of the operator-earthmoving machine system is exerted by parameters associated with the psychophysical condition of the operator (experience, fatigue, health and motivation of the operator) and the technical parameters of the machine (technical condition and theoretical technical capacity). Weather conditions, particularly air humidity, affect the performance to the smallest extent.

Keywords: operator-machine system, earthworks, capacity, uptime.

Analiza kosztów prac projektowych hal stalowych według standardów środowiskowych, zaleceń prawnych i cen rynkowych

Magdalena Rogalska¹, Zdzisław Hejducki²

¹*Katedra Inżynierii Procesów Budowlanych, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e-mail: m.rogalska@o2.pl*

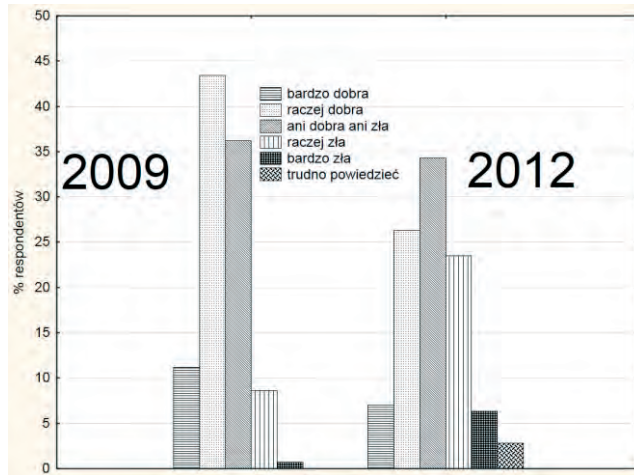
²*Zakład Technologii i Zarządzania, Instytut Budownictwa, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wroclawska, e-mail: hejducki@o2.pl*

Streszczenie: W artykule przedstawiono analizę cen prac projektowych na przykładzie danych rynkowych i obliczeń prognostycznych, dotyczących opracowania dokumentacji hal stalowych o zróżnicowanych wymiarach. Otrzymane wartości porównywano z kosztami prac projektowych proponowanymi przez Stowarzyszenie Architektów Rzeczpospolitej Polskiej (SARP) i zaleceniami prawnymi. Do obliczeń prognostycznych zastosowano program Statistica firmy StatSoft. Do obliczeń wykorzystano metodę GAM (uogólnionych modeli addytywnych).

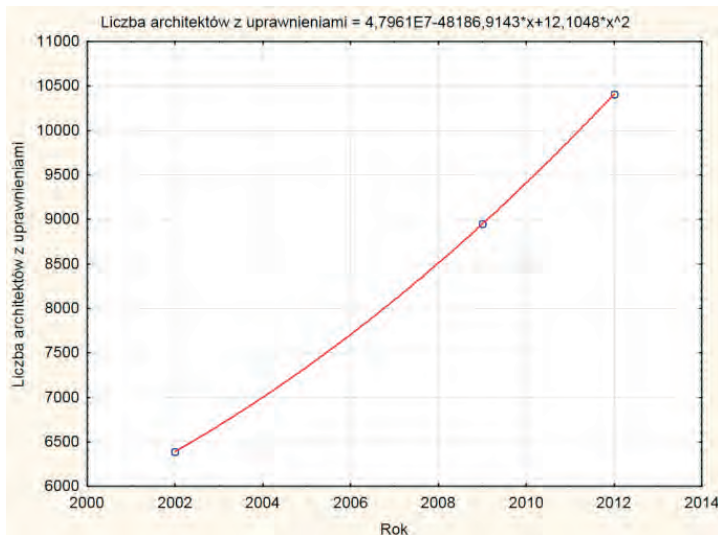
Słowa kluczowe: projektowanie hal stalowych, prognozowanie, uogólnione modele addytywne GAM, błąd MAPE

1. Wstęp

Wyniki badań sondażowych wśród architektów, dotyczących „sytuacji biur architektonicznych na rynku”, prowadzonych przez BCMM Badania Marketingowe [1] w latach 2009-2012 (www.bcmm.com.pl) bardzo wyraźnie wskazują tendencję obniżania się oceny sytuacji rynkowej biur architektonicznych rys.1. Sytuację biur architektonicznych jako *bardzo dobrą* w 2009 roku oceniło 11,2% respondentów, w 2012 roku już tylko 7%. Natomiast jako *bardzo złą* 0,7% w 2009 i aż 6,3% w 2012 – czyli wartość wzrosła 9 krotnie. Ocena sytuacji *raczej zła* wzrosła prawie 3 krotnie z 8,6% do 23,5%. Jako przyczynę zaistniałej sytuacji podaje się szereg czynników: ograniczenie zleceń na prace projektowe, brak terminowych płatności za wykonane prace, wzrost konkurencji (liczba architektów z uprawnieniami w latach 2002-2012 wzrosła o 63% - dane Izba Architektów RP rys.2.), duży udział w rynku projektów gotowych i inne. Podobne badania nie były prowadzone dla projektantów branżowych biur konstrukcyjnych, instalacji elektrycznych i sanitarnych.



Rys.1. Ocena sytuacji rynkowej biur architektonicznych przez architektów; dane BCMM



Rys.2. Liczba architektów z uprawnieniami w latach 2002-2012; dane Izba Architektów RP

Celem pozyskania danych przeprowadzono badania cen projektowania hal stalowych o powierzchni od 2000 do 6000 m². Wytypowano 18 hal realizowanych przez jedno z największych przedsiębiorstw budowlanych w Polsce (zobowiązano się do zachowania poufności danych firmy). Uzyskano dane dotyczące cen projektowania, dane pozyskiwano z faktur zapłaconych. Ceny poszczególnych projektów porównywano z zaleceniami środowiskowymi SARP (Stowarzyszenie Architektów Rzeczypospolitej Polskiej) oraz zaleceniami prawnymi (Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 18 maja 2004 r.) W ten sposób uzyskano wartości porównywane. Koszty projektownia proponowane przez SARP oraz zgodne z zaleceniami prawnymi nazywane będą dalej kosztami, jako że nazwa „cena” zarezerwowana jest dla wartości uzgodnionej do zapłaty dwustronnie.

2. Koszty prac projektowych

Analizowano koszty prac projektowych hal stalowych. Poniżej przedstawiono sposób wyceny proponowany przez SARP i Rozporządzenie Ministra Infrastruktury oraz wynikający z analizy danych rzeczywistych.

2.1. Wycena prac projektowych zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Infrastruktury z dnia 18 maja 2004 r. w sprawie określenia metod i podstaw sporządzania kosztorysu inwestorskiego, obliczania planowanych kosztów prac projektowych [2]

Zgodnie z Rozporządzeniem planowane koszty prac projektowych oblicza się jako iloczyn wskaźnika procentowego i planowanych kosztów robót budowlanych, według wzoru (1):

$$W_{PP} = w\% \times W_{RB} \quad (1)$$

gdzie:

W_{PP} - planowane koszty prac projektowych; w_{RB} - planowane koszty robót budowlanych; $w\%$ - wskaźnik procentowy.

Podstawę obliczenia planowanych kosztów prac projektowych stanowią: program funkcjonalno-użytkowy, planowane koszty robót budowlanych, wskaźniki procentowe. Analizowane hale stalowe zaliczono do *Kategorii 4* wg Rozporządzenia. *Kategoria 4* to budynki o złożonych wymaganiach funkcjonalnych, instalacyjnych i technologicznych o średnim stopniu trudności, niezaliczone do kategorii 5 i 6 (wysoki stopień trudności projektowania). Wskaźnik procentowy $w\%$, stosowany dla obliczenia kosztu prac projektowych w_{PP} , określa się według tabeli 1 załącznika do Rozporządzenia w zależności od kategorii robót budowlano-montażowych. Wartości planowanych kosztów robót budowlanych w tys. PLN, zestawiono w tabeli 1. Założono, że średnia cena rynkowa hal stalowych to 2000 PLN/m².

Tabela 1. Wartość planowanych kosztów robót budowlanych w tys. PLN dla *Kategorii 4* budowlania wg Rozporządzenia i *Kategorii III* wg ZWPP SARP

LP	Wartość budowlania W_{RB} [tys.PLN]	Powierzchnia hali stalowej [m ²]	w% wskaźnik procentowy dla <i>Kategorii 4</i> budowlania wg Rozporządzenia	w% wskaźnik procentowy dla <i>Kategorii III</i> wg ZWPP SARP
1	1000	500	7,55	7,40
2	2000	1000	6,90	7,10
3	5000	2500	6,25	6,40
4	10000	5000	5,90	6,40
5	20000	10000	5,20	5,20

W przypadku gdy zachodzi konieczność ustalenia udziału poszczególnych faz opracowań w łącznym koszcie prac projektowych lub ustalenia kosztu opracowań projektowych zleczanych odrębnie, zgodnie z Rozporządzeniem, należy stosować następujące wartości procentowe, dostosowując udział procentowy do specyfiki inwestycji:

- 1) projekt koncepcyjny - 7-15 % wartości prac projektowych;
- 2) projekt budowlany - 30-45 % wartości prac projektowych;
- 3) projekt wykonawczy - 40-60 % wartości prac projektowych.

Suma wartości składowych prac projektowych liczona w procentach wynosi 100 %.

2.2. Wycena prac projektowych zgodnie z zaleceniami środowiskowymi SARP [3]

Koszt dokumentacji projektowej określona wg ZWPP SARP (Zasady Wyceny Dokumentacji Projektowej SARP) dotyczy rozliczeń za kompletną dokumentację, dokonywanych między klientem a pracownią lub biurem projektowym. Koszt projektu przyjmuje się jako procent kosztu budowy obiektu, z uwzględnieniem *Kategorii* obiektu. Zgodnie z ZWPP SARP analizowane hale stalowe można zaliczyć do *Kategorii III* obiektów. Wartości planowanych kosztów projektowania zestawiono w tab. 1. Fazy projektowania w zaleceniach wyceniono w następujący sposób: KW (konceptcja wielobranżowa) 20%, PB (projekt budowlany) 50% i PW (projekt wykonawczy) 30%. Podział kosztów dokumentacji projektowej dla poszczególnych specjalności ustalany powinien być indywidualnie.

Zalecane wartości zestawiono w tab.2.

Tabela 2. Podział kosztu [PLN/m²] dokumentacji projektowej dla poszczególnych specjalności wg ZWPP SARP. Oznaczenia: KO – koordynacja, A – architektura, K- konstrukcja, IS – instalacje sanitarne, IE – instalacje elektryczne, ZT – zagospodarowanie terenu, D – dodatkowe (drogi, zieleń, koszty)

	Faza projektu	KO	A	K	IS	IE	ZT	D	D
		[%]							
1	KW 20%	10	70	5	5	5	5	-	-
2	PB 50%	10	50	15	10	5	5	2	3
3	PW 30%	10	30	25	15	12	5	3	-
4	SUMA	0,10	48	16	10,5	7,1	5	1,9	1,5

2.3. Wycena prac projektowych wynikająca z analizy danych rzeczywistych

Pozyskane dane do analizy nie były jednorodne. Nie w każdym przypadku uzyskano dane dotyczące wszystkich 18 hal. W tab.3, w kolumnie C zestawiono liczbę danych poszczególnych projektów. Celem ustalenia normalności rozkładów danych wykonano test Shapiro-Wilka. Jako zmienną niezależną przyjęto v_1 liczbę metrów kwadratowych hali. Zmiennymi zależnymi są koszty poszczególnych projektów zgodnie z oznaczeniami tabeli 2. Poszukuje się zależności ceny poszczególnych projektów w odniesieniu do v_1 powierzchni hali stalowej.

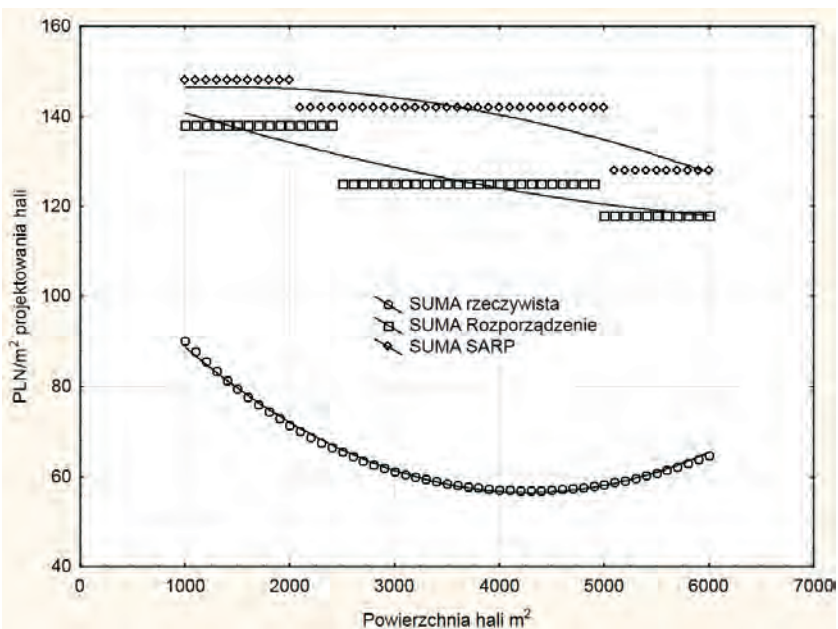
Ze względu na niejednorodność danych, ich rozkład inny niż normalny oraz niewielką liczbę przypadków (maksymalnie 18) do obliczeń zastosowano metodę uogólnionych modeli addytywnych GAM (Generalized Additive Models). Metoda ta opracowana przez Hestie i Tibshirani [4,5] pozwala na uwzględnienie w modelu zarówno liniowego jak i nieliniowego wpływu czynników bez zakładania a priori kształtu zależności. Metoda GAM stosowana była do obliczeń przez Guisan, Edwards, Hestie [6], Robinson, Lane, Therien [7], Jeong, Min, Kim [8], Zhang, Xie, Li [9]. Uzyskane modele regresyjne poddano analizie autokorelacji reszt i cząstkowej autokorelacji reszt. Tylko modele z brakiem autokorelacji reszt (testowanie predykcji) przeznaczone były do weryfikacji poprzez obliczanie błędów MAPE. Obliczone błędy MAPE we wszystkich równaniach są mniejsze niż 15%. Można zatem przyjąć, że uzyskane wyniki predykcji są dopuszczalne.

Tabela 3. Modele obliczeniowe – oznaczenia zgodne z tablicą 2. Dodatkowo uwzględniono uzgodnienia przeciwpożarowe i oznaczono UPP gdzie v_1 – powierzchnia hali

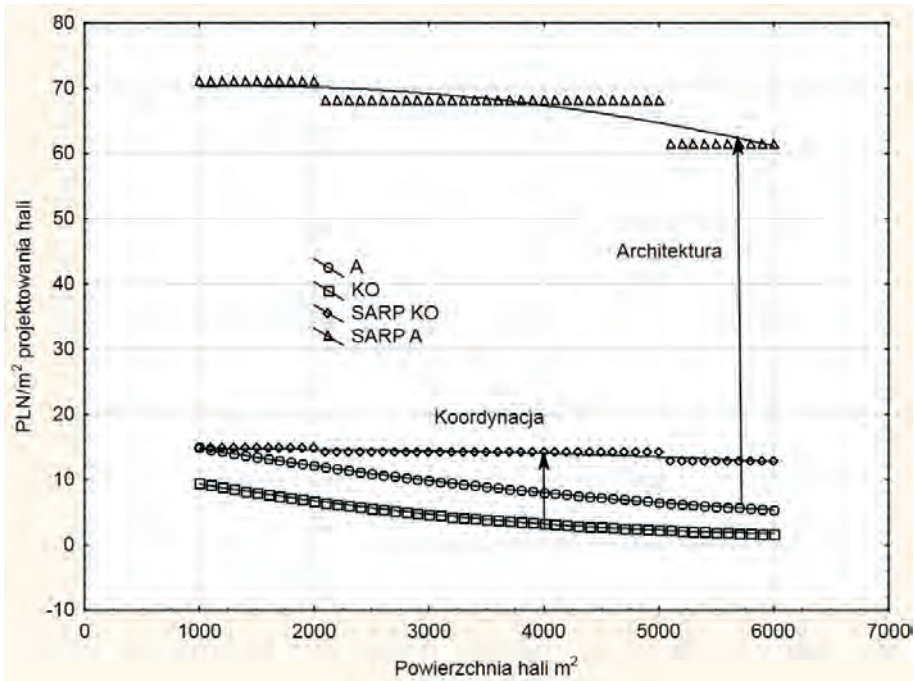
L P	Nazwa projektu	Ilość danych n	Model regresyjny	Wzór modelu regresji
A	B	C	D	E
1	KO	17	GAM(gamma;log)($v_{KO};v_1$)	$v_{KO} = 2,71828182 \cdot (2,611038 - 0,000355 \cdot v_1)$
2	A + ZT	16	GAM(gamma;log)($v_A;v_1$)	$v_A = 2,71828182 \cdot (2,905590 - 0,000206 \cdot v_1)$
3	K= KPB+KPW	18	GAM(gamma;log)($v_K;v_1$)	$v_K = 2,71828182 \cdot (2,604758 - 0,000184 \cdot v_1) + 2,71828182 \cdot (1,403611 + 0,000361 \cdot v_1)$
4	IS	12	GAM(gamma;log)($v_{IS};v_1$)	$v_{IS} = 2,71828182 \cdot (1,950228 - 0,000401 \cdot v_1)$
5	IE	13	GAM(normal;ident)($v_{IE};v_1$)	$v_{IE} = -0,007576 + 0,000737 \cdot v_1$
6	UPP	13	GAM(gamma;log)($v_{UPP};v_1$)	$v_{UPP} = 2,71828182 \cdot (0,366599 - 0,000281 \cdot v_1)$
7	D	12	GAM(gamma;log)($v_D;v_1$)	$v_D = 2,71828182 \cdot (2,497119 - 0,000772 \cdot v_1)$

3. Analiza wyników

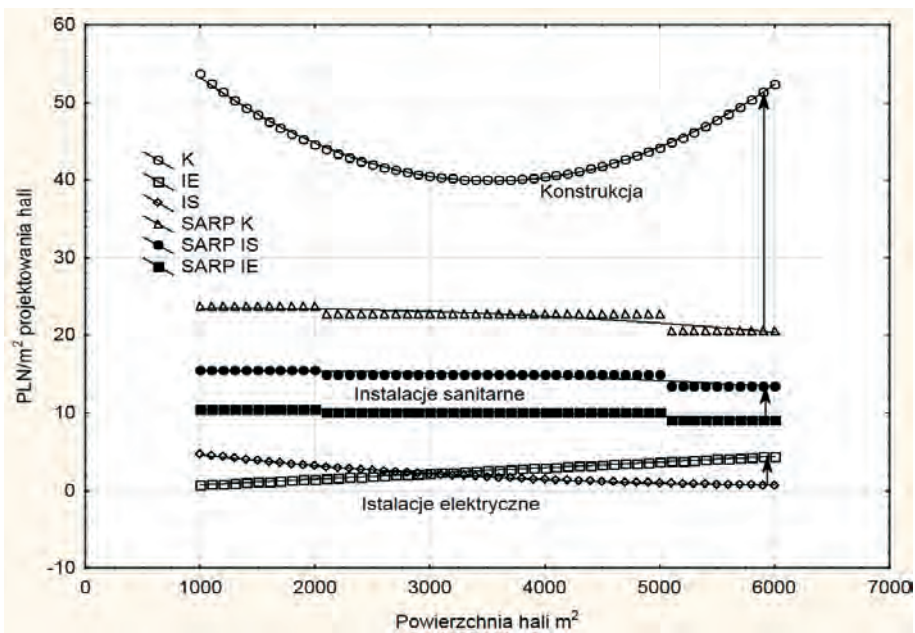
Na rysunku 3 zestawiono ceny prac projektowych oraz koszty tych prac proponowane przez SARP i Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 18 maja 2004 r. Rozbieżność jest ogromna. Rzeczywiste ceny są prawie dwukrotnie niższe od zalecanych kosztów. Powstaje pytanie czy wszyscy uczestnicy procesu projektowania hal zaniżają ceny czy też niektórzy z nich i w jakim stopniu. Na rysunkach 4 i 5 przedstawiono porównanie cen rzeczywistych i kosztów zalecanych przez SARP (Rozporządzenie Ministra Infrastruktury odnosi się jedynie do kosztów za cały projekt bez podziału branżowego). Cena projektowania architektonicznego jest zaniżana w sposób drastyczny – 6 krotnie w odniesieniu do zaleceń SARP, koordynacja projektu około 2 krotnie. Projekty konstrukcyjne hal cenione są na połowę kosztu zalecanego. Projekty instalacji sanitarnych są wykonywane za cenę o około 30% niższą. Projekty instalacji elektrycznych są zgodne z zaleceniami SARP a nawet przy powierzchniach hal większych niż 3000 m² ceny rzeczywiste są wyższe od kosztów zalecanych.



Rys. 3. Zalecane koszty i rzeczywiste ceny prac projektowych – wykres zbiorczy



Rys.4. Wyniki obliczeń cen rynkowych i zalecanych kosztów SARP dla projektów architektonicznych i koordynacji projektu



Rys.5. Wyniki obliczeń cen rynkowych i zalecanych kosztów SARP dla projektów konstrukcyjnych, instalacji sanitarnych i elektrycznych

4. Podsumowanie

W wyniku przeprowadzonej analizy otrzymanych wyników stwierdzono, że rzeczywiste ceny prac projektowych w prezentowanym studium przypadku są znacznie zaniżone w stosunku do kosztów zalecanych w Rozporządzeniu Ministra Infrastruktury z dnia 18 maja 2004 r. oraz przez Stowarzyszenie Architektów Rzeczypospolitej Polskiej. Za zaistniałą sytuację odpowiedzialna jest przede wszystkim branża architektoniczna (6-krotne zaniżanie cen) oraz konstrukcyjna (dwukrotne zaniżanie cen). Można przypuszczać, że sytuacja ta wynika z ogromnej konkurencji na rynku zleceń. Prace projektowe stają się nisko rentowne, a biura i projektanci dążą do obniżenia kosztów działalności. Jednocześnie pojawiają się nowe zadania projektowe, związane z administrowaniem, koordynowaniem i opracowywaniem niezbędnej dokumentacji do uzyskiwania opinii, pozwoleń i uzgodnień, na skutek ciągłych zmian w przepisach i rozporządzeniach. Zaproponowana metoda pozwala w sposób prosty obliczyć cenę prac projektowych hal stalowych z uwzględnieniem branż. Może to stanowić punkt odniesienia w ofertowaniu prac projektowych.

Literatura

1. Badania Marketingowe w latach 2009-2012 (www.bcomm.com.pl).
2. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 18 maja 2004 r.
3. Zasady Wyceny Dokumentacji Projektowej SARP, 2012
4. Hastie T.J., Tibshirani R.J. (1986). Generalized additive models. *Statistical Science*, 1., 297-318
5. Hastie T.J., Tibshirani R.J. (1990). Generalized additive models. London: Chapman Hall [Chapter 9]
6. Guisan A., Edwards T., Hastie T. (2002). Generalized linear and generalized additive models in studies of species distributions: setting the scene. *Ecological Modelling* 157, 89-100
7. Robinson A., Lane S., Therien G. (2011). Fitting forestry models using generalized additive models: a taper model example. *Can.J.For.Res.* 41: 1909-1916
8. Jeong Ch., Min J., Kim M. (2012) A tuning method for the architecture of neural network models incorporating GAM and GA as applied to bankruptcy prediction. *Expert Systems with Applications* 39, 3650-3658
9. Zhang Y., Xie Y., Li L. (2012) Crash frequency analysis of different types of urban roadway segments using generalized additive model. *Journal of Safety Research* 43, 107-114

Podziękowania : Wyniki prac były finansowane w ramach środków statutowych Ministerstwa Nauki i Szkolnictwa Wyższego nr S/63/2013

The cost analysis of steel halls designing, according to environmental standards, legal guidelines and market prices

Magdalena Rogalska¹, Zdzisław Hejducki²

¹Department of Construction Management , Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: m.rogalska@o2.pl

²Department of Technology and Management, Institute of Building, Faculty of Civil Engineering, Wrocław University of Technology , e-mail: hejducki@o2.pl

Abstract: The article presents the analysis of designing costs , which was based on the market data and prognostic calculations, concerning the preparation of the documentation for steel halls of various sizes. The obtained values were compared to those proposed by the Polish Architects Association and legal guidelines. The StatSoft's Statistica programme was used for prognostic calculations. The GAM (Generalized Additive Models) method was used for the calculations. The conclusions were formulated on the basis of analysis of results.

Keywords: steel halls designing, forecasting, generalized additive models (GAM), calculating the designing prices

Wykorzystanie rozmytych baz danych i baz wiedzy do wspomagania przedsięwzięć inżynierskich

Janusz Szelka¹, Zbigniew Wrona²

¹Wyższa Szkoła Oficerska Wojsk Lądowych we Wrocławiu, Uniwersytet Zielonogórski,
e-mail: jszelka@wso.wroc.pl

²Wyższa Szkoła Zarządzania „Edukacja” we Wrocławiu, e-mail: z_wrona@wp.pl

Streszczenie:

Skuteczność i efektywność informatycznego wspomagania przedsięwzięć inżynierskich może być w znacznej mierze uzależniona od właściwej reprezentacji danych bądź wiedzy i możliwości przetwarzania dostępnych zasobów informacyjnych. Wykorzystywane powszechnie do informatycznego wspomagania przedsięwzięć informacyjno-decyzyjnych klasyczne systemy baz danych i coraz częściej, systemy z bazami wiedzy nie umożliwiają odzwierciedlenia powszechnie występującej w przedsięwzięciach inżynierskich niepewności, czy niejednoznaczności zasobów informacyjnych. Poszukiwanie rozwiązań informatycznych będących w stanie przetwarzać dane przybliżone skłania do rozpatrzenia możliwości wykorzystania logiki wielowartościowej, a w szczególności logiki rozmytej w modelowaniu danych oraz wiedzy, jak również w procesach przetwarzania zasobów informacyjnych. Dotychczasowy brak rozwiązań w zakresie wykorzystania rozmytych baz danych oraz rozmytych baz wiedzy w obszarze przedsięwzięć inżynierskich stanowi przesłankę do podjęcia próby oceny możliwości zastosowania tych technologii do wspomagania procesów informacyjno-decyzyjnych oraz związanych z tym ograniczeń.

Słowa kluczowe: relacyjne bazy danych, rozmyte bazy danych, wnioskowanie w logikach klasycznych i nieklasycznych, rozmyte bazy wiedzy.

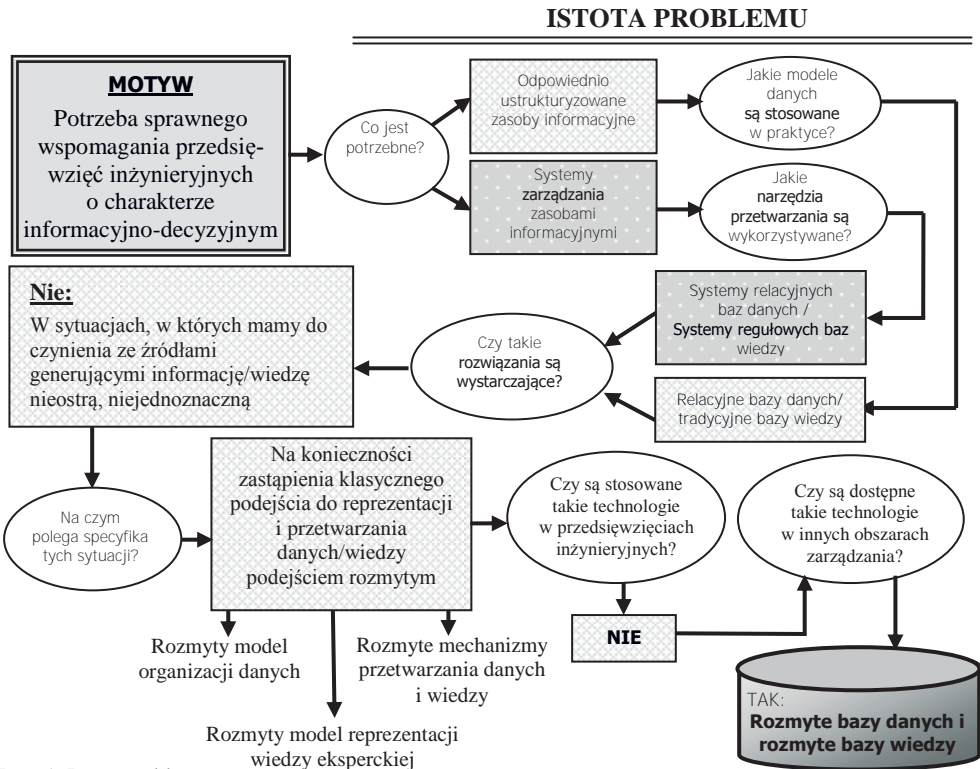
1. Wprowadzenie

Skuteczność stosowanych obecnie systemów informatycznych, niezależnie od obszaru ich wykorzystania, w znaczącym stopniu jest uzależniona od jakości realizowanych przez nie procesów gromadzenia i przetwarzania danych (a coraz częściej – także i wiedzy). Powyższa uwaga wydaje się nabierać szczególnego znaczenia dla obszarów działalności, dla których znaczna część zasobów informacyjnych ma charakter danych nieprecyzyjnych, przybliżonych, czy formułowanych opisowo (jakościowych). Tego typu specyfika jest właściwa dla znaczącej części przedsięwzięć inżynierskich, w szczególności tych, dla których kontekstem jest sytuacja kryzysowa, np. warunki powodzi. Stosowane w praktyce inżynierskiej narzędzia informatycznego wspomagania przedsięwzięć informacyjno-decyzyjnych są projektowane przy założeniu ich wykorzystania do przetwarzania danych precyzyjnych, jednoznacznie określonych co do wartości lub zakresu, najczęściej wyrażanych numerycznie. Podobna uwaga odnosi się do systemów przetwarzania wiedzy eksperckiej, w odniesieniu do której, zarówno w procesach reprezentacji, jak i przetwarzania wykorzystuje się logikę dwuwartościową. W takim przypadku zarówno przesłanki, jak i konkluzje mogą być uznane za prawdziwe, bądź za fałszywe, nie ma natomiast możliwości określania stopnia ich prawdziwości bez zastosowania dodatkowych mechanizmów.

W praktyce oznacza to narzucanie uproszczeń zarówno w zakresie wykorzystywanych modeli informacyjnych, jak i modeli opisujących procesy przetwarzania posiadanych zasobów (danych i wiedzy). Poziom dopuszczalności tych uproszczeń może być uzależniony od specyfiki sytuacji problemowej i choć praktyka wskazuje, że w znacznej części przypadków przedsięwzięć inżynierskich jest on akceptowalny, uzasadnionym wydaje się przypuszczenie, że sposób odzwierciedlenia i przetwarzania informacji nieprecyzyjnych oraz ogólnikowych może wpływać na jakość procesów analityczno-decyzyjnych. Potrzeba

uwzględniania „rozmytości”, zarówno w modelach reprezentacji danych, jak i w procesach ich przetwarzania, stała się przesłanką do poszukiwania adekwatnych rozwiązań informatycznych zarówno w zakresie technologii baz danych, jak i systemów z bazą wiedzy. Analiza wypracowanych dotychczas rozwiązań tego typu w obszarze szeroko rozumianego zarządzania, skłania do podjęcia próby oceny możliwości wykorzystania koncepcji rozmytych baz danych oraz rozmytych baz wiedzy do wspomagania procesów informacyjno-decyzyjnych w obszarze przedsięwzięć inżynierskich.

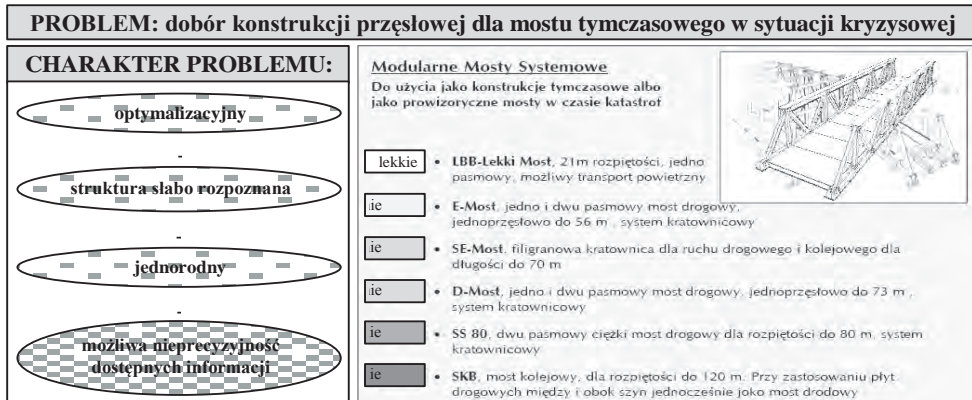
Istotę rozpatrywanego problemu przedstawiono na rys. 1.



Rys. 1. Istota problemu

2. Specyfika przedsięwzięć inżynierskich a tradycyjne systemy przetwarzania danych i wiedzy

W szerokim spektrum działań inżynierskich (planowanie, projektowanie, organizowanie budowy, monitorowanie, itd.) istotne miejsce należy przypisać przedsięwzięciom informacyjno-decyzyjnym. Zazwyczaj dotyczą one rozwiązywania sytuacji problemowych o znacznej złożoności, która może dodatkowo ulec zwiększeniu w sytuacjach kryzysowych (rys. 2). Wzrasta wówczas znacząco liczba ograniczeń (sprzętowych, konstrukcyjnych, czasowych), wytyczających zbiór rozwiązań dopuszczalnych.



Rys. 2. Specyfika problemu w sytuacji kryzysowej

Rozwiązanie sytuacji problemowej dla wskazanych wyżej grup przedsięwzięć inżynierskich powstaje jako wynik analizy różnych czynników, takich jak np.: potrzeby w zakresie użytkowania obiektu, zasoby materiałów miejscowych, czy wielkość potencjałów różnych kategorii (ludzkich, sprzętowych), możliwych do użycia przy budowie/odbudowie obiektu.

Stopień rozpoznania tych czynników oraz poziom losowości analizowanych zjawisk określają w konsekwencji charakter sytuacji problemowej, przed jaką staje inżynier. Zastosowane modele organizacji danych oraz modele ich przetwarzania, ze względu na właściwe im ograniczenia, zazwyczaj w bezpośredni sposób wpływają na rezultat końcowy procesu analitycznego czy decyzyjnego. Dotyczy to zarówno problemów algorytmicznych, jak i źle, bądź słabo ustrukturyzowanych. W przypadku pierwszej z wymienionych kategorii, źródłem zasileń informacyjnych są zazwyczaj bazy danych (zbiory danych najczęściej zorganizowanych w oparciu o struktury relacyjne). Problemy o źle rozpoznanej strukturze w praktyce najczęściej są wspomagane przy użyciu zbiorów (baz) wiedzy, w połączeniu z niealgorytmicznymi mechanizmami wnioskowania (zarządzania wiedzą). Jednak i w tym przypadku niezbędne jest gromadzenie i przetwarzanie danych, realizowane również w oparciu o relacyjne bazy danych.

Klasyyczny model relacyjnej bazy danych umożliwia definiowanie obiektów informacyjnych (np. MOST, PRZESZKODA WODNA) oraz relacji pomiędzy nimi (np. obiekt PRZESŁO MOSTU jest powiązany relacją o nazwie: *jest elementem*, z obiektem MOST TYMCZASOWY). Każdy typ obiektu informacyjnego jest charakteryzowany przez atrybuty (np. NOŚNOŚĆ dla obiektu MOST), a te z kolei mają określone wartości z dowolnego zakresu, zwanego *domeną* atrybutu.

Istotną własnością relacyjnego modelu danych jest jednoznaczność (ostrość) wartości atrybutów.

Przyjęte uproszczenia w modelowaniu relacyjnym dotyczą również procesów zarządzania danymi, a w szczególności procesu definiowania zapytań do bazy danych. Zarówno parametry formułowanych kwerend, jak i rezultaty wyszukiwania w bazie danych mają postać konstrukcji jednoznacznych. Dla przykładowego zapytania: *Pokaż wszystkie dostępne konstrukcje mostów tymczasowych o nośności większej niż 600 kN*, otrzymamy w rezultacie selekcji danych zbiór obiektów (konstrukcji), dla których zaistniała prawdziwość warunku zdefiniowanego w kwerendzie.

Standardowym językiem zapytań dla klasycznego modelu relacyjnych baz danych jest język SQL (ang. Structured Query Language). Konstrukcja zapytania dla przypadku wyszukiwania mostów tymczasowych o nośności większej niż 600 kN przyjmie postać:

```
SELECT typ_mostu, nośnośc FROM mosty_tymczasowe
WHERE nośnośc > 600 kN
```

Podobne uwarunkowania występują w przypadku klasycznego modelu organizacji wiedzy. W zasobach bazy wiedzy można wyróżnić zbiory danych, faktów oraz reguł. Zbiory danych mogą być modelowane przy użyciu mechanizmów opisanych wyżej,

natomiast do reprezentowania faktów można użyć trójki <OBIEKT>, <ATRYBUT>, <WARTOŚĆ>.

Reguły w bazie wiedzy mogą wyrażać zarówno zależności między procesami, jak i dynamikę przyczyn i skutków, tzn. umożliwiać określanie, kiedy są wywoływane operacje. Przykładowa reguła może mieć postać:

JEŻELI *pal jest elementem rusztu palowego* TO *pal jest elementem podpory mostu składanego*

Aktywowanie reguły (pociągające za sobą wypracowanie konkluzji) następuje jedynie w przypadku prawdziwości przesłanki. Przykładowo, w przypadku reguły:

JEŻELI *szerokość przeszkody wodnej > 150m* TO *przeszkoda = szeroka*, poziom przynależności do zbioru *szeroka* = 1. Oznacza to, że przeszkoda wodna np. o szerokości 151 m posiada poziom przynależności do zbioru *średnia* = 0, a poziom przynależności do zbioru *szeroka* = 1.

Istotne znaczenie w przypadku modelowania procesów informacyjno-decyzyjnych w obszarze inżynierii lądowej należy przypisać zmiennym lingwistycznym [1]. Ich stosowanie wydaje się szczególnie uzasadnione (a często niezbędne) w przypadkach, w których mamy do czynienia z wielkościami, dla których trudno jest zaproponować obiektywne narzędzia pomiarowe (np. stan techniczny przęsła określono, jako *dość dobry*) lub w których koszt uzyskania precyzyjnej informacji ilościowej jest zbyt duży w stosunku do korzyści, jakie daje.

3. Istota i mechanizmy funkcjonowania rozmytych baz danych i rozmytych baz wiedzy

W przypadku sytuacji problemowych w obszarze przedsięwzięć inżynierskich, poziom precyzji i pewności pozyskiwanych informacji może być bardzo zróżnicowany. Oznacza to, że w praktyce wiele informacji związanych z projektowaniem lub budową obiektów inżynierskich ma charakter niepełny, nieprecyzyjny i niepewny. Stosowana w klasycznych systemach baz danych i baz wiedzy logika dwuwartościowa nakłada istotne ograniczenia na możliwość wyrażania przybliżoności informacji, a w szczególności jej nieprecyzyjności.

Przykładowo, jeśli przyjmiemy jako jeden z atrybutów przeszkody wodnej *szybkość prądu rzeki* (V_p [m/s]), to można przypisać zakresowi: $0,2 < V_p < 0,6$ wartość opisową *mała*. W konsekwencji, zarówno przez klasyczny system relacyjnej bazy danych, jak i system z bazą wiedzy, zarówno $V_p=0,3$, jak i $V_p=0,5$ są uznawane w dokładnie takim samym stopniu za małe. Dodatkowo należy zauważyć, że stosowanie w klasycznych systemach przetwarzania danych logiki dwuwartościowej, w wielu sytuacjach doprowadza do efektu uzyskiwania zbioru pustego jako wyniku wyszukiwania danych (gdy żaden z obiektów w bazie danych nie spełnia ostrych kryteriów selekcji), choć można znaleźć obiekty spełniające kryteria w pewnym, czasami nawet w bardzo dużym, stopniu. Oznacza to, że np. w przypadku procesu doboru podpór mostu drogowego DMS-65, przypisanie zmiennej lingwistycznej: *rodzaj gruntu dna*, wartości: *piaszczysty*, wyklucza ze zbioru dopuszczalnych rozwiązań wszystkie te, które są przeznaczone dla innych rodzajów gruntu, choć w rzeczywistości grunt dna tylko w pewnym stopniu (np. 60%) można uznać za piaszczysty.

Ograniczenia logiki klasycznej, można w znacznym stopniu wyeliminować wykorzystując w procesach modelowania i przetwarzania zasobów informacyjnych logikę wielowartościową, której jednym z reprezentantów jest logika rozmyta.

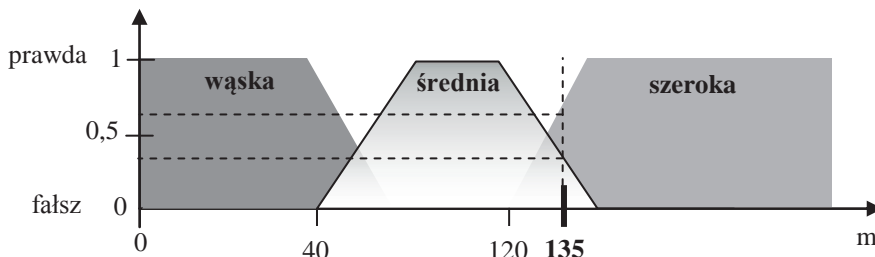
Podstawowe założenia logiki rozmytej można zestawić następująco:

- element należy do zbioru rozmytego z pewnym stopniem przynależności;
- stwierdzenie może być częściowo prawdziwe lub częściowo fałszywe;
- stopień przynależności jest liczbą rzeczywistą z przedziału 0 do 1 [2].

Istotnym zagadnieniem wydaje się możliwość uwzględniania rozmytości w systemach przetwarzających dane lub wiedzę. W przypadku baz danych odzwierciedlanie nieprecyzyjności może dotyczyć zarówno zastosowanego modelu danych (rozmyty model relacyjny), jak i mechanizmów przetwarzania tych danych (rozmyte zapytania). Rozmycie w modelu relacyjnym może obejmować różne poziomy, a w szczególności rozmytość wartości atrybutów. Przykładowo, wartość 135 zmiennej lingwistycznej:

szerokość przeszkody wodnej, przyporządkuje przeszkodę do *średnich* ze stopniem przynależności 0.4, natomiast do *szerokich* ze stopniem przynależności = 0.6 (Rys. 3).

W wyniku sformułowania nieprecyzyjnego zapytania otrzymujemy zbiór obiektów, dla których warunek jest spełniony w pewnym stopniu (nie niższym niż graniczny).



Rys. 3. Rozmyta przynależność do zbioru.

Rezultat selekcji zostaje uporządkowany według stopnia spełnienia zapytania, a ten jest utożsamiany z wartością funkcji przynależności odpowiedniego zbioru rozmytego.

Jako przykład języka umożliwiającego formułowanie nieprecyzyjnych zapytań do bazy danych można wskazać FQUERY. Zapytanie w tym języku może przyjąć postać:

```
SELECT typ mostu, noœnoœæ FROM <mosty tymczasowe>
WHERE noœnoœæ = du¿a
[WITH_POSSIBILITY <granica>], gdzie granica zawiera siê w przedziale [0, 1].
```

Zapytania nieprecyzyjne mogą zawierać liczbowe wartości rozmyte, nieliczbowe wartości rozmyte, rozmyte operatory porównania, oraz kwantyfikatory lingwistyczne. Dla przykładu, przy użyciu liczbowej wartości rozmytej oraz rozmytego operatora porównania, można sformułować warunek wyszukiwania: *nośność = niedużo większa niż 300 kN*, a użycie nieliczbowej wartości rozmytej pozwala określić warunek: *lokalizacja = w pobliżu*.

Rozmywanie wiedzy może obejmować rozmywanie danych oraz faktów, w oparciu o mechanizmy omówione wyżej, jak również reguły wnioskowania. Wykorzystanie logiki rozmytej umożliwia formułowanie reguł wnioskowania w postaci [3]:

JEŻELI u_1 JEST F_1 I ... u_k JEST F_k , TO y JEST Y_k

W odniesieniu do przedstawionego wyżej przykładu doboru sposobu odbudowy przęsła, reguła rozmyta mogłaby przyjąć postać:

JEŻELI *szer.p.wodnej* JEST *średnia* I ... I *rodzaj_przęsła* JEST *pojedyncze*,
TO *sposób budowy mostu* JEST *przęsło BIBER_z dodatkowymi podporami*.

Co ważne, podobnie jak w przypadku rozmywania zapytań do bazy danych, rozmywanie reguł obejmuje uwzględnianie stopnia prawdziwości zarówno przesłanek, jak i konsekwencji, co można przedstawić następująco:

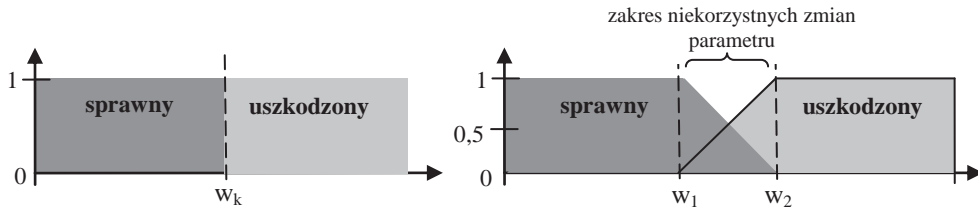
JEŻELI *przesłanka jest w pewnym stopniu prawdziwa*, TO
także konsekwencja jest w pewnym stopniu prawdziwa.

Tworzenie bazy reguł rozmytych, oprócz sformułowania postaci poszczególnych reguł, wymaga określenia funkcji przynależności dla wartości wejściowych (fuzyfikacja), łączenia rozmytych przesłanek (wejść) poprzez rozmyte reguły w kierunku uzyskania rozmytych konsekwencji (z wielu reguł), a w wielu przypadkach także wyostrzania (defuzyfikacji) wyjść.

Rozmyte bazy wiedzy znajdują liczne zastosowania, między innymi w systemach diagnostyki medycznej, czy modelowaniu i predykcji zjawisk meteorologicznych. Jako przykład narzędzia programistycznego, umożliwiającego tworzenie systemów rozmytych zarządzanie nimi (w tym konfigurację i zarządzanie regułową bazą wiedzy) można wskazać bibliotekę FUZZLIB.

4. Możliwości wspomagania przedsięwzięć inżynierskich przy użyciu rozmytych baz danych i rozmytych baz wiedzy

Złożoność przedsięwzięć inżynierskich przejawia się między innymi znaczną liczbą parametrów opisujących sytuację problemową. Często zmiana wartości nawet jednego, z licznej grupy parametrów, powoduje powstanie zupełnie nowej klasy rozwiązań dopuszczalnych lub konieczność przyporządkowania obiektu do innej kategorii. Z tego względu szczególnie rozważnie należy interpretować, w tym również klasyfikować zarówno dostępne dane, jak i informacje, uzyskane w wyniku ich przetwarzania. Typowym przykładem takiej sytuacji może być system monitoringu obiektu inżynierskiego (np. mostu). Procedura identyfikacji uszkodzeń (np. elementów konstrukcyjnych mostu) może być realizowana w oparciu o sygnały z czujników, przetwarzane wstępnie przez moduły pomiarowe. W momencie gdy dla dowolnej wielkości pomiarowej zostanie zarejestrowana wartość zagrażająca bezpieczeństwu konstrukcji (przewyższająca zdefiniowany próg pomiarowy), uruchamiany jest tryb powiadamiania. Rozwiązania realizujące powyższe zadania w oparciu o klasyczne bazy danych umożliwiają definiowanie jedynie ostrych wartości progowych dla wybranych parametrów. W efekcie pomimo, że stan elementu konstrukcyjnego w wielu przypadkach ulega stopniowej (a nie gwałtownej) zmianie w funkcji czasu, te zmiany nie są traktowane przez układ analityczny systemu monitoringu za istotne. Oznacza to zatem możliwość reagowania na określony stan w_k (uznany za krytyczny dla danego parametru). Użycie w powyższym przypadku rozmytej bazy danych, z zastosowaniem funkcji przynależności np. definiowanych przez eksperta (grupę ekspertów) umożliwia dodatkowo analizę i ocenę procesu zmian wartości parametru, związanych z tym zagrożeniami i ewentualnego prognozowania bezpiecznego czasu eksploatacji lub podjęcia decyzji o naprawie (wymianie) uszkodzonego elementu (rys. 4).

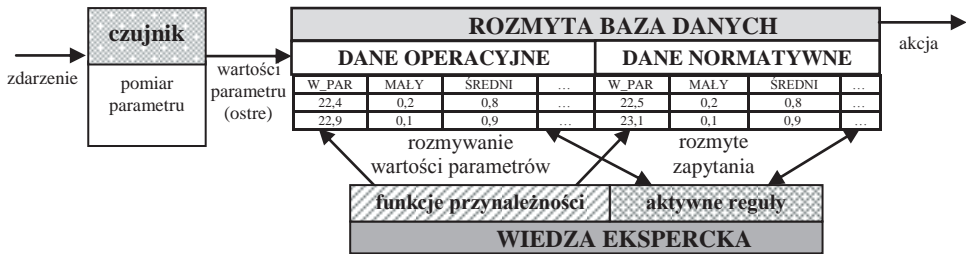


Rys. 4. Możliwości oceny stanu parametru przy wykorzystaniu tradycyjnej i rozmytej bazy danych.

Mechanizmy rozmytych zapytań umożliwiają¹ przy tym realizację działań typu:

- Wyszukaj elementy konstrukcji, w przypadku których monitorowane parametry zmieniają się w zbyt dużym tempie.
- Wyszukaj elementy konstrukcyjne, dla których wartości monitorowanych parametrów *zbliżają się* do poziomu ostrzegawczego.

Jeśli dodatkowo powiązać opisywane możliwości rozmytych baz danych z mechanizmami typu HPDA (Human Passive Database Active), które są charakterystyczne dla aktywnych baz danych, bądź też z systemem opartym o regułową bazę wiedzy, można otrzymać zaawansowane narzędzie, będące w stanie generować rozmyte zapytania do bazy danych w sposób zautomatyzowany (bez ingerencji operatora systemu), na podstawie analizy danych napływających z czujników, dokonywanej przez aktywne reguły [4]. Istotę takiego rozwiązania pokazano na rys. 5.



Rys. 5. Wykorzystanie rozmytej bazy danych i aktywnych reguł decyzyjnych w systemie monitoringu.

Systemy z regulowymi bazami wiedzy mogą być z powodzeniem wykorzystywane zarówno w procesach klasyfikowania stanu obiektu, jak i predykcji takiego stanu (lub czasu bezpiecznej eksploatacji). Fuzyfikacja danych napływających z czujników powoduje ich przekształcenie na wielkości jakościowe, reprezentowane przez zbiory rozmyte na podstawie określających je stopni przynależności zapisanych w bazie wiedzy. Baza danych zawiera informacje definiowane przez eksperta dziedzinowego (inżyniera wiedzy) które obejmują wartości lingwistyczne zmiennych rozważanych w bazie reguł oraz definicje zbiorów rozmytych utożsamianych z tymi wartościami. Baza reguł zawiera zbiór reguł rozmytych, umożliwiających interpretację analizowanego problemu (klasyfikacja, predykcja stanu obiektu, czy jego elementów składowych).

5. Podsumowanie

Znaczne zróżnicowanie charakteru procesów analityczno-decyzyjnych w obszarze przedsięwzięć inżynierskich niesie za sobą zróżnicowane wymagania zarówno w zakresie struktur dostępnych zasobów informacyjnych, jak i narzędzi ich przetwarzania. W licznych przypadkach za racjonalne podejście do modelowania danych, czy wiedzy można uznać tradycyjne sposoby, oparte o logikę dwuwartościową (zestawy danych katalogowych sprzętu inżynierskiego, ewidencjonowanie precyzyjnych wartości pomiarowych). Specyfika niektórych kategorii przedsięwzięć wymusza jednak uwzględnianie nieprecyzyjności dostępnych zasobów informacyjnych. Zastosowanie rozmytych baz danych do reprezentacji i przetwarzania danych nieprecyzyjnych wydaje się szczególnie uzasadnione w przedsięwzięciach wymagających zautomatyzowanych procesów klasyfikacji, oceny zmian stanu obiektu, czy predykcji takiego stanu. Możliwość formułowania rozmytych warunków wyszukiwania danych pozwala na daleko idącą zmianę zasad ich przetwarzania, a zwłaszcza selekcji, co w znaczący sposób może wpływać na racjonalność procesów analityczno-decyzyjnych, realizowanych w oparciu o wyniki przetwarzania tych danych. Powyższą uwagę można także odnieść do nieprecyzyjności wyrażanej w regułach decyzyjnych oraz mechanizmów nieprecyzyjnego wnioskowania, realizowanego w oparciu o te reguły. Co ważne, zarówno w przypadku rozmytych baz danych, jak i rozmytych baz wiedzy można łączyć podejście klasyczne do danych (wiedzy) i ich przetwarzania z podejściem rozmytym, dokonując fuzyfikacji zasobów, czy procesów wyłącznie w uzasadnionych (np. w opinii ekspertów) przypadkach. Nie ma natomiast możliwości uwzględniania nieprecyzyjności zasobów i procesów w przypadku wykorzystania klasycznych baz danych i klasycznych baz wiedzy.

Literatura

- 1 Piegat A., Modelowanie i sterowanie rozmyte, Akademicka Oficyna Wydawnicza EXIT, Warszawa 2003.
- 2 Myszkowski K., Zadrozny S., Szczepaniak P., Klasyczne i rozmyte bazy danych, Akademicka Oficyna Wydawnicza EXIT, Warszawa 2008.
- 3 Kwiatkowska A., M., Systemy wspomagania decyzji. Jak korzystać z wiedzy i informacji, Wydawnictwo Naukowe PWN/MIKOM, Warszawa 2007.

- 4 Szelka J., Wrona Z., Wykorzystanie systemów aktywnych baz danych do wspomagania przedsięwzięć inżynierskich. 56 Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 2010.

The use of fuzzy databases and knowledge bases for aiding engineering projects

Janusz Szelka ¹, Zbigniew Wrona ²

¹*Military Academy of Land Forces in Wrocław, University of Zielona Góra: jszelka@wso.wroc.pl*

²*College of Management "Edukacja" in Wrocław: z_wrona@wp.pl*

Abstract: The IT tools that are widely used for aiding information and decision-making tasks in engineering activities include classic database systems, and in the case of problems with poorly-recognised structure – systems with knowledge bases. The uniqueness of these categories of systems allows, however, neither to represent the approximate or imprecise nature of available data or knowledge nor to process fuzzy data. Since so far there have been no solutions related to the use of fuzzy databases or fuzzy knowledge bases in engineering projects, it seems necessary to make an attempt to assess the possible employment of these technologies to aid analytical and decision-making processes.

Keywords: relational databases, fuzzy databases, inference in classical and non-classical logics, fuzzy knowledge bases.

Integracja dokumentacji w procesie budowlanym z wykorzystaniem modelowania informacji o budynku

Krzysztof Zima¹

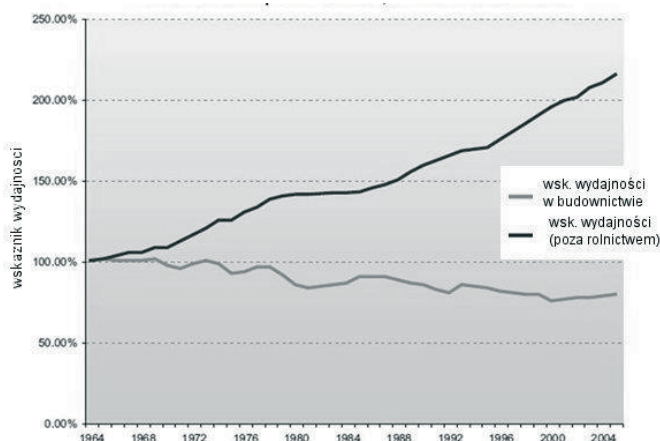
¹ Zakład Technologii i Organizacji Budownictwa, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska, e-mail: kzima@izwbit.pk.edu.pl

Streszczenie: Artykuł przedstawia praktyczne podejście do problemu gromadzenia danych z wykorzystaniem modelu BIM. Celem jest pokazanie sposobu wykorzystania modelu BIM do przechwytywania danych z 3D dokumentacji projektowej, dokumentów budowy, harmonogram budowy, a także wykorzystanie BIM do pozyskiwania i przechowywania dokumentów, w tym specyfikacji, szczegółów materiałowych, informacji producenckich, rysunków warsztatowych, zdjęć itp.

Słowa kluczowe: modelowanie informacji o budynku, BIM, gromadzenie danych, przechowywanie informacji.

1. Wprowadzenie

Podstawowe wymagania wpływające na poprawne „przekazywanie informacji” (information delivery) są takie, aby informacje były powszechnie rozumiane w procesie budowlanym oraz wpływały pozytywnie na rezultaty działań prowadzonych z ich wykorzystaniem. [1]. Sprawny obieg informacji oraz nośność informacyjna są ważnym czynnikiem warunkującym udaną współpracę między uczestnikami inwestycji budowlanej. Z badań przeprowadzonych w USA wynika, że wskaźnik wydajności pracy w budownictwie w przedziale lat 1964-2004 spadł o ok. 20%. W porównaniu do innych gałęzi gospodarki z wyłączeniem rolnictwa różnica wskaźnika wydajności przekroczyła nawet 100% (rys. 1).



Rys. 1. Wskaźnik wydajności w budownictwie w porównaniu do innych gałęzi gospodarki (źródło: US Department of Commerce Bureau of Labour Statistics)

Wyniki badań były zaskakujące biorąc pod uwagę ustawiczny rozwój technologii wykonywania robót budowlanych oraz oprogramowania wspomagającego projektowanie, planowanie i podejmowanie decyzji. Winę za taki stan rzeczy ponosi między innymi wadliwy obieg informacji między uczestnikami inwestycji budowlanej, utrudniony dostęp do kompletnej dokumentacji, powielanie tworzenia tych samych opracowań.

Nie ma dzisiaj liczącego się producenta oprogramowania, który nie zaaplikowałby tej platformy; na świecie jest już ponad 130 takich systemów. W Polsce mimo dostępności oprogramowania CAD/BIM, projekty wykonane konsekwentnie według założeń BIM należą do rzadkości, a znajomość technologii BIM wśród projektantów jest znikoma[2]. Brakuje jednak badań prowadzonych w Polsce określających ilość inwestycji realizowanych w technologii BIM, czy też oprogramowania wykonywanego w tej technologii.

Tradycyjnym sposobem komunikacji pomiędzy uczestnikami przedsięwzięcia budowlanego w różnych fazach inwestycji to dwuwymiarowe rysunki. Obecnie w oparciu o oprogramowanie CAD możliwe jest przecież korzystanie z potencjału, jaki niosą ze sobą trójwymiarowe modele obiektów budowlanych, wzbogacone o szereg dodatkowych informacji definiowanych jako warstwy n-wymiarowe (4D, 5D itp.) Koo i Fischer [3] pokazali przydatność modeli 4D do analizy zakłóceń i identyfikacji konfliktów w przestrzeni trójwymiarowej (clash detection). Model 5D ułatwia określenie wpływu zmian dotyczących projektu i wspomaga podejmowanie decyzji przez inwestorów, inżynierów lub zarządców [4].

Rozwój oprogramowania jest istotnym czynnikiem ułatwiającym wymianę informacji cyfrowych pomiędzy różnymi uczestnikami projektu i może zastąpić tradycyjne sposoby wymiany informacji w formie papierowej. Pozwala na uproszczenie i przyspieszenie obiegu informacji, czyniąc ją dostępną dla wszystkich uczestników inwestycji oraz pełniejszą i bardziej spójną. Hajjar i AbouRizk [5], Hjelt i Bjork [6] i Bjork [7], opisali pozytywne rezultaty zarządzania informacjami przy użyciu elektronicznego systemu zarządzania dokumentami.

Obecnie informacje przekazywane współpracownikom są często niekompletne, przyczyniając się do problemów w prowadzonych analizach inżynierskich, błędnych wyników analiz i raportów, konieczność korekt lub powielanie wykonywania tych samych czynności oraz obliczeń. W literaturze [1], [8], [9], często zwraca się uwagę na zwiększenie wydajności pracy przez poprawę obiegu informacji.

Zarządzanie dokumentami budowy jest nie tylko istotnym elementem skutecznego zarządzania budową, ale także obiektem w fazie postkonstrukcyjnej. Typowa dokumentacja budowy zawiera zbiór informacji przeniesionych przez wykonawcę na koniec przedsięwzięcia w wielu różnych formatach. Informacje te są z reguły nieprzydatne dla zarządcy budynku, czy jego właściciela, gdyż są zorganizowane przez konstruktorów, wykonawców w formie zgodnym z ich potrzebami.

Doskonałym narzędziem do zarządzania danymi zdolnym do pobierania i wyświetlania informacji w formie zgodnym z każdymi wymaganiami, konstruktora lub właściciela jest BIM [10]. Głównym celem idei modelowania informacji o budynku BIM jest przechowywanie w cyfrowej wersji modelu budynku informacji nie tylko o kształcie i wymiarach budynku, ale także innych niezbędnych w procesie inwestycyjnym informacji. Można tego dokonać m.in. przez stworzenie jednego repozytorium danych obiektu dostępnego dla wszystkich uczestników inwestycji budowlanej.

Celem artykułu jest prezentacja sposobu wykorzystania modelu BIM do przechwytywania informacji nie tylko w zakresie geometrii obiektu, ale także informacji wynikających z dokumentów budowy, harmonogramu budowy. Celem jest także wykorzystanie modelu BIM do pozyskiwania i przechowywania dokumentów, w tym specyfikacji technicznych, właściwości materiałowych, informacji producenckich, rysunków warsztatowych, zdjęć itp. Przedstawiono także koncepcję zintegrowanego systemu zarządzania informacjami.

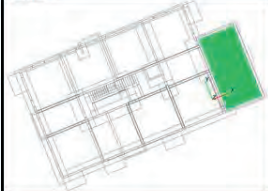
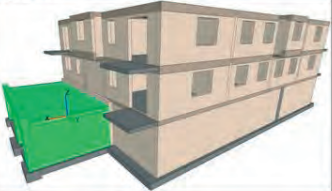
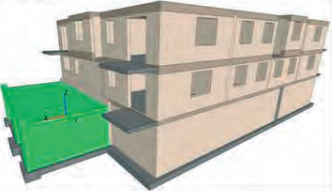
2. Zawartość informacyjna modeli budynków w 2D i 3D.

Większość systemów modelowania 3D reprezentuje tylko przestrzeń przez ściany, płyty, sufity i inne obiekty, które ją tworzą. W 2D, pomieszczenia są zdefiniowane przez użytkownika na rzutach ze skojarzoną nazwą obszaru. Najczęściej projekty architektoniczne obejmują program przestrzenny, który określa parametry przestrzeni, definiuje zestaw pomieszczeń według nazwy i ich pożądanymi właściwościami. Dopiero później tej przestrzeni przypisane są lokalizacja i kształt [1]. Przykład opisu pomieszczeń w projekcie 2D oraz 3D z rozszerzoną informacją został przedstawiony na rys. 2.

Projekt 2D zawiera na podstawowe informacje dotyczące geometrii elementów i to rozproszone (na rzutach długość i szerokość, a na przekrojach wysokość elementu), co

utrudnia postrzeganie elementu oraz obliczenia ilości robót. Trudno również znaleźć błędy projektowe, ponieważ wszystkie rysunki architektoniczne, konstrukcyjne, instalacyjne są pokazane na odrębnych rysunkach. Sytuacja, w której w trakcie realizacji okazuje się, że dwa elementy instalacyjne przecinają się w tym samym miejscu nie należy w praktyce do rzadkich. W przypadku modeli 3D zdecydowanie łatwiej zauważyć takie sytuacje, jest dostępne na rynku specjalne oprogramowanie do znajdowania błędów projektowych tego typu (tzw. „clash detection”).

Dokładność oszacowań kosztowych, analiz energetycznych, harmonogramu prac zdecydowanie wzrasta w modelu 3D uzupełnionym o informacje. Co więcej informacje te zostają zgromadzone w modelu budynku w jednym pliku (model BIM jest uzupełniony o dodatkowe informacje). Zwiększa się, więc nośność informacyjna modeli i dodatkowe informacje mogą służyć kolejnym analizom. BIM reprezentuje rzeczywiste elementy budowlane jako ich wirtualne prezentacje w trzech wymiarach takie jak ściany, drzwi i okna, itp. Oprócz informacji geometrycznych, inne informacje mogą być załączone do tych trójwymiarowych obiektów, w tym informacje producentów, parametry przeciwpożarowe, harmonogram wykonania budynku, czy też szacunkowe koszty [9]. Kolejną zaletą modelu BIM jest łatwość aktualizacji lub modyfikacji danych cyfrowych przez właścicieli, klientów, inżynierów, architektów, wykonawców, dostawców itd.

Projekt 2D	Model 3D	Model BIM
		
Nazwa Geometria pomieszczenia 2D (długość, szerokość)	Nazwa Geometria pomieszczenia 3D (długość, szerokość, wysokość) Powierzchnia, kubatura Charakterystyka strefy Relacje	Nazwa Geometria pomieszczenia 3D (długość, szerokość, wysokość) Powierzchnia, kubatura Charakterystyka strefy Relacje Koszt wykonania Harmonogram robót Analizy energetyczne Informacje o zabezpieczeniach ...

Rys. 2. Przykład opisu pomieszczenia w projektach 2D i 3D (źródło: opracowanie własne).

3. Zintegrowany model zarządzania informacjami

Proponowane zintegrowane rozwiązanie składa się z rdzenia, które można określić jako n-wymiarowy (nD) model obiektu budowlanego i czterech głównych obszarów gromadzenia i przetwarzania informacji (rys. 3).

Wszystkie informacje zgromadzone w jednym obszarze stanowią już w pewnym sensie unikalne źródło informacji bezpośrednio połączone z geometrycznym modelem budynku. Wynikające z tych obszarów informacje są m.in. doskonałym źródłem informacji o niezbędnych korektach, jakie należy wprowadzić w modelu. Korekty są potrzebne, aby uniknąć konfliktów i stosunkowo wcześniej rozwiązać pojawiające się problemy.

Idea modelowania informacji o budynku polega na prezentacji wirtualnego modelu budynku wraz z niezbędnymi w procesie inwestycyjnym informacjami. Informacje zawarte w modelu BIM można podzielić na:

- 1) **Podstawowe informacje.** Przeznaczone do potrzeb podstawowych aplikacji BIM, a więc podstawowe informacje zawarte w jądrze modelu, szczególnie dotyczące geometrycznej informacji o obiekcie.
- 2) **Informacje strukturalne.** W tym informacje dotyczące typów elementów, profili w tym właściwości materiałów, ciężkości, momenty bezwładności, składowanie materiałów

materiałów, warunki załadunku, itp.

3) **Informacje uzupełniające.** Informacje dodatkowe generowane w trakcie prowadzenia i uszczegółowienia przedsięwzięcia budowlanego. Są to informacje pozwalające na symulację budowy i zarządzanie budową, analizy inżynierskie i projektowe, koszty budowy, projekty zagospodarowania placu budowy wraz z zabezpieczeniami BHP itp.

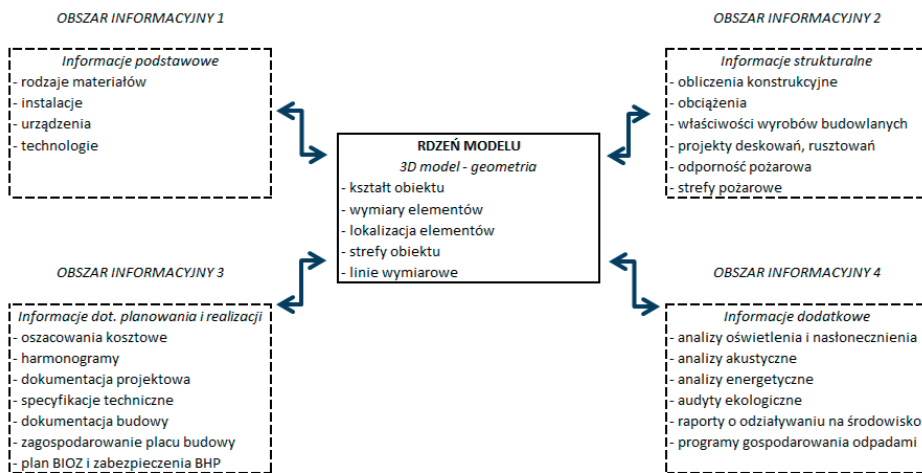
Obszary informacyjne (rys. 3) gromadzące informacje umożliwiają wykonywanie szeregu analiz i zarządzanie ewentualnymi konfliktami. Obszary informacyjne zostały podzielone ze względu na zawartość informacyjną na cztery obszary:

Obszar informacyjny 1) – typowe informacje dotyczące materiałów, instalacji i urządzeń projektowanych w obiekcie budowlanym, technologii wykonania poszczególnych elementów budynku.

Obszar informacyjny 2) – analiza strukturalna bezpieczeństwa: zależne od czasu modele strukturalne i odpowiadające im typy jednostek, obciążenia, właściwości materiału warunki brzegowe, itp., mogą być generowane na podstawie modelu informacji w dowolnym określonym przez użytkownika czasie. Obliczenia mogą być przeprowadzone, a wymagania bezpieczeństwa może być spełniony poprzez dostosowanie planu budowy lub projekt systemu rusztowań w przypadku zagrożenia bezpieczeństwa.

Obszar informacyjny 3) – zarządzanie konfliktami czasu: W dowolnym miejscu określonym przez użytkownika czasie, zaplanować analizy konfliktów może być przeprowadzone zgodnie z planowanym harmonogramem, rzeczywistym harmonogramem. Jeśli występują konflikty, rozwiązanie może pomóc menedżerom dopasować harmonogramy do kontynuacji prac w zależności od postępów projektu.

Obszar informacyjny 4) – informacje dodatkowe zbierane w trakcie kolejnych etapów projektowania i realizacji inwestycji wynikające z wykonywanych analiz, gromadzonej dokumentacji, opinii i raportów.



Rys. 3. Rdzeń modelu informacji o budynku wraz z obszarami gromadzenia i przetwarzania informacji (źródło: opracowanie własne).

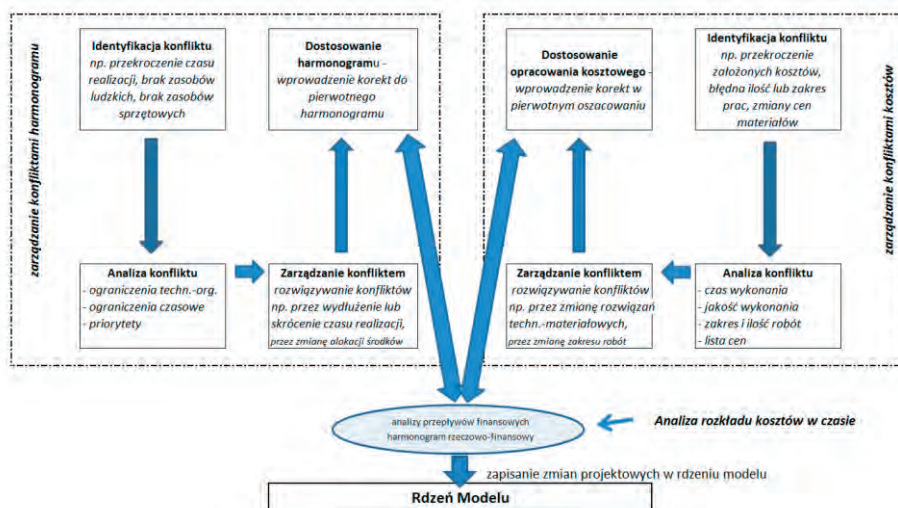
W ramach jednego obszaru informacyjnego mogą działać autonomiczne systemy zarządzania konfliktami. Zarządzanie konfliktem składa się z modułu identyfikacji konfliktu (częściowo zautomatyzowanego), analizy konfliktu, zarządzania konfliktem (możliwe rozwiązania i wybór najlepszego rozwiązania) i wdrożenia wybranego rozwiązania.

Na rys. 4 przedstawiono przykładowy system zarządzania konfliktami kosztów i harmonogramu wykonania robót. Wybrane rozwiązanie konfliktu, po uprzedniej identyfikacji i analizie zostaje wdrożone poprzez zmiany w harmonogramie robót lub kosztorysie.

Następnie wprowadzone zmiany zostają zweryfikowane w formie analizy przepływów finansowych i harmonogramu rzeczowo-finansowego. Analiza rozkładu kosztów w czasie polega na zbudowaniu rozkładu kosztów w czasie, czyli pierwotnego harmonogramu

kosztów (tzw. Cost Baseline). Kontrola kosztów oraz innych ważnych parametrów projektu (czasu, wydajności, itp.) prowadzona może być metodą wartości wykonanych prac (Earned Value Method). Gotowe, poprawne kalkulacje kosztowe oraz harmonogramy robót zostają porównane z modelem budynku i przyjęte zmiany rozwiązań projektowych zapisane w rdzeniu modelu.

Architekci, inżynierowie, wykonawcy budowlani i inwestorzy w praktyce powinni myśleć o współpracy poprzez utworzenie zintegrowanego zespołu we wczesnej fazie projektu, pracując razem, w celu określenia zakresu przedsięwzięcia, jego celów i sposobów ich osiągnięcia [12]. Dzięki możliwości wykorzystania modelu informacji o budynku od samego początku, uczestnicy inwestycji kreują wspólną wizję przedsięwzięcia oraz plan jej osiągnięcia.



Rys. 4. System zarządzania konfliktami na przykładzie kosztorysowania i harmonogramowania (źródło: opracowanie własne).

4. Pozyskiwanie informacji

Pozyskiwanie informacji do modelu z założenia ma być procesem ciągłym w trakcie prowadzenia inwestycji. Sposób pozyskiwania informacji jest zróżnicowany w zależności od fazy inwestycji.

W fazie planowania:

Informacje geometryczne, instalacje, urządzenia zaprojektowane, obliczenia konstrukcyjne oraz stosowane materiały (wraz z odnośnikami do stron producentów) i technologie bezpośrednio z projektów branżowych w formie cyfrowej, pozostałe informacje pozyskiwane z pozwoleń, opinii wymagają wpisania informacji w cyfrowy model.

Dotatkowe informacje wynikają z przeprowadzanych analiz inżynierskich, sporządzonych kalkulacji kosztorysowych, harmonogramów wykonywane są w oparciu o dane pochodzące z modelu. Wynikowe dane uzupełniają na bieżąco podstawowe informacje przechowywane w modelu BIM.

W fazie budowy

Model BIM może zostać uzupełniony o dodatkowe informacje takie jak: zdjęcia z postępów budowy, informacje pochodzące z protokołów odbiorów częściowych itp. Szczególnie istotne i wygodne z punktu widzenia użytkownika są technologie pozwalające na tworzenie dokumentacji powykonawczej z wykorzystaniem fotogrametrii i skanowania. Technologie te pozwalają na wychwytywanie współrzędnych x, y, z elementów obiektu i pozwalają na tworzenie dokumentacji CAD istniejących obiektów wraz z przygotowaniem dokumentacji powykonawczej oraz wykonywanie raportów i inspekcji pomiarowych, czy porównanie zeskanowanego detalu z modelem CAD. Pozwala to na uproszczenie, przyspieszenie i dokładność procesu odbioru obiektu.

Pożyczanie informacji za pomocą metod AR (Rzeczywistość rozszerzona - ang. Augmented Reality) to system łączący świat rzeczywisty z generowanym komputerowo. Zazwyczaj wykorzystuje się obraz z kamery, na który nałożona jest generowana w czasie rzeczywistym grafika 3D. Rynek budowlany jest powszechnie uznawany za jeden z najbardziej obiecujących pól aplikacji dla rzeczywistości rozszerzonej AR. Najnowsze osiągnięcia w zakresie urządzeń mobilnych, jakości wykorzystywanych kamer, czujników, infrastruktury bezprzewodowej umożliwiają wdrożenie aplikacji AR w wymagającym środowisku mobilnym. Wykorzystanie metod AR uzupełniająco do klasycznych metod pozyskiwania informacji pozwala na kontrolę prawidłowości wykonania robót budowlanych przez porównanie wirtualnego budynku z rzeczywistością wykonanymi pracami.

Poniżej zaprezentowano kilka podstawowych przypadków użycia rzeczywistości rozszerzonej wynikającego z zastosowania mobilnego AR w nieruchomościach i sektorze budownictwa [13]:

1. Wizualizacja i weryfikacja zadań i planów w trakcie prac budowlanych. Na niektórych zaawansowanych budowach, modele 3D/4D informacji o budynku (BIM) zaczynają zastępować rysunki papierowe jako nośnik informacji dla pracowników budowlanych. W połączeniu z rozszerzoną rzeczywistością, BIM 4D może ułatwić porównanie sytuacji na placu budowy z planowanym stanem i właściwościami w danym momencie.

2. Interaktywne prezentacje nowo zaprojektowanych rozwiązań np. dociepleń w kontekście już istniejących obiektów. Dotyczy to w szczególności modernizacji istniejących obiektów oraz remontów budowlanych. Takie roboty są odpowiedzialne za stale rosnący udział działalności budownictwa w wielu krajach. Dlatego rozwiązania do wizualizacji oraz nowe wzory oparte na obecnie istniejących środowiskach pracy są również ważne.

3. Interaktywne prezentacje tymczasowych obiektów i ich umiejscowienia. Plac budowy jest ciągle zmieniających środowisko pracy, gdzie tymczasowe uzgodnienia pracy są na porządku dziennym. Jednym z kluczowych aplikacji jest tworzenie realistycznych wizualizacji i symulacji dla personelu na miejscu w celu poprawy bezpieczeństwa witryny i produktywności.

4. Charakterystyka zastosowanych rozwiązań podczas cyklu życia budowy porównane z aktualnym stanem obiektu budowlanego. Informacje z modelu BIM wykorzystywane do wizualizacji elementów budowlanych podczas budowy mogą często służyć także w całym cyklu życia budynku do różnych aplikacji.

Model uzupełniony o powyższe informacje pozwala na skuteczną kontrolę procesu budowy. Dane zgromadzone w trakcie przygotowania inwestycji oraz w trakcie budowy, przekazane inwestorowi po odbiorze budynku mogą także służyć w procesie zarządzania nieruchomością.

Warunkiem stosowania AR jest stworzenie odpowiednich aplikacji na urządzenia mobilne typu smartfon lub tablet, służących wizualizacjom cyfrowych projektów 3D w czasie rzeczywistym. Dzięki AR możemy przenosić wybrane obiekty takie, jak dom, elementy budowlane czy też wykończenia wewnątrz z wirtualnego świata w rzeczywisty, przy pomocy strumienia video urządzeń mobilnych. Potencjał AR wydaje się być nieskończony, a wraz z nim możliwości jego wykorzystania. Augmented Reality to przyszłość prezentacji projektów w budownictwie i architekturze, łatwiej jest projektować i pokazywać, kontrolować rzeczywiste wykonanie nadając płaskim projektom 2D przestrzenny i rozszerzony wymiar. W celu tworzenia użytecznych aplikacji konieczna jest więc współpraca ekspertów z dziedziny budownictwa, architektury oraz informatyków.

5. Wnioski

Zaprezentowany model zarządzania informacjami oparty na idei BIM może pozwolić na usprawnienie procesu przygotowania inwestycji budowlanej oraz prowadzenia budowy poprzez zgromadzenie informacji podzielonej na jednorodne obszary informacyjne w jednym miejscu. Udostępnienie każdemu uczestnikowi pełnej informacji o obiekcie budowlanym, systemy pozwalające na automatyczną detekcję błędów projektowych oraz zarządzanie konfliktami pozwalają na dużą oszczędność czasu i kosztów już w trakcie realizacji obiektu budowlanego. Wykorzystanie technologii rzeczywistości rozszerzonej AR, jako uzupełnienia zaproponowanego modelu powoduje łatwą kontrolę prowadzonych prac poprzez porównanie ich z wirtualnym modelem budynku i zawartymi w nim informacjami.

W celu usprawnienia zaproponowanego modelu zarządzania informacjami opartego na BIM koniecznym wydaje się usystematyzowanie wymagań dotyczących szczegółowości opisu projektu budowlanego i wykonawczego oraz stworzenie ogólnie dostępnych bibliotek elementów budowlanych w celu ułatwienia projektowania budynków. Biblioteki elementów będące niejako szablonami, zawierające usystematyzowane dane o elementach budowlanych o określonym stopniu szczegółowości pozwolą na przyspieszenie procesu projektowania i opis elementów obiektu przy zachowanym poziomie szczegółowości wymaganym przez wszystkich uczestników inwestycji budowlanej.

Literatura

- 1 Wix J. Improving information delivery, in Collaborative Construction Information Management. (ed. Quipin Shen G., Brandon P., Baldwin A.) Spon Press, London, 2009, 156-165.
- 2 Kogut P., Tomana A. BIM jako platforma integracji branż. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej (283) Budownictwo i Inżynieria Środowiska z. 59 (2012) 277-282.
- 3 Koo, B., Fischer M. Feasibility study of 4D CAD in commercial construction. Journal of Construction Engineering and Management 126(4) (2000) 251-260.
- 4 Tanyer A. M., Aouad G. Moving beyond the fourth dimension with an IFC-based single project database. Automation in Construction 14(1) (2005) 15-32.
- 5 Hajjar D., AbouRizk S. M. Integrating document management with project and company data. Journal of Computing in Civil Engineering 14(1) (2000) 70-77.
- 6 Hjelt M., Bjork B. Experiences of EDM usage in construction projects. Journal of Information Technology in Construction 11 (2006) 113-125.
- 7 Bjork B. Electronic document management in construction research issues and results. Journal of Information Technology in Construction 8 (2003) 105-117.
- 8 Mesároš P., Mandičák T., Management of information flows in construction processes, IX. International Scientific Conference of Faculty of Civil Engineering IV International PhD. Conference Young Scientist 2012 Faculty of Civil Engineering, proceeding on CD, May 23 - 25, 2012.
- 9 Nitithamyong P., Skibniewski M.J. Success/failure factors and performance measures of web-based construction project management systems: professional viewpoint, Journal of Construction Engineering and Management 132 (1) (2006) 80-87.
- 10 Goedert J. D., Meadati P., Integrating Construction Process Documentation into Building Information Modeling. Journal of Construction Engineering and Management. ASCE / July (2008) 509-516.
- 11 Lee J-K., Lee J., Jeong Y., Sheward H., Sanguinetti P, Abdelmohsen S, Eastman Ch. M. Development of space database for automated building design review systems. Automation in Construction 24 (2012) 203-212.
- 12 Zima K. Zarządzanie informacjami w zintegrowanej realizacji inwestycji. Zeszyty Naukowe WSOWL 4(166) (2012) 146-158.
- 13 Woodward Ch., Hakkarainen M., Korkalo O., Kantonen T., Aittala M., Rainio K., Kähkönen K. Mixed reality for mobile construction site visualization and communication, 10th International Conference on Construction Applications of Virtual Reality, Nov. 4-5, (2010) 1-10.

Integrating Construction Process Documentation with the use of Building Information Modeling

Krzysztof Zima¹

¹ *Section of Building Technology and Organization, Faculty of Civil Engineering, Cracow University of Technology, e-mail: kzima@izwbit.pk.edu.pl*

Abstract: This paper presents a practical approach to the problem of data collection using the BIM model. The aim is to show how to use the BIM model to capture the data from the 3D design documentation, construction documents, construction schedule, and the use of BIM for the acquisition and storage of documents, including specifications, details of materials, information producers, workshop drawings, photographs, etc.

Keywords: building information modeling, BIM, construction data collection, construction information storage.

Wpływ granicy plastyczności zbrojenia głównego na nośność elementów wzmocnionych kompozytami CFRP

Przemysław Bodzak¹

¹ Katedra Budownictwa Betonowego, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Politechnika Łódzka, e-mail: przemyslaw.bodzak@p.lodz.pl

Streszczenie: W artykule opisano badania elementów wzmocnionych taśmami CFRP, w których zastosowano różne gatunki stali do wykonania zbrojenia podstawowego. Stwierdzono, iż zasadniczy wpływ na poziom siły niszczącej powodującej delaminację taśmy ma granica plastyczności zastosowanego zbrojenia.

Słowa kluczowe: bela żelbetowa, wzmocnienie, taśmy CFRP, granica plastyczności zbrojenia.

1. Wprowadzenie

Badania dotyczące elementów wzmocnionych taśmami CFRP prowadzone są od wielu lat. Na podstawie dotychczasowych doświadczeń ustalono różne typy zniszczenia, m.in. przez odspojenie końca taśmy, odspojenie przy rysie ukośnej, odspojenie przy rysie od zginania, zerwanie taśmy [1]. Analiza obliczeniowa elementów wzmocnionych na zginanie [2, 3, 4] uwzględnia parametry związane z geometrią elementu, typem wzmocnienia, sztywnością materiały przyklejonego, wytrzymałością betonu, stopniem zbrojenia zwykłego. Te propozycje obliczeniowe pomijają parametry wytrzymałościowe zastosowanej stali. Aby sprawdzić, czy założenie takie jest słuszne przygotowano program badań uwzględniających wpływ zastosowania różnych gatunków stali na nośność elementu po wzmocnieniu.

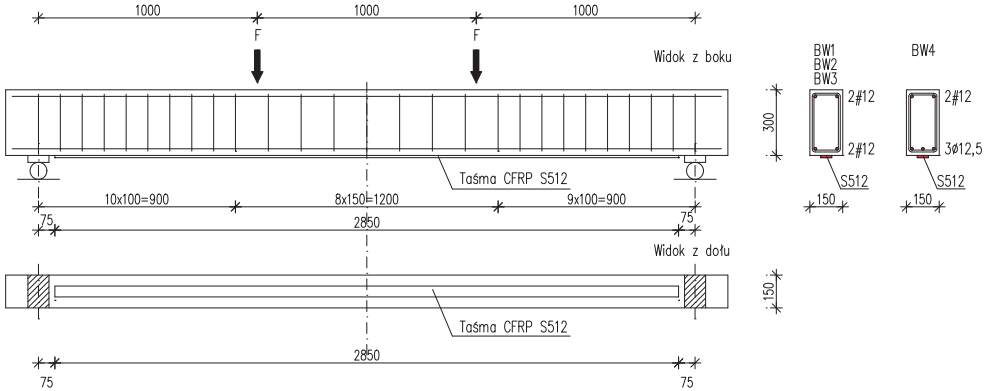
2. Program badań

2.1. Ukształtowanie elementów

Projektując element badawczy założono, że powinien się on zniszczyć „na zginanie” poprzez zmiążdżenie betonu w strefie ściskanej lub odspojenie taśmy przy jednoczesnym znacznym wyteżeniu strefy przypodporowej. Jako element badawczy wybrano jednoprzęsłową swobodnie podpartą belką o rozpiętości 3,0m obciążoną parą sił skupionych ustawionych w odległości 1,0m od podpór i tworzących strefę czystego zginania o długości 1,0m – rys. 1.

Belki miały prostokątny przekrój poprzeczny o wymiarach 0,15×0,30m i wysokość użyteczną $d = 0,27$ m. Takie dobranie wymiarów elementu powodowało, iż smukłość ścinania mieściła się w przedziale $a/d = 3 \div 4$, co umożliwiało obserwację wpływu ścinania na zachowanie się elementu jednocześnie bez dominacji tego parametru na nośność elementu.

Przyjęto, iż elementy badawcze zostaną wykonane z betonu o wytrzymałości kostkowej $f_{ck} = 20$ MPa, tak aby rysy ukośne mogły powstać już we wczesniej fazie obciążenia.

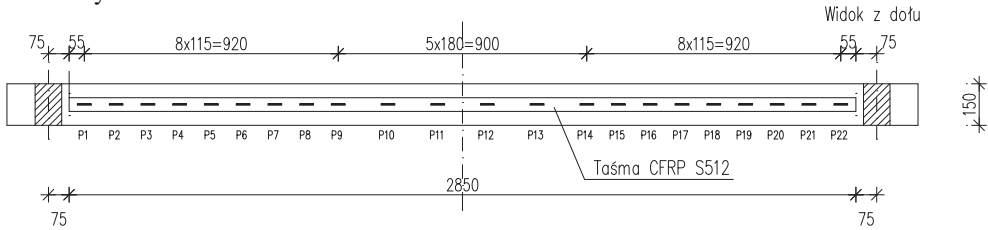


Rys. 1. Element badawczy – geometria, zbrojenie podstawowe i wzmacniające

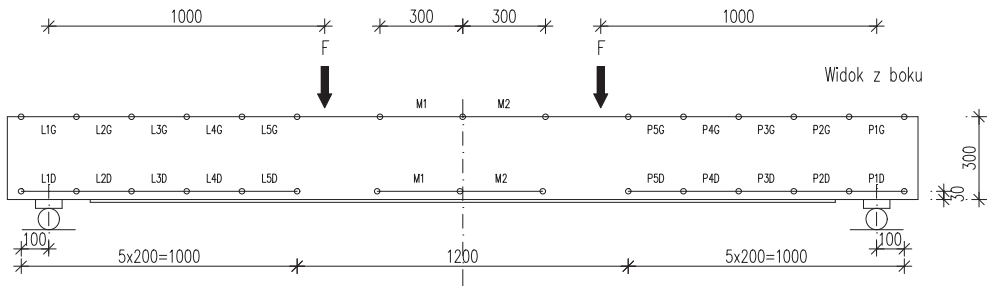
Zbrojenie główne zostało tak dobrane, aby zachować stały stopień zbrojenia równy teoretycznie 0,75%. Jako parametr zmienny przyjęto granicę plastyczności stali, z której wykonano zbrojenie główne. W badaniu zastosowano cztery gatunki stali A-II, A-III, A-III N oraz stal sprężającą o teoretycznych granicach plastyczności $f_{yk} = 350, 410, 500$ oraz 1360MPa. Zbrojenie główne stanowiły odpowiednio dwa pręty #14 ($A_s = 3,08\text{cm}^2$) lub trzy cięgna $\varnothing 12,5\text{mm}$ ($A_s = 2,79\text{cm}^2$). Wzmocnienie belek wykonano w postaci jednej taśmy CFRP S512 o $A_f = 0,60\text{cm}^2$, $b_f = 5\text{cm}$, $t_f = 1,2\text{mm}$, $E_f = 165\text{GPa}$ [5] przyklejonej w osi elementu.

2.2. Pomiary

Pomiary odkształceń prowadzono przy użyciu tensometrów elektrooporowych naklejonych na taśmie CFRP – rys. 2. Dodatkowo mierzono odkształcenia na powierzchni betonu przy użyciu czujników indukcyjnych mocowanych wzdłuż dolnej i górnej krawędzi belki – rys. 3.



Rys. 2. Układ tensometrów pomiarowych w taśmie CFRP



Rys. 3. Układ baz pomiarowych na powierzchni betonu

3. Analiza wyników badań

Wszystkie elementy wykonano niezależnie w różnych okresach oraz poddano badaniom po innym czasie od chwili wykonania. Podstawowe parametry wytrzymałościowe zastosowanych materiałów oraz siły niszczące przedstawiono w tabeli 1.

Elementy BW1, BW2 oraz BW3 obciążano aż do zniszczenia stosując kilka cykli obciążania – odciążania w zakresie $0,2 \div 0,8$ teoretycznego obciążenia powodującego uplastycznienie zbrojenia głównego. W przypadku elementu BW4 był to przedział $0,05 \div 0,2$ teoretycznego obciążenia powodującego uplastycznienie zbrojenia.

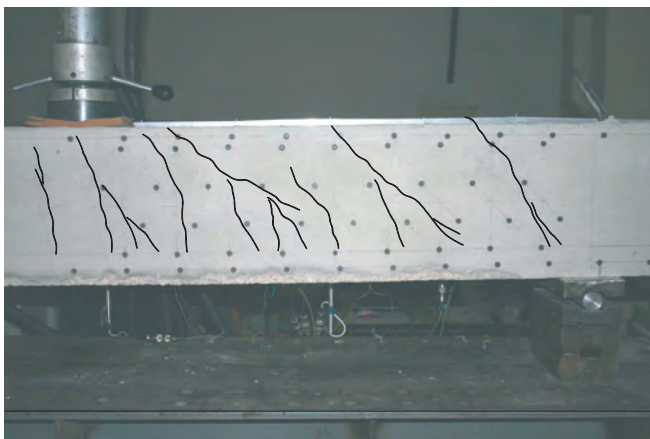
Tabela 1.

Element	Wiek dni	Stal	f_{sy} MPa	A_s cm ²	$f_{c,cube}$ MPa	F_u kN	ϵ_{fu} ‰	ϵ_{cu} ‰	Sposób zniszczenia
BW1	607	A-II	360	1,57	23,0	48	4,8	1,23	O
BW2	590	A-III	430	1,59	24,0	54	5,2	1,53	O
BW3	720	A-III N	520	1,54	20,0	63	5,7	2,33	O
BW4	1260	Y1860	1860 ¹	0,93 ¹	17,6	75	6,5	3,77	O/Z

1) przyjęto na podstawie danych producenta

O – odspojenie taśmy, Z – zmiążdżenie betonu w strefie ściskanej

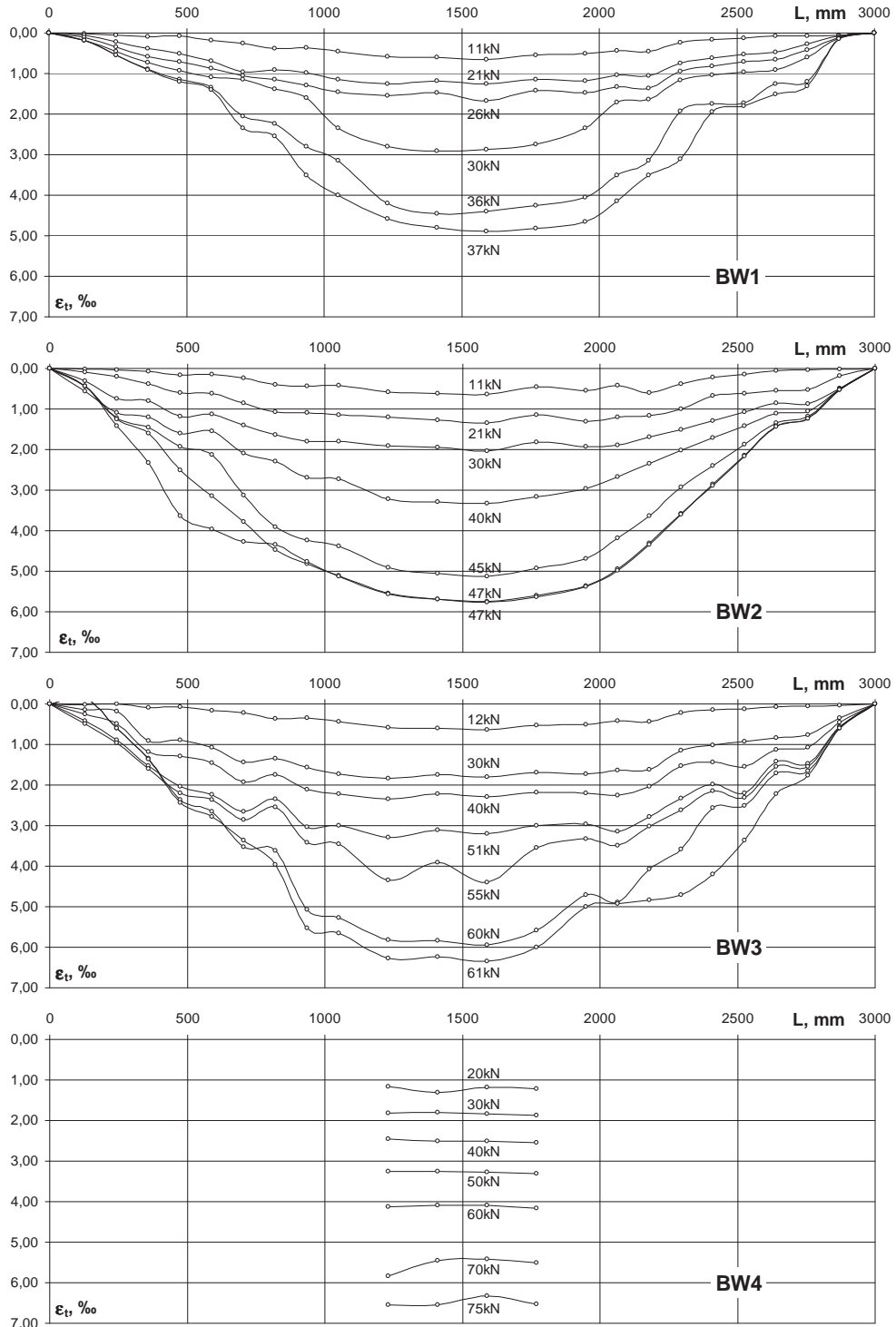
We wszystkich elementach przy obciążeniu od 20 ÷ 30kN pojawiły się rysy ukośne w strefie przypo podporowej. Przy wzroście obciążenia następowało zarysowanie również w miejscu zakończenia taśmy CFRP – rys. 4. Te rysy nie prowadziły jednak do wyczerpania nośności wskutek odspojenia końców kompozytu w związku z rysą ukośną.



Rys. 4. Układ rys na odcinku działania M i V

Elementy zniszczyły się przy różnym poziomie obciążenia w wyniku odspojenia taśmy CFRP w rejonie przyłożenia obciążenia skupionego. W chwili zniszczenia w strefie ściskanej najmniejsze odkształcenia betonu zaobserwowano w elemencie BW1 ($\epsilon_{cu} = 1,23\%$), natomiast największe w elemencie BW4 ($\epsilon_{cu} = 3,77\%$). W tym ostatnim przypadku beton zaczął się kruszyć i odpajać w strefie ściskanej już przy obciążeniu około 67,5kN, a zniszczenie nastąpiło zarówno w wyniku wyczerpania nośności strefy ściskanej, jak i odspojenia taśmy.

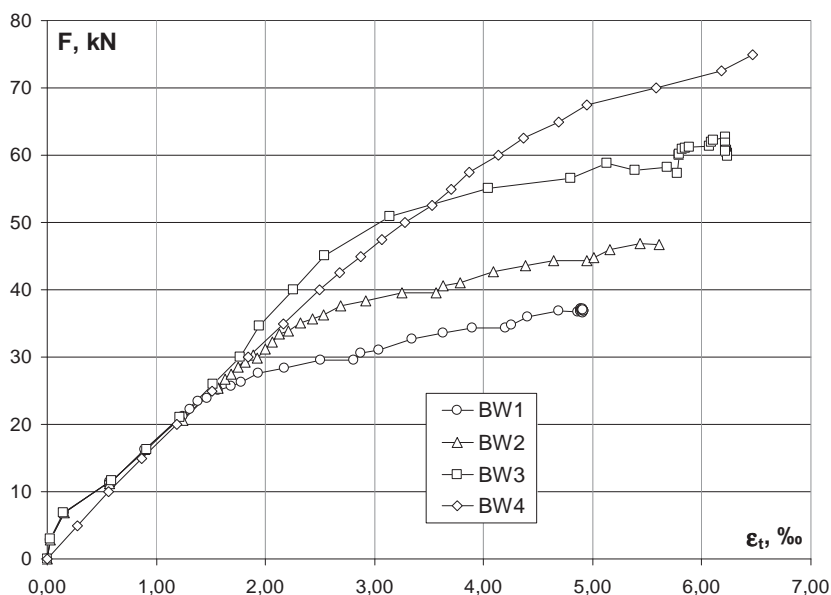
Rozkład odkształceń wzdłuż taśmy przy wybranych obciążeniach pokazano na rys. 5. Odkształcenie taśmy w chwili zniszczenia było różne i wynosiło minimalnie 4,8% w przypadku belki BW1 i 6,5% w przypadku belki BW4.



Rys. 5. Odkształcenia taśmy CFRP na długości elementu przy różnych poziomach obciążenia

Na graniczne odkształcenie taśmy przy zniszczeniu nie miała istotnego wpływu wytrzymałość betonu, gdyż w elemencie BW4 z największymi odkształceniami zastosowano beton o najniższych parametrach wytrzymałościowych, tj. $f_{c,cube} = 17\text{MPa}$.

Należy przypuszczać, iż w przypadku wykonania elementu z betonu o wyższej wytrzymałości odkształcenia taśmy w chwili odspojenia byłyby jeszcze większe. Porównanie średnich odkształceń w strefie czystego zginania w zależności od poziomu obciążenia dla wszystkich elementów pokazano na rys. 6.



Rys. 6. Średnie odkształcenia taśmy CFRP na odcinku czystego zginania

W początkowej fazie obciążenia zależność obciążenie – odkształcenie taśmy jest zbliżona dla wszystkich elementów – jest to zależność liniowa. Zróżnicowanie zaczyna się w chwili osiągnięcia przez zbrojenie granicy plastyczności. Od tego poziomu obciążenia obserwujemy zdecydowanie większy przyrost odkształceń w taśmie. Jedynie w przypadku elementu BW4 nieliniowy charakter przyrostu odkształceń w taśmie związany jest z wytężeniem strefy ściskanej i odkształceniami betonu. W tym przypadku bezpośrednią przyczyną zniszczenia elementu było zmiążdżenie betonu w strefie ściskanej.

Nie można jednoznacznie określić odkształceń taśmy, przy których nastąpi jej delaminacja. Zależać one będą od parametrów zastosowanej stali zbrojeniowej. Należy jednak oczekiwać, iż wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu przekroczone zostaną graniczne naprężenia przyczepności taśma – klej – beton i nastąpi odspojenie taśmy w belkach zbrojonych stalą sprężającą przed uplastycznieniem zbrojenia i ewentualnym zmiążdżeniem strefy ściskanej. Ze względu na zastosowanie w badaniach stali o wyraźnej, jak i umownej granicy plastyczności niemożliwe jest jednak jednoznaczne podanie zależności między poziomem odkształceń zbrojenia a siłą niszczącą, powodującą odspojenie taśmy od belki żelbetowej.

4. Wnioski

Przeprowadzone badania pokazały, iż bezpośrednią przyczyną odspojenia taśmy może być powiązana z parametrami wytrzymałościowymi zbrojenia podstawowego belki. Uplastycznienie zbrojenia głównego inicjuje proces odspojenia. Odkształcenia taśmy przy zniszczeniu elementu są różne, zależą od granicy plastyczności zastosowanej stali zbrojeniowej i wahają się w przedziale 4,8 – 5,7‰ dla stali o $f_y = 360 - 520\text{MPa}$ i rosną do 6,5‰ dla stali o $f_{yk} = 1860\text{MPa}$.

Na graniczne odkształcenia taśmy mniejszy wpływ ma wytrzymałość betonu w przypadku niskiej jego wytrzymałości $f_{c,cube} \approx 20\text{MPa}$ niż parametry wytrzymałościowe stali.

Literatura

- 1 Hashemi S.H., Rahgozar R., Maghsoudi A.A. Flexural testing of high strength reinforced concrete beams strengthened with CFRP sheets. IJE Transactions B: Applications, Vol. 22, No. 2, August 2009.
- 2 Sayed-Ahmed E.Y., Bakay R., Shrive N.G. Bond strength of FRP laminates to Concrete: State of the art review. Electronic Journal of Structural Engineering, 9 (2009).
- 3 Wu Z., Niu H. Prediction of crack-induced debonding failure in R/C structures flexurally strengthened with externally bonded FRP composites. Doboku Gakkai Ronbunshuu E, Vol. 63, No.4, 2007.12, p. 620-639
- 4 Foster S.J., Khomwan N. Determination of bond stress versus slip for externally bonded FRP from standardized bond strength tests. Proceedings of the International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures (BBFS 2005)
- 5 Karta techniczna Taśmy Sika CarboDur. Taśmy z włókien węglowych do wzmocnień konstrukcji

The influence of steel yielding of main reinforcement on bending capacity of beams strengthened with CFRP strips

Przemysław Bodzak¹

¹ *Department of Concrete Structures, Faculty Civil Engineering, Architecture and Environmental Engineering, Lodz University of Technology, e-mail: przemyslaw.bodzak@p.lodz.pl*

Abstract: This paper describe tests on RC beams strengthened with externally bounded CFRP plates. A total of four PCC beams with rectangular 15×30cm cross section and 300cm clear span were manufactured and tested in four-point flexure with 100cm constant moment region. Low compressive strength of concrete f_{ck} about 20MPa and middle reinforcement ratio – 0,0075 were used. Different yield strengths of steel, from 360MPa to 1860MPa, were chosen as experimental variables. All the beams were strengthened with one CFRP strip measuring 5×1,2cm. The specimen failed at various load and at various ultimate strains of CFRP strips. It was generally observed that both the moment capacity and the ultimate strains grew with the increase of steel yielding strength. It could be deducted that in many cases reaching the yielding steel strength activates the deboning of FRP strips.

Keywords: RC beam, strengthening, CFRP strips, steel yielding.

Zastosowanie optymalizacji topologicznej w projektowaniu konstrukcji żelbetowych z wykorzystaniem modeli "Strut and Tie"

Karol Bolbotowski¹, Michał Knauff², Tomasz Sokół³

*Instituto Inżynierii Budowlanej, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska,
e-mail: k.bolbotowski@il.pw.edu.pl¹, m.knauff@il.pw.edu.pl², t.sokol@il.pw.edu.pl³.*

Streszczenie:

Poglądowa, oparta na analizie kratownic idea modeli Strut and Tie sprawia, że są one często stosowane w praktyce. Zbudowanie modelu dobrze zgadzającego się z rzeczywistością pracą konstrukcji czasem bywa trudnym zadaniem. Tak np. rozpatrzony w referacie model naroża ramy przedstawiony w normie [7] i w pracy [8] może budzić zastrzeżenia. W niniejszej pracy zaproponowano metodę generowania modeli ST przy użyciu optymalizacji topologii kratownicy, rozpatrując zagadnienie minimalizacji objętości prętów rozciąganych modelu. Stworzono oprogramowanie wykorzystujące algorytm konstrukcji bazowej, w którym wprowadzono pewien sposób uwzględniania kosztu węzłów, co pozwoliło na uzyskiwanie optymalnych kratownic o racjonalnie małej liczbie prętów (w odróżnieniu od konstrukcji Michella). Dodatkowo zaimplementowano algorytm pozwalające spełnić odpowiednie wytyczne Eurokodu 2. Korzystając z oprogramowania zaproponowano alternatywę dla modelu naroża ramy z teje normy uzyskując znaczne oszczędności stali zbrojeniowej. Dzięki programowi rozwiązano także szereg innych płaskich zagadnień z dziedziny konstrukcji żelbetowych.

Słowa kluczowe: modele Strut and Tie, konstrukcje żelbetowe, projektowanie według Eurokodu 2, naroża ramy, optymalizacja topologiczna, kratownice Michella.

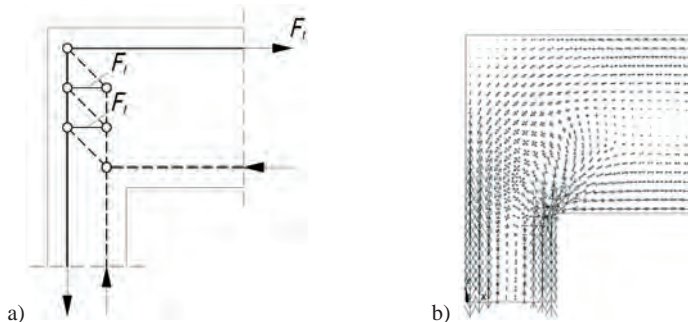
1. Wprowadzenie

Ideą metody Strut and Tie (ST) jest przybliżenie złożonego pola naprężeń w elemencie żelbetowym przez zastosowanie modelu - płaskiej kratownicy, w której pręty rozciągane reprezentują zbrojenie, a pręty ściskane odwzorowują rozkład naprężeń ściskających w betonie. Idea aproksymowania rozkładu sił w żelbecie przez kratownice jest bardzo stara. W artykule [8], opracowanym przez naukowców, którzy byli wśród pionierów tej metody, można zapoznać się z dzisiejszymi, rozwiniętymi formami tej idei. Zasady modelowania ST znajdują się w normach jak np. w Eurokodzie [7], w przepisach American Concrete Institute i w wielu podręcznikach. Zwykle główny nacisk kładzie się na stan graniczny nośności konstrukcji. W Eurokodzie metoda ST została zakwalifikowana do metod plastycznych. Nośność konstrukcji jest szacowana od dołu poprzez nośność kratownicy.

Modele ST służą nie tylko do analizy, lecz także, a może przede wszystkim, do projektowania konstrukcji. Eurokod 2 oraz literatura nie podają ogólnej metody pozwalającej jednoznacznie określić kształt kratownicy, sugerują natomiast, aby przy budowie modeli opierać się na polu naprężeń, będącym rozwiązaniem zadania liniowej teorii sprężystości jednorodnej, izotropowej tarczy (dalej nazywanym rozwiązaniem sprężystym). Można wziąć pod uwagę redystrybucję naprężeń spowodowaną zarysowaniem betonu oraz uplastycznieniem materiałów.

Eurokod 2 oraz literatura zawierają liczne propozycje przykładowych modeli ST niektórych konstrukcji, lub elementów konstrukcji żelbetowych. Model, który stosuje się do naroża obciążonego momentem w ramie, w której wysokość rygla przekracza ponad dwukrotnie szerokość słupa przedstawiono na Rys. 1.1. Obok pokazano krzywe naprężeń głównych z rozwiązania sprężystego, uzyskanego metodą elementów skończonych w programie Ansys. Pręty modelu ST (szczególnie pręty rozciągane) znacznie odbiegają od

kierunków naprężeń głównych. Ponadto duża część modelu pokrywa obszar zewnętrznego narożnika, gdzie naprężenia główne w rozwiązaniu sprężystym są znikome. Omawiany model zakłada, że nieliniowości rozkładu naprężenia występują jedynie w strefie przecięcia słupa z ryglem, natomiast na podstawie rozwiązania sprężystego można domniemywać, że zaburzenie pola naprężeń sięga na znaczną odległość (rzędu szerokości słupa) w głąb rygła. Z analizy równowagi kratownicy wynika, że siła we wszystkich rozciąganych prętach poziomych jest taka sama, a więc równa sile w górnym zbrojeniu rygła. Siła ta jest zazwyczaj znaczna i biorąc pod uwagę konieczność zakotwienia zbrojenia poza węzłami generuje dużą ilość stali zbrojeniowej w narożu.



Rys. 1.1 a) Model ST naroża obciążony momentem według Eurokod 2 (pręty ściskane – linia przerywana); b) krzyże naprężeń głównych w zadaniu liniowej teorii sprężystości.

Omówiony powyżej przykład jest dobrą ilustracją problemów z budową modeli ST, o których była mowa na wstępie. Celem niniejszej pracy jest opracowanie metody umożliwiającej obiektywne, automatyczne tworzenie modeli ST dla szerokiej klasy tarczowych konstrukcji żelbetowych poprzez rozwiązanie zadania optymalizacji topologii.

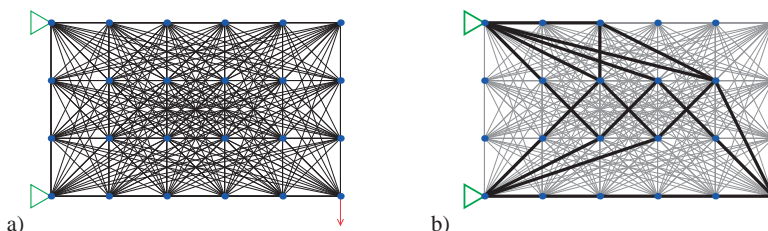
Przez optymalizację topologiczną w mechanice ciała stałego rozumie się dobór rozkładu materiału w obszarze projektowym, który realizuje minimum określonej wielkości w konstrukcji. Zastosowanie optymalizacji topologii w konstrukcjach żelbetowych było tematem prac [1,2,6,11]. M. Bruggi w pracy [2] poprzez rozwiązanie zadania minimalizacji podatności (energii sprężystej) kontinuum z wykorzystaniem MES, uzyskuje rozkład materiału przypominający kratownicę, na podstawie której proponowany jest model ST. Rozpatrywany jest jednorodny, izotropowy materiał liniowo sprężysty. W pracy [11] autorstwa M. Victoria, O.M. Querin, P. Martí proponowane jest podobne podejście, lecz rozróżnione są właściwości materiału przy rozciąganiu i ściskaniu, co pozwoliło na uzyskanie modeli ST wymagających mniejszego zużycia stali zbrojeniowej. Y. Luo i Z. Kang [6] rozpatrzyli zadanie optymalizacji rozkładu dwóch materiałów w konstrukcji – stali zbrojeniowej oraz betonu, przy czym wzięto pod uwagę uplastycznienie betonu stosując hipotezę Druckera-Pragera. Podejście to nie pozwala jednak na uwzględnienie zarysowania betonu, stąd autorzy kierują swoje rezultaty w stronę projektowania konstrukcji, w których wymagany jest brak zarysowania. W pracy O. Amira oraz O. Sigmunda [1] beton reprezentowany jest przez kontinuum wypełniające całą konstrukcję, natomiast zbrojenie modelowane jest przez pręty przenoszące tylko siły podłużne, zanurzone w betonie i współpracujące z nim przez przyczepność. Zadanie optymalizacji polega na doborze rozkładu prętów zbrojeniowych w obszarze projektowym, a więc w dużym stopniu odpowiada rzeczywistemu projektowaniu konstrukcji żelbetowej. Niemniej jednak, podobnie jak w pracy [6], zarysowanie betonu nie jest uwzględnione.

W omówionych wyżej artykułach rozpatrywano zadanie minimalizacji podatności konstrukcji kontynualnych. W pracach [2,11] model ST budowano dopiero na podstawie rozwiązań tego zadania. Takie podejście nie gwarantuje spełnienia warunków ograniczających naprężenia w prętach i węzłach modelu. W naszej pracy zagadnienie optymalizacji topologii dotyczy konstrukcji, która z definicji jest kratownicą. Rozpatrzono zadanie minimalizacji objętości prętów rozciąganych modelu, przy ograniczeniu naprężeń zarówno w prętach rozciąganych, jak i ściskanych.

2. Sformułowanie zadania optymalizacji topologii kratownicy

2.1. Metoda konstrukcji bazowej

Najbardziej popularnym narzędziem używanym w klasycznie sformułowanym zadaniu optymalizacji topologii kratownicy jest metoda konstrukcji bazowej (ang. *ground structure*). W obszarze projektowym znajduje się wstępna, gęsta kratownica zwana konstrukcją bazową. Węzły kratownicy są zdefiniowane na stałe, nie mogą zmieniać położenia w procesie optymalizacji. Przykład konstrukcji bazowej do zagadnienia wspornika obciążonego siłą pionową pokazano na Rys. 2.1a (mała liczba węzłów ze względu na poglądowość). Zadanie optymalizacji polega na doborze pól przekroju A_i prętów kratownicy bazowej tak, aby konstrukcja realizowała minimum pewnej funkcji celu oraz spełniała odpowiednie ograniczenia. Na Rys. 2.1b przedstawiono kratownicę o minimalnej objętości przy ograniczeniu naprężeń w prętach. Należy zauważyć, że pole przekroju zdecydowanej większości prętów konstrukcji bazowej (złożonej z bardzo wielu prętów) zbiega do zera i dzięki temu zostaje wygenerowana nowa topologia kratownicy.



Rys. 2.1 a) Przykładowa konstrukcja bazowa w zagadnieniu wspornika obciążonego siłą pionową; b) rozwiązanie zadania minimalizacji objętości kratownicy przy ograniczeniach naprężeń w prętach (linia pogrubiona)

2.2. Klasyczne sformułowanie zadania minimalizacji objętości kratownicy przy ograniczeniach naprężeń w prętach przy użyciu metody konstrukcji bazowej

Zadanie minimalizacji objętości kratownicy przy ograniczeniach naprężeń (także dla różnych naprężeń granicznych przy rozciąganiu i ściskaniu) za pomocą metody konstrukcji bazowej w prostokątnych obszarach projektowych było tematem badań T. Sokoła [9]. Przez rozwiązanie rozumie się znalezienie takich wektorów przedstawiających zbiór pól przekrojów \mathbf{A} oraz sił podłużnych \mathbf{S} , które zapewniają:

- minimum funkcji celu – objętości kratownicy:

$$V = \min_{\mathbf{A}, \mathbf{S}} \mathbf{L}^T \mathbf{A} \quad (2.1)$$

- spełnienie ograniczeń:

$$\mathbf{B}^T \mathbf{S} = \mathbf{P} \quad (2.2)$$

$$|S_i| \leq A_i \sigma_0 \quad i = 1, \dots, N \quad (2.3)$$

$$A_i \geq 0 \quad i = 1, \dots, N \quad (2.4)$$

Oznaczenia: N – liczba prętów konstrukcji bazowej; M – liczba stopni swobody konstrukcji bazowej; $\mathbf{L}_{N \times 1}$ – wektor długości prętów; $\mathbf{A}_{N \times 1}$ – wektor pól przekrojów prętów; $\mathbf{S}_{N \times 1}$ – wektor sił podłużnych w prętach; $\mathbf{P}_{M \times 1}$ – wektor uogólnionych sił węzłowych; $\mathbf{B}_{M \times N}$ – macierz geometryczna kratownicy bazowej; σ_0 – graniczne naprężenie w prętach (identyczne przy rozciąganiu oraz ściskaniu); V – objętość kratownicy.

Ograniczenie równościowe (2.2) przedstawia M równań równowagi w węzłach kratownicy, co zawęży zbiór wektorów \mathbf{S} do statycznie dopuszczalnych, natomiast N ograniczeń nierównościowych (2.3) zapobiega przekroczeniu naprężeń granicznych

w prętach. Można wykazać, że aby warunki optymalności Karusha–Kuhna–Tuckera były spełnione, wszystkie ograniczenia (2.3) muszą być aktywne, tzn:

$$|S_i| = A_i \sigma_0 \quad i = 1, \dots, N \quad (2.5)$$

Korzystając z (2.5) można wyeliminować zmienną \mathbf{A} , a następnie wprowadzając wektory (o nieujemnych składowych) sił rozciągających \mathbf{T} oraz sił ściskających \mathbf{C} i eliminując wektor \mathbf{S} można zadanie sprowadzić do następującego (dodatkowo rozróżniono graniczne naprężania przy rozciąganiu σ_T oraz przy ściskaniu σ_C):

- Minimum funkcji celu:

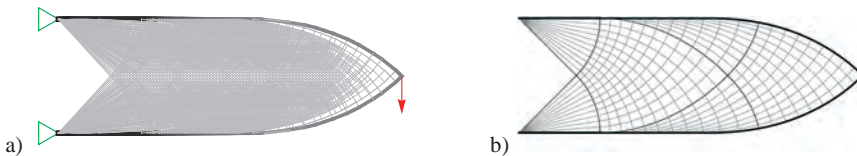
$$V = \min_{\mathbf{T}, \mathbf{C}} \frac{\mathbf{L}^T \mathbf{T}}{\sigma_T} + \frac{\mathbf{L}^T \mathbf{C}}{\sigma_C} \quad (2.6)$$

- Ograniczenia:

$$\mathbf{B}^T (\mathbf{T} - \mathbf{C}) = \mathbf{P} \quad (2.7)$$

$$T_i \geq 0, C_i \geq 0 \quad i = 1, \dots, N \quad (2.8)$$

W ten sposób zadanie zostało sprowadzone do standardowej postaci zadania optymalizacji liniowej (programowania liniowego), co pozwala na rozwiązywanie dużych zagadnień przez zastosowanie efektywnych metod numerycznych (np. *metody punktu wewnętrznego*).



Rys. 2.2 a) Optymalna topologia długiego wspornika przy konstrukcji bazowej o 2 440 400 prętach, T. Sokół [9]; b) Rozwiązanie ściśle optymalizacji topologii długiego wspornika – konstrukcja Michella, T. Lewiński [4]

Powyższe zadanie optymalizacji przy prostokątnym obszarze projektowym zostało oprogramowane w środowisku Wolfram Mathematica przez T. Sokoła [9]. Na Rys. 2.2a) pokazano rozwiązanie dla konstrukcji bazowej rozpiętej na siatce o rozmiarach 121x41 węzłów, liczącej 2 440 400 prętów. Optymalna konstrukcja składa się z wielu prętów o małych przekrojach i nie przypomina klasycznej kratownicy stosowanej w budownictwie. Wraz ze zwiększaniem gęstości konstrukcji bazowej, liczba prętów kratownicy rośnie, maleją natomiast ich przekroje. Ścisłe rozwiązanie optymalizacji topologii kratownicy (Rys. 2.2b z pracy T. Lewińskiego [4]) prowadzi do konstrukcji Michella wykraczających poza klasę kratownic – są to dyskretno-ciągłe konstrukcje składające się z ortotropowej tarczy i zakrzywionych prętów o skończonych przekrojach.

2.3. Sformułowanie zadania optymalizacji dostosowane do generowania modeli Strut and Tie

W zagadnieniu postawionym w punkcie 2.2 minimalizowaną funkcją celu jest objętość całkowita kratownicy. Na etapie budowy modelu ST geometria konstrukcji żelbetowej jest zazwyczaj znana, a więc kształt modelu nie ma wpływu na zużycie betonu. Uzasadnione jest więc usunięcie objętości prętów ściskanych z funkcji celu. Nowa funkcja celu przedstawia się następująco:

$$V = \min_{\mathbf{T}, \mathbf{C}} \frac{\mathbf{L}^T \mathbf{T}}{\sigma_T} \quad (2.9)$$

Rozwiązanie zadania długiego wspornika przedstawione w punkcie 2.2 wskazuje na to, że wraz ze wzrostem gęstości konstrukcji bazowej optymalna kratownica składa się z coraz większej liczby prętów o coraz mniejszej długości. Wynika to z cech rozwiązania ścisłego, a więc konstrukcji Michella, w której występują pręty krzywoliniowe (łamane

złożone z dużej ilości krótkich prętów są ich aproksymacją). Takie złożone kratownice nie mają oczywiście praktycznego zastosowania. Aby zbliżyć zadanie optymalizacji do zagadnienia projektowego należy w funkcji celu oprócz kosztu prętów uwzględnić także koszt węzłów kratownicy bądź koszt montażu pręta. Można to zrobić modyfikując wektor długości prętów L jak następuje:

$$\hat{L}_i = L_i + p \quad i = 1, \dots, N \quad (2.10)$$

gdzie p (wyrażone w metrach) jest ustalonym parametrem, wspólnym dla wszystkich prętów, reprezentującym umowny koszt węzła. Przy odpowiednio dużej wartości parametru p pręty krótkie przestają być korzystne. W niniejszej pracy nie ustalono wytycznych umożliwiających jednoznaczne wyznaczenie wartości p . Wielkość ta została potraktowana jako parametr sterujący stopniem złożoności optymalnej kratownicy – wraz ze wzrostem parametru liczba prętów zmniejsza się. Wartość parametru p powinna więc być doborzona przez projektanta.

Zgodnie z Eurokodem naprężenia w prętach ściskanych S nie mogą przekraczać naprężeń granicznych, które zależą od obliczeniowej wytrzymałości betonu na ściskanie f_{cd} . Przeniesienie danej siły ściskającej przez pręt wiąże się więc z jego minimalną szerokością w płaszczyźnie modelu. Pręt S ma odwzorowywać pole naprężeń w betonie, a więc powinien mieścić się w obszarze projektowym modelu. Zagadnienie to rozwiązano poprzez iteracyjne rozwiązywanie zadania optymalizacji (niemieszczące się w obszarze pręty ściskane są usuwane z konstrukcji bazowej i proces optymalizacji jest powtarzany). W przypadku prętów rozciąganych problem ten nie występuje, należy jednak uwzględnić przepisy normy dotyczące minimalnej grubości otulenia. Spełnienie tych przepisów zostało zapewnione poprzez wstępne usunięcie z konstrukcji bazowej prętów, które tych warunków nie spełniają. W zadaniu optymalizacji nie jest sprawdzana nośność węzłów, gdyż ich konstruowanie ma zbyt indywidualny charakter, aby mogło być w pełni zalgorytmizowane. Zagadnienie to należy rozpatrywać w ramach postprocesingu.

Opisane tu algorytmy zostały zaimplementowane w środowisku Mathematica poprzez modyfikację programu T. Sokoła [9]. Aby rozszerzyć klasę obszarów projektowych na dowolne obszary ograniczone wielokątami (w tym obszary niewypukłe oraz obszary z otworami) opracowano dodatkowo metodę automatycznego generowania konstrukcji bazowej w takich złożonych obszarach. Metoda ta została użyta w pracy [5] pozwalając na numeryczną aproksymację nowych kratownic Michella. Aby program mógł posłużyć jako narzędzie do projektowania umożliwiono wprowadzanie parametrów materiałów konstrukcyjnych.

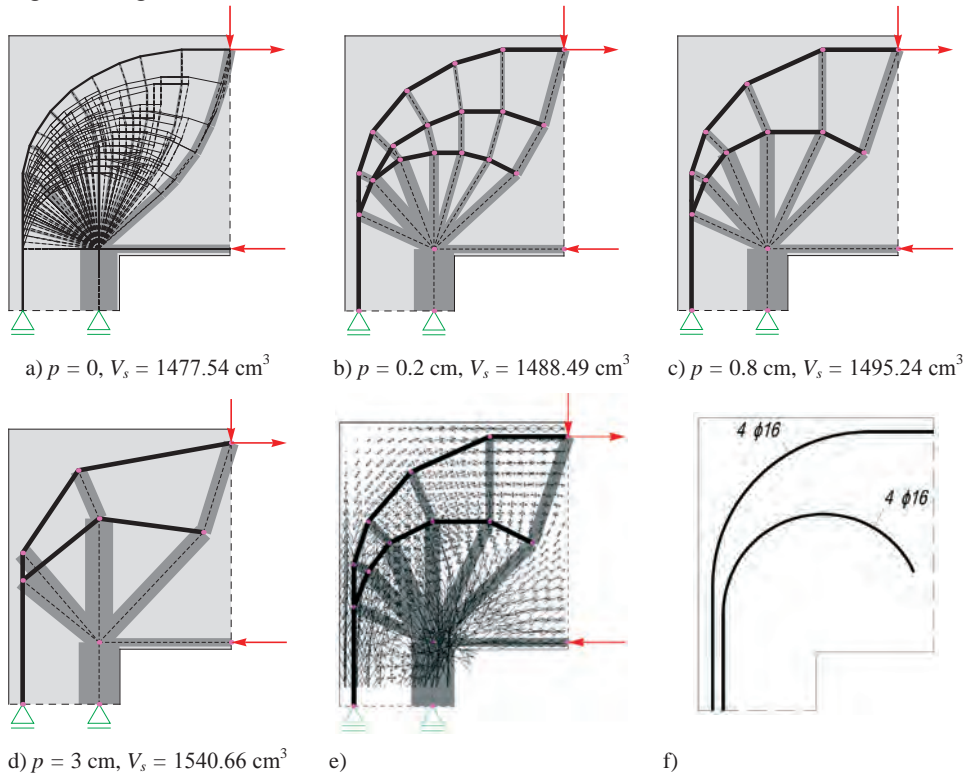
3. Omówienie wyników

3.1. Rozwiązywanie zagadnienia naroża ramy

Przedstawiony we wprowadzeniu problem budowy modelu ST w narożu ramy był impulsem do przeprowadzenia niniejszych badań oraz stworzenia oprogramowania do generowania modeli ST. W celu rozwiązania tego zagadnienia rozpatrzono ramę portalową poddaną wyłącznie pionowemu obciążeniu równomiernie rozłożonemu na długości rygła. Analizując pole naprężeń według rozwiązania sprężystego wydzielono obszar, w którym budowany będzie model ST naroża. Poza momentem zginającym uwzględniono także siłę poprzeczną.

Na Rys. 3.1 a – d) pokazano modele będące rozwiązaniem zadania optymalizacji przy różnych parametrach p , podano także objętość prętów rozciąganych kratownicy. Począwszy od $p = 0$, co daje złożone rozwiązanie o minimalnej objętości prętów rozciąganych (aproksymacja konstrukcji Michella), wraz ze wzrostem parametru p liczba prętów optymalnej kratownicy maleje. Szczególnie duża redukcja występuje przy przejściu z modelu a) do b) i towarzyszy jej znikomy (poniżej 1%) przyrost objętości prętów rozciąganych. Łamane utworzone z prętów rozciąganych w kratownicach b) oraz c) sugerują, że rzeczywiste zbrojenie powinno składać się z zakrzywionych łuków, które w przybliżeniu będą zgadzać się z modelem. Ostatecznie za najlepszy uznano model c), w którym należy dobrać tylko dwa różne pręty kołowo zakrzywione, jak na Rys. 3.1 f). Na Rys. 3.1 e) przedstawiano porównanie wybranego modelu z polem naprężeń w rozwiązaniu sprężystym. Otrzymano dużą zgodność kierunków prętów kratownicy

z kierunkami naprężeń głównych. Należy zaznaczyć, że w prętach tworzących większy z łuków modelu występuje w przybliżeniu stała siła rozciągająca, co pozwala na zastosowanie jednakowej liczby prętów zbrojeniowych na długości łuku. W przypadku łuku mniejszego siła stopniowo rośnie i przechodząc w obszar słupa osiąga wartość zbliżoną do wartości siły w łuku większym. Przyjmując także zbrojenie o stałym polu przekroju otrzymuje się małe naprężenie na końcu łuku, co generuje minimalną długość zakotwienia. Wzrastające naprężenia w pręcie zbrojeniowym mniejszego łuku można wyobrazić sobie jako modelowanie kotwienia prętów w betonie. Dla przyjętych danych materiałowych długość zakotwienia pręta, który ma przenieść maksymalną siłę występującą w łuku wynikająca z obliczeń wg normy [7] okazuje się niewiele mniejsza od długości całego łuku.

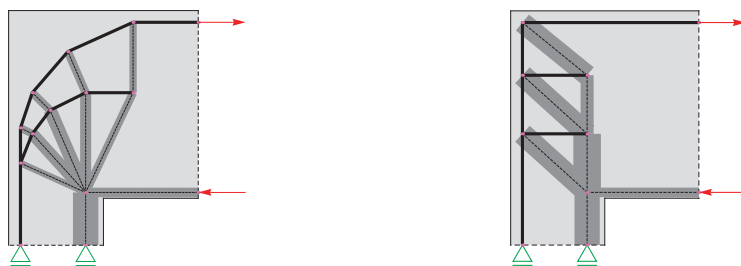


Rys. 3.1 a-d) Modele ST otrzymane w wyniku optymalizacji topologicznej dla różnych parametrów p , V_s – objętość prętów rozciąganych; e) porównanie wybranego modelu ST z krzywami naprężeń głównych rozwiązania sprężystego; f) propozycja zbrojenia odpowiadającego wybranemu modelowi ST.

W celu porównania otrzymanych wyników z modelem proponowanym przez Eurokod 2 należało rozwiązać zadanie optymalizacji przy czystym zginaniu naroża. Rozwiązanie przedstawione na Rys. 3.2 a) w dużym stopniu pokrywa się z modelem uwzględniającym siłę poprzeczną (por. Rys 3.1 c)). Względna różnica objętości prętów rozciąganych (w stosunku do rozwiązania optymalnego) wynosi:

$$\frac{V_{EC2} - V_{opt}}{V_{opt}} \cdot 100\% = \frac{1459,32 - 1103,87}{1103,87} \cdot 100\% = 24,3\% \quad (3.1)$$

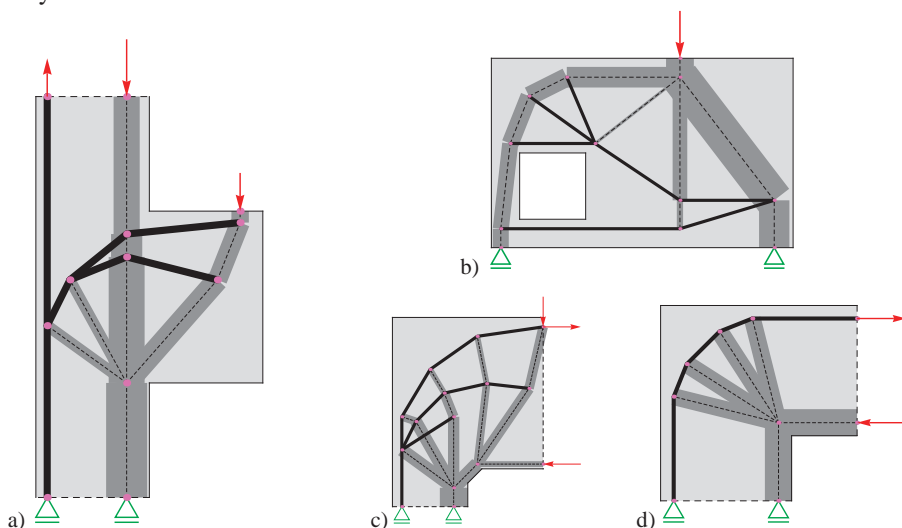
Ponadto sprawdzono, że projektując rzeczywiste zbrojenie naroża prętami zbrojeniowymi o danej średnicy oraz z uwzględnieniem zakotwienia, różnica zbrojenia w przypadku obu modeli wzrasta do około 45%, co oznacza, że model według Eurokodu wymaga zużycia prawie dwukrotnie więcej stali zbrojeniowej, niż model otrzymany na drodze optymalizacji.

a) $p = 0.8 \text{ cm}$, $V_{opt} = 1103.87 \text{ cm}^3$ b) $V_{EC2} = 1459.32 \text{ cm}^3$

3.2 Model ST przy czystym zginaniu: a) otrzymany w wyniku optymalizacji topologicznej; b) proponowany przez Eurokod 2 (V – objętość prętów rozciąganych modelu).

3.2. Inne przykłady modeli ST wygenerowanych z zastosowaniem optymalizacji topologicznej

Na Rys. 3.3 przedstawiono przegląd modeli ST otrzymanych za pomocą opracowanego oprogramowania w innych płaskich zagadnieniach w konstrukcjach żelbetowych.



3.3 Inne przykłady modeli ST otrzymanych w wyniku optymalizacji: a) krótki wspornik utwierdzony w słupie; b) tarcza prostokątna z otworem; c) rozpatrywane w punkcie 3.1 naroże z dodatkowym skosem; d) naroże ramy o zbliżonej wysokości rygla oraz szerokości słupa.

4. Podsumowanie

W pracy zaproponowano nową metodę generowania modeli ST, opartą na optymalizacji topologii kratownicy. Stworzono oprogramowanie, które pozwala na automatyczne tworzenie modeli ST poprzez minimalizację objętości prętów rozciąganych. Rozwiązanie zagadnienie naroża ramy o dużej wysokości rygla w stosunku do szerokości słupa cechuje się prawie dwukrotnie mniejszym zużyciem stali zbrojeniowej niż model według Eurokodu. Uniwersalny charakter programu oraz zgodność z wytycznymi normy pozwalają na uzyskanie rozwiązań szerokiej klasy zagadnień płaskich i bezpośrednie ich wykorzystanie w projektowaniu konstrukcji żelbetowych.

Literatura

- 1 Amir O., Sigmund O. Reinforcement layout design for concrete structures based on continuum damage and truss Topology optimization. *Struct Multidisc Optim* 47(2):157-174, 2013
- 2 Bruggi M. Generating strut-and-tie patterns for reinforced concrete structures using topology optimization. *Comput Struct* 87:1483–1495, 2009
- 3 Knauff M. *Obliczanie konstrukcji żelbetowych według Eurokodu 2*, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2012
- 4 Lewiński T., Zhou M., Rozvany GIN. Extended exact solutions for least-weight truss layouts – Part I: Cantilever with a horizontal axis of symmetry. *Int J Mech Sci*, 36:375-398, 1994
- 5 Lewiński T., Rozvany G.I.N., Sokół T., Bołbotowski K. Exact analytical solutions for some popular benchmarks problems in topology optimization III: L-shaped domains revisited. *Struct Multidisc Optim*, DOI 10.1007/s00158-012-0865-6, 2013
- 6 Luo Y., Kang Z. Layout design of reinforced concrete structures using two-material topology optimization with Drucker-Prager yield constraints. *Struct Multidisc Optim*, 47(1):95-110, 2013
- 7 PN-EN 1992-1-1: 2008/NA: 2010 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków
- 8 Schäfer K., Schlaich J. On the Consistent Design of Structural Concrete with Strut-and-Tie Models. *Proceedings of the Int. Conf. Analytical Models and New Concepts in Mechanics of Structural Concrete*, Białystok University of Technology, 1993
- 9 Sokół T. A 99 line code for discretized Michell truss optimization written in Mathematica. *Struct Multidisc Optim*, 43:181-190, 2011
- 10 Starosolski W. *Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych. Tom III*, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2012
- 11 Victoria M., Querin O. M., Martí P. Generation of strut-and-tie models by topology design using different material properties in tension and compression, *Struct Multidisc Optim*, 44(2):247-258, 2011

Applications of truss topology optimization in the design of reinforced concrete structures using „Strut and Tie” models

Karol Bołbotowski¹, Michał Knauff², Tomasz Sokół³

Institute of Building Engineering, Faculty of Civil Engineering, Warsaw University of Technology, e-mail: k.bolbotowski@il.pw.edu.pl¹, m.knauff@il.pw.edu.pl², t.sokol@il.pw.edu.pl³.

Abstract:

Although Strut and Tie models are often used in practical design due to their apparent concept based on truss analysis, the creation of a model consistent with behaviour of the real structure is not an easy task. Frame corner model considered in the paper and presented in code [7] and article [8] exemplifies the problem. The authors proposed a method of automatic generating of ST models by making use of truss topology optimization (volume minimization problem). The method is based on classical ground structure approach. The authors introduced a method of including the cost of nodes in the objective function, which allowed to obtain solutions consisting of rationally small number of bars (unlike Michell's structures). Moreover, algorithms ensuring consistency with Eurocode requirements were developed. The method was implemented in computer program. With the use of the software the authors proposed an alternative ST model for the frame corner, which requires considerably less reinforcement steel in comparison with the model suggested by the code. The versatility of the program was well proven in several other examples of plane stress problems in reinforced concrete design.

Keywords: Strut and Tie models, reinforced concrete structures, Eurocode 2 design, frame corner, topology optimization, Michell's structures.

Niezawodności strefy podporowej belek kształtowanej z zastosowaniem modeli ST

Lidia Buda-Ożóg¹,

¹ *Katedra Konstrukcji Budowlanych, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Rzeszowska, e-mail: lida@prz.edu.pl*

Streszczenie: W niniejszej pracy przedstawiono analizę niezawodności belki żelbetowej, w której strefę przypodporową ukształtowano z zastosowaniem różnych modeli kratownicowych. Model 1 stanowi kratownica otrzymana w wyniku optymalizacji. Model 2 jest modelem intuicyjnym z rozciągającymi prętami pionowymi, odwzorowującymi zbrojenie strzemionami. Modelem 3 jest statycznie niewyznaczalna kratownica. Przeprowadzona analiza wykazała, że statycznie wyznaczalne modele ST mają gorszą strukturę niezawodnościową, a optymalizacja modeli ST powinna być zagadnieniem wielokryterialnym, tak aby otrzymane modele charakteryzowała optymalna sztywność oraz maksymalna niezawodność

Słowa kluczowe: model ST, beton, niezawodność, optymalizacja, belka, kształtowanie.

1. Wprowadzenie

Stosowanie kratownic jako modeli do analizy sił wewnętrznych w konstrukcjach żelbetowych ma bardzo długą historię i znane jest od końca XIX. Za prekursorów praktycznego jej zastosowania w projektowaniu zarysowanych konstrukcji żelbetowych uważa się W. Rittera i E. Mörscha. Obszerny przegląd zagadnienia dotyczącego wykorzystania modeli kratownicowych w projektowaniu można znaleźć w pracy Schäfera i J. Schlaicha [1], a także w polskich opracowaniach autorstwa: W. Starosolskiego [2], T. Urbana [3] oraz M. Knauff [4].

Projektowanie z zastosowaniem modeli ST znalazło się już w zaleceniach Eurokodu z 1991 roku [5]. W aktualnej wersji Eurokodu [6] podstawowe informacje można znaleźć w rozdziale 6.5 i załączniku J. Zgodnie z zawartymi tam zaleceniami stosowanie modeli kratownicowych jest szczególnie uzasadnione w obszarach dwuosiowego rozkładu naprężeń, to jest krótkich wspornikach, narożach ram czy też strefach przypodporowych belek.

Model ST składa się z rozciąganych prętów- T, odwzorowujących zbrojenie rozciągane oraz ściskanych prętów S, odwzorowujących wyodrębnione obszary betonu ściskanego. Pręty S i T połączone są w odpowiednio ukształtowanych węzłach, umożliwiającym zakotwienie zbrojenia rozciąganego i przeniesienie naprężeń ściskających.

Zgodnie z dominującą powszechnie opinią, wybór optymalnego modelu ST wymaga nie tylko znajomości trajektorii naprężeń lub tzw. ścieżek obciążenia, ale również spełnienia przyjętych kryteriów optymalizacji. Najczęściej stosowanych kryterium jest minimalizacja odkształceń dla określonej objętości lub masy elementu, z pominięciem oceny niezawodności otrzymanego modelu. Problem ten został już częściowo zasygnalizowany w pracy [7].

W niniejszej pracy przedstawiono analizę niezawodności belki żelbetowej, w której strefę podporową ukształtowano z zastosowaniem różnych modeli kratownicowych.

2. Optymalizacja a niezawodność elementów żelbetowych projektowanych z wykorzystaniem modeli ST

Podstawowym celem optymalizacji modelu ST z uwzględnieniem kryterium minimalizacji energii odkształceń, jest dla elementu o założonej geometrii i warunkach brzegowych określenie takiego rozkładu elementów rozciąganych i ściskanych, aby otrzymać

układ o jak największej sztywności przy założonej objętości elementu. Zagadnienie to z zastosowaniem metody elementów skończonych dla ρ_n - elementów reprezentujących część objętości kratownicy zastępczej, można zapisać w postaci [4]:

$$\min_{\rho_n, \mathbf{u}} \mathbf{f}^T \mathbf{u} \quad (1)$$

- przy spełnieniu warunku równowagi:

$$\mathbf{K}(\rho_n) \mathbf{u} = \mathbf{f} \quad (2)$$

- dla ograniczenia objętości:

$$\sum_{e \in \Omega} \rho^e(\rho_n) v^e \leq V \quad (3)$$

$$\rho_n^{\min} \leq \rho_n \leq 1 \quad \forall_n \in \Omega \quad (4)$$

gdzie: $\mathbf{K}(\rho_n) = \mathbf{A}_e \mathbf{k}^e(\rho_n)$ (5)

$$\mathbf{k}^e(\rho_n) = (\rho^e(\rho_n))^p \mathbf{k}_0^e \quad (6)$$

\mathbf{f} – przyłożone obciążenie, $\mathbf{K}(\rho_n)$ - globalna macierz sztywności utworzona z elementów macierzy sztywności \mathbf{k}^e dla niezależnych zmiennych \mathbf{A} , \mathbf{k}_0^e - elementy macierzy sztywności elementu pełnego, v^e -objętość elementu e , V - dostępna objętość materiału, \mathbf{u} – macierz przemieszczeń, ρ_n^{\min} – minimalna dopuszczalna objętość materiału.

Kryterium minimum odkształcalności podane wzorem (1) po uwzględnieniu zasady minimum energii potencjalnej dla elementu w obszarze liniowo- sprężystym można zapisać w postaci:

$$\max_{\rho_n} \min_{\mathbf{u}} \left(\frac{1}{2} \mathbf{u}^T \mathbf{K}(\rho_n) \mathbf{u} - \mathbf{f}^T \mathbf{u} \right) \quad (7)$$

przy ograniczeniach podanych wzorem (3) i (4).

Korzystając z nieodpłatnego algorytmu optymalizacji kształtu kratownicy zastępczej, przystosowanego do pracy w środowisku Matlab, autorstwa J.K. Guest, przyjęto jeden z trzech analizowanych modeli strefy przypodporowej belki żelbetowej. Dwa kolejne są modelami intuicyjnymi, jeden z nich odpowiada typowej belce zbrojonej w strefie przypodporowej strzemionami, a drugi to model kratownicy wewnętrznie statycznie niewyznaczalnej.

Statycznie wyznaczalne modele kratownicowe odpowiadają systemowi o prostej strukturze szeregowej, ponieważ zniszczenie jednego elementu powoduje awarię całej konstrukcji. Natomiast kratownica wewnętrznie statycznie niewyznaczalna może odpowiadać systemowi o mieszanej, równoległo-szeregowej strukturze niezawodności.

Prawdopodobieństwo awarii takich systemów określają zależności [5]:

- dla systemu szeregowego

$$p_f = P[A] = P\left[\bigcup_{i=1}^n (Z_i(X)) \leq 0 \right] = P\left[\sum_{i=1}^n (Z_i(X)) \leq 0 \right] \quad (8)$$

- dla systemu równoległo- szeregowego

$$p_f = P[A] = P\left[\bigcup_j \bigcap_i (Z_{ij}(X)) \leq 0 \right] = P\left[\bigcup_j (Z_j(X)) \leq 0 \right] = P\left[\sum_{i=1}^n (Z_j(X)) \leq 0 \right] \quad (9)$$

Natomiast niezawodność systemu określają zależności:

- dla systemu szeregowego

$$p_r = 1 - p_f = P[B] = P\left[\bigcap_{j=1}^n (Z_j(X) > 0) \right] \quad (10)$$

- dla systemu równoległo- szeregowego

$$p_r = 1 - p_f = P[B] = P\left[\bigcap_j \bigcup_i (Z_{ij}(X) > 0) \right] = P\left[\bigcap_j (Z_j(X) > 0) \right] \quad (11)$$

Jeżeli nośności elementów w modelu są w pełni skorelowane to prawdopodobieństwo zniszczenia n - elementów jest równe prawdopodobieństwu zniszczenia najbardziej zawodnego elementu:

$$p_f = \max_j P[Z_j \leq 0] \quad (12)$$

Jeżeli nośności elementów w modelu nie są w pełni skorelowane i nie są rozłączne to prawdopodobieństwo awarii można tylko oszacować. Cornell dla systemów szeregowych proponuje następujące oszacowanie prawdopodobieństwa awarii:

$$\max_j P[Z_j \leq 0] \leq p_f \leq \sum_j P[Z_j \leq 0] \quad (13)$$

Korzystając ze związków pomiędzy prawdopodobieństwem awarii a wskaźnikiem niezawodności β Hasofera-Linda, zależność (13) można przedstawić w postaci:

$$\max_j \Phi_0(-\beta_j) \leq p_f \leq \sum_j \Phi_0(-\beta_j) \quad (14)$$

W świetle wymagań EN 1990:2002, przyjęty model nośności służący do obliczania sił wewnętrznych powinien być tak ukształtowany, aby zapewnić bezpieczeństwo konstrukcji

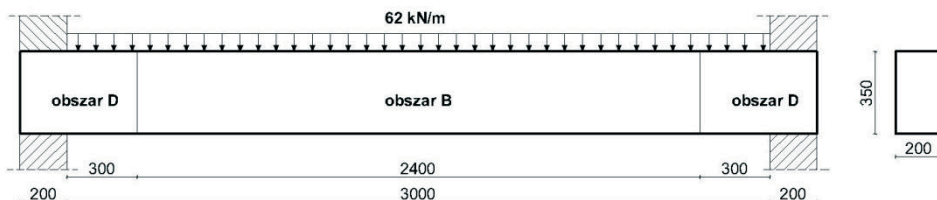
i spełniony był warunek niezawodność w postaci:

$$\beta \geq \beta_d \quad (15)$$

gdzie: β_d - graniczna wartości wskaźnika niezawodności zależna od wymagań (nośność czy użytkowanie) oraz przewidywanego okresu użytkowania.

3. Analizowany przykład

Przedmiotem analizy jest typowa belka swobodnie podparta, obciążona w sposób ciągle obciążeniem o stałej intensywności, przedstawiona na rysunku 1.



Rys. 1. Analizowana belka

W przeprowadzonej analizie przyjęto następujące właściwości materiałowe i parametry obciążenia:

- **Właściwości materiałowe** (charakterystyczne, obliczeniowe, średnie):

stal zbrojeniowa: $f_{ym} = f_{yk}/(1-1,645 \cdot v_y) = 575$ MPa $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 435$ MPa, $\sigma_y = 46$ MPa, $v_y = 8\%$

beton: C25/30: $f_{cm} = 33$ MPa, $f_{ck} = 25$ MPa, $f_{cd} = \frac{25}{1.4} = 17,86$ MPa, $\sigma_c = 4,86$ MPa, $v_c = 14,7\%$,

- **Obciążenie** (charakterystyczne, obliczeniowe, średnie):

obciążenia stałe: $\bar{g} = g_k/(1+1,645 \cdot v_g) = 24,02$ kN/m, $g_k = 26$ kN/m, $g_d = 1,35 \cdot 26 = 35$ kN/m, $v_g = 10\%$, $\sigma_g = 2,4$ kN/m,

obciążenia zmienne: $\bar{q} = q_k/(1+1,645 \cdot v_q) = 13,54$ kN/m $q_k = 18$ kN/m, $q_d = 1,5 \cdot 18 = 27$ kN/m, $v_q = 30\%$, $\sigma_q = 4,06$ kN/m.

Przyjęto klasę konstrukcji RC2 i okres użytkowania 50 lat, a zatem graniczna wartość wskaźnika niezawodności nie powinna być mniejsza niż $\beta_d = 3,8$.

W belce wyodrębniono obszar B, w którym obowiązuje hipoteza Bernoulliego, a naprężenia w przekroju mają przebieg liniowy oraz obszar nieciągłości odkształceń -D, w którym przebieg naprężeń ma charakter krzywoliniowy. Zasięg obszaru D wyznacza miejsce w którym rozkład naprężeń traci swój charakter krzywoliniowy i staje się prostoliniowy, umownie przyjmuje się że obszar D sięga na odległość równą wysokości przekroju. Zasięg poszczególnych obszarów przedstawiono na rysunku 1. Przedstawiony model belki składający się z obszarów D-B-D ma szeregową strukturę niezawodnościową.

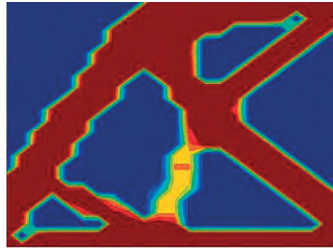
Przy założeniu pełnej korelacji nośności na zginanie, o niezawodności belki w obszarze B, zwymiarowanej w sposób tradycyjny, tzw metodą belkową, decyduje nośność krytycznego przekroju zginanego. W analizowanym przykładzie, dla wysokości użytecznej przekroju $d=320$ mm, wymagane pole zbrojenia rozciąganego niezbędnego w przekroju krytycznym (z uwagi na moment zginający $M_d=74,5$ kNm), wynosi 605 mm². Wskaźnik niezawodności analizowanej belki, obliczono metodą probabilistyczną poziomu 2, z zastosowaniem algorytmu iteracyjnego z uwagi na nieliniowość układu [10]. Wskaźnik

niezawodności dla obszaru B analizowanej belki, określony dla krytycznego przekroju zginanego wynosi: $\beta = 4,38$.

4. Modele kratownicowe obszaru D

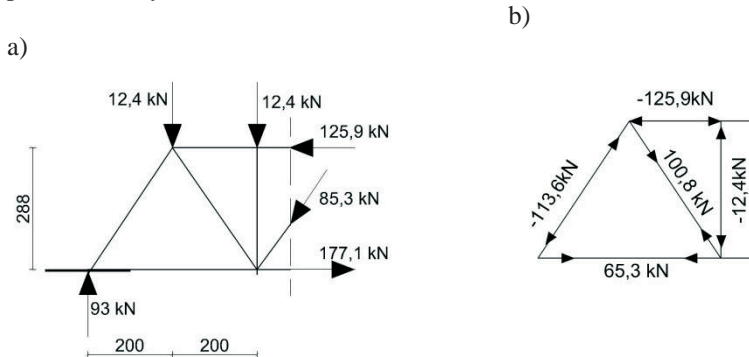
4.1. Model 1

Model 1 stanowi kratownica otrzymana w wyniku optymalizacji z uwagi na sztywność i objętości materiału. Kształt obszaru podporowego zaprojektowano wykorzystując algorytm optymalizacji kratownicy zastępczej, autorstwa J.K. Guest. Uzyskany optymalny kształt kratownicy przedstawia rysunek 2.



Rys. 2. Optymalny kształt strefy podporowej dla objętości materiału 40%

Przyjęty na podstawie rysunku 2 model kratownicowy zastępczej węzła podporowego przedstawia rysunek 3.

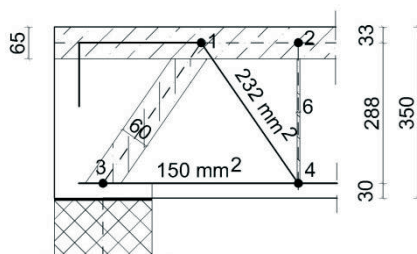


Rys. 3. a) Model kratownicowy, b) Siły osiowe w elementach kratownicy zastępczej

Wysokość kratownicy zastępczej przedstawionej na rysunku 3a, skorygowano tak, aby szerokość pasa ściskanego mieściła się w obrysie konturu belki.

Wyniki obliczeń niezbędnej szerokości dla elementów ściskanych oraz przyjętego zbrojenia rozciąganego przedstawiono na rysunku 4. Ciężar zbrojenia rozciąganego w analizowanym obszarze D, z uwzględnieniem wymaganej długości zakotwienia zbrojenia wynosi 2,25 kg.

Model 1 złożony jest z 8 elementów podstawowych: 4 „W”+ 3 „S”+ 2 „T”, gdzie: W- oznacza węzły, S- elementy ściskane, T – elementy rozciągane. Niezawodność elementów ściskanych występujących w modelu kratownicy jest jednakowa dla pas górnego, krzyżulca, słupka i wynosi: $\beta = 4,26$. Dla elementów rozciąganych tj. pasa dolnego i krzyżulca wskaźnik niezawodności wynosi: $\beta = 4,82$. Dla każdego z węzłów oznaczonych na rysunku 3 cyframi od 1 do 4, w zależności od typu węzła: CC, CCT lub CTT, obliczono wskaźnik niezawodności. Otrzymane wartości wynoszą: W1 i W3- $\beta = 4,42$, W2- $\beta = 4,95$, W4- $\beta = 4,58$.



Rys. 4. Wymiary elementów w modelu kratownicowym 1

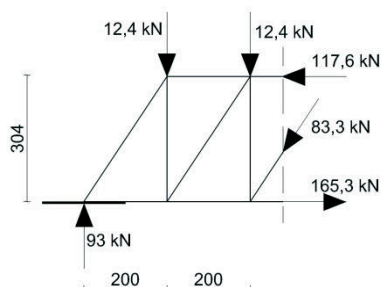
Przedstawiony model ma szeregową strukturę niezawodnościową, ponieważ elementy nie są w pełni skorelowane i nie są rozłączne to prawdopodobieństwo awarii można oszacować z zależności (11). Przy założonej pełnej korelacji elementów otrzymujemy najniekorzystniejszy wskaźnik niezawodności i dla przedstawionej kratownicy zastępczej wynosi: $\beta = 3,92$.

Dla całej analizowanej belki przy założeniu pełnej korelacji w połączonych szeregowo obszarach D-B-D wskaźnik niezawodności wynosi: $\beta = 3,72$ i jest mniejszy od $\beta_d = 3,8$.

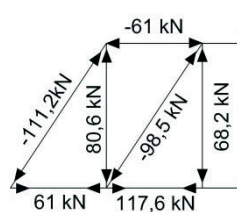
4.2. Model 2

Model 2 jest statycznie wyznaczalnym modelem intuicyjnym, z rozciąganiem prętami pionowymi, odwzorowującym zbrojenie strzemionami w strefie podporowej. Przyjęty model przedstawia rys. 5.

a)



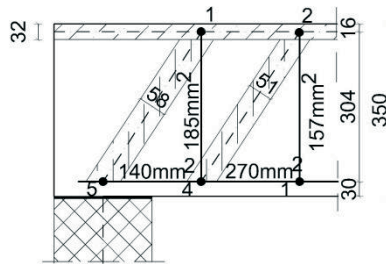
b)



Rys. 5. a) Model kratownicowy, b) Siły osiowe w elementach kratownicy zastępczej

Analogicznie jak w modelu 1 wysokość kratownicy zastępczej przedstawionej na rysunku 5a, skorygowano tak, aby szerokość pasa ściskanego mieściła się w obrysie konturu belki. Wyniki obliczeń niezbędnej szerokości dla elementów ściskanych oraz przyjętego zbrojenia rozciąganego przedstawiono na rysunku 6. Ciężar zbrojenia rozciąganego w analizowanym obszarze D, z uwzględnieniem wymaganej długości zakotwienia zbrojenia wynosi 2,68 kg.

Model 2 złożony jest z 12 elementów podstawowych: 5 „W”+ 3 „S”+ 4 „T”. Wskaźnik niezawodności elementów rozciąganych, ściskanych i węzłów analogicznie jak w modelu 1. Powyższy model ma również szeregową strukturę niezawodnościową i przy założeniu pełnej korelacji elementów wskaźnik niezawodności dla przedstawionej kratownicy zastępczej wynosi: $\beta = 3,88$ natomiast dla całej belki przy założeniu pełnej korelacji połączenia szeregowego obszarów D-B-D wynosi: $\beta = 3,69 < 3,8$.

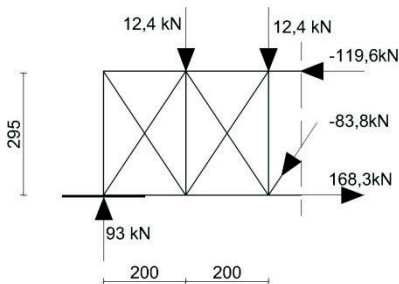


Rys. 6. Wymiary elementów w modelu kratownicowym 2

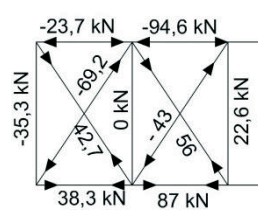
4.3. Model 3

Modelem 3 jest wewnętrznie statycznie niewyznaczalna kratownica przedstawiona na rysunku 7.

a)

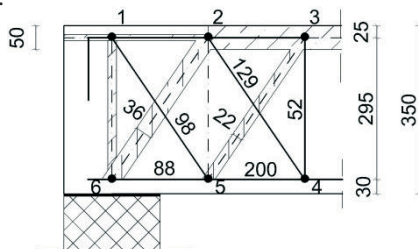


b)



Rys. 7. a) Model kratownicowy, b) Siły osiowe w elementach kratownicy zastępczej

Wyniki obliczeń niezbędnej szerokości dla elementów ściskanych oraz przyjętego zbrojenia rozciąganego przedstawiono na rysunku 8. Ciężar zbrojenia rozciąganego w analizowanym obszarze D, z uwzględnieniem wymaganej długości zakotwienia zbrojenia wynosi 2,74 kg.

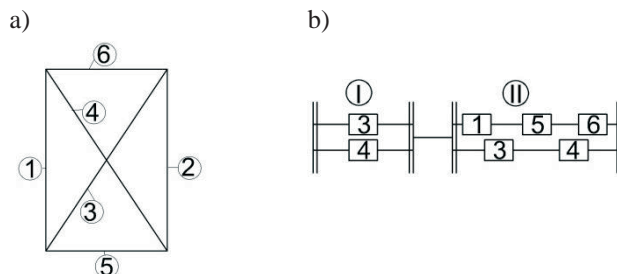
Rys. 8. Wyniki obliczeń głównych elementów modelu 3 (pole powierzchni zbrojenia rozciąganego na rysunku podano w mm²)

Struktura niezawodnościowa modelu 3 odpowiada systemowi równoległo-szeregowemu. Schemat niezawodności jednego pola statycznie niewyznaczalnego dla przyjętej kratownicy zastępczej przedstawia rysunek 9.

Niezawodność bloku pierwszego złożonego z elementów 3 i 4 połączonych równoległe wynosi: $Q_I = 1 - 7,35 \cdot 10^{-12}$.

Niezawodność układu IIa- złożonego z połączonych szeregowo elementów 1, 6 i 5 oraz układu IIb- złożonego również z połączonych szeregowo elementów 3 i 4 wynosi odpowiednio: $Q_{IIa} = 1 - 2,12 \cdot 10^{-5}$, $Q_{IIb} = 1 - 1,10 \cdot 10^{-5}$. Niezawodności całego bloku II złożonego z elementów IIa i IIb połączonych równoległe wynosi: $Q_{II} = 1 - 1,43 \cdot 10^{-10}$.

Niezawodność szeregowo połączonych bloków I i II wynosi: $Q_{I+II} = 1-1,46 \cdot 10^{-9}$.



Rys. 9. a) Oznaczenie prętów kratownicy, b) System niezawodności jednego pola kratownicy statycznie niewyznaczalnej

Niezawodność całej kratownicy zastępczej przyjętej w modelu 3 składającej się z dwóch połączonych szeregowo systemów przedstawionych na rysunku 9a oraz 6 węzłów o strukturze mieszanej równoległo-szeregowej. Niezawodność węzłów o strukturze mieszanej w zależności od typu węzła wynosi od $Q = 1-3,15 \cdot 10^{-11}$ do $Q = 1-1,05 \cdot 10^{-10}$. Niezawodność całego modelu 3 wynosi $Q = 1-3,23 \cdot 10^{-9}$, a wskaźnik niezawodności $\beta = 5,7$.

Niezawodność całej belki przy pełnej korelacji wydzielonych obszarów wynosi: $\beta = 4,20 > 3,8$.

5. Wnioski

Podsumowując przeprowadzone analizy obliczeniowe można zauważyć, że ocena niezawodności konstrukcji projektowanych metodą klasyczną i z wykorzystaniem modeli kratownicowych prowadzi do bardzo zróżnicowanych wyników. W tradycyjnym obliczaniu elementu niezawodność konstrukcji jest równa niezawodności określonej w przekroju krytycznym, co w efekcie może skutkować zawyżonym wskaźnikiem niezawodności. Konstrukcje projektowane z wykorzystaniem modeli kratownicowych mają ściśle określoną strukturę niezawodnościową, co pozwala na pewniejsze oszacowanie nich niezawodności.

W analizowanym przypadku otrzymany wskaźnik niezawodności β dla całej belki w zależności od modelu kratownicowego strefy przypodporowej wynosi odpowiednio 3,72 dla modelu 1, 3,69 dla modelu 2 i 4,20 dla modelu 3. Jedynie w przypadku modelu statycznie niewyznaczalnego (model 3), spełnione są wymagania EN 1990: 2002 odnośnie warunków niezawodność.

Okazuje się, że statycznie wyznaczalny model ST uzyskany w wyniku optymalizacji (model 1), charakteryzujący się mniejszym ciężarem stali (2,25 kg) ma gorszą strukturę niezawodnościową od modelu statycznie niewyznaczalnego (model 3). Przyjęty intuicyjnie statycznie wyznaczalny model 2 strefy przypodporowej pomimo większego ciężaru stali (2,68 kg) ma najgorszą strukturę niezawodnościową od modelu 1. Czynnikiem mającym istotny na to wpływ jest liczba elementów w kratownicy zastępczej. Węzły rozbudowane składające się z dużej liczby elementów mają gorszą strukturę niezawodnościową od elementów o budowie prostej.

Przeprowadzona analiza obliczeniowa niezawodności węzła podporowego ukształtowanego za pomocą trzech kratownic zastępczych o zróżnicowanej topologii, pokazuje że optymalizacja modeli ST powinna być zagadnieniem wielokryterialnym, tak aby otrzymane modele charakteryzowała optymalna sztywność przy założonej objętości lub masie oraz maksymalna niezawodność.

Literatura

- 1 Schlaich J., Schafer K. The Design of Structural Concrete. IABSE Workshop, New Delhi, 1993.
- 2 Starosolski W., Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm powiązanych, tom 3, PWN, Warszawa 2012.
- 3 Urban T., Przykłady projektowania żelbetowych wsporników, Politechnika Łódzka, Łódź 2011.
- 4 Knauff M., Obliczanie konstrukcji żelbetowych według Eurokodu 2, PWN, Warszawa 2012.
- 5 ENV-1992-1-1:1991: Eurocode 2: Design of Concrete Structures. Part 1-1.
- 6 PN-EN-1992-1-1: 2008/NA:2010: Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu . Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- 7 Woliński Sz., Kryterium wyboru modeli analogii kratownicowej ST w projektowaniu elementów żelbetowych, Inżynieria i Budownictwo, Nr 9/2012, str. 494-497.
- 8 J. K. Guest, J. H. Prévost, T. Belytschko: Achieving minimum length scale in topology optimization using nodal design variables and projection functions. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 2004; 61:238–254.
- 9 Żukowski S., Ocena bezpieczeństwa płaskich konstrukcji prętowych w aspekcie teorii przystosowania. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2006.
- 10 Nowak A.S, Collins K.R: Reliability of Structures. McGraw-Hill Higher Education, 2000.

The reliability of the support zone of beams formed with the use of ST models

Lidia Buda-Ożóg¹

¹ *Department of Building Structures, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Rzeszow University of Technology, e-mail: lida@prz.edu.pl*

Abstract: The following paper presents the analysis of the reliability assessment of a reinforced concrete beam whose shear zone was formed with the use of various truss models. Model 1 is a truss model that was generated using topological optimization. Model 2 is an intuitive model with vertical, tension bars which represent reinforcement in the shear zone by means of stirrups. Model 3 is a statically indeterminate truss. The conducted analysis of reliability of a support node formed with the use of three substitute trusses of varied topology shows that statically determinate models produce lower structural reliability than statically indeterminate models and thus the optimization of ST models should be considered on multi-criteria basis with the aim of obtaining models that are characterized by optimum stiffness and maximum reliability.

Keywords: reliability, ST models, beam, optimization, concrete, structural design

Wpływ nadbetonu na pracę sprężonych płyt stropowych HC na podporach podatnych

Wit Derkowski¹, Mateusz Surma²

¹ Instytut Materiałów i Konstrukcji Budowlanych, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska, e-mail: derkowski@pk.edu.pl

² Instytut Materiałów i Konstrukcji Budowlanych, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska, e-mail: msurma@pk.edu.pl

Streszczenie: Stropy Slim Floor (SF), to konstrukcje z płyt kanałowych (HC) opartych na smukłych belkach, w których wysokość dźwigara zazwyczaj nieznacznie przekracza wysokość prefabrykatu stropowego. Wraz ze wzrostem ugięcia podpór następuje deformacja układu płyt stropowych, w konsekwencji czego w prefabrykacie pojawiają się dodatkowe poprzeczne naprężenia normalne i styczne, mogące spowodować ukośne zarysowanie i w konsekwencji zniszczenie zewnętrznych żeberk płyt. Może również dojść do podłużnego zarysowania dolnej powierzchni płyty. Pomimo częstych realizacji tego typu konstrukcji, w obowiązującej normie EN 1168 znalazł się jedynie lakoniczny zapis o potrzebie uwzględnienia redukcji obliczeniowej nośności na ścinanie - nie podano jednak żadnej procedury obliczeniowej.

Powszechnie uważa się, że zmniejszenie niekorzystnego wpływu stycznych naprężeń ścinających w żeberku płyty można osiągnąć poprzez wypełnienie betonem kanałów w skrajnych fragmentach płyty HC lub ułożenie monolitycznej warstwy nadbetonu. Wytyczne *fib* są praktycznie jedynym dokumentem pozwalającym określić nośność stropów SF z uwzględnieniem wpływu nadbetonu lub wypełnienia kanałów – w referacie skrótoowo opisano ten model obliczeniowy. W celu określenia wpływu nadbetonu na pracę sprężonych płyt HC na podporach podatnych, wykonano szereg analiz obliczeniowych uwzględniających m.in. wpływ grubości nadbetonu, wartość współczynnika tarcia między nadbetonem a prefabrykatem, kolejności betonowania styków pionowych i warstwy nadbetonu, a także ilości zbrojenia w betonie uzupełniającej. Wyniki przeprowadzonych obliczeń, wraz z wnioskami z nich wynikającymi, przedstawiono w niniejszym artykule.

Słowa kluczowe: Hollow Core, konstrukcje Slim Floor, nadbeton, podatność podpór, stropy prefabrykowane

1. Konstrukcje Slim Floor

Stropy ze strunobetonowych płyt kanałowych typu Hollow Core (HC) cieszą się obecnie na świecie dużą popularnością, a liczba realizowanych obiektów z ich wykorzystaniem stale rośnie. Główne zalety tych prefabrykowanych elementów, tj. możliwość przekrycia dużych rozpiętości elementami o dużej sztywności przy stosunkowo małej wysokości (150-500 mm) oraz niewielki ciężar własny, decydują o ich sukcesie. Podstawowe technologie produkcji takich elementów, tj. ekstruzja i slip-forming, uniemożliwiają stosowanie jakiegokolwiek zbrojenia poprzecznego w przekroju płyty. Jedynym zbrojeniem stanowią podłużne ciągną sprężające, zapewniające spełnienie warunków SGU oraz SGN, w tym poprawiające nośność na ścinanie cienkich betonowych żeberk płyty, która jest decydującym warunkiem SGN.

Płyty HC projektowane są zwykle jako elementy wolnopodparte, a ich analiza obliczeniowa oparta jest na założeniach płaskiego stanu naprężeń. Jest to słuszne podejście, gdy płyta poddana jest obciążeniom symetrycznym i równomiernie rozłożonym oraz oparta jest na podporach niepodatnych, najczęściej na ścianach lub sztywnych, wysokich belkach. Z końcem lat 80-tych ubiegłego stulecia, w Europie, zaczęto wykonywać stropy z płyt HC opartych na smukłych belkach żelbetowych, sprężonych, stalowych lub zespolonych, tzw.

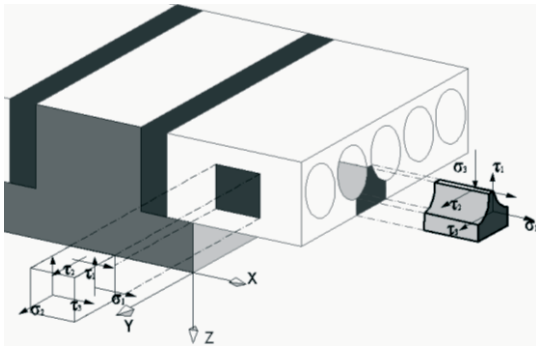
konstrukcje Slim Floor (SF). Główną ich zaletą jest możliwość kształtowania konstrukcji o dużych rozpiętościach (do 18 m) w krótkim czasie realizacji. Konstrukcje SF, w których wysokość dźwigara zazwyczaj nieznacznie przekracza wysokość prefabrykatu stropowego, pozwalają zmniejszyć wysokość kondygnacji i umożliwiają niemal dowolne wykorzystanie przestrzeni użytkowej.

2. Wpływ deformacji podpór na nośność na ścinanie płyt HC

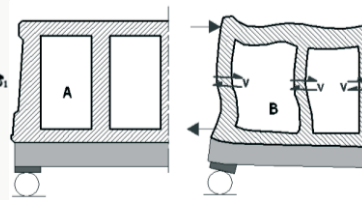
Projektując konstrukcję Slim Floor należy uwzględnić fakt, że wraz ze wzrostem ugięcia podpór następuje deformacja układu płyt stropowych, w konsekwencji czego w płycie HC występuje złożony stan naprężeń – pojawiają się dodatkowe poprzeczne naprężenia normalne i styczne (rys. 1a). Efektem tego mechanizmu może być ukośne zarysowanie, a w konsekwencji zniszczenie zewnętrznych żeberk skrajnych płyt w polu stropowym. Zniszczenie to następuje pod wpływem siły poprzecznej o mniejszej wartości niż w przypadku płyt opartych na podporach sztywnych, poddanych jedynie oddziaływaniom pionowego ścinania [1].

W efekcie ugięcia podpory elementy stropowe „dążą” do przemieszczenia się w kierunku podłużnym belki, czemu przeciwstawiają się adhezyjne siły przyczepności oraz siły tarcia w złączu, co generuje dodatkowe naprężenia. Fragmenty płyt HC w strefie ich oparcia na belce pracują jak ramy, tzn. żeberka płyt stanowią rodzaj łączników między górną, poprzecznie ścisnąką półką płyty i pozostałą częścią przekroju (rys. 1b).

Na rys. 1b przedstawiono obraz deformacji przekroju poprzecznego płyty HC o kanałach prostokątnych. Taka deformacja powstanie w efekcie ugięcia dźwigara, gdy w styku dźwigar-płyta nie wystąpi tarcie oraz uniemożliwione będzie jakiegokolwiek przemieszczenie tych dwóch elementów względem siebie [2]. Efektem takiego mechanizmu jest pojawienie się poprzecznego strumienia sił ścinających v w żeberku płyty. Wartość strumienia v jest zależna od poziomu poślizgu na styku dźwigara i płyty, a także od wartości obciążenia użytkowego, występującego po ułożeniu betonu uzupełniającego w pionowym złączu dźwigar-płyta [3]. Żeberko płyty nie jest idealnie sztywnym elementem przeciwdziałającym poprzecznym siłom ścinającym – ma ono ograniczoną zdolność odkształceń.



Rys. 1a. Rozkład naprężeń w rozważanym przekroju



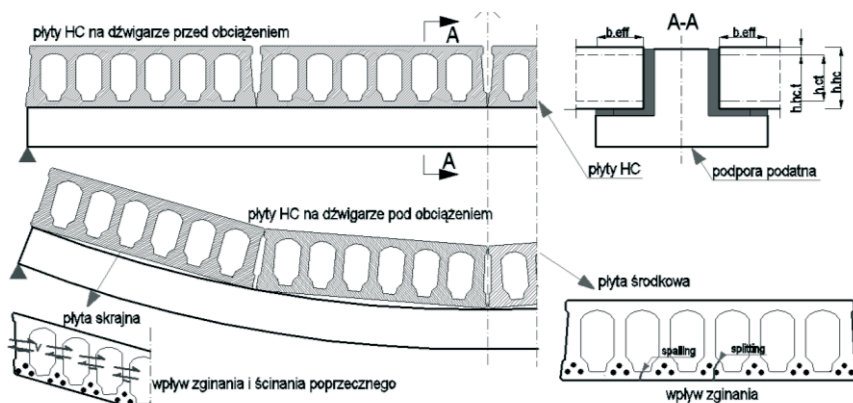
Rys. 1b. Deformacja przekroju płyty HC w wyniku ugięcia dźwigara. A - sytuacja wyjściowa, B - efekt ramy powodujący powstawanie sił poprzecznych w żeberkach

Jeżeli płyty HC oparte są na dolnej, rozciąganej półce dźwigara, to jego zginanie powoduje wzrost poprzecznych naprężeń rozciągających w płycie. W jej dolnej części, w strefie przypodporowej, może pojawić się zarysowanie, które będzie postępowało ku górze lub dółowi płyty. Rozwój zarysowania nie zostanie ograniczony z powodu braku zbrojenia poprzecznego oraz z uwagi na niewielką wartość siły sprężającej w przekroju znajdującym się na długości transmisji [4]. W efekcie może dojść do podłużnego zarysowania dolnej powierzchni płyty (*spalling*) lub powstania rysy wzdłuż cięgien sprężających pod żeberkiem (*splitting*) (rys. 2). Zarysowanie podłużne redukuje sztywność giętną oraz zmniejsza przyczepność cięgien do betonu, redukując tym samym nośność na

ściananie i zginanie płyty. Zarysowanie może wystąpić także w styku sąsiednich płyt, przyczyniając się do osłabienia przyczepności prętów zbrojeniowych w tych stykach. Ponadto wpływa ono negatywnie na estetykę dolnej powierzchni stropu oraz może przyspieszyć rozwój korozji cięgien sprężających, szczególnie w środowisku agresywnym chemicznie – np. w garażach wielopoziomowych [3, 5].

Złącze belka – element stropowy wypełnione jest betonem uzupełniającym, co generuje niezamierzone ujemne momenty podporowe powodujące zarysowanie poprzeczne. Rysy te mogą wystąpić między dźwigarem i betonem wypełniającym złącze, betonem i prefabrykatem HC lub w postaci kilku rys na szerokości złącza betonu wypełniającego. Powstanie rys redukuje sztywność układu zespolonego dźwigar-płyta HC i zmienia przepływ strumienia naprężeń ścinających w złączu [6].

Zmienna krzywizna dźwigara jest także powodem różnic w schemacie pracy płyt HC, w zależności od miejsca ich oparcia (rys. 2). Płyty w środkowych polach stropowych są przede wszystkim zginane poprzecznie i poddane obciążeniu mniejszych sił niż w przypadku oparcia na podporach sztywnych. Przy odpowiednim ugięciu podpory, płyty te opierają się na dźwigarze wyłącznie w obszarze swoich skrajnych żeberek. Zewnętrzne płyty układu stropowego poddane są przede wszystkim deformacji w wyniku ścinania poprzecznego, co stanowi główny powód zmniejszenia ich nośności. Reakcje podporowe płyt HC nie są równomiernie rozkładane na dźwigarze, co oznacza, że zewnętrzne żeberka skrajnych płyt HC są obciążone większą siłą niż żeberka wewnętrzne, podczas gdy w przypadku oparcia płyt na podporach sztywnych wszystkie żeberka obciążone są równomiernie. Na podstawie badań doświadczalnych [3] wykazano, że utrata nośności stropu zaczyna się zawsze od zewnętrznych płyt pola stropowego. Należy również zwrócić uwagę na fakt, iż brak równoległości oparcia przeciwnych końców płyty może być powodem dodatkowych naprężeń w wyniku skręcania, które nie są uwzględniane w analizowanym poniżej kryterium projektowym.



Rys. 2. Zachowanie się płyt HC opartych na podporze podatnej.

Następstwem opisanych mechanizmów i oddziaływań poprzecznych w konstrukcjach SF jest zarysowanie płyt HC w ich najsłabszym miejscu, tj. – skrajnych niezbrojonych żeberkach, prowadzące do utraty nośności na ścinanie [6]. Pomimo częstych realizacji konstrukcji typu SF, w obowiązującej normie EN 1168 [7] można jedynie znaleźć zapis, że w przypadku podpór podatnych, należy uwzględnić redukcję nośności w efekcie poprzecznych naprężeń ścinających. Nie podano natomiast żadnej procedury obliczeniowej, podczas gdy np. wytyczne niemieckie [14] mówią o zastosowaniu 50% redukcji nośności na ścinanie. Chociaż do chwili obecnej nie zarejestrowano żadnej katastrofy obiektu ze stropami typu SF, to należy mieć świadomość, że zapas bezpieczeństwa uwzględniany na etapie projektowania może okazać się zawodny, zwłaszcza w przypadku krótkich płyt obciążonych w strefie przypodporowej.

Pomocne w projektowaniu tego typu konstrukcji mogą być zalecenia *fib* [5], oparte na serii badań przeprowadzonych w Finlandii w latach 1990-2006 [3] oraz na stworzonym na ich podstawie modelu obliczeniowym autorstwa *Pajari* [2] i *Laskelä* [8]. Jest to model belki

zespolonej z płytą HC. Stanowi on rozwinięcie koncepcji płyt HC opartych na podporach sztywnych [9] i [10] i wzoruje się na klasycznej teorii belkowej Eulera-Bernoulliego. Model dla podpór sztywnych opiera się na założeniach mechanizmu zniszczenia płyty HC pod wpływem ścinania [11]. W analizie nośności na ścinanie najsłabszego miejsca przekroju płyty HC, jakim jest betonowe żeberko, przyjmuje się teorię liniowo-sprężystą. Zjawiska o charakterze nieliniowym tj. zarysowanie betonu i poślizg płyty na dźwigarze oraz skomplikowana geometria ustroju wymagały wprowadzenia do procedury obliczeniowej pewnych uproszczeń i założeń dodatkowych, m.in.:

- podłużna krawędź płyt HC traktowana jest jako niepodparta;
- w trójosiowym stanie naprężeń przed zniszczeniem należy stosować zasadę superpozycji do określania naprężeń stycznych w kierunku długości płyty (podłużnych) i w kierunku długości dźwigara (poprzecznych);
- efekty obciążeń w kierunku podłużnym płyty (siły poprzeczne, momenty zginające oraz reakcje podporowe dźwigara) są liczone jak dla sztywnego podparcia [2].

Model belki zespolonej przyjmuje jako kryterium zniszczenia, osiągnięcie obliczeniowej wartości wytrzymałości betonu na rozciąganie przez maksymalne naprężenia główne σ_{ps} w przekroju krytycznym skrajnego żeberka płyty.

$$\sigma_{ps} = f_{ctd} = \frac{\sigma_1}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_1^2}{4} + \tau^2} + \left(\sqrt{1 - \frac{\sigma_1}{f_{ct}} \cdot \tau_2}\right)^2 \approx \frac{\sigma_1}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_1}{2}\right)^2 + \tau^2 + \tau_2^2} \quad (1)$$

3. Rola nadbetonu w modelu belki zespolonej

Zmniejszenie niekorzystnego wpływu stycznych naprężeń ścinających τ_2 w żeberku płyty można osiągnąć poprzez stosowane w praktyce zabiegi technologiczne, tj. wypełnienie betonem kanałów skrajnych fragmentów płyty HC lub ułożenie monolitycznej warstwy nadbetonu. Efekt tych zabiegów uwzględnia się w modelu *fib* poprzez przemnożenie wyjściowej wartości naprężeń τ_2 przez współczynniki redukcyjne β_f (dla wypełnienia kanałów) i β_{top} (dla nadbetonu). Wzór (1) przyjmuje wtedy postać:

$$\sigma_{ps} = \frac{\sigma_1}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_1}{2}\right)^2 + \tau_1^2 + [\beta_f (\tau_{2,top} + \beta_{top} \cdot \tau_{2,imp})]^2} \quad (2)$$

gdzie:

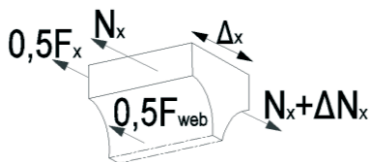
$\tau_{2,top}$ składowa naprężenia stycznego od ciężaru warstwy nadbetonu;

$\tau_{2,imp}$ składowa naprężenia stycznego od obciążeń dodatkowych.

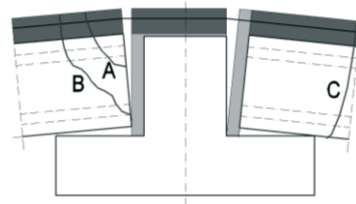
Wpływ nadbetonu jest uwzględniany poprzez współczynnik redukcyjny dany wzorem:

$$\beta_{top} = \frac{v_{web}}{v_{top} + v_{web}} = \frac{\frac{0,5 \cdot F_{web}}{\Delta x}}{\frac{0,5 \cdot F_{top}}{\Delta x} + \frac{0,5 \cdot F_{web}}{\Delta x}} = \frac{F_{web}}{F_{top} + F_{web}} \leq 1,0, \quad (3)$$

w którym v_{top} i v_{web} są poziomymi strumieniami siły ścinającej, przenoszonymi przez zbrojoną warstwę nadbetonu i żeberka płyty. Suma oddziaływań tych strumieni redukuje całkowite naprężenie ścinające, dane wzorem $v = 2\Delta N_x / \Delta x$ (rys.3a)[4].



Rys. 3a. Siły ścinające równoważące wpływ naprężeń stycznych.



Rys. 3b. Zarysowanie wywołane momentem niezamierzonego zamocowania.

Wartość strumieni v_{web} i v_{top} , można wyznaczyć ze wzorów:

$$v_{web} = \frac{4}{3} \cdot \frac{b_{w,sl}}{b_{sl}} \cdot b_{cr} \cdot \tau_2 \quad \text{i} \quad v_{top} = \min\left[\left(\frac{A_{sv} \cdot f_{yk}}{s} \cdot \mu\right), (0,2 \cdot f_{ck} \cdot h_{top})\right] \quad (4),(5)$$

Analogicznie można zapisać wzory na siły F_{web} i F_{top} , które oznaczają odpowiednio nośność na ścinanie podłużne nadbetonu na jednostkę długości belki w pionowej płaszczyźnie zespolenia między belką i elementami stropowymi, czyli część naprężeń ścinających przejmowanych przez nadbeton oraz nośność na ścinanie poziome środkiem na jednostkę długości belki, dane wzorami:

$$F_{web} = \frac{4}{3} \cdot L_e \cdot \frac{b_{w,sl}}{b_{sl}} \cdot b_{cr} \cdot \sqrt{2} \cdot \frac{f_{ctm}}{\beta_f}, \quad F_{top} = \min\left[(2 \cdot L_e \cdot \frac{A_{sv} \cdot f_{yk}}{s} \cdot \mu), (0,2 \cdot f_{ck} \cdot h_{top} \cdot L_e)\right]; \quad (6),(7)$$

W powyższych wzorach L_e oznacza rozpiętość rozważanego elementu w kierunku osi podłużnej dźwigara, $b_{w,sl}$ sumę szerokości żeberki płyty, a b_{sl} szerokość prefabrykatu. A_{sv} i f_{yk} są odpowiednio polem przekroju poprzecznego i granicą plastyczności prętów zbrojeniowych nadbetonu rozmieszczonych w rozstawie s , wzdłuż belki. Nie tylko zbrojenie warstwy nadbetonu, ale także jej grubość, szorstkość zarysowanej powierzchni i wytrzymałość betonu wpływają na wartość współczynnika β_{top} . W wytycznych **fib** przyjęto współczynnik tarcia o stałej wartości równej $\mu=2,0$ [5].

Współczynnik redukcyjny nadbetonu β_{top} zmniejsza wartość naprężeń stycznych τ_2 , gdy minimalne zbrojenie warstwy nadbetonu stanowią pręty o średnicy co najmniej 5 mm w rozstawie co 150 mm oraz zbrojenie jest tak zakotwione, aby przenieść siłę rozciągającą pojawiającą się po wystąpieniu poprzecznego zarysowania [2]. Na podstawie badań [3] stwierdzono, że typowe zbrojenie nadbetonu (siatka 15x15mm, $\phi=6$ mm) zwiększa wartość poziomej siły ścinającej w żeberku o 1-3%, a silne zbrojenie nadbetonu (siatka 10x10mm, $\phi=10$ mm) o 5-12%.

Ciągłe zbrojenie nadbetonu nad podporą wprowadza pewien poziom niezamierzonego zamocowania płyty na podporze, co może prowadzić do zarysowania (rys. 3b). Rysy typu A nie są groźne, ale już rysy typu B i C redukują nośność płyt HC na ścinanie.

Jeżeli model belki zespolonej z warstwą niezbrojonego nadbetonu jest stosowany z uwzględnieniem tej samej szerokości efektywnej płyty HC b_{eff} jak w przypadku braku nadbetonu, to dodatkowa warstwa betonu może negatywnie wpływać na nośność płyty na ścinanie. Wydaje się prawdopodobne, że zbrojenie w warstwie nadbetonu równoległe do osi płyty HC może redukować deformacje płyty w kierunku dźwigara, a tym samym pozytywnie wpływać na nośność na ścinanie [3]. W świetle wspomnianych badań, w przypadku płyt o większej rozpiętości, warstwa nadbetonu jest korzystniejszą opcją zwiększenia nośności na ścinanie płyt HC niż wypełnienie kanałów. Chociaż nadbeton generuje dodatkowe obciążenia, to zwiększa sztywność układu stropowego w SGU [8]. Ułożenie warstwy nadbetonu jest szczególnie często stosowane dla płyt HC o dużych rozpiętościach. Dzięki zapewnieniu odpowiedniej przyczepności betonu górnej powierzchni płyty i nadbetonu, można osiągnąć pozytywny wpływ redukcji poprzecznych naprężeń ścinających w żeberku i wzrost nośności na ścinanie płyty. Jednak obecność nadbetonu może mieć także negatywne konsekwencje, tzn. poprzez zwiększenie powierzchni półki ściskanej wzrasta całkowity strumień stycznych naprężeń podłużnych [8].

4. Parametryczna analiza obliczeniowa według zaleceń **fib**

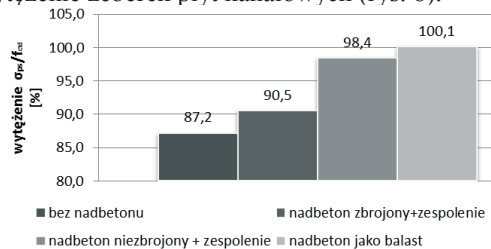
W celu określenia wpływu nadbetonu na pracę sprężonych płyt HC na podporach podatnych wykonano szereg analiz obliczeniowych, wykorzystując model obliczeniowy proponowany przez **fib** [5]. Rozważono sytuację pracy płyty HC 320 o rozpiętości 12,5 m, opartej na sprężonej belce RT500/600 ($L_B = 6$ m).

Przedmiotem pierwszej analizy było określenie wytrzymałości płyt HC (wyrażonego przez stosunek naprężeń głównych σ_{ps} do obliczeniowej wytrzymałości betonu na rozciąganie f_{ctd}) dla różnych warunków współpracy płyty z nadbetonem: płyta bez nadbetonu, pełne zespolenie płyty z nadbetonem zbrojonym, pełne zespolenie płyty z nadbetonem niezbrojonym, oraz nadbeton jako balast (rys. 4)

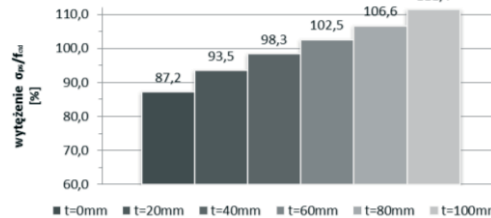
W kolejnych obliczeniach określono wpływ grubości warstwy nadbetonu (zmiennej w zakresie od $t = 0$ mm do $t = 100$ mm) na wyężenie płyty (rys. 5) oraz wartości współczynnika tarcia w styku górnej krawędzi płyty HC z nadbetonem (zmiennej od $\mu=2,0$ wg *fib* do $\mu=0,5$, jak dla powierzchni bardzo gładkiej wg [13]) (rys. 6).

Przeanalizowano także wpływ kolejności betonowania styków pionowych i układania nadbetonu na nośność na ścinanie płyt HC (rys. 7). Uwagę należy zwrócić na fakt, że o zespoleniu między dźwigarem i płytą HC można mówić dopiero po zabetonowaniu i stwardnieniu styków. Gdy nadbeton układany jest po wcześniejszym związaniu betonu w stykach, jego ciężar własny należy przyjmować jako obciążenie zmienne. Inaczej uwzględnia się ciężar nadbetonu, gdy układany jest w tym samym czasie, co betonowanie styków. Gdy płyty na etapie montażu są tymczasowo podpierane ich ciężar własny należy także uwzględnić jako obciążenie zmienne. Metoda projektowania powinna uwzględniać kolejność realizacji konstrukcji, ponieważ w większości wypadków obciążenie zmienne będzie miało decydujące znaczenie [8].

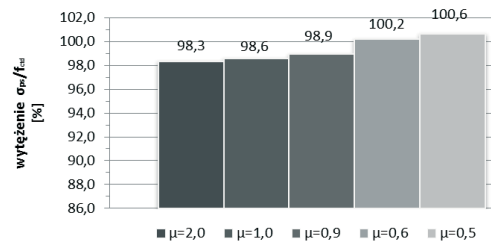
Podjęto również próbę oszacowania wpływu stopnia zbrojenia betonu uzupełniającego na wyężenie żeberek płyt kanałowych (rys. 8).



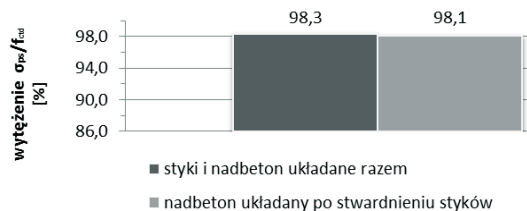
Rys. 4. Zależność wyężenia płyty HC od obliczeniowego sposobu uwzględniania nadbetonu.



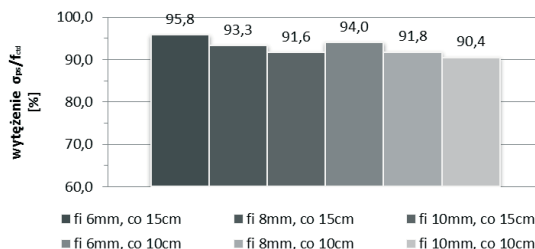
Rys. 5. Zależność wyężenia płyty HC od grubości warstwy nadbetonu.



Rys. 6. Zależność wyężenia płyty HC od współczynnika tarcia μ .



Rys. 7. Zależność wyężenia płyty HC od kolejności betonowania styków pionowych i nadbetonu.



Rys. 8. Zależność wyżyczenia płyty HC od poziomu zbrojenia nadbetonu.

5. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych analiz, z wykorzystaniem procedur obliczeniowych zawartych w wytycznych *fib*, można sformułować następujące wnioski:

- obliczeniowe wyżyczenie ścinanego żeberka płyty HC zwiększa się w wyniku dołożenia warstwy nadbetonu i pogarsza się wraz ze wzrostem jej grubości. Choć fakt dociążenia konstrukcji ciężarem własnym nadbetonu jest bezdyskusyjny, to wydaje się iż zwiększenie wymiarów przekroju konstrukcji zespolonej płyta-dźwigar winno skutkować mniejszym jej wyżyceniem. Należy mieć na uwadze fakt, że Autor badań [3] zwrócił uwagę na negatywne konsekwencje układania nadbetonu, tj. zwiększenie powierzchni półki ściskanej powodujące wzrost całkowitego strumienia stycznych naprężeń podłużnych w żeberku płyty.
- Analiza wpływu wartości współczynnika tarcia między warstwą nadbetonu a górną powierzchnią prefabrykatu wykazała znikomy wpływ tego parametru na wyżycenie płyty.
- Rezultat uwzględnienia w modelu obliczeniowym kolejności betonowania styków pionowych i warstwy nadbetonu jest zbieżny z oczekiwaniami, ale nie wpływa on zasadniczo na wyżycenie płyty.
- Wzrost stopnia zbrojenia betonu uzupełniającego (nadbetonu) poprawia warunki pracy konstrukcji zespolonej płyta-dźwigar, co jest zgodne z wynikami wyżej cytowanych badań. Zbrojenie w warstwie nadbetonu może zredukować deformacje płyty w kierunku dźwigara, a tym samym pozytywnie wpływać na jej nośność na ścinanie. Taki efekt pracy zbrojenia uzyskano modyfikując formułę opisującą F_{top} (7) poprzez wybór maksymalnej a nie minimalnej wartości z dwóch podanych funkcji.

Uzyskane wyniki obliczeń analitycznych uwzględniających obecność betonu uzupełniającego nie w pełni odpowiadają powszechnemu przekonaniu projektantów o pozytywnym wpływie nadbetonu, jak i wynikom badań doświadczalnych [3]. Zdaniem Autorów referatu jest to uzasadnieniem potrzeby przeprowadzenia dalszych badań doświadczalnych w zakresie konstrukcji Slim Floor współpracujących z nadbetonem oraz próby modyfikacji opisanego modelu obliczeniowego tych konstrukcji. Dotychczas powyższe zagadnienie zostało przedstawione w Polsce jedynie w sposób opisowy w [15].

Literatura

- 1 Pajari M., Koukari H. Shear resistance of PHC slabs supported on beams I: Tests. Journal of Structures Engineering 9 (1998).
- 2 Pajari M., Design recommendations for Hollow Core supported on beams. VTT Research Rapport RTE37-IR-2/1995, Espoo, 1995.
- 3 Pajari M., Yang L. Shear capacity of Hollow Core slabs on flexible supports. VTT Research Notes 1587, Espoo 1994.
- 4 Pajari M. Shear resistance of PHC slabs supported on beams II: Analysis. Journal of Structures Engineering 9 (1998).
- 5 FIB Bulletin 6 Special design considerations for precast prestressed Hollow-Core floors, (2012).

- 6 Pajari M. Shear resistance of prestressed Hollow Core slabs on flexible supports. VTT Publications 228, Espoo, 1995.
- 7 Norma PN-EN 1168:2005+A3 2011 Prefabrykaty z betonu – płyty kanałowe.
- 8 Leskelä M., Pajari M. Reduction of the vertical shear resistance in Hollow-core slabs when supported on beams. Proceedings of Concrete`95 Conference, Brisbane, Australia, 1995.
- 9 Mercx W., Walraven J.C. The bearing capacity of prestressed Hollow Core, Delft, 1983.
- 10 Girhammar U.A. Design principles for simply supported prestressed Hollow Core slabs. Structural Eng. Review 4 (1992).
- 11 Pajari M. Design of prestressed Hollow Core slab. VTT Research Rapport 657, Espoo, 1989.
- 12 Mattock A.H., Hawkins N.M. Shear transfer in reinforced concrete-recent research. PCI Journal 1 (1972).
- 13 Norma PN-EN 1992-1-1+AC2008. Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- 14 Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.10-228 2009.
- 15 Szulc J. Projektowanie prefabrykowanej konstrukcji zespolonych z uwzględnieniem podatności styku i elementów podporowych. Instrukcje Wytyczne Poradniki. ITB, Warszawa 2012.

Influence of concrete topping on behaviour of prestressed Hollow Core floor slabs on flexible supports

Wit Derkowski¹, Mateusz Surma²

1 Institute of Building Materials and Structures, Faculty of Civil Engineering, Cracow University of Technology, e-mail: derkowski@pk.edu.pl

2 Institute of Building Materials and Structures, Faculty of Civil Engineering, Cracow University of Technology, e-mail: msurma@pk.edu.pl

Abstract: Slim Floors (SF) are the structures made of the Hollow Core (HC) slabs supported on the slender beams, where the beam height is usually slightly greater than the height of precast slab element. With the increase of the supports' deflection, the deformation of the HC slab occurs, and in consequence, additional transverse normal and shear stresses appear in the precast element, which can cause a diagonal cracking and destruction of external webs of this element. It may also result in longitudinal cracks on bottom surface of the slab. Despite the frequent implementation of this type of structures, the existing standard EN 1168 gave only a brief record of the need to take the reduction in design shear capacity into account, but is not given any calculation procedure.

It is widely believed that reduction of unfavourable effects of shear stress in the HC slab's web can be achieved by filling the cores with concrete or arrangement of the monolithic layer or concrete topping. The *fib* guidelines are practically the only one document which allows to determine the shear capacity of SF slabs, including the influence of concrete topping or core filling – brief description of this design model is presented in the paper. In order to determine the effect of concrete topping on the behaviour of prestressed HC slabs on the flexible supports, a number of calculation analyzes were performed, which take into account the effects of thickness of the concrete topping, the value of the friction coefficient between the concrete topping and the precast element, the sequence of concreting of vertical joints and topping layer and the amount of supplementary reinforcement in the topping. The results of the calculations, and the conclusions derived from them, are presented in the article.

Keywords: Hollow Core, flexible support, Slim Floor Structures, concrete topping, precast slabs

Wpływ temperatury zbrojenia na sztywność belek żelbetowych w warunkach pożarowych

Michał Głowacki¹, Marian Abramowicz², Robert Kowalski³

^{1,3} Instytut Inżynierii Budowlanej, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska, e-mail: m.głowacki@il.pw.edu.pl, r.kowalski@il.pw.edu.pl

² Katedra Bezpieczeństwa Budowli, Wydział Inżynierii Bezpieczeństwa Pożarowego, Szkoła Główna Służby Pożarniczej w Warszawie, e-mail: mabramowicz@sgsp.edu.pl

Streszczenie: W referacie przedstawiono analizę w zakresie wpływu wysokiej temperatury na belki z ogrzewaną strefą rozciąganą. Badania w wysokiej temperaturze przeprowadzono pod działaniem stałego obciążenia, wynoszącego 50 albo 70% siły niszczącej, zapewniającego stałą wartość momentu zginającego w środkowej ogrzewanej części belki. Zbadano belki o dwóch stopniach zbrojenia: 0,44 albo 1,13%. W sumie rozpatrzono cztery serie belek, po trzy w każdej serii (12 elementów). W referacie przeanalizowano względne obniżenie sztywności przekroju belek w zależności od temperatury zbrojenia. Sztywności uzyskane eksperymentalnie, obliczone dwoma sposobami (pomiar maksymalnego ugięcia elementu lub pomiar ugięć w trzech punktach badanego odcinka) porównano z wynikami obliczeń przeprowadzonych według wymagań Eurokodu. Z przeprowadzonej analizy wynika, iż obniżenie sztywności elementu obliczone na podstawie wymagań Eurokodu jest nieco większe od określonego eksperymentalnie.

Słowa kluczowe: belki żelbetowe, ugięcie, krzywizna, sztywność, wysoka temperatura

1. Wprowadzenie

Sztywność oraz nośność przekrojów elementów żelbetowych narażonych na działanie wysokiej temperatury obniża się znacznie na skutek pogorszenia cech mechanicznych betonu i stali zbrojeniowej [1, 2]. W praktyce podczas działania pożaru na zginane elementy konstrukcyjne (płyty lub belki) ogrzewaniu może być poddana rozciągana albo ściskana strefa przekroju. Sztywność przekroju z ogrzewaną strefą rozciąganą (zbrojeniem) obniża się znacznie szybciej niż w przypadku gdy na działanie pożaru jest narażona strefa ściskana przekroju [3, 4, 5].

Pierwsze analizy wyników badań wpływu wysokiej temperatury na obniżenie sztywności zginanych elementów żelbetowych zaprezentowano w pracy [3]. Przedstawiono tam szczegółowy opis badań i porównanie względnego obniżenia sztywności belek z ogrzewaną strefą rozciąganą oraz ściskaną w zależności od czasu ogrzewania. Obniżenie sztywności przekrojów belek obliczono na podstawie pomierzonego maksymalnego ugięcia.

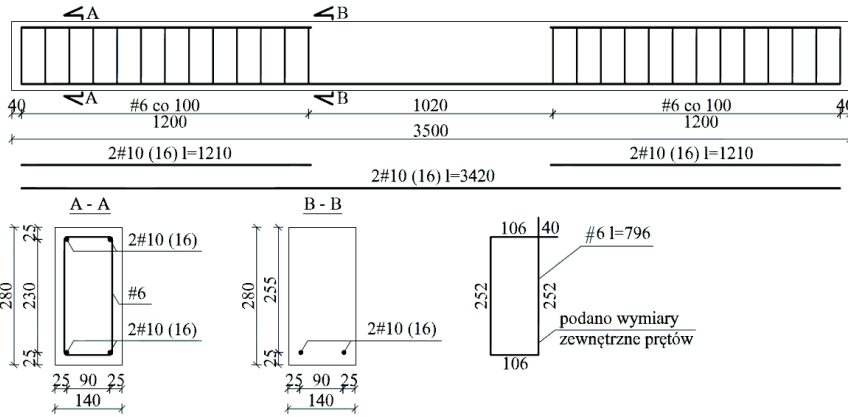
W tej pracy rozszerzono zakres analiz dotyczących obniżenia sztywności belek z ogrzewaną strefą rozciąganą. Przedstawiono wyniki obliczeń pól temperatury (MES), na podstawie których określono temperaturę zbrojenia, zastosowano alternatywny sposób wyznaczenia względnego obniżenia sztywności przekroju belek oraz porównano wartości uzyskane eksperymentalnie z wynikami obliczeń przeprowadzonych według wymagań Eurokodu [1].

2. Badania eksperymentalne

1.1. Elementy

W wysokiej temperaturze zbadano w sumie 24 belki żelbetowe o przekroju 140x280 mm, długości 3500 mm. Wszystkie elementy wykonano z betonu klasy C25/30

z kruszywem żwirowym (krzemianowym). Zbrojenie główne stanowiły dwa pręty o średnicy 10 albo 16 mm (stopień zbrojenia $\rho_f=0,44$ albo 1,13%) wykonane ze stali gatunku B500SP. Wymiary oraz sposób zbrojenia belek przedstawiono na rys. 1.



Rys. 1. Wymiary oraz zbrojenie badanych belek

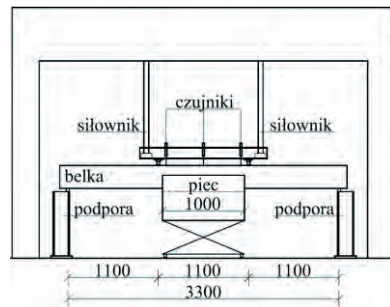
1.2. Przebieg badań

W badaniach przyjęto dwa schematy statyczne zapewniające stałą wartość momentu zginającego na środkowym, ogrzewanym odcinku belki. W pierwszym schemacie belkę podparto swobodnie na końcach i obciążono dwiema siłami skupionymi usytuowanymi w 1/3 rozpiętości. W schemacie drugim belkę odwrócono, podpory umieszczono w 1/3 rozpiętości, a obciążenie przyłożono na końcach. Jak już wspomniano wyżej w tej pracy ograniczono się do przeprowadzenia analiz elementów zbadanych w schemacie pierwszym, tzn. z ogrzewanym zbrojeniem (rys. 2). W ten sposób zbadano 12 elementów podzielonych na cztery serie (2 stopnie zbrojenia x 2 poziomy wyężenia; 3 jednakowe elementy w każdej serii). Belki w pierwszej kolejności obciążono do poziomu wynoszącego 50 albo 70% wartości siły niszczonej, a następnie ogrzewano pod działaniem stałych sił aż do zniszczenia.

a)



b)



Rys. 2. Badania według schematu, w którym była ogrzewana strefa rozciągana: a) wygląd stanowiska, b) schemat stanowiska

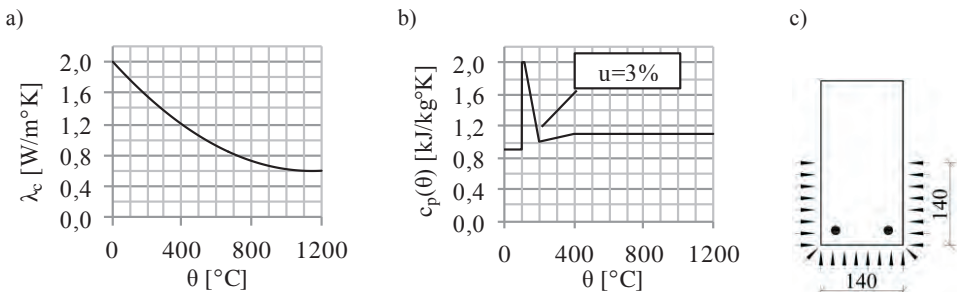
3. Temperatura zbrojenia

Zasadniczym celem przedstawionych niżej obliczeń było określenie wartości temperatury poszczególnych prętów zbrojeniowych. Bezpośrednie pomierzenie tej wartości byłoby bardzo trudne, a praktycznie niemożliwe, ponieważ wymagałoby umieszczenia termopar w środku pręta. W przypadku usytuowania termopar na powierzchni prętów uzyskane wyniki nie byłyby adekwatne. Podczas badań mierzono zatem temperaturę w wybranych miejscach przekroju (rys. 5).

Obliczenie rozkładu temperatury w przekroju elementu żelbetowego metodą elementów skończonych wymaga znajomości przewodności cieplnej i ciepła właściwego betonu oraz określenia strumienia ciepła przenikającego do wnętrza elementu przez jego powierzchnię. Ciepło to jest przekazywane przez konwekcję i promieniowanie, przy czym wiadomo, iż decydującą rolę odgrywa promieniowanie. W normie [6] są podane podstawowe informacje na temat określenia składowych strumieni ciepła, które może wnikać do wnętrza elementów żelbetowych narażonych na warunki pożarowe, pochodzących od konwekcji i promieniowania. Informacje te są jednak bardzo ogólne i nie można bezkrytycznie założyć, iż mogą one wiarygodnie odwzorowywać warunki, w jakich znajdowały się belki badane przez autorów w piecu elektrycznym.

W związku z powyższym w przeprowadzonych obliczeniach (od razu) zdefiniowano wartości temperatury występującej na powierzchni betonu, wykorzystując wyniki przeprowadzonych pomiarów.

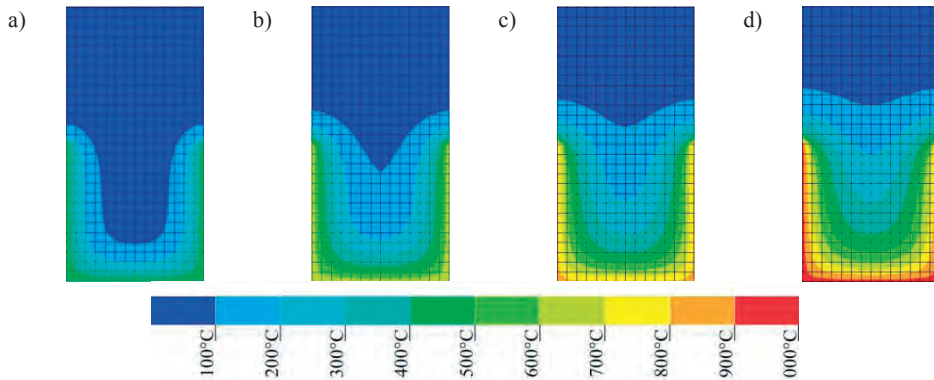
Obliczenia przeprowadzono za pomocą programu ANSYS, przyjmując dane charakteryzujące przepływ ciepła w betonie zaczerpnięte z [1]: przewodność cieplną – wg rys. 3a, ciepło właściwe – wg rys. 3b (beton o wilgotności 3%), gęstość objętościową – 2400 kg/m^3 . Rozpatrzono dwuwymiarowy model przekroju belki, składający się z ortogonalnych elementów ośmiowęzłowych o boku 1 cm. Przyjęto, iż wysoka temperatura panowała na dolnej krawędzi przekroju belki oraz na części powierzchni bocznych o wysokości 14 cm, licząc od dołu, co odpowiadało warunkom występującym podczas eksperymentu (rys. 3c).



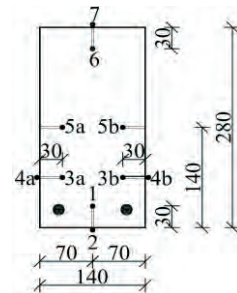
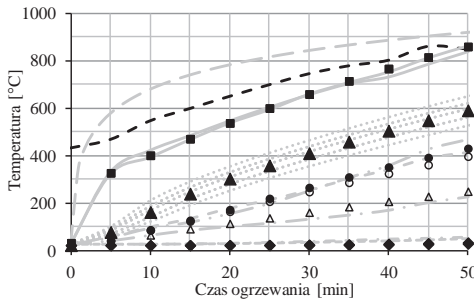
Rys. 3. Właściwości termiczne betonu wg [1]: a) przewodność cieplna, b) ciepło właściwe, c) strefa przekroju belki objęta ogrzewaniem

Na rys. 4 przedstawiono położenie izoterm w przekroju rozpatrywanego elementu po czasie ogrzewania wynoszącym odpowiednio: 15, 30, 45 i 60 minut. Należy tu przypomnieć [3], iż czas badania, po którym następowało zniszczenie belek wynosił maksymalnie 50 minut, w przypadku gdy wyężenie elementu było na poziomie 50% siły niszczącej oraz – 40 minut w przypadku wyężenia 70%.

Na rys. 5 podano porównanie wyników badań i obliczeń MES, których zgodność uznano za wystarczająco dobrą do wyznaczenia temperatury panującej w środku prętów zbrojeniowych. Przy okazji warto tu zwrócić uwagę na różnice temperatury występującej w poszczególnych węzłach oddalonych o zaledwie 0,5 cm od teoretycznego środka pręta. Wynosiły one ponad 100°C , co potwierdza obawy przedstawione na początku tego rozdziału.



Rys. 4. Położenie izoterm w przekroju belki 140 x 280 mm po czasie wynoszącym: a) 15 min, b) 30 min, c) 45 min, d) 60 min; badanie trwało maksymalnie 50 minut (Przecięcia linii wyznaczają położenie węzłów siatki usytuowanych w rozstawie wynoszącym 1 cm)



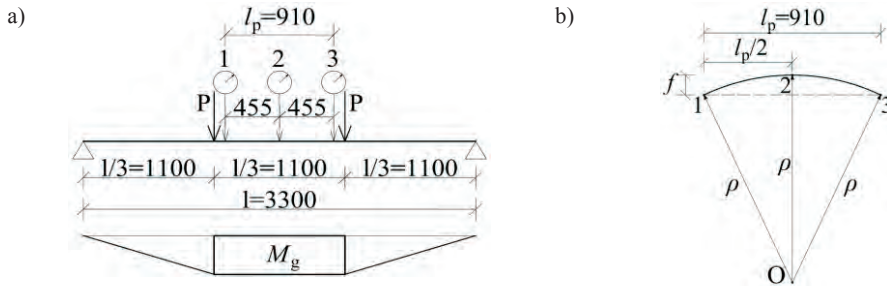
- | | | | | |
|-----------|---------------|-----------|---------------|---|
| — — — — — | krzywa stand. | - - - - - | Tpiec | T1, T2, T6, T7 – temperatury zmierzone odpowiednio w punktach 1, 2, 6, 7; |
| — — — — — | T2 i T4 | ■ | T2 i T4 MES | T3, T4, T5 – średnie arytmetyczne z temperatur zmierzonych odpowiednio w punktach 3a i 3b, 4a i 4b, 5a i 5b; krzywa stand. – krzywa standardowego przebiegu pożaru wg [6]; Tpiec – temperatura zmierzona w komorze pieca; |
| | Zbrojenie 1-8 | ▲ | Zbrojenie śr. | Zbrojenie 1-8 – temperatury na powierzchni zbrojenia (kolejne osiem węzłów elementu skończonego) obliczone za pomocą MES; |
| — · — · — | T1 | ● | T1 MES | Zbrojenie śr. – średnia arytmetyczna z temperatur na powierzchni pręta zbrojeniowego; MES - oznacza wyniki obliczeń metodą elementów skończonych |
| - - - - - | T3 | ○ | T3 MES | |
| — · — · — | T5 | △ | T5 MES | |
| - - - - - | T6 | ◆ | T6 MES | |
| - - - - - | T7 | ◇ | T7 MES | |

Rys. 5. Temperatura w przekroju belek – porównanie wyników badań i obliczeń

4. Określenie sztywności przekroju na podstawie pomiarów ugięcia w trzech punktach ogrzewanego odcinka belki

W pracy [3] podano wykresy względnego zmniejszenia sztywności ogrzewanego odcinka badanych belek, w zależności od czasu działania wysokiej temperatury. Sztywność przekroju oszacowano wtedy na podstawie wyników pomiaru maksymalnego ugięcia elementu, wykorzystując wzór Maxwella-Mohra oraz założenia zaczerpnięte z [7].

W tym referacie sztywność przekroju na ogrzewanym odcinku badanej belki oszacowano na podstawie wyników pomiarów ugięcia. Ich wartości mierzono za pomocą czujników indukcyjnych umieszczonych w trzech punktach, których usytuowanie przedstawiono na rys. 6a.



Rys. 6. a) Schemat statyczny i rozmieszczenie punktów pomiaru ugięcia (1, 2, 3), b) związki geometryczne w zginanej belce; f – strzałka ugięcia, ρ – promień krzywizny, $1/\rho$ – krzywizna,

l_p – długość odcinka pomiarowego, M_g – wartość momentu zginającego na ogrzewanym odcinku belki

Przyjmując w uproszczeniu, że oś odkształcona badanego odcinka belki jest częścią okręgu (rys. 6b) można zapisać zależność:

$$\left(\frac{l_p}{2}\right)^2 + (\rho - f)^2 = \rho^2, \tag{1}$$

z której po uwzględnieniu kolejnego uproszczenia, iż wartość f^2 jest na tyle mała, że może być pominięta otrzymuje się:

$$\frac{1}{\rho} \approx \frac{8f}{l_p^2}. \tag{2}$$

Biorąc pod uwagę, że na środkowym, ogrzewanym odcinku belki występuje czyste zginanie prawdziwa jest zależność:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_g}{B}. \tag{3}$$

Po podstawieniu i przekształceniu wzorów (2) i (3) otrzymano wyrażenie, z którego można obliczyć sztywność przekroju w temperaturze pokojowej $B_{t=0}$ oraz sztywność przekroju w wysokiej temperaturze B_t . W celu określenia względnego obniżenia sztywności $B_t/B_{t=0}$ wartości strzałki ugięcia w temperaturze pokojowej ($f_{t=0}$) podzielono przez wartości strzałki ugięcia w wysokiej temperaturze (f_t):

$$\frac{B_t}{B_{t=0}} = \frac{f_{t=0}}{f_t}. \tag{4}$$

Tabela 1. Średnie wartości strzałki ugięcia f dla poszczególnych serii badanych belek

Serie belek	Średnia wartość strzałki ugięcia f [mm] po czasie ogrzewania t [min]										
	Czas ogrzewania [min]										
	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
$\rho_f=0,44\%$, wyteżenie 50%	1,03	1,43	1,97	2,43	3,02	3,61	4,15	4,65	5,17	6,96	10,38
$\rho_f=0,44\%$, wyteżenie 70%	1,29	1,74	2,27	2,74	3,23	4,00	4,82	5,98	9,04		
$\rho_f=1,13\%$, wyteżenie 50%	0,98	1,34	1,76	2,14	2,47	2,73	3,01	3,36	3,85	4,82	10,81
$\rho_f=1,13\%$, wyteżenie 70%	1,51	1,81	2,16	2,50	2,99	3,60	4,65	6,17	3,76		

Wartość f obliczono z zależności:

$$f = f_2 - \frac{f_1 + f_3}{2}, \tag{5}$$

w której: f_1, f_2, f_3 są wartościami ugięcia pomierzonego w punktach 1, 2 i 3 (rys. 6).

W tabeli 1 podano uśrednione wartości strzałki ugięcia f obliczonej ze wzoru (5) na podstawie wyników pomiarów dla poszczególnych serii belek.

5. Określenie zmniejszenia sztywności przekroju w zależności od temperatury zbrojenia według wymagań Eurokodu

Zastępczą sztywność przekroju zginanego elementu żelbetowego można obliczyć ze wzoru [7]:

$$B = \frac{1}{\frac{1-\zeta}{B_I} + \frac{\zeta}{B_{II}}}, \quad (6)$$

w którym symbole B_I , B_{II} oznaczają odpowiednio sztywności przekroju obliczone według teorii fazy I i II, a ζ – współczynnik dystrybucji, zależny od wartości naprężeń w zbrojeniu rozciągającym.

W celu określenia sztywności przekroju przed ogrzewaniem skorzystano ze wzoru (6) przyjmując wartości charakterystyk geometrycznych oraz właściwości mechanicznych betonu i stali zbrojeniowej w temperaturze pokojowej.

W przypadku gdy ogrzewana jest strefa rozciągana belki, wzrasta temperatura zbrojenia, które jest już wyteżone. Całkowite odkształcenie zbrojenia jest zatem sumą odkształcenia od obciążeń zewnętrznych ($\varepsilon_{s,\sigma}$) oraz swobodnego odkształcenia termicznego ($\varepsilon_{s,0}$). Sumę tych odkształceń obliczono na podstawie modeli podanych w [1] w zależności od temperatury zbrojenia zaczerpniętej z rys. 5 (trójkąty). Następnie obliczono sieczny moduł sprężystości stali i współczynnik $\alpha_{e,fi}$:

$$\alpha_{e,fi} = \frac{E_{s,fi}}{E_{cm}}. \quad (7)$$

Przykładowe wyniki obliczeń całkowitego odkształcenia zbrojenia oraz wartości współczynnika $\alpha_{e,fi}$ dla jednej serii belek przedstawiono w tabeli 2.

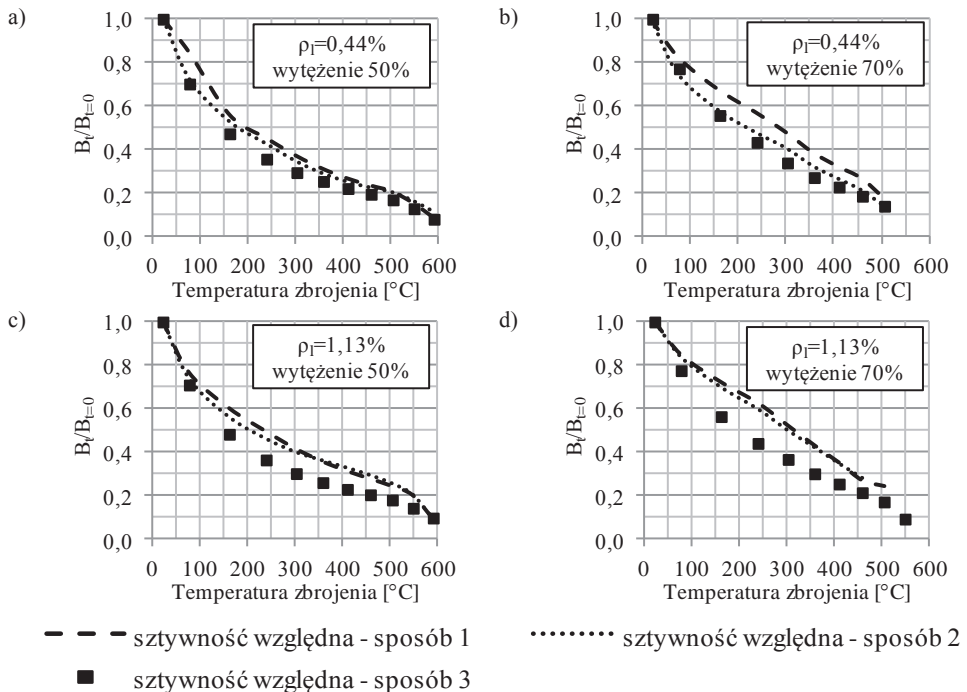
Tabela 2. Przykładowe (dla wybranej serii) wyniki obliczeń odkształcenia zbrojenia $\varepsilon_{s,tot}$ oraz wsp. $\alpha_{e,fi}$

Serie belek	Czas ogrz. [min]	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
	Temperatura zbrojenia [°C]	22	78	162	240	303	359	411	459	505	549	591
$\rho_f=0,44\%$, wyteżenie 50%	$\varepsilon_{s,\sigma}$ [‰]	1,39	1,39	1,47	1,58	1,70	1,81	2,03	2,35	2,97	5,52	13,02
	$\varepsilon_{s,0}$ [‰]	0,00	0,72	1,81	2,87	3,76	4,58	5,37	6,11	6,84	7,55	8,25
	$\varepsilon_{s,tot}$ [‰]	1,39	2,11	3,28	4,45	5,46	6,39	7,40	8,46	9,81	13,07	21,27
	$\alpha_{e,fi}$ [-]	5,96	3,93	2,50	1,82	1,47	1,25	1,08	0,94	0,81	0,61	0,37

Względne obniżenie sztywności przekroju, spowodowane działaniem wysokiej temperatury określono, wykorzystując wzór (6), jako stosunek zastępczej sztywności występującej w przekroju ze zbrojeniem rozgrzanym do wysokiej temperatury do zastępczej sztywności w temperaturze pokojowej ($B_f/B_{f=0}$).

6. Porównanie sztywności określonej na podstawie wyników badań ze sztywnością obliczoną według Eurokodu

Na rys. 7 przedstawiono wykresy względnego obniżenia sztywności przekroju w zależności od temperatury zbrojenia. Na osi pionowej odłożono wartości sztywności względnej obliczonej trzema sposobami: (1) na podstawie pomierzonych wartości maksymalnego ugięcia belki, ze wzoru Maxwella-Mohra, (2) na podstawie wyników pomiarów ugięcia dokonanych w trzech punktach, (3) według wymagań Eurokodów [1, 7], na podstawie obliczonej temperatury zbrojenia, zaczerpniętej z rys. 5.



Rys. 7. Wykresy względnego obniżenia sztywności przekroju z ogrzewanym zbrojeniem: a) $\rho_f=0,44\%$, wytyż. 50%, b) $\rho_f=0,44\%$, wytyż. 70%, c) $\rho_f=1,13\%$, wytyż. 50%, d) $\rho_f=1,13\%$, wytyż. 70%;

Względne obniżenie sztywności przekroju (rys. 7) określone na podstawie wyników badań dwoma sposobami tzn. „z maksymalnego ugięcia” oraz „z ugięć w trzech punktach badanego odcinka” okazały się bardzo zbliżone do siebie. Względne obniżenie sztywności badanych belek, obliczone na podstawie wymagań Eurokodów [1, 7], przebiegało szybciej (tzn. przy niższej temperaturze zbrojenia), niż określone na podstawie wyników badań.

Względna wartość obniżenia sztywności praktycznie nie zależała od stopnia zbrojenia belek. Była ona natomiast zależna od ich wytyżenia. W belkach mniej wytyżonych (50% siły niszczącej) już przy temperaturze zbrojenia zawierającej się w przedziale od 150 do 250°C wystąpiło obniżenie sztywności o około 50%. W belkach bardziej wytyżonych (70% siły niszczącej) obniżenie sztywności o 50% występowało przy wyższej temperaturze zbrojenia zawierającej się w przedziale od 250 do 300°C.

Belki mniej wytyżone (50% siły niszczącej) uległy zniszczeniu przy temperaturze zbrojenia wynoszącej około 600°C, a belki bardziej wytyżone (70% siły niszczącej) – około 500 - 550°C.

7. Podsumowanie

W pracy, na podstawie wyników pomiaru temperatury w wybranych miejscach przekroju, określono jej wartość w punktach odpowiadających położeniu środka przekroju prętów. Różnice wartości temperatury występującej w węzłach oddalonych od teoretycznego środka pręta o zaledwie 5 mm wynosiły ponad 100°C. Potwierdza to obawy, iż wyniki pomiaru temperatury zbrojenia przeprowadzonego za pomocą termopar umieszczonych na powierzchni prętów mogą być nieadekwatne.

Obniżenie sztywności przekroju określone na podstawie wyników badań dwoma sposobami (maksymalnego ugięcia i ugięć w trzech punktach badanego odcinka) było praktycznie jednakowe, mniejsze od obliczonego na podstawie wymagań Eurokodu.

W elementach zginanych, z ogrzewaną rozciąganą strefą przekroju, po wystąpieniu temperatury zbrojenia w przedziale od 150 do 300°C, należy się spodziewać dwukrotnego zmniejszenia sztywności.

Literatura

- 1 PN-EN 1992-1-2:2008. Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-2: Reguły ogólne - Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe.
- 2 fib Bulletin 38/2007. Fire design for concrete structures – materials, structures and modelling.
- 3 Głowacki M., Abramowicz M., Kowalski R.: Badania wpływu wysokiej temperatury na sztywność belek żelbetowych. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej nr 283 Budownictwo i Inżynieria Środowiska z. 59 (nr 3/2012/II) (2012) str. 69-76.
- 4 fib Bulletin 46/2008. Fire design of concrete structures – structural behaviour and assessment.
- 5 Kowalski R., Urbański M.: Redistribution of bending moments in multi-span R/C beams and slabs subjected to fire. 7th International Conference AMCM, Kraków 2011, p. 325-326.
- 6 PN-EN 1991-1-2. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-2: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania na konstrukcje w warunkach pożaru.
- 7 PN-EN 1992-1-1;2008. Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

The influence of reinforcement temperature on stiffness of reinforced concrete beams in fire conditions

Michał Głowacki¹, Marian Abramowicz², Robert Kowalski³

^{1,3} *Institute of Building Engineering, Faculty of Civil Engineering, Warsaw University of Technology, e-mail: m.glowacki@il.pw.edu.pl, r.kowalski@il.pw.edu.pl*

² *Construction Safety Department, Fire Safety Engineering Faculty, School of Fire Service in Warsaw, e-mail: mabramowicz@sgsp.edu.pl*

Abstract: This paper describes the analysis of high temperature influence on beams with heated tensile zone. High temperature experiments were performed under the static load of 50 or 70% of the destructive force ensuring constant value of bending moment in the central part of the heated beam. Beams with 2 reinforcement ratios – 0.44 and 1.13% were examined. In total four series of beams, three in each series (12 elements) were used. This paper analyses the reduction of relative beam cross section stiffness depending on reinforcement temperature. Experimentally obtained stiffness values calculated in two ways (element maximal deflection and deflection measured in three points of analysed element) were compared to calculation results made according to Eurocode. The performed analysis shows that reduction of the stiffness of element based on Eurocode calculations is slightly bigger than the experimentally obtained one.

Keywords: reinforced concrete beams, deflection, curvature, stiffness, high temperature

Metoda analizy pracy zginanego przekroju żelbetowego w stanie deformacji pokrytycznych

Jacek Korentz¹

¹ Instytut Budownictwa, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Uniwersytet Zielonogórski, e-mail: j.korentz@ib.uz.zgora.pl

Streszczenie: W teorii żelbetu opisywane są trzy fazy pracy belki zginanej; bez rys, zarysowanej i w stanie równowagi granicznej. Jednak elementy żelbetowe mogą pracować też w stanie deformacji pokrytycznych, jak ma to miejsce podczas wstrząsów sejsmicznych. Według reguł Eurokodu 8, dotyczącego projektowania konstrukcji na terenach aktywnych sejsmicznie, konstrukcje mogą ulec dużym deformacjom plastycznym i z tego względu powinny charakteryzować się odpowiednią ciągliwością globalną i lokalną. To powoduje iż niezbędna jest ocena ciągliwości projektowanych konstrukcji żelbetowych. Do tego celu konieczne jest wykorzystanie metod analitycznych, które nie powinny być zbyt mocno rozbudowane, czy też skomplikowane. W artykule zaproponowano rozszerzenie faz pracy belki zginanej o fazy pracy, które mają miejsce po przekroczeniu klasycznego stanu granicznego nośności. Zaprezentowano także metodę analizy pracy żelbetowego przekroju zginanego we wszystkich jego fazach pracy. W metodzie tej budowane są zależności moment-krzywizna dla określonego stanu wyciężenia przekroju.

Słowa kluczowe: Belka żelbetowa, przekrój, zginanie, ciągliwość, krzywizna, stan pokrytyczny.

1. Wprowadzenie

Analiza pracy elementów żelbetowych w formacji stanów granicznych nośności i użyteczności wg Eurokodu 2 [11] jest stosowana w klasycznych sytuacjach projektowania konstrukcji. Są jednak przypadki, kiedy konieczna jest nietypowa analiza konstrukcji, która może dotyczyć konstrukcji o szczególnej odpowiedzialności, konstrukcji narażonych na działanie obciążeń wyjątkowych, czy też konstrukcji zlokalizowanych na terenach aktywnych sejsmicznie. W przypadku oddziaływań sejsmicznych będą to metody analizy konstrukcji według zaleceń Eurokodu 8 [12] i wówczas niezbędna jest ocena zachowania projektowanych konstrukcji w stanie deformacji pokrytycznych. Dlatego należy sprawdzić czy konstrukcja charakteryzuje się wymaganą ciągliwością globalną i lokalną. Wymaga to zastosowania bardziej złożonych metod analizy konstrukcji [1], szeroko opisanych w pracy [2], innych niż w przypadkach typowych, ponieważ konstrukcje doznają dużych deformacji po uplastycznieniu materiałów, z których są wykonane.

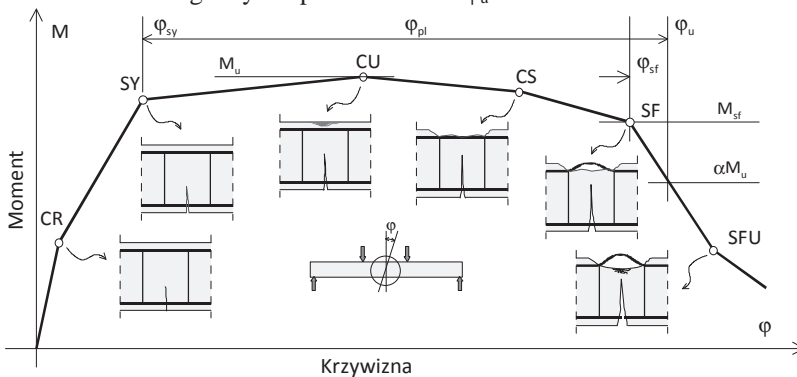
W tym celu należy stosować odpowiednie związki konstytutywne dla betonu i stali, w szczególności opisujące zależności między naprężeniami a odkształceniami po przekroczeniu wytrzymałości. Konieczne jest też uwzględnienie dynamicznego charakteru obciążeń, a także co jest z tym związane ich cyklicznego działania, co czyni analizę zachowania konstrukcji bardziej złożoną. Wówczas metody analityczne stają się bardzo rozbudowane, a do tego są czasochłonne i pracochłonne. Bardzo pomocne w tym przypadku są metody numeryczne bazujące na metodzie elementów skończonych. Jednak metody analityczne oceny pracy konstrukcji w stanie deformacji pokrytycznych można bardzo uprościć bez szkody dla ich dokładności. W niniejszym artykule zaprezentowano metodę analizy przekroju żelbetowego poddanego zginaniu bez udziału siły podłużnej. Metoda ta może mieć zastosowanie zarówno dla obciążeń monotonicznych jak i obciążeń cyklicznych [6], a uzyskane tą drogą wyniki mogą posłużyć do poprawnej oceny pracy prętowych elementów żelbetowych, również w zakresie deformacji pokrytycznych.

2. Fazy pracy belki zginanej

Na rys.1 zilustrowane są fazy pracy elementu zginanego. Na wykresie zamieszczonym na tym rysunku, będącym idealizowaną zależnością moment-krzywizna, można wyróżnić kilka charakterystycznych punktów, którym można przypisać określony stan wyężenia przekroju i towarzyszących mu uszkodzeń. Są to: zarysowanie elementu (punkt CR), uplastycznienie zbrojenia rozciąganego (SY), kruszenie betonu otuliny (CU), odsłojenie betonu otuliny (CS), wybożenie ściskanych prętów zbrojenia podłużnego (SF) i stabilizacja nośności (SFU). Ponadto do prezentowanej zależności można dodać jeszcze dalsze fazy pracy, którym towarzyszy kruszenie betonu w rdzeniu przekroju, a także zerwanie prętów zbrojenia rozciąganego.

Do chwili uplastycznienia zbrojenia rozciąganego nośność przekroju rośnie. Później następuje proces przyrostu deformacji, płynięcia, któremu towarzyszy degradacja nośności. Spadek nośności zapoczątkowany jest przez kruszenie betonu otuliny, a następnie postępuje on w wyniku odpajania otuliny. Spadek nośności przekroju jest bardzo wyraźny od chwili wybożenia prętów zbrojenia podłużnego. Później spadek nośności spowodowany jest wybożeniem zbrojenia ściskanego i kruszeniem betonu wewnątrz szkieletu zbrojenia. Intensywność poszczególnych destrukcyjnych procesów zależy od właściwości mechanicznych zastosowanych materiałów, a przede wszystkim od ilości zbrojenia podłużnego i poprzecznego, a także sposobu jego rozmieszczenia w strefie przegubu plastycznego.

Z punktu widzenia oceny plastycznego obrotu przekroju praktyczne znaczenie mają dwa punkty na prezentowanej zależności; punkt w chwili uplastycznienia przekroju φ_y i punkt w chwili umownego wyczerpania nośności φ_u .



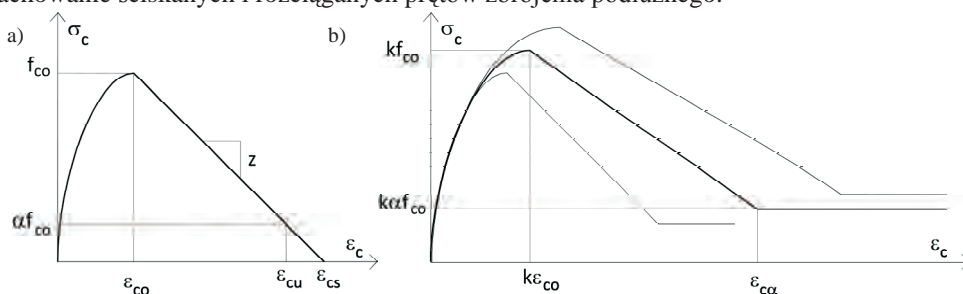
Rys.1. Fazy pracy belki zginanej

Definicje stanu wyężenia przekroju, dla którego uznaje się, że nastąpiło uplastycznienie przekroju i wyczerpanie jego nośności są zróżnicowane. Początek uplastycznienia przyjmowany jest najczęściej w chwili uplastycznienia zbrojenia rozciąganego. Natomiast jako kryterium wyczerpania nośności przyjmowany jest umowny spadek nośności ($\alpha = 15\% \div 30\%$) [3,12]. Jak można zauważyć na rys.1 raptowny spadek nośności ma miejsce po wybożeniu niesprężystym ściskanych prętów zbrojenia podłużnego; wówczas beton nie współpracuje z tym zbrojeniem. Dlatego można przyjąć, że umowne wyczerpanie nośności przekroju następuje z chwilą wybożenia prętów, co nie wymaga określania procentowego spadku nośności. Wówczas graniczny moment zginający jest równy M_{sf} , a krzywizna φ_{sf} .

3. Modele materiałów

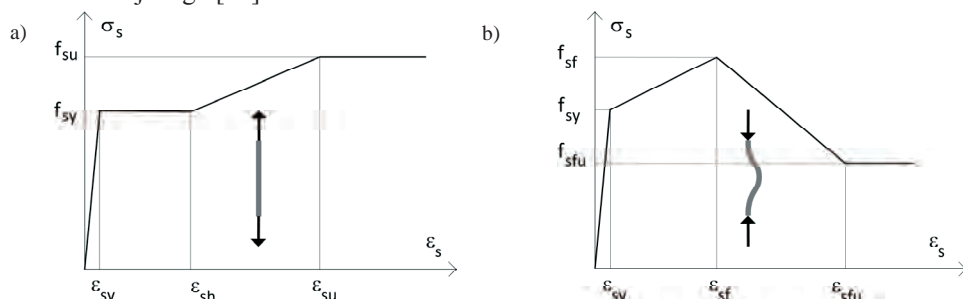
Deformacjom pokrytycznym konstrukcji towarzyszą duże odkształcenia materiałów, dlatego bardzo ważna jest część wykresu zależności naprężenie-odkształcenie dla betonu i stali po przekroczeniu wytrzymałości. Związki między naprężeniami a odkształceniami powinny w maksymalnym stopniu odzwierciedlać rzeczywiste zachowanie materiałów dla tak dużego stopnia ich wyężenia. Ponad to w przypadku betonu należy uwzględnić

odmiennie zachowanie betonu w otulinie i odmiennie zachowanie betonu wewnątrz szkieletu zbrojenia, a w przypadku stali zbrojeniowej należy uwzględnić odmiennie zachowanie ściskanych i rozciąganych prętów zbrojenia podłużnego.



Rys.2. Modele betonu: a) beton otuliny (model Kent-Park [5]), b) beton uzwojony (Korentz[7])

Na rys.2 zilustrowane są modele betonu, które zostały zastosowane w dalszej części analizy pracy przekroju zginanego. Przyjęto odmiennie związki naprężenie-odkształcenie dla betonu otuliny i betonu wewnątrz szkieletu zbrojenia. Zachowanie betonu otuliny opisuje model Kent-Park [5]. Natomiast zachowanie betonu uzwojonego opisuje model Korentz [7], który jest uśrednionym modelem Kent-Park dla betonu nieuzwojonego [5] i betonu uzwojonego [10].



Rys.3. Modele zbrojenia: a) pręty rozciągane, b) pręty ściskane (Korentz[8])

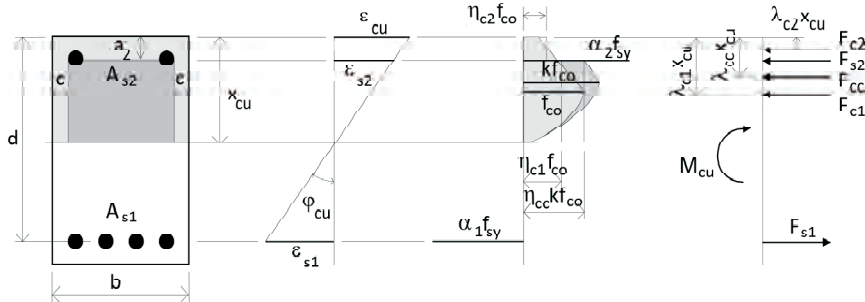
Na rys.3 zamieszczone są modele prętów zbrojenia podłużnego. Dla prętów rozciąganych przyjęto model sprężysto-plastyczny ze wzmocnieniem (rys3a), a dla prętów zbrojenia ściskanego przyjęto model Korentz [9], który uwzględnia ich niesprężyste wyboczenie.

4. Praca przekroju zginanego

Poszczególnym fazom pracy belki zginanej, zilustrowanym na rys.1, towarzyszy określony stan wyężenia przekroju, któremu można przypisać odpowiedni stan odkształceń i stan naprężeń. Znając związki między naprężeniami a odkształceniami w betonie i zbrojeniu podłużnym, wykorzystując warunki równowagi sił przekrojowych i związki geometryczne oparte na hipotezie płaskich przekrojów można wyprowadzić wzory do obliczania krzywizny przekroju i momentu zginającego przenoszonego przez przekrój. W analizie pomija się wytrzymałość betonu na rozciąganie. W celu uproszczenia analizy przyjmuje się w strefie ściskanej zastępcze prostopadłościennie bryły naprężeń [4,11,13], opisane parametrami λ i η , które są zilustrowane na rys.4.

W pracy Korentz [8] podane są zależności do obliczania momentów zginających i krzywizn w formacji stanów granicznych. Opisują one trzy pierwsze fazy pracy przekroju: zarysowanie przekroju, uplastycznienie i stan graniczny nośności, który został zdefiniowany przez graniczne odkształcenie w skrajnym ściskanym włóknie betonu. Zależności dla fazy trzeciej mogą być również obliczane w sposób podany niżej, dla przypadku zróżnicowania właściwości mechanicznych betonu otuliny i betonu wewnątrz rdzenia przekroju.

Dla określonego poziomu obciążenia w strefie ściskanej dochodzi do kruszenia betonu otuliny. Stan odkształceń, stan naprężeń i siły przekrojowe w tej fazie pracy przekroju ilustruje rys.4. Przyjmuje się, że kruszenie betonu otuliny ma miejsce, od chwili gdy odkształcenia w skrajnym włóknie ściskanym osiągną wartość ε_{cu} . Ponadto to uwzględnia się odmienne zachowanie betonu otuliny i betonu wewnątrz szkieletu zbrojenia, a także odmienne zachowanie prętów ściskanych i prętów rozciąganych.



Rys.4. Stan odkształceń i naprężeń w przekroju w chwili kruszenia betonu otuliny (stan CU)

W tej fazie wyężenia krzywiznę przekroju określa wzór:

$$\phi_{cu} = \frac{\varepsilon_{cu}}{d \xi_{cu}} \quad (1)$$

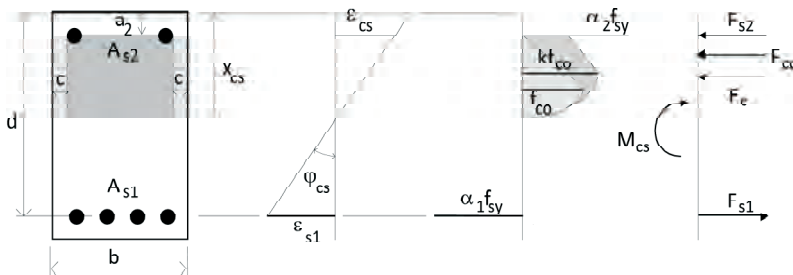
w którym względna wysokość strefy ściskanej ξ_{cu} jest równa:

$$\xi_{cu} = \frac{\eta_{cc} k \beta_2 (1 - 2\beta_b) - \eta_{c2} \beta_2 (1 - 2\beta_b) + \omega_1 (\alpha_1 - \alpha_2 p)}{\eta_{cc} K (1 - 2\beta_b) \lambda_{cc} + 2\eta_{c1} \beta_b} \quad (2)$$

Bezwymiarowy moment zginający można obliczać z zależności:

$$m_{cu} = \frac{M_{cu}}{f_{co} b d^2} = 2\eta_{c1} \beta_b \xi_{cu} (1 - \lambda_{c1} \xi_{cu}) + \eta_{c2} (1 - 2\beta_b) \beta_2 (1 - \lambda_{c2} \beta_2) + \eta_{cc} k (\xi_{cu} - \beta_2) (1 - 2\beta_b) (1 - \beta_2 - \lambda_{cc} \xi_{cu}) + p \alpha_2 \omega_1 (1 - \beta_2) \quad (3)$$

gdzie: $\xi_{cu} = x_{cu}/d$ jest względną wysokością strefy ściskanej, $\omega_1 = \rho f_{sy}/f_{co}$ to mechaniczny stopień zbrojenia rozciąganego, λ_c , η_c i λ_{cc} , η_{cc} są parametrami zastępczej bryły naprężeń ściskających w betonie, k jest uśrednionym parametrem modelu betonu Kenta-Parka, $\beta_b = c/b$, $\beta_2 = a_2/d$ to parametry otuliny przekroju, $\alpha_1 = \sigma_{s1}/f_{sy}$ i $\alpha_2 = \sigma_{s2}/f_{sy}$ to wskaźniki poziomu naprężeń odpowiednio w zbrojeniu rozciągającym i zbrojeniu ściskającym.



Rys.5. Stan odkształceń i naprężeń w przekroju w chwili odspojenia betonu otuliny (stan CS)

Przy dalszym wzroście obciążenia dochodzi do odspojenia betonu otuliny. Zakłada się, że odspojenie betonu otuliny zbrojenia podłużnego ma miejsce w chwili, gdy odkształcenia betonu otuliny na poziomie środka ciężkości zbrojenia ściskanego osiągną

maksymalną wartość tj. są równe odkształceniu ε_{cs} . Stan odkształceń i naprężeń, a także sił przekrojowych w tej fazie wyteżenia przekroju ilustruje rys.5.

Krzywiznę przekroju w chwili odspojenia otuliny określa zależność:

$$\phi_{cs} = \frac{\varepsilon_{cs}}{d(\xi_{cs} - \beta_2)} \quad (4)$$

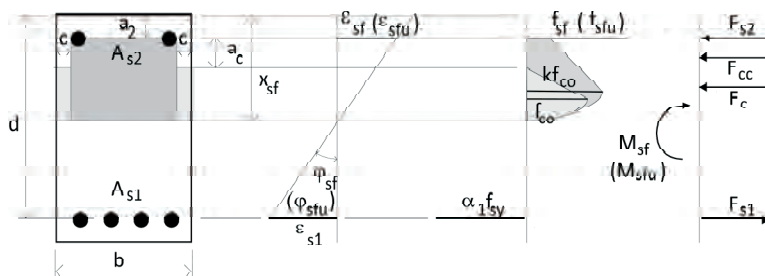
Względną wysokość strefy ściskanej ξ_{cs} w chwili odspojenia betonu otuliny obliczana jest ze wzoru:

$$\xi_{cs} = \frac{2\eta_c \beta_b \beta_2 + \eta_{cc} k (1 - 2\beta_b) \beta_2 + \omega_1 (\alpha_1 - \alpha_2 p)}{2\eta_c \beta_b + \eta_{cc} k (1 - 2\beta_b)} \quad (5)$$

Bezwymiarowy moment zginający m_{cs} przenoszony przez przekrój wyznaczany jest z zależności:

$$m_{cs} = \frac{M_{cs}}{f_{co} b d^2} = 2\eta_c \beta_b (\xi_{cs} - \beta_2) [1 - \beta_2 - \lambda_c (\xi_{cs} - \beta_2)] + \eta_{cc} k (1 - 2\beta_b) (\xi_{cs} - \beta_2) [1 - \beta_2 - \lambda_{cc} (\xi_{cs} - \beta_2)] + p \alpha_2 \omega_1 (1 - \beta_2) \quad (6)$$

Odspojeniu otuliny zazwyczaj towarzyszy niesprężyste wyboczenie prętów ściskanych. Ten stan wyteżenia przekroju jest zdefiniowany przez chwilę, w której pręty ściskane osiągają nośność $\sigma_s = f_{sf}$. Po przekroczeniu naprężenia f_{sf} i odpowiadającemu temu naprężeniu odkształcenia ε_{sf} nośność prętów ściskanych maleje (rys.3b).



Rys.6. Stan odkształceń i naprężeń w przekroju w chwili wyboczenia prętów ściskanych (stan SF) i w chwili stabilizacji (stan SFU)

W tej fazie wyteżenia przekroju zakłada się, że w prętach ściskanych są największe naprężenia, równe f_{sf} , co odpowiada maksymalnej sile przenoszonej przez te pręty. Beton otuliny ulega destrukcji na krawędziach bocznych, a beton wewnątrz szkieletu zbrojenia doznaje coraz większych odkształceń. Stan odkształceń i naprężeń, a także siły przekrojowe w chwili wyboczenia prętów ilustruje rys.6.

Krzywizna przekroju w chwili wyboczenia prętów jest wyrażona wzorem:

$$\phi_{sf} = \frac{\varepsilon_{sf}}{d(\xi_{sf} - \beta_2)} \quad (7)$$

w którym względna wysokość strefy ściskanej opisuje zależność:

$$\xi_{sf} = \frac{2\eta_c \beta_b (\beta_2 + \beta_h) + \eta_{cc} k (1 - 2\beta_b) \beta_2 + \omega_1 (\alpha_1 - \alpha_2 p)}{2\eta_c \beta_b + \eta_{cc} k (1 - 2\beta_b)} \quad (8)$$

gdzie: $\beta_h = a_c/d$ to parametr otuliny zbrojenia.

Bezwymiarowy moment zginający m_{sf} przenoszony przez przekrój jest równy:

$$m_{sf} = \frac{M_{sf}}{f_{co} b d^2} = 2\eta_c \beta_b (\xi_{sf} - \beta_2 - \beta_h) \left[1 - \beta_2 - \beta_h - \lambda_c (\xi_{sf} - \beta_2 - \beta_h) \right] + \eta_{cc} k (1 - 2\beta_b) (\xi_{sf} - \beta_2) \left[1 - \beta_2 - \lambda_{cc} (\xi_{sf} - \beta_2) \right] + p \alpha_2 \omega_1 (1 - \beta_2) \quad (9)$$

Kolejna faza pracy elementu zginanego ma miejsce po wyboczeniu prętów zbrojenia ściskanego. Po wyboczeniu niesprężystym nośność pręta ściskanego raptownie obniża się, a następnie stabilizuje się na pewnym poziomie dla naprężenia w zbrojeniu ściskanym $\sigma_{s2}=f_{sfu}$, zależnym między innymi od jego smukłości (por. rys.3b). Beton otuliny ulega dalszej destrukcji na krawędziach bocznych strefy ściskanej. Stan odkształceń i naprężeń w przekroju w tej fazie wytyżenia ilustruje rys.6.

Dla takiego stanu wytyżenia przekroju krzywizna wyrażona jest wzorem:

$$\phi_{sfu} = \frac{\varepsilon_{sfu}}{d(\xi_{sfu} - \beta_2)} \quad (10)$$

gdzie względna wysokość strefy ściskanej ξ_{sfu} obliczana jest ze wzoru:

$$\xi_{sfu} = \frac{2\eta_c \beta_b (\beta_2 + \beta_h) + \eta_{cc} k (1 - 2\beta_b) \beta_2 + \omega_1 (\alpha_1 - \alpha_2 p)}{2\eta_c \beta_b + \eta_{cc} k (1 - 2\beta_b)} \quad (11)$$

Bezwymiarowy moment zginający m_{sfu} przenoszony przez przekrój jest równy:

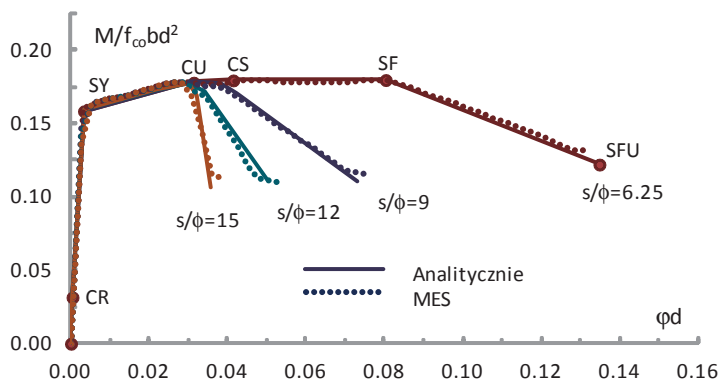
$$m_{sfu} = \frac{M_{sfu}}{f_{co} b d^2} = 2\eta_c \beta_b (\xi_{sfu} - \beta_2 - \beta_h) \left[1 - \beta_2 - \beta_h - \lambda_c (\xi_{sfu} - \beta_2 - \beta_h) \right] + \eta_{cc} k (1 - 2\beta_b) (\xi_{sfu} - \beta_2) \left[1 - \beta_2 - \lambda_{cc} (\xi_{sfu} - \beta_2) \right] + p \alpha_2 \omega_1 (1 - \beta_2) \quad (12)$$

Od tej chwili, przy dalszym zwiększaniu wytyżenia przekroju, nośność przekroju stabilizuje się na tak określonym poziomie. Wynika to oczywiście z przyjętych modeli betonu wewnątrz szkieletu zbrojenia i zbrojenia.

Przeprowadzanie obliczeń prezentowanymi wzorami, szczególnie wzorami do obliczania wysokości strefy ściskanej, wymaga zastosowania metod iteracyjnych lub wykorzystania aplikacji do rozwiązywania układów równań, np. Mathcad.

5. Przykład zastosowania

Przedstawioną metodę analizy pracy przekroju zginanego zilustrowano przykładem wpływu rozstawu strzemion w strefie potencjalnego przegubu plastycznego na zachowanie tego przekroju w zakresie deformacji pokrytycznych. Jednocześnie uzyskane wyniki obliczeń skonfrontowano z wynikami analizy numerycznej przeprowadzonej programem Xtract [14].



Rys.7. Porównanie wyników obliczeń analitycznych z wynikami uzyskanymi z analiz numerycznych.

Na rys.7 zamieszczone są zależności moment-krzywizna uzyskane na podstawie przedstawionych rozwiązań analitycznych i uzyskane metodą elementów skończonych. Współrzędne punktów wykresu w chwili zarysowania i uplastycznienia przekroju obliczono na podstawie zależności z pracy Korentz [7].

Przedmiotem analizy jest przekrój prostokątny o stopniu zbrojenia rozciąganego $\rho_1=1.12\%$. Zbrojenie ściskane stanowiło połowę zbrojenia rozciąganego $\rho_2=0.5\rho_1$. Wytrzymałość na ściskanie betonu niezwojonego wnosila $f_{co}=25\text{MPa}$. Parametry stali zbrojeniowej były następujące $f_{sy}=400\text{MPa}$, $f_{su}=600\text{MPa}$, $\epsilon_{sh}=0.01$, $\epsilon_{su}=0.10$. Analizę przeprowadzono dla różnych rozstawów strzemion, które są najczęściej stosowane w belkach żelbetowych $s=12.5\text{cm}$, 18cm , 24cm i 30cm . Dla tak zróżnicowanych rozstawów strzemion zachowanie ściskanych prętów zbrojenia podłużnego było odmienne i różne były właściwości mechaniczne betonu wewnątrz szkieletu zbrojenia, co uwzględniano przyjęciem odpowiednich modeli prętów zbrojenia podłużnego i betonu uzwojonego.

Wyniki obliczeń przedstawione na rys.7 pokazują, że rozstaw strzemion ma bardzo duży wpływ na pracę zginanego przekroju żelbetowego. Zmniejszenie rozstawu strzemion w istotny sposób zwiększa możliwości plastycznego obrotu przekroju, zwiększa tzw. ciągłość krzywizny. Natomiast zwiększenie rozstawu strzemion obniża ciągłość przekroju, a dla rozstawów strzemion większych od dziesięciu średnic zbrojenia ściskanego ciągłość przekroju jest na zbliżonym poziomie. Poprawność proponowanych rozwiązań analitycznych potwierdza dobra zgodność uzyskanych wyników obliczeń z analizą MES.

6. Uwagi końcowe

W szczególnych przypadkach konstrukcje w czasie ich użytkowania mogą pracować w stanie deformacji pokrytycznych. Niekiedy konieczne jest również sprawdzenie jak zachowują się projektowane konstrukcje i elementy konstrukcyjne w ekstremalnych warunkach, po ich uplastycznieniu.

Wymaga to zdefiniowania i wprowadzenia nowych faz pracy elementów po przekroczeniu stanu granicznego nośności, a także zastosowania metod analizy, które pozwolą na określenie parametrów oceny zachowania konstrukcji i elementów konstrukcyjnych w stanie deformacji pokrytycznych.

Zaproponowana metoda analizy przekroju obejmuje cały zakres deformacji przekroju zginanego, od zarysowania do odspojenia otuliny i wybożenia prętów zbrojenia podłużnego. Metoda ta pozwala na ocenę podstawowych parametrów zbrojenia podłużnego i poprzecznego na zachowanie przekroju. W przypadku zbrojenia podłużnego będą to procent zbrojenia rozciąganego, procent zbrojenia ściskanego i średnica prętów zbrojenie podłużnego, a w przypadku zbrojenia poprzecznego są to rozstaw strzemion i ich średnica oraz konfiguracja strzemion.

Literatura

- 1 Aliawdin P., Kasabutski S., Limit and shakedown analysis of RC rood cross section, Journal of Civil Engineering Management, 2009, Vol.15, No.1, 59-66.
- 2 CEB Bulletin d'Information No 242, 1988, Ductility of reinforced concrete structures.
- 3 Darwin D., Nmai Ch.K., Energy dissipation in RC beams under cyclic load, Journal of Structural Engineering, ASCE, 1985, Vol.112, No.8, s.1829-1846.
- 4 Karthik M.M., Mander J.B., Stress-block parameters for unconfined and confined concrete based on a unified stress-strain model, 2011, Journal of Structural Engineering, Vol.137, No5, 270-273.
- 5 Kent D.Ch., Park R., Flexural members with confined concrete, Journal of Structural Division, Proceedings ASCE, Vol.97, No.ST7, 1971, 1969-1990.
- 6 Korentz J., O nowej metodzie modelowania pracy przegubu plastycznego w belkach i słupach żelbetowych, 52 Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Gdańsk-Krynica, 2005, t.3 Konstrukcje betonowe, 89-96.
- 7 Korentz J., Model betonu uzwojonego w elementach mimośrodowo ściskanych i zginanych, Problemy naukowo-badawcze budownictwa, t.6 Badawczo-projektowe zagadnienia w budownictwie, Białystok-Krynica, 2008, 221-228.
- 8 Korentz J., Model zależności moment-krzywizna dla belek żelbetowych - ocena ciągłości, 55KN KILiW PAN i KN PZiTB, Problemy naukowo-badawcze budownictwa, Kielce-Krynica, 2009, 231-238.
- 9 Korentz J., Niesprężyste wyboczenie prętów, model zjawiska, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Budownictwo i Inżynieria Środowiska, 2012, nr 283, z.59, 101-108.
- 10 Park R., Priestley M.J.N., Gill D., Ductility of square-confined concrete columns, Journal of the Structural Division, ASCE, 1982, Vol.108, No.ST4, s.929-950.
- 11 PN-EN 1992-1-1:2008, Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu, Cz.1. Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- 12 PN-EN 1998-1:2005 (U) Eurokod 8: Projektowanie konstrukcji poddanych oddziaływaniom sejsmicznym - Część 1: Reguły ogólne, oddziaływania sejsmiczne i reguły dla budynków.
- 13 Praca zbiorowa, Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych według Eurokodu 2, 2006, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne.
- 14 XTRACT v3.0.8, Cross-sectional X Structural Analysis of Components, Imbsen Software System, 2007, <http://www.imbsen.com>

The method of analysis of a reinforced concrete section under bending in the post-yield range

Jacek Korentz¹

¹ *Institute of Structural Engineering, Faculty of Civil and Environmental Engineering, University of Zielona Góra, e-mail: j.korentz@ib.uz.zgora.pl*

Abstract. Predicting the behavior of plastic hinges subjected to large inelastic deformations caused by extreme loads such as earthquakes plays an important role in assessing maximum stable deformation capacities of framed concrete structures. This paper presents an analytical procedure for analysing the behaviour of a reinforced concrete section under bending in the post-yield range. The following stages of section behaviour are defined as the uncracked; first cracked; yielding; cover crushing; cover spalling; buckling of bars; and limit stages. The relationship between the moment and curvature in these stages, including the effects of concrete confinement, the spalling of the concrete cover, and the inelastic buckling of the reinforced bars, are considered. The results obtained from analytical calculations have are compared to the results obtained from a computer analysis. The presented method makes it possible to estimate the ductility of reinforced concrete members with various longitudinal and transverse reinforcement.

Keywords: RC section, bending, ductility, curvature, post-yield range.

Analiza efektywności wzmocnień żelbetowych elementów zginanych za pomocą wstępnie naprężonych kompozytów CFRP

Renata Kotynia¹, Michał Staśkiewicz¹

¹ *Katedra Budownictwa Betonowego, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Politechnika Łódzka, e-mail: renata.kotynia@p.lodz.pl, michal.staskiewicz@p.lodz.pl*

Streszczenie: Tematem pracy jest zagadnienie wzmocniania elementów żelbetowych na zginanie przy użyciu naprężonych kompozytów z włóknami węglowymi CFRP. Przedstawiono zasadnicze problemy związane z technologią wzmocniania i sposobami zakotwień kompozytów. Autorzy opracowali bazę danych doświadczalnych badań własnych i obcych, na podstawie której omówiono mechanizmy zniszczenia wzmocnionych elementów oraz przeprowadzono analizę efektywności wzmocnienia elementów w zależności od wybranych parametrów zmiennych. Zasadniczym celem analizy było określenie wpływu stopnia istniejącego zbrojenia stalowego, stopnia zbrojenia kompozytowego oraz poziomu wstępnego naprężenia taśm na stopień wzmocnienia elementów zarówno w stanie granicznym nośności, jaki i użyteczności.

Słowa kluczowe: wzmocnienie, zginanie, sprężenie, element żelbetowy, kompozyt, CFRP, efektywność, nośność.

1. Wprowadzenie

Kompozyty polimerowe z włóknami węglowymi, bazaltowymi, szklanymi lub aramidowymi są od ponad 15 lat z powodzeniem stosowane do wzmocniania konstrukcji murewych, betonowych i żelbetowych. Ze względu na swoje właściwości mechaniczne (wysoką wytrzymałość na rozciąganie i wysoki moduł sprężystości podłużnej) najpowszechniej stosowane są kompozyty na bazie włókien węglowych, o skróconej nazwie CFRP (z ang. carbon fiber reinforced polymer). Do wzmocnienia zginanych konstrukcji żelbetowych używa się najczęściej sztywnych laminatów lub wiotkich mat, które przyklejone na powierzchni betonu pełnią funkcję zewnętrznego zbrojenia rozciąganego.

Wysoka efektywność wzmocniania elementów żelbetowych na zginanie przy użyciu kompozytów została potwierdzona licznymi krajowymi i zagranicznymi badaniami laboratoryjnymi oraz praktycznymi aplikacjami na istniejących obiektach. Badania doświadczalne wzmocnionych elementów wykazały jednak, że kompozyty przyklejone w stanie biernym nie pozwalają w pełni wykorzystać nośności włókien CFRP na rozciąganie. Przyczyną niespełna 40% efektywności wykorzystania włókien węglowych w żelbetowych elementach wzmocnionych na zginanie jest powszechnie znany mechanizm zniszczenia tych elementów polegający na utracie przyczepności kompozytu do betonu [1]. W celu zwiększenia stopnia wykorzystania wytrzymałości włókien na rozciąganie, opracowano metody wzmocnień przy użyciu wstępnie naprężonych materiałów kompozytowych. Taki sposób wzmocniania miał zwiększyć efektywność wzmocnienia na zginanie nie tylko w stanie granicznym zniszczenia, ale przede wszystkim miał poprawić warunki użyteczności wzmocnionych konstrukcji. Nadrzędnym celem pracy jest analiza własnych i obcych wyników badań doświadczalnych przeprowadzonych na żelbetowych elementach wzmocnionych na zginanie przy użyciu naprężonych kompozytów CFRP. Przedstawiona w pracy baza danych doświadczalnych pozwoliła autorom uściślić zagadnienie wzmocniania żelbetowych elementów na zginanie, wskazać problemy związane z aplikacją naprężonego kompozytu oraz określić granice efektywności tej techniki wzmocnień.

2. Sposoby wzmocnień czynnych

Istnieje kilka sposobów naprężania materiałów kompozytowych przy wzmacnianiu elementów żelbetowych na zginanie. Szczegółowy przegląd technik naprężania przedstawiono w publikacjach [2], [3], [4] oraz [5]. Jednym z pierwszych sposobów wprowadzania naprężenia w taśmie kompozytowej było „odwrotne” wygięcie wzmacnianego elementu, tak aby doprowadzić do zmniejszenia ugięć w przęśle i odkształceń betonu w rozciąganej strefie przekroju. Do powierzchni betonu przyklejano taśmę lub matę i po zwolnieniu odwrotnego wygięcia elementu kompozyt przejmował siły rozciągające odpowiadające części ciężaru własnego tego elementu. Jednak z uwagi na problemy wykonawcze związane z wprowadzaniem znacznych sił do wzmacnianej konstrukcji i tymczasową redukcją obciążeń stałych, metoda ta nie zyskała powszechnego uznania. Dopiero zastosowanie zewnętrznego systemu sprężającego, mocowanego do powierzchni betonu na końcach kompozytu, umożliwiło kontrolowane wprowadzanie siły sprężającej w kompozycie. Siłę sprężającą wprowadza się w do taśmy przy użyciu siłownika hydraulicznego montowanego do stalowej ramy systemu sprężająco-kotwiącego, przesuwanego element kotwiący koniec naprężanej taśmy. Po osiągnięciu przez klej pełnej wytrzymałości, system sprężający jest demontowany, a zakotwienie realizowane jest przy użyciu stalowych blach kotwiących, które pozostają zamontowane na obiekcie.

Systemy sprężająco-kotwiące tego typu są obecnie najpowszechniej stosowane. Ich odmiany znane są pod nazwami: system S&P Clever Reinforcement, autorski system M. Łagody, Leoba CarboDur II, Neoxe Prestressing System, Sika Stress-Head, system BBR-Stahlton.

Nieco odmienny sposób naciągu wiotkich mat przyklejanych w kilku warstwach na powierzchni wzmacnianego elementu zaproponowali Wight i Erki [6]. System polegał na naciągu każdej warstwy maty odrębnie na stalowym wałku mocowanym po sprężeniu do stalowej ramki obejmującej cały betonowy przekrój. Taka propozycja miała jedynie charakter badawczy i z uwagi na rozbudowany system kotwienia wałków nie znalazła zastosowania praktycznego. Inne sposoby kotwienia naprężonych kompozytów polimerowych przy użyciu zewnętrznych mat przyklejanych na ich końcach zaproponował Kim z zespołem [7]. Celem takiego sposobu kotwienia było stosowanie jednolitego rozwiązania materiałowego (w całości kompozytowego, bez elementów stalowych). Badania wykazały jednak małą skuteczność tego sposobu kotwienia, dlatego nie znalazły dalszych zastosowań i nie są zalecane do powszechnej aplikacji.

Pierwsze jak dotąd bezkrotkowe rozwiązanie aplikacji naprężonych kompozytów do wzmacniania zginanych elementów żelbetowych zaproponował Meier [8]. Metoda gradientowa polega na stopniowej redukcji siły sprężającej w kompozycie na długości zakotwienia. Warunkiem prawidłowego wykonania wzmocnienia tą metodą jest zastosowanie urządzenia nagrzewającego, które pozwala przyspieszyć proces wiązania kleju na kolejnych odcinkach taśmy, o stopniowo zredukowanej sile sprężającej.

Tabela 1. Zestawienie wybranych elementów badawczych i ich parametrów.

Ref.	Nazwa	b mm	h mm	f_{ck} MPa	ρ_s %	E_f GPa	ρ_{feq} %	ε_{fp} %	$\varepsilon_{f, test}$ ‰	Mechanizm zniszczenia	η_u -	η_{cr} -
[5]	PFCB1-2R	200	300		0,436	165	0,116	0,24	8,31	ICD	1,23	0,45
[5]	PFCB1-4R	200	300		0,436	165	0,116	0,50	6,88	ICD	1,56	1,33
[5]	PFCB1-6R	200	300		0,436	165	0,116	0,74	6,02	ICD	1,54	1,85
[5]	PFCB1-7R	200	300		0,436	165	0,116	0,81	4,90	R	1,69	2,35
[5]	PFCB2-5R	400	600		0,834	165	0,058	0,67	7,22	ICD	0,59	1,05
[6]	B	300	575	35	0,870	125	0,174	0,16		CCS	0,35	0,33
[6]	C	300	575	35	0,870	125	0,174	0,16		R	0,45	1,50
[6]	D	300	575	35	0,870	125	0,174	0,16		R	0,37	1,50
[7]	J-2	150	200	38	0,866	227	0,500	0,26		ED	0,87	
[7]	J-3	150	200	38	0,866	227	0,500	0,26		ED	1,37	
[7]	J-5	150	200	38	0,866	227	0,500	0,26		CCS	1,57	
[7]	J-6	150	200	38	0,866	227	0,500	0,26		CCS	1,82	
[7]	J-7	150	200	38	0,866	227	0,500	0,26		CCS	0,60	
[7]	J-8	150	200	38	0,866	227	0,500	0,26		ED	0,87	
[7]	J-9	150	200	38	0,866	227	0,500	0,26		CCS	0,40	
[7]	J-10	150	200	38	0,866	227	0,500	0,26		ED	1,17	
[8]	T3	1000	220		0,440		0,054	0,59	8,22	ED	0,63	0,65
[8]	T4	1000	220		0,440		0,055	0,65	9,17	R	0,66	0,65
[9]	RC-PrEA	300	500		0,514	166	0,064	0,60		A	0,79	1,95
[10]	B	203	279	43	0,781	228	0,059	4,62	10,50	R	0,31	2,78
[10]	C	203	279	43	0,781	228	0,059	0,25		CCS	0,28	3,36
[10]	D	203	279	43	0,781	228	0,059	0,25		CCS	0,27	3,28
[10]	E	203	279	43	0,781	228	0,059	0,25		R	0,22	
[10]	G	203	279	43	0,781	228	0,059	0,50		R	0,50	
[11]	B12 ASP	500	220	32	0,503	173	0,109	0,52	9,30	ICD	1,19	
[11]	B12 SP	500	220	29	0,503	173	0,109	0,46	6,90	CC	0,95	
[11]	B12 ASP E	500	220	43	0,503	173	0,109	0,48	6,85	ICD	0,86	
[11]	B12 SP E	500	220	41	0,503	173	0,109	0,44	5,00	A	0,73	
[11]	B12 A	500	220	45	0,503	173	0,109	0,51	6,40	ICD	0,95	
[11]	B16 ASP	500	220	25	0,894	173	0,109	0,48	8,00	ICD	0,69	
[11]	B16 ASP E	500	220	26	0,894	173	0,109	0,49	7,15	ICD	0,64	
[12]	RB 5	90	180	32	1,532	155	0,437	0,08		CC	0,60	
[12]	RB 10	90	180	32	1,532	155	0,437	0,16		CC	0,58	
[12]	RB 15	90	180	32	1,532	155	0,437	0,24		CC	0,58	
[12]	RB 20	90	180	32	1,532	155	0,437	0,32		CC	0,69	
[13]	4 P 1	100	100		1,010	111	0,518	0,29		SCD	2,34	
[13]	5 P 1	100	100		1,010	111	0,518	0,29		S	1,94	
[13]	6 P 1	100	100		1,010	111	0,518	0,58		R	2,40	
[13]	2 P 4.5	145	230		0,761	115	0,350	0,28		R	1,24	
[13]	3 P 4.5	145	230		1,141	115	0,350	0,28		CC / R	0,67	
[13]	4 P 4.5	145	230		1,141	115	0,350	0,36		R	0,72	
[13]	5 P 4.5	145	230		1,141	115	0,350	0,50		R	0,81	
[14]	B4 CFRP 3	250	500	38	1,040	171	0,101	0,30		CC	0,42	
[14]	B5 CFRP 4.5	250	500	40	1,040	171	0,101	0,45		CC	0,50	
[14]	B6 CRFP 6	250	500	35	1,040	171	0,101	0,60		CC	0,59	
[15]	E3	100	100		0,998	135	1,033	0,13		S	1,48	1,80
[15]	E4	100	100		0,998	135	1,033	0,20		CC	1,53	3,00
[15]	P3	130	230		1,179	135	0,390	0,26		SCD	0,62	0,73
[15]	P4	130	230		1,179	135	0,390	0,31		CCS	0,85	1,62

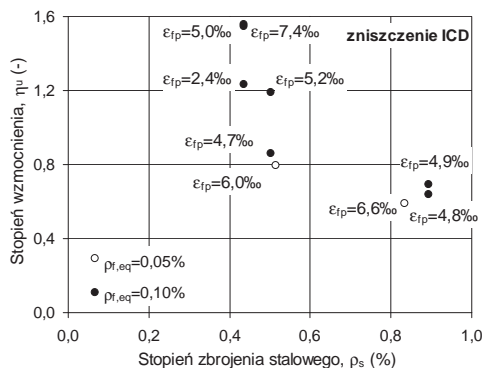
3. Analiza wyników badań doświadczalnych żelbetowych elementów wzmocnionych naprężonymi kompozytami

Analizę efektywności wzmocnień autorzy przeprowadzili na podstawie szczegółowej bazy danych wyników doświadczalnych badań elementów żelbetowych wzmocnionych na zginanie przy użyciu naprężonych kompozytów polimerowych z włóknami węglowymi. Baza danych obejmuje opublikowane wyniki elementów badawczych z opisem odpowiadających im parametrów zmiennych, do których należą: wymiary elementu (b , h), charakterystyka wytrzymałościowa betonu (f_{ck}), stali (f_{yk} , E_s) i kompozytu (f_{fu} , E_f), pole powierzchni zbrojenia stalowego (A_s) i kompozytowego (A_f) wraz z odpowiadającymi im stopniami zbrojenia (ρ_s , ρ_f), sprowadzony stopień zbrojenia kompozytowego ($\rho_{f,eq}$), odkształcenie wstępnie naprężonego kompozytu (ε_{fp}), odkształcenie kompozytu w chwili zniszczenia elementu ($\varepsilon_{f,rest}$), mechanizm zniszczenia wzmocnionego elementu, stopień wzmocnienia w odniesieniu do nośności ($\eta_u = (M_u - M_{u0})/M_{u0}$) oraz zarysowania elementu ($\eta_{cr} = (M_{cr} - M_{cr0})/M_{cr0}$) (gdzie: M_u , M_{u0} , M_{cr} , M_{cr0} oznaczają odpowiednie momenty niszczące element wzmocniony i niewzmocniony oraz momenty odpowiadające zarysowaniu elementu wzmocnionego i niewzmocnionego). Baza danych obejmuje trzynaście publikacji naukowych, co odpowiada sześćdziesięciu trzem elementom badawczym. Z uwagi na ograniczenia objętości pracy, w Tabeli 1 zamieszczono jedynie wybrane wzmocnione elementy, które zostały ujęte w analizie. Na uwagę zasługuje fakt, że wszystkie analizowane elementy wzmocniono materiałami kompozytowymi z wykonanymi z włókien węglowych. Różnice między użytymi kompozytami polegają zasadniczo na typie materiału (L – laminat, S – mata) oraz na jego module sprężystości podłużnej (E_f). Aby w analizie wzmocnionych elementów wyeliminować wpływ różnic modułów sprężystości, autorzy wprowadzono parametr sprowadzonego stopnia zbrojenia kompozytowego ($\rho_{f,eq} = \rho_f \times (E_f/E_s)$), gdzie ρ_f oznacza stopień zbrojenia kompozytowego $\rho_f = A_f/(bd_f)$; d_f – wysokość użyteczna przekroju do środka ciężkości zbrojenia kompozytowego).

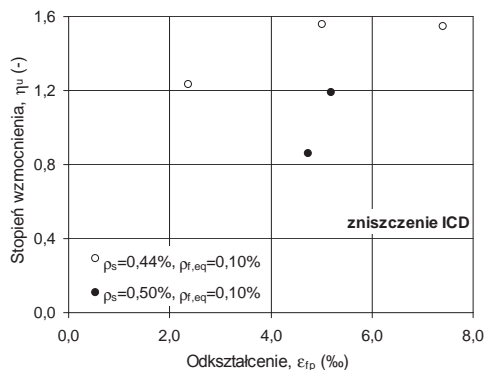
Podstawowy podział elementów poddanych analizie efektywności wzmocnienia narzuca mechanizm zniszczenia elementów, dlatego wyodrębniono trzy podstawowe grupy elementów. Dwie pierwsze obejmują elementy, które uległy zniszczeniu wskutek odspojenia zbrojenia kompozytowego (powszechnie określanego w publikacjach, jako *intermediate crack debonding* – ICD) oraz zerwania tego zbrojenia w środkowej części elementu (*rupture* – R). Trzecią grupę stanowią elementy, które zniszczyły się w sposób nietypowy dla zginania (np. w wyniku ścinania) oraz elementy, w których zbrojenie kompozytowe było wykorzystane w niedostatecznym stopniu, o czym świadczyło zniszczenie przez zmiążdżenie betonu w ścisłanej strefie przekroju (*concrete crushing* – CC) lub odspojenie nieskutecznie zakotwionych końców kompozytu (*end debonding* – ED, *concrete cover separation* – CCS, *anchorage failure* – A). Z uwagi na niską efektywność wzmocnienia elementów z trzeciej grupy, nie uwzględniono ich w dalszej analizie.

Aby wyodrębnić wpływ poszczególnych parametrów zmiennych na efekt wzmocnienia, zbiór badanych elementów został podzielony na grupy o podobnych cechach, różniących się tylko jednym parametrem. Przede wszystkim dokonano podziału elementów ze względu na sposób aplikacji naprężonego kompozytu, ponieważ ma to decydujący wpływ na sposób zniszczenia i obciążenie niszczące. W ten sposób wyodrębniono elementy z mechanicznie zakotwione przy użyciu stalowych płyt kotwiących oraz elementy bez takiego zakotwienia (w tym elementy z taśmami/matami CFRP kotwionymi przy użyciu obwodowych mat typu „U”, o włóknach ułożonych prostopadle do podłużnej osi elementu, obejmujących końce naprężonego kompozytu oraz elementy wzmocnione bezkotwowo metodą gradientową). Ze względu na małą liczbę badanych elementów oraz niską skuteczność zakotwień przy użyciu obwodowych mat, nie uwzględniono ich w analizie porównawczej.

W pierwszym zestawieniu analizie poddano wpływ stopnia zbrojenia stalowego (ρ_s) na efektywność wzmocnienia określoną stopniem wzmocnienia w odniesieniu do jego nośności (η_u). Wyniki badań podzielono na dwie grupy różniące się stopniem zbrojenia kompozytowego ($\rho_{f,eq}$), wynoszącym odpowiednio 0,05% i 0,10% (rys. 1).



Rys. 1. Wpływ stopnia zbrojenia stalowego ρ_s na stopień wzmocnienia η_u



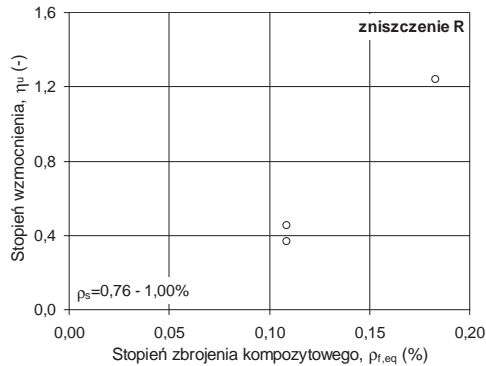
Rys. 2. Wpływ stopnia naprężenia wstępnego ϵ_{fp} na stopień wzmocnienia η_u

Wyniki badań potwierdzają opinię o spadku stopnia wzmocnienia elementu wraz ze wzrostem stopnia zbrojenia stalowego. Słabiej zbrojone elementy żelbetowe ($\rho_s=0,44\%$) wykazują większy stopień wzmocnienia ($\eta_u=1,55$) niż elementy silniej zbrojone stalą, dla których stopień zbrojenia i wzmocnienia wynoszą odpowiednio $\rho_s=0,50\%$ i $\eta_u=0,86$ oraz $\rho_s=0,83\%$ i $\eta_u=0,59$, przy takim samym stopniu zbrojenia kompozytowego $\rho_{f,eq}=0,05\%$. Podobna tendencja występuje w przypadku elementów nieco silniej wzmocnionych kompozytami CFRP ($\rho_{f,eq}=0,10\%$, patrz rys. 1). Dzieje się tak zarówno w przypadku wzmocnień z kotwionymi i niekotwionymi końcami naprężonych taśm/mat CFRP. Dwukrotny wzrost stopnia zbrojenia stalowego elementu (z $\rho_s=0,44\%$ do $\rho_s=0,89\%$) spowodował ponad dwukrotny spadek stopnia jego wzmocnienia (z $\eta_u=1,55$ do $\eta_u=0,59$). Różnice stopnia wzmocnienia elementów o takim samym stopniu zbrojenia stalowego i kompozytowego, widoczne na rysunku 1 są wynikiem różnych poziomów wstępnego naprężenia kompozytu (ϵ_{fp}) podczas wzmocniania. To z kolei potwierdza opinię o korzystnym wpływie stopnia naprężenia taśmy lub maty CFRP na stopień wzmocnienia elementu, co wyraźnie widać na rysunku 2, gdzie porównano elementy w dwóch seriach o tym samym stopniu zbrojenia kompozytowego $\rho_{f,eq}=0,10\%$ i stopniach zbrojenia stalowego odpowiednio $\rho_s=0,44\%$ i $\rho_s=0,50\%$. W obu seriach wzrost poziomu naprężenia kompozytu CFRP powodował wzrost stopnia wzmocnienia elementu.

Wyraźny wpływ poziomu naprężenia kompozytu na efektywność wzmocnienia został potwierdzony w elementach, które zniszczyły się na skutek odspojenia kompozytu od powierzchni belki (mechanizm zniszczenia ICD). Poziom naprężenia kompozytu nie ma wpływu na nośność elementów ze skutecznym zakotwieniem końców naprężonych taśm/mat CFRP, ponieważ o nośności tych elementów decyduje wytrzymałość włókien kompozytu na rozciąganie.

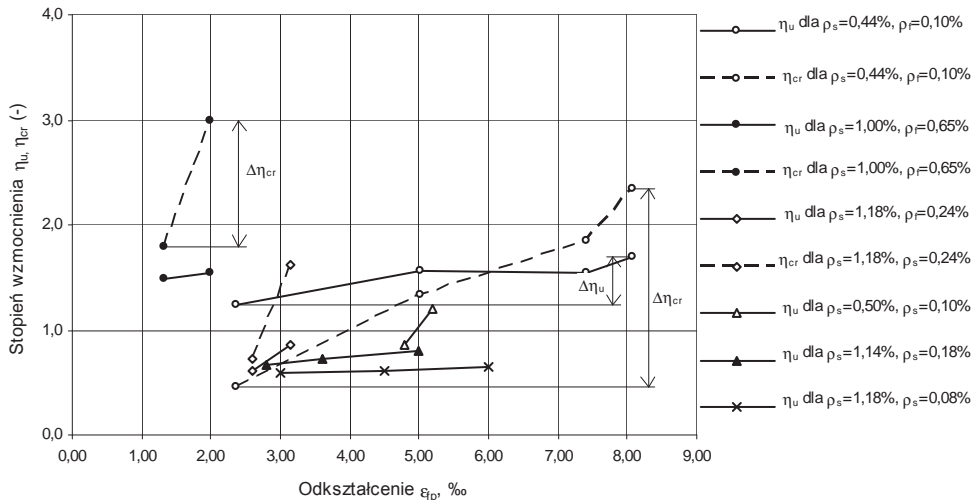
Wpływ sprowadzonego stopnia zbrojenia kompozytowego $\rho_{f,eq}$ na efektywność wzmocnienia elementów, które zniszczyły się przez zerwanie tego zbrojenia został przedstawiony na rysunku 3. Wraz ze wzrostem stopnia zbrojenia kompozytowego $\rho_{f,eq}$, obserwuje się wyraźny, niemal liniowy wzrost stopnia wzmocnienia elementu η_u .

Do analizy wpływu poziomu naprężenia kompozytu (określonego wartością jego wstępnego odkształcenia ϵ_{fp}) na efektywność wzmocnienia, autorzy wybrali grupy identycznych elementów, badanych w ramach tych samych serii elementów, różniących się jedynie poziomem wstępnym odkształceń w zbrojeniu CFRP. W zestawieniu uwzględniono zarówno stopień wzmocnienia z uwagi na nośność (η_u), jak i zarysowanie elementu (η_{cr}).



Rys. 3. Wpływ stopnia zbrojenia kompozytowego $\rho_{f,eq}$ na stopień wzmocnienia η_u

Graficzną formę tej analizy przedstawiono na rysunku 4, na którym linią ciągłą oznaczono wyniki dotyczące efektywności wzmocnienia w odniesieniu do obciążenia niszczonego, natomiast przerywaną linią wyniki odnoszące się do obciążenia rysującego. Z porównania nachylenia wykresów odpowiadających obu stanom (zniszczenia i zarysowania) dla danej grupy elementów, wyraźnie widać znacznie większy wpływ wstępnego naprężenia kompozytu CFRP na stan graniczny użyteczności niż na stan graniczny nośności. Potwierdza to nawet czterokrotnie większy przyrost stopnia wzmocnienia elementu przy zarysowaniu ($\Delta\eta_{cr}$) niż ten osiągnięty przy zniszczeniu ($\Delta\eta_u$) (porównaj rys. 4).



Rys. 4. Wpływ stopnia naprężenia wstępnego kompozytu ε_{fp} na stopień wzmocnienia η_u oraz η_{cr}

Badania wzmocnionych elementów, które uległy zniszczeniu na skutek odspojenia od powierzchni betonu wykazały, że maksymalne odkształcenia kompozytu zarejestrowane w badaniach $\varepsilon_{f,test}$ wahały się od 6,0 do 9,3‰ (tab.1). W celu osiągnięcia najwyższej efektywności wzmocnienia (odpowiadającej jednoczesnemu odspojeniu kompozytu i jego zerwaniu), taśmy/maty CFRP należy wstępnie naprężyć do poziomu odkształceń $\varepsilon_{fp} = \varepsilon_{fu} - \varepsilon_{f,test}$ (gdzie ε_{fu} jest granicznym odkształceniem kompozytu na rozciąganie, a $\varepsilon_{f,test}$ autorzy proponują przyjąć 7‰), oczywiście o ile pozwoli na to wytrzymałość betonu w ściskanej strefie przekroju.

Nieliczne jak dotąd doświadczalne badania wpływu wyteżenia elementu przed jego wzmocnieniem, wykazały bardzo wysoką skuteczność wzmocnień czynnych nawet przy silnym wyteżeniu elementów. Dla przykładu w badaniach [11], przy wyteżeniu wstępnym

elementu odpowiadającym 0,25% i 75% obciążenia niszczonego element niewzmocniony, stopień wzmocnienia wyniósł odpowiednio 1,19 i 0,86 dla elementów o stopniu zbrojenia zwykłego $\rho_s=0,5\%$ oraz 0,69 i 0,64 dla elementów o stopniu zbrojenia zwykłego $\rho_s=0,89\%$. Podobne obserwacje potwierdzają wyniki badań belek [12], które przed wzmocnieniem obciążono doprowadzając zbrojenie rozciągane do uplastycznienia. Mimo tak silnego wyteżenia, osiągnięto stopnie wzmocnienia w zakresie od 0,58 do 0,68.

4. Wnioski

Przedstawiona w pracy analiza potwierdza wysoką skuteczność wzmocniania żelbetowych elementów na zginanie przy użyciu wstępnie naprężonych kompozytów CFRP. Wyniki badań przywołane w pracy wykazały znaczący wpływ stopnia zbrojenia stalowego na efektywność wzmocnienia, która spada wraz ze wzrostem tego zbrojenia. Nie mniej jednak nawet przy wysokim stopniu zbrojenia zwykłego ($\rho_s=0,89\%$), stopień wzmocnienia był satysfakcjonujący ($\eta_u=0,59$), co już przy niskim stopniu zbrojenia ($\rho_s=0,44\%$) dało bardzo wysoki stopień wzmocnienia ($\eta_u=1,55$).

Na uwagę zasługuje istotny wpływ poziomu wstępnego naprężenia kompozytu CFRP na efektywność bezkrowtowego wzmocnienia. Parametr ten nie ma jednak wpływu na nośność elementów wzmocnionych skutecznie kotwionymi taśmami/matami, w których o zniszczeniu decyduje wytrzymałość zbrojenia kompozytowego na rozciąganie. W przeciwieństwie do stanu granicznego zniszczenia, poziom wstępnego naprężania kompozytu bardzo korzystnie wpływa na pracę wzmocnionego elementu w stanie granicznym użyteczności, co potwierdza ponad czterokrotnie większy przyrost stopnia wzmocnienia elementów przy ich zarysowaniu niż odpowiadający przyrost osiągnięty przy zniszczeniu.

Praktyczny aspekt podjętej w pracy analizy stanowi określenie wpływu wstępnego wyteżenia elementów przed wzmocnieniem na efektywność wzmocnienia czynnego. Wyniki badań jednoznacznie potwierdzają bardzo wysoką skuteczność takiego wzmocnienia nawet przy silnym wyteżeniu elementu przed wzmocnieniem odpowiadającym 75% obciążenia niszczonego element niewzmocniony.

Literatura

- 1 Kotynia R., Kamińska M.E. Odształcalność i sposób zniszczenia żelbetowych belek wzmocnionych na zginanie materiałami CFRP; Badania doświadczalne elementów i konstrukcji betonowych, Zeszyt 13, Wyd. Katedry Budownictwa Betonowego Politechniki Łódzkiej, Łódź 2003.
- 2 Łagoda M. Wzmocnianie konstrukcji mostowych kompozytami wstępnie sprężonymi. Konferencja Naukowo-Techniczna Konstrukcje Sprężone, Kraków, marzec 2012.
- 3 Kałuża M., Ajdukiewicz A. Przegląd metod zewnętrznego sprężania żelbetowych elementów materiałami kompozytowymi w aspekcie efektywności czynnego wzmocnienia. Konferencja Naukowo-Techniczna Konstrukcje Sprężone, Kraków, marzec 2012.
- 4 Siwowski T., Żółtowski P., Adamek-Misiołek A. The application of prestressed CFRP strip for bridge strengthening. Materiały konferencyjne CECOM 2012, Kraków, listopad 2012.
- 5 You Y.C., Choi K.S., Kim J.H. An experimental investigation on flexural behavior of RC beams strengthened with prestressed CFRP strip using a durable anchorage system. Composites: Part B 43 (2012) 3026-3036.
- 6 Wight R., Green M., Erki M-A. Prestressed FRP sheets for poststrengthening reinforced concrete beams. Journal of Composites for Construction, Vol. 5 Issue 4 (2001) 214-220.
- 7 Kim Y., Wight R., Green M. Flexural strengthening of RC beams with prestressed sheets: using nonmetallic anchor system. J. of Composites for Construction, Vol. 12 Issue 1 (2008) 44-52.
- 8 Kotynia R., Walendziak R., Stoecklin I., Meier U., RC Slabs Strengthened with Prestressed and Gradually Anchored CFRP Strips under Monotonic and Cycling Loading, J. of Composites for Constructions (2011), Nr 4-5, 168-180.
- 9 Pellegrino C., Modena C. Flexural strengthening of real-scale RC and PRC beams with end-anchored pretensioned FRP laminates. ACI Structural Journal 106. 3 (2009) 319-328.

- 10 Yu P., Silva P., Nanni A. Flexural strength of reinforced concrete beams strengthened with prestressed carbon fiber-reinforced polymer sheets – part II. ACI SJ, 105. 1 (2008) 11-20.
- 11 Kotynia R., Lasek K., Staśkiewicz M., Flexural behaviour of preloaded RC beams strengthened with prestressed CFRP laminates, J. of Composites for Constructions (2013), w recenzji.
- 12 Mukherjee A., Rai G. Performance of reinforced concrete beams externally prestressed with fiber composites. Construction and Building Materials. Vol. 23 Issue 2 (2009) 822-828.
- 13 Garden H., Hollaway L., An experimental study of the failure modes of reinforced concrete beams strengthened with prestressed carbon composite plates. Composites: Part B 29B (1998) 411-424.
- 14 Kałuża M., Ajdukiewicz A., Comparison of behaviour of concrete beams with passive and active strengthening by means of CFRP strips. Architecture Civil Eng. Environment 2 (2008) 51-64.
- 15 Quantrill R., Hollaway L., The flexural rehabilitation of reinforced concrete beams by the use of prestressed advanced composite plates. Composites Science and Technology 58 (1998) 1259-1275.

Efficiency analysis of strengthening of RC structures with prestressed CFRP composites

Michał Staśkiewicz¹, Renata Kotynia¹

¹ *Department of Concrete Structures, Faculty Civil Engineering, Architecture and Environmental Engineering, Lodz University of Technology,
e-mail: michal.staskiewicz@p.lodz.pl, renata.kotynia@p.lodz.pl*

Abstract: The subject of the paper is the analysis of the efficiency of strengthening of RC structures for flexure with use of prestressed CFRP composites. Basic methods of application of the strengthening are described along with the issues connected with the prestressing and anchorage of the CFRP materials. The authors prepared a database of the results of experimental tests based on the published research, which was the basis for the analysis of failure modes of the strengthened members and its efficiency depending on the characteristics of members. The aim of the paper was to define the influence of steel reinforcement ratio, composite reinforcement ratio and initial CFRP prestressing strain on the efficiency of the applied strengthening in terms of load capacity and serviceability conditions.

Keywords: strengthening, flexure, reinforced concrete, prestressed, CFRP, composite, efficiency, load capacity

Szerokość rys ukośnych w belkach żelbetowych w świetle wyników badań

Rafał Ostromięcki¹

¹ Instytut Inżynierii Budowlanej, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska,
e-mail: r.ostromiecki@il.pw.edu.pl

Streszczenie: W artykule przedstawiono wyniki pomiarów szerokości rys ukośnych, przeprowadzonych na belkach jednoprzęsłowych, swobodnie podpartych. Wymagania Eurokodu 2 nie zawierają wytycznych umożliwiających sprawdzenie czy stan graniczny szerokości rys ukośnych będzie spełniony. Przyjmuje się założenie, że przy wypełnieniu wymagań ze względu na nośność, szerokość rys ukośnych będzie ograniczona. Badania miały na celu zbadanie prawdziwości tego założenia. Doświadczeniom poddano belki zgrupowane w cztery serie różniące się rozstawem strzemion oraz ilością zbrojenia podłużnego, doprowadzonego z przęsła do podpory. Strzemiona wykonano ze stali o nominalnej granicy plastyczności 500MPa. Dla każdej serii belek określono poziom obciążenia miarodajnego do sprawdzenia stanu granicznego szerokości rys. Następnie obciążenie to zestawiano z wynikami pomiarów maksymalnej szerokości rysy ukośnej i wartością graniczną tej szerokości, przyjętą jak równa 0,3mm. Wnioski z badań potwierdziły, że stosując do projektowania stref obciążonych siłą poprzeczną wymagania Eurokodu 2 wraz z Załącznikami Krajowymi nie należy obawiać się wystąpienia nadmiernie szerokich zarysowań.

Słowa kluczowe: ścinanie, szerokość rys, rysy ukośne, kontrola szerokości rys.

1. Wprowadzenie

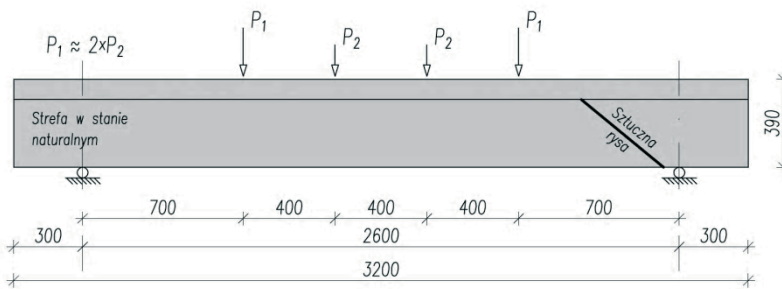
Szerokość rys ukośnych jest jednym z czynników, który zgodnie z założeniami metody stanów granicznych należy uwzględnić przy projektowaniu belek żelbetowych. W praktyce projektowej zazwyczaj nie stanowi przedmiotu osobnej analizy. Strefy działania sił poprzecznych projektuje się na nośność, zakładając że zastosowane zbrojenie poprzeczne zapewni także odpowiednią rysoodporność konstrukcji. Zagadnienie to było przedmiotem referatu [1]. Postawiono tam pytanie czy pomijanie sprawdzenia warunku stanu granicznego szerokości rys ukośnych w belkach może spowodować, że będzie on niespełniony. Obecnie, dysponując wynikami badań dla kilkunastu elementów, można pokusić się o udzielenie na nie odpowiedzi. Wnioski prezentowane poniżej oparte są na wymaganiach Eurokodów [2], [3] z uwzględnieniem wytycznych polskich Załączników Krajowych. Dotyczą zatem praktyki stosowanej dziś w Polsce.

Problem obliczeniowego określania szerokości rys nie doczekał się jeszcze powszechnie akceptowanego rozwiązania. Współczesne propozycje (na przykład Vecchio, Collins, Giordano, Mancini – [4], [5]) nie są upowszechnione. Wymagają ponadto pewnych uściśleń, aby można było je zastosować przy projektowaniu belek stosowanych w budownictwie ogólnym. Dotyczą bowiem konstrukcji mostowych, gdzie elementy mają inne proporcje oraz inny rozkład zbrojenia. Rosyjskie propozycje (Boryszański, Zalesow – [6], [7]) nie przyjęły się, zresztą wiarygodność ich wyników była podważana. Obecnie obowiązuje przekonanie, że przestrzeganie wytycznych normowych w zakresie projektowania konstrukcji na nośność stanowi warunek wystarczający, żeby szerokość rys ukośnych nie była zbyt duża. Ilość zbrojenia poprzecznego i podłużnego, wynikająca z obliczeń statycznych, odpowiednie kształtowanie i kotwienie prętów – czyli czynniki niezbędne do osiągnięcia założonej nośności belki mają gwarantować także ograniczenie szerokości rys ukośnych. Jak się niżej okaże, przyjęcie takie w większości przypadków dobrze się sprawdza.

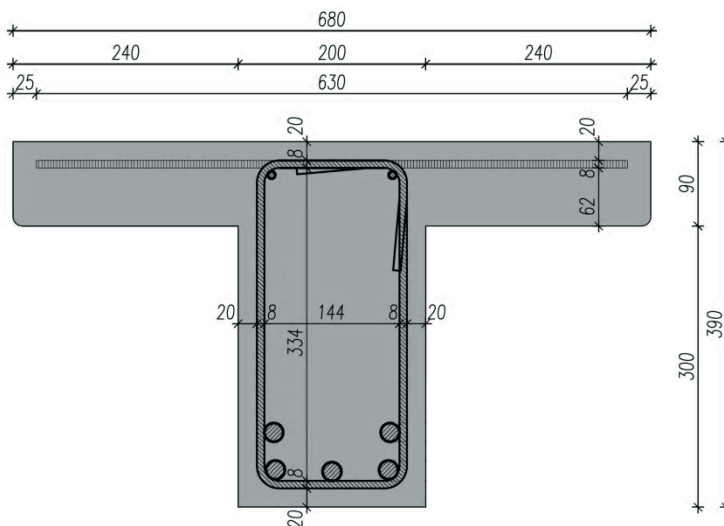
Zasadność pytania o szerokość rys ukośnych można tłumaczyć, poza aktualnym brakiem możliwości obliczeniowego ujęcia zagadnienia, faktem dopuszczenia wyższych niż dawniej naprężeń w zbrojeniu poprzecznym. Rozwój technologii stali spowodował podwyższenie granicy plastyczności zbrojenia stosowanego w konstrukcjach żelbetowych. Obecnie powszechne jest wykorzystywanie prętów o $f_{yk}=500\text{MPa}$. Dawniej, zwyczajem było wykonywanie strzemion ze stali o granicy plastyczności dwukrotnie niższej. Biorąc pod uwagę liniowo sprężyste właściwości stali można obawiać się, że odkształcenia zbrojenia poprzecznego okażą się na tyle duże, aby powodować znaczną szerokość rys ukośnych. Wyniki badań doświadczalnych, dostępne w literaturze nie pozwalały oddalić wątpliwości. Eksperymenty były bowiem prowadzone z zastosowaniem strzemion o niższej granicy plastyczności niż obecnie się praktykuje. Uznano zatem, że wskazane jest przeprowadzenie doświadczeń na belkach zbrojonych poprzecznie prętami o $f_{yk}=500\text{MPa}$. Poniżej zaprezentowano podstawowe wnioski z przeprowadzonych badań.

2. Badania eksperymentalne

Przedmiotem badań były jednoprzęsłowe belki żelbetowe (rys. 1), swobodnie podparte, obciążone w przęśle czterema siłami skupionymi. Zaprojektowano teowy przekrój poprzeczny (rys. 2), co pozwoliło uzyskać odpowiednią nośność na zginanie, a równocześnie skonstruować element reprezentatywny dla zastosowań praktycznych (belka współpracująca ze stropem).

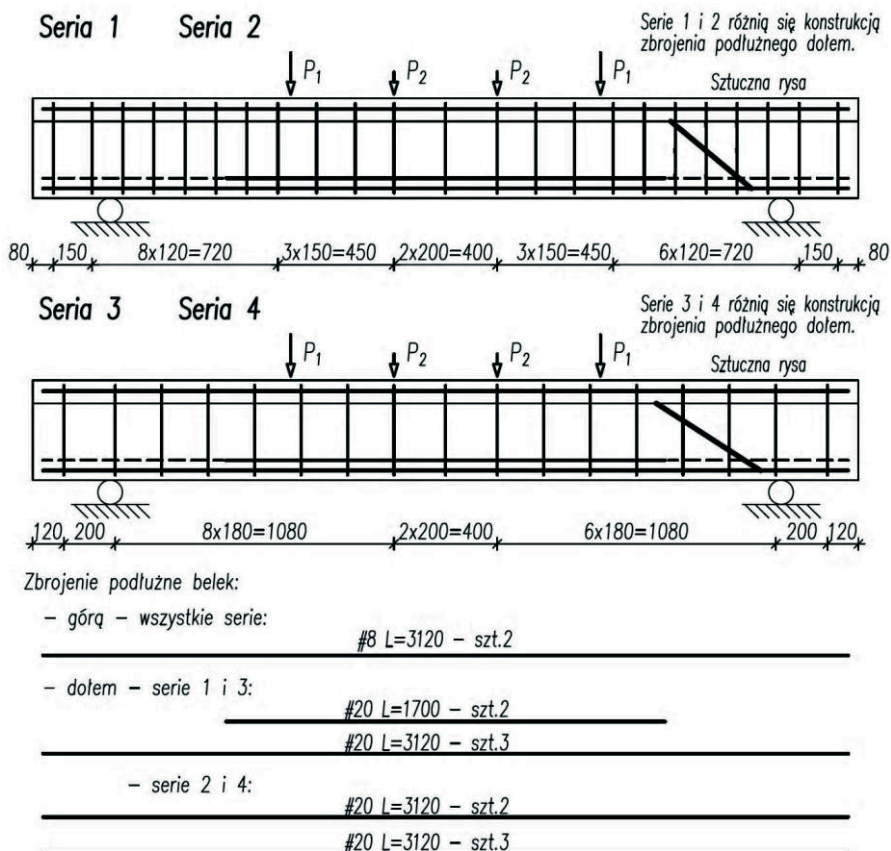


Rys. 1. Schemat statyczny badań belek.



Rys. 2. Przekrój poprzeczny belek.

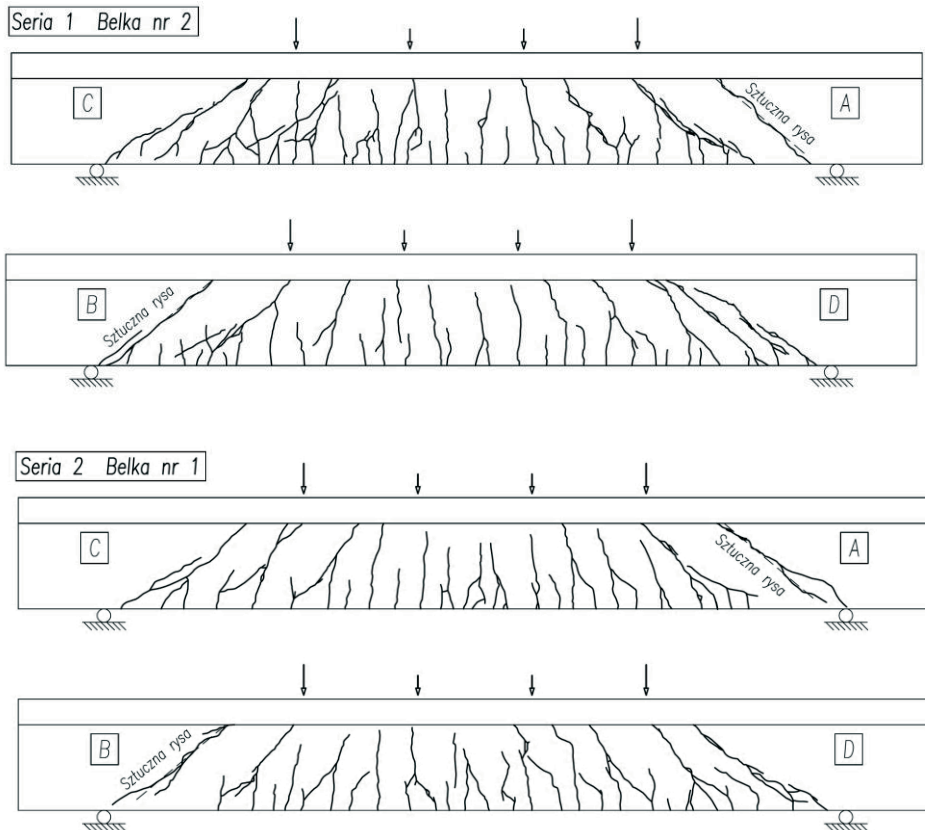
Belki zgrupowane zostały w cztery serie (1÷4), a każda składała się z trzech elementów. Parametrem zmiennym był rozstaw strzemion na odcinku pomiarowym (pomiędzy podporą a punktem przyłożenia skrajnej siły skupionej), wynoszący 12 lub 18cm. Różnicowano także konstrukcję zbrojenia podłużnego, doprowadzając do podpory i tam kotwiąc wszystkie pręty zastosowane w przęśle – 100% (5 sztuk) lub tylko część, stanowiącą 60% zbrojenia przęsłowego (3 z 5 prętów). Przedstawione to zostało na rysunku 3.



Rys. 3. Konstrukcja zbrojenia belek.

Przy jednym końcu badanych belek formowano sztuczną rysę ukośną, instalując wewnątrz szkieletu zbrojenia naoliwioną blachę grubości 1mm. Głównym powodem takiego postępowania był zamiar pomierzenia odkształceń strzemion w miejscu przecięcia z rysą. Kąt pochylenia rysy sztucznej określono w badaniach belek wstępnych, poprzedzających właściwe doświadczenia (40° dla serii 1÷2 oraz 33° dla serii 3÷4). Przeciwny koniec elementu pozostawiany był w stanie naturalnym i przeznaczony do obserwacji rozwoju zarysowania ukośnego. Punkty pomiarowe szerokości rys wyznaczano zarówno po stronie „naturalnej” jak i ze sztuczną rysą. Brano pod uwagę rysy o wyraźnym ukośnym przebiegu (w tym sztucznej), zlokalizowane na odcinku pomiarowym - między skrajną siłą skupioną a podporą. Najczęściej były to dwie rysy. Pomiarów szerokości dokonywano mikroskopem Brinella (1 dz. = 0,05mm) w miejscach przecięcia rys ze zbrojeniem podłużnym i poprzecznym oraz w punktach pośrednich, zlokalizowanych w połowie odległości między strzemionami. W belkach o większym rozstawie zbrojenia poprzecznego (18cm) wyznaczano dodatkowo punkty pomiarowe w 1/4 i 3/4 odległości między strzemionami. Morfologię powstałych rys (rysunki wraz z opisem słownym) oraz lokalizację punktów

pomiaru szerokości rys przedstawiono szczegółowo w [8]. Na rysunku 4 zaprezentowano przykładowy obraz zarysowania uzyskany dla wybranych belek serii 1 oraz 2.



Rys. 4. Morfologia rys w wybranych belkach serii 1 i 2.

Belki wykonywano z betonu zamawianego w wytwórni, zakładając klasę C25/30. Średnia wytrzymałość na ściskanie, określana doświadczalnie na sześciennych próbkach kontrolnych o boku długości 15cm, wynosiła po 28 dniach od zabetonowania od 28,7 do 43,1 MPa (przy czym dla większości elementów uzyskano wartości w przedziale 34÷40MPa). Strzemięna o średnicy 8 mm wykonano ze stali o nominalnej granicy plastyczności 500 MPa - w badaniu kontrolnym granica plastyczności osiągnęła 609 MPa. Zbrojenie podłużne o średnicy 20mm wykonano ze stali o nominalnej granicy plastyczności 500 MPa, określona doświadczalnie granica plastyczności wynosiła 533 MPa.

Obciążenie belek realizowano etapami, przyrost siły poprzecznej na odcinku pomiarowym wynosił w każdej fazie 15kN. Każde badanie prowadzono do zniszczenia elementu.

3. Obciążenie miarodajne do oceny szerokości rys ukośnych

Przy analizie wyników badań kluczowe znaczenie miało ustalenie poziomu obciążenia, dla którego należało odczytywać szerokość rys. Poziom ten miał odpowiadać wartości przyjmowanej w projektowaniu do sprawdzenia stanu granicznego użytkowości. Przedmiotowe obciążenie nazwano w interpretacji wyników badań obciążeniem eksploatacyjnym, a wywołaną przez nie siłę poprzeczną oznaczono jako V_{sls} . Spełnienie warunku stanu granicznego użytkowości oznaczać miało zatem, że szerokość rysy spowodowana działaniem siły V_{sls} nie przekraczała wartości dopuszczalnej.

Z ustaleniem wartości obciążenia eksploatacyjnego (siły V_{sls}) wiązała się pewna trudność. Wartość ta nie mogła zostać określona jednoznacznie, bowiem z definicji uzależniona została od przyjmowanych do projektowania metod normowych. Jej ustalenie wymagało więc przyjęcia szeregu założeń. Stosując Eurokody [2], [3] uznano, że obciążenie eksploatacyjne musiało odpowiadać działaniu kombinacji obciążeń prawie stałych. Relację między siłą V_{sls} a przyjmowanym do obliczeń obciążeniem obliczeniowym V_{Ed} oszacowano procentowo, biorąc pod uwagę wartości współczynników bezpieczeństwa stosowanych przy sprawdzaniu stanu granicznego nośności, udziału obciążenia zmiennego w kombinacji oraz stosunek obciążenia zmiennego do stałego. Ustalono, że dla większości przypadków praktycznych uzyska się zależność:

$$V_{sls} = 0,63 \div 0,74 V_{Ed} \quad (1)$$

Dalsze założenia dotyczyły relacji pomiędzy obciążeniem obliczeniowym V_{Ed} a obciążeniem granicznym V_{Rd} , czyli nośnością elementu wynikającą z przyjętego zbrojenia i oszacowaną przy pomocy metody normowej. Zakładając, że projektant nie przewidział dodatkowych, poza normowe, zapasów bezpieczeństwa przyjęto:

$$V_{Ed} = V_{Rd} \quad (2)$$

Świadome przyjęcie przez projektanta większej ilości zbrojenia niż to wynika z obliczeń skutkuje oczywiście mniejszym wytężeniem strzemion i marginalizuje znaczenie stanu granicznego użyteczności. I choć postępowanie takie może być w praktyce nierzadkie, uznano je przy interpretacji wyników za nieuprawnione.

Graniczna siła V_{Rd} nie może być utożsamiana z nośnością elementu na ścinanie, uzyskaną w badaniach eksperymentalnych $V_{R,exp}$. Ze względu na stosowane współczynniki bezpieczeństwa oraz konieczność zapewnienia odpowiedniego poziomu niezawodności siła V_{Rd} musi być odpowiednio niższa. Różnica pomiędzy obiema wartościami uzależniona jest ponadto od dokładności przyjętego modelu obliczeniowego. Zachowawcze podejście pogłębia tę różnicę, zwiększając globalny współczynnik bezpieczeństwa. Można to zaobserwować porównując wyniki obliczeń siły granicznej V_{Rd} z nośnością uzyskaną w badaniach $V_{R,exp}$ dla belek serii 1 i 2 oraz 3 i 4. Siła graniczna V_{Rd} w elementach, w których do podpory doprowadzono pełne zbrojenie pręślowe (serie 2 i 4) jest nieznacznie niższa niż uzyskana dla pozostałych belek (serie 1 i 3). Tymczasem wyniki doświadczeń dla porównywanych serii różnią się znacznie, do tego w odwrotnej relacji (tabela 1). Można to wytłumaczyć niedoskonałością modelu normowego [3], w którym nie uwzględnia się wpływu na nośność obliczeniową stopnia zbrojenia podłużnego doprowadzonego do podpory. Na marginesie dodać można, że nośność obliczeniowa oszacowana na podstawie Model Code 2010 [9], [10], przy przyjęciu trzeciego stopnia dokładności, pozbawiona jest przedstawionego powyżej mankamentu. Podsumowując należy stwierdzić, że relacja między V_{Rd} i $V_{R,exp}$ jest rezultatem przyjmowanych założeń dotyczących bezpieczeństwa konstrukcji oraz metodyki obliczeniowej. Oznacza to, że w interpretacji wyników badań trudne byłoby uzależnienie wartości obciążenia, przy którym należy sprawdzać szerokość rys V_{sls} od wartości obciążenia przy którym elementy badawcze uległy zniszczeniu $V_{R,exp}$. Równocześnie podkreślić należy fakt, że zdefiniowanych wyżej wartości jedynie $V_{R,exp}$ mogła być określona jednoznacznie wynikiem badania. W tej sytuacji zaproponowano następujący sposób postępowania przy interpretacji wyników. Dla badanych belek przeprowadzono obliczenia nośności na ścinanie według modelu przyjętego w Eurokodzie [3] i wyznaczono dla każdej serii wartość V_{Rd} . Do obliczeń przyjęto obliczeniowe wartości wytrzymałości betonu i zbrojenia, wynikające z założonych właściwości nominalnych (C25/30, 500MPa), również według zaleceń Eurokodu [3]. Wielkości geometryczne (wymiar, konstrukcja zbrojenia) przyjęto jak dla belek poddanych doświadczeniom. Obciążenie eksploatacyjne V_{sls} wyznaczono według (1), przyjmując że stanowiło ono w najmniej korzystnej sytuacji 74% siły V_{Rd} . Odtworzono zatem fragment procesu projektowania w zakresie ścinania. Oszacowane dla każdej serii badawczej obciążenie eksploatacyjne V_{sls} zestawiono z wynikami pomiarów szerokości rys.

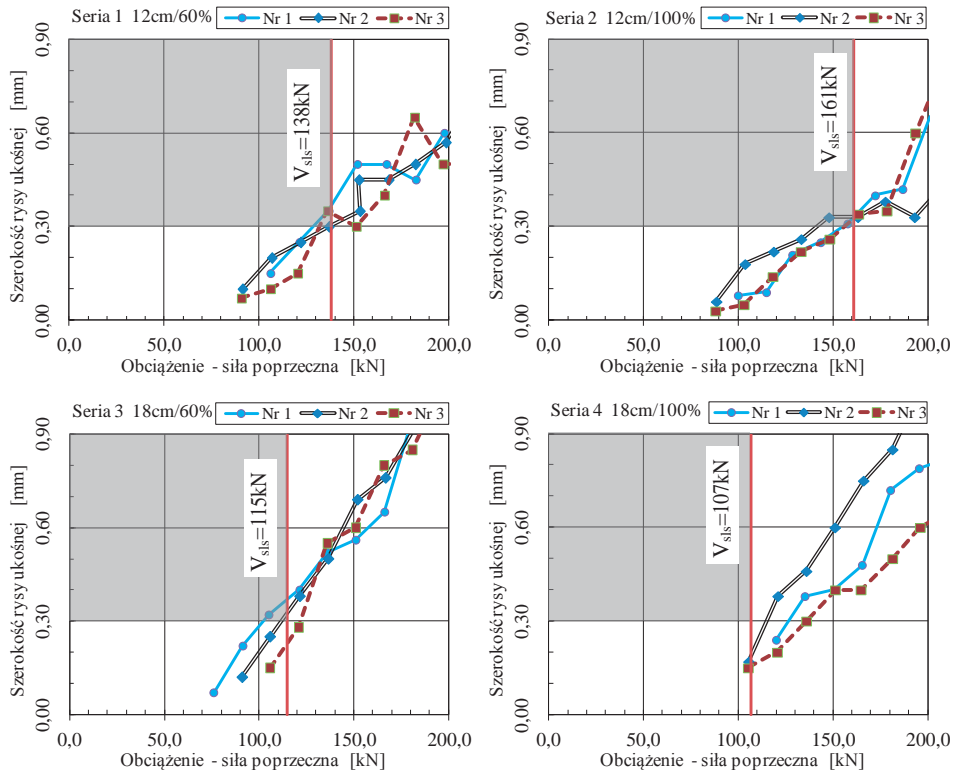
4. Wyniki pomiarów szerokości rys

W tabeli 1 zestawiono wyniki obliczeń nośności V_{Rd} oraz obciążenia eksploatacyjnego $V_{s,ls}$, zgodnie z opisaną w punkcie 3 metodyką. Podano także dla porównania średnie wartości siły $V_{R,exp}$ otrzymane w badaniach laboratoryjnych. Zestawienie obciążenia eksploatacyjnego z pomierzoną szerokością rys ukośnych przedstawiono na rysunku 5. Zaprezentowane wykresy obrazują największą szerokość, zarejestrowaną dla rys ukośnych zlokalizowanych na odcinku pomiarowym (między podporą a skrajną siłą skupioną) z wyłączeniem rysy sztucznej.

Tabela 1. Wartości sił V_{Rd} , $V_{s,ls}$ i $V_{R,exp}$

Seria	1	2	3	4
Rozstaw strzemiem	12cm	12cm	18cm	18cm
Zbrojenie doprowadzone z przeszła do podpory	60%	100%	60%	100%
V_{Rd} [kN]	231	217	155	145
$V_{s,ls}$ [kN]	171	161	115	107
$V_{R,exp}$ [kN]*	279	347	251	321

* wartość średnia uzyskana z badań trzech elementów



Rys. 5. Wyniki pomiaru szerokości rys ukośnych.

Pewne niedopatrzenie miało miejsce przy planowaniu badań elementów serii 1 (12cm/60%). Pręty wyższej warstwy zbrojenia przeszłego kończono w przekroju, gdzie poniżej strefy ściskanej rozpoczynała się sztuczna rysa. Ze względu na fakt, że w strefie ze sztuczną rysą prowadzono pomiary odkształceń strzemiem zdecydowano o nie kotwieniu zbrojenia podłużnego na tym odcinku. Poskutkowało to obniżeniem nośności belki względem pierwotnego planu, aby zginanie nie determinowało nośności elementów.

W efekcie dwa elementy zniszczyły się przez uplastycznienie zbrojenia podłużnego w przekroju, gdzie kończyły się pręty wyższej warstwy, a jeden poprzez zerwanie strzemion. Chcąc jednak postępować zgodnie z wymaganiami Eurokodu [3], należało przy interpretacji wyników uwzględnić wpływ obliczeniowej nośności na zginanie, wynikającej z zastosowanego układu zbrojenia. Ograniczenie maksymalnego momentu, jaki może przenieść belka wpłynęło na wartość siły poprzecznej na odcinku przypodporowym. Oszacowano, że w opisanej sytuacji, jako siłę V_{sls} należy przyjąć 138kN.

Przyjęto zestawienie wyników pomiaru szerokości rys ukośnych z wartością graniczną, wymaganą z uwagi na ochronę przed korozją zbrojenia, $w_{max}=0,3mm$. Na rysunku 5 zacięniowano obszar, ograniczony wartościami V_{sls} oraz w_{max} , dla którego następowało przekroczenie założonej, dopuszczalnej szerokości rys.

Można łatwo dostrzec, że szerokość graniczną osiągnięto lub nieznacznie przekroczone dla trzech spośród przebadanych serii (1÷3). Jedynie belki serii 4, o silnym zbrojeniu podłużnym a słabszym poprzecznym, wykazały znaczną rysoodporność. Dla tych elementów szerokość rys przy obciążeniu eksploatacyjnym wynosiła około połowy wartości przyjętej za graniczną.

Stal zbrojenia poprzecznego, zastosowanego w badaniach, cechowała granica plastyczności powyżej 600MPa. Zakładając do obliczeń tę wartość, czyli przyjmując $f_{yd}=520MPa$, oszacowano dla serii 2÷4 wartość obciążenia eksploatacyjne V_{sls} równą odpowiednio 171kN (seria 2), 137kN (seria 3) i 128kN (seria 4). Wykorzystując wykresy przedstawione na rysunku 4 odczytano, że dla wszystkich elementów szerokość rys była większa niż wartość graniczna $w_{max}=0,3mm$. Dla belek serii 2 osiągnęła wartość poniżej 0,4mm, dla belek serii 3 ok. 0,5mm a dla belek serii 4 maksymalnie 0,4mm. Dla serii 1, ze względu na konstrukcję zbrojenia podłużnego wnioskowanie nie zmieniło się.

5. Podsumowanie

Otrzymane wyniki pomiarów wskazują, że problem szerokości rys ukośnych w belkach żelbetowych nie jest tak istotny, jak mogłoby się to z początku wydawać. Nawet stosowanie na strzemiona stali o wyższej niż dawniej granicy plastyczności nie zwiększa znacząco ryzyka przekroczenia wartości granicznej, wymaganej dla ochrony zbrojenia przed korozją. Przy braku zagrożenia korozyjnego oddziaływania środowiska i przyjęciu $w_{lim}=0,4mm$ praktycznie nie trzeba się obawiać, że szerokość rys okaże się nadmierna. Należy także podkreślić, że powyższe wnioskowanie oparto o najmniej korzystną relację między obciążeniem obliczeniowym a charakterystycznym, gdy obciążenie zmienne nie przekracza 40% obciążenia stałego, a jego część prawie stała wynosi 80% ($\psi_2=0,8$). Dla pozostałych przypadków poziom obciążenia, przy którym należy odczytywać szerokość rys jest niższy. Przyjęcie w obliczeniach granicy plastyczności strzemion na poziomie 600MPa może w rzadkich przypadkach skutkować nadmiernym zarysowaniem. Wyniki doświadczeń wskazują jednak, że w takim przypadku problem łatwo może być rozwiązany poprzez zwiększenie ilości zbrojenia podłużnego doprowadzonego do podpory.

Przedstawiona wyżej argumentacja potwierdza, że metodyka projektowania belek na ścinanie przyjęta w Eurokodzie [2], [3] pozostaje po stronie bezpiecznej w zakresie ograniczenia szerokości rys ukośnych.

W pracy [8], stosując przedstawiony wyżej tok postępowania, oszacowano wartość obciążenia eksploatacyjnego dla kolejnych serii belek w oparciu o wytyczne Model Code 2010 [9], [10]. Przyjęto przy tym do obliczeń trzeci poziom dokładności (metoda MCFT). Obliczone wartości V_{sls} zestawiono następnie z wynikami pomiarów szerokości rys. Wnioski wypływające z tej analizy są zbieżne z przedstawionymi powyżej, gdy model obliczeniowy przyjmowano według wymagań Eurokodu [3].

6. Wniosek końcowy

W przypadku projektowania belek żelbetowych według zaleceń Eurokodów [2], [3] wraz z uwzględnieniem wytycznych polskich Załączników Krajowych uzasadnione jest założenie, że sprawdzenie szerokości rys ukośnych może zostać pominięte. Wyniki przeprowadzonych badań potwierdzają słuszność takiego postępowania.

Literatura

- 1 Knauff M., Ostromecki R. Czy sprawdzanie szerokości rys ukośnych w belkach żelbetowych jest konieczne. 52 Konferencja Naukowa KILiW PAN i Komitetu Nauki PZITB, Krynica, 2006.
- 2 PN-EN 1990. Eurokod. Podstawy projektowania konstrukcji. 2004.
- 3 PN-EN:1992-1-1. Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1. Reguły ogólne i reguły dla budynków. 2008.
- 4 Vecchio F. J., Collins M. P. The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to shear. *ACI Journal Proceedings*, v. 83, No.2, 1986.
- 5 Giordano L., Mancini G. Crack Width Evaluation of Reinforced Concrete Membrane Elements. *Structural Engineering International*, No.3, 2009.
- 6 Боришанский М. С. Расчет отогнутых стержней и хомутов в изгибаемых железобетонных элементах по стадии разрушения Стройиздат. 1946.
- 7 Залесов А. С., Кодыш Э. Н., Лемьш Л. Л., Никитин И. К. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям. Стройиздат. 1988.
- 8 Ostromecki R. Szerokość rys ukośnych w żelbetowych elementach zginanych. rozprawa doktorska. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej. 2012.
- 9 Model Code 2010 – First Complete Draft, Vol. 1, *Fib Bulletin* No. 55, 2010.
- 10 Model Code 2010 – First Complete Draft, Vol. 2, *Fib Bulletin* No. 56, 2010.

Diagonal crack width towards the experimental results

Rafał Ostromecki¹

¹ *Institute of Building Engineering, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Warsaw University of Technology, e-mail: r.ostromecki@il.pw.edu.pl*

Abstract: The results of research on diagonal crack width in a single span RC beams were presented in the article. Eurocode 2 rules do not require the direct control of shear crack width. It is assumed, that reinforcement designed to carry the transverse force is also enough to limit the crack width. Experiments were led on beams grouped into four series differing in the links spacing and area of longitudinal tensile reinforcement anchored on supports. The transverse reinforcement steel was of $f_{yd} = 500\text{MPa}$. The crack width was measured in the following phases of loading. The force was estimated for every series, which was represented by the load level for which the serviceability limit state should be controlled. Maximum crack width was read for this value of force and compared to the limit of 0,3mm. The conclusion was drawn, that crack width is not a critical factor for beams designed for shear with the use of Eurocode and Polish National Annex.

Keywords: shear, diagonal crack, crack width.

Wpływ wytrzymałości betonu na nośność na ścinanie elementów żelbetowych bez zbrojenia poprzecznego

Marta Słowik

Katedra Konstrukcji Budowlanych, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska,
e-mail: m.slowik@pollub.pl

Streszczenie: W pracy zestawiono zasady wymiarowania na ścinanie zginanych elementów żelbetowych bez zbrojenia poprzecznego zamieszczone w normach Eurokod 2, ACI 318 i Model Code 2010. Podano również, na podstawie jakich metod wyprowadzono wzory normowe. Bardziej szczegółowo omówiono najnowsze przepisy *fib* Model Code, gdyż zostały one oparte na innym modelu niż dotychczasowe zalecenia. Następnie porównano nośność na ścinanie wyznaczoną według wyżej wymienionych norm z wynikami badań dostępnymi w literaturze w celu weryfikacji normowych procedur obliczeniowych ze szczególnym uwzględnieniem wpływu cech wytrzymałościowych betonu na nośność na ścinanie elementów bez zbrojenia poprzecznego.

Słowa kluczowe: konstrukcje betonowe, nośność na ścinanie, modele ścinania.

1. Wprowadzenie

Jednym ze sposobów zniszczenia, które może wystąpić w zginanych belkach żelbetowych jest zniszczenie na ścinanie. Ma ono miejsce w strefach przypodporowych, w których występuje równoczesne działanie momentu zginającego i siły poprzecznej. Ten typ zniszczenia może spowodować redukcję nośności belki poniżej pełnej nośności na zginanie i jest szczególnie niebezpieczny w elementach bez zbrojenia poprzecznego.

Mając na uwadze jak ważne jest wyznaczenie nośności na ścinanie w belkach bez zbrojenia poprzecznego, w ostatnich latach przeprowadzono wiele badań dotyczących tego zagadnienia. Zaobserwowano, że parametrem mającym podstawowy wpływ na charakter zniszczenia jest wskaźnik ścinania M/Vd , który w przypadku elementów obciążonych jedną lub dwiema siłami skupionymi może być wyrażony również jako stosunek odległości przyłożonego obciążenia od podpory a do wysokości użytecznej przekroju d . W belkach zginanych o $a/d \geq 2,5$ bardzo często obserwowano nagłe zniszczenie na ścinanie tuż po pojawieniu się rys ukośnych podczas gdy nośność elementów zginanych o $a/d < 2,5$ była znacząco wyższa od siły poprzecznej, przy której dochodziło do zarysowania ukośnego. Wynika to ze zmiany mechanizmu pracy elementu. W elementach o wskaźniku ścinania $a/d < 2,5$ wzrost nośności tłumaczy się efektem tarczowym oraz możliwością przekazania części siły poprzecznej bezpośrednio na podporę [1]. Dlatego w literaturze technicznej wyodrębnia się dwie lub nawet trzy, jak np. w raporcie ASCE-ACI Task Committee 426 [2], grupy elementów zginanych: typowe belki smukłe (slender beams) o $a/d \geq 2,5$; belki krótkie (short beams) o $1,0 < a/d < 2,5$ i belki ściany (deep beams) o $a/d \leq 1,0$, dla których zalecane są odrębne reguły wymiarowania.

W przypadku belek smukłych bez zbrojenia poprzecznego stwierdzono, że oprócz wskaźnika ścinania o nośności i charakterze zniszczenie decydują również inne parametry takie jak cechy wytrzymałościowe betonu, stopień zbrojenia podłużnego a także wielkość elementu. W referacie przeanalizowano wpływ wytrzymałości betonu na nośność belek bez zbrojenia poprzecznego o wskaźniku ścinania $a/d > 2,5$.

W wyniku badań doświadczalnych stwierdzono, że w zginanych elementach smukłych o typowych stopniach zbrojenia podłużnego w granicach $1+3\%$, ukośne zarysowanie prowadzi najczęściej do nagłego, kruchego zniszczenia. Ten typ zniszczenia nazywany jest „diagonal tension failure”. Tak więc w tego typu elementach o ich nośności decyduje pojawienie się rys ukośnych. Zarysowanie kojarzy się zwykle z osiągnięciem przez beton wytrzymałości na rozciąganie. Wyniki badań eksperymentalnych pokazują

jednak, że średnie naprężenie główne rozciągające, przy którym dochodzi do powstania rysy ukośnej jest zwykle niższe niż wytrzymałość betonu na rozciąganie.

2. Nośność na ścinanie w ujęciu normowym

W przepisach normowych dotyczących projektowania konstrukcji żelbetowych, w odniesieniu do wyznaczania nośności na ścinanie elementów poddanych momentowi zginającemu i siły poprzecznej są stosowane metody oparte na różnych modelach ścinania. Poniżej przedstawiono zasady wymiarowania na ścinanie elementów bez zbrojenia poprzecznego podane w normach Eurokod 2 [3, 4], ACI 318 [5] i Model Code 2010 [6] oraz ogólne założenia metod na podstawie których wyprowadzono wzory normowe. Bardziej szczegółowo omówiono najnowsze przepisy *fib* Model Code, gdyż zostały one wyprowadzone na podstawie innych założeń niż dotychczasowe zalecenia.

2.1. Eurokod 2

W zaleceniach międzynarodowych EN 1992-1-1:2004 [3], które obowiązują obecnie w Polsce [4] i w wielu krajach Europy, podstawą wyprowadzenia wzorów do wymiarowania belek na siły poprzeczne jest zmodyfikowany model kratownicy Mörscha. Szeroki komentarz dotyczący tego zagadnienia był prezentowany na wcześniejszych konferencjach naukowych w Krynicy, między innymi przez prof. Godyckiego [7, 8] i prof. Knauffa [9], jak i w licznych publikacjach [10-14].

W przypadku elementów nie wymagających obliczania zbrojenia na ścinanie norma Eurokod 2 podaje wzór na wartość obliczeniową nośności na ścinanie, $V_{Rd,c}$ w N, w postaci:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \geq (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (1)$$

gdzie:

f_{ck} - wytrzymałość charakterystyczna betonu na ściskanie w MPa,
 b_w - najmniejsza szerokość strefy rozciąganej w mm,
 d - wysokość użyteczna przekroju w mm,
 ρ_l - stopień zbrojenia rozciąganego, które sięga na odległość nie mniejszą niż $(l_{bd} + d)$ poza rozważany przekrój, lecz nie więcej niż 0,02,

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0,2 f_{cd} \text{ - naprężenie wywołane siłą podłużną w MPa,}$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}},$$

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c \text{ i } k_1 = 0,15 \text{ - wartości zalecane.}$$

Zaznaczyć należy, że w postanowieniach krajowych w zakresie stosowania normy Eurokod 2 został wprowadzony inny współczynnik materiałowy dla betonu w sytuacji obliczeniowej trwałej ($\gamma_c = 1,4$) w porównaniu do normy europejskiej ($\gamma_c = 1,5$). Projektowanie konstrukcji z betonu wg zasad Eurokodu 2 odnosi się do betonów o wytrzymałości charakterystycznej na ściskanie do 90 MPa.

2.2. ACI 318

Amerykańskie przepisy normowe [5] zostały wyprowadzone na podstawie badań doświadczalnych przeprowadzonych w latach 50-tych XX wieku. W komentarzu do normy znajduje się odwołanie do szerokich badań z tego okresu przeprowadzonych między innymi przez Kani [15, 16].

W normie ACI 318 [5] nośność strefy przypodporowej belek niezbrojonych poprzecznie wyrażona jest wzorem podstawowym 11-3 lub rozbudowanym 11-5. Po zamianie jednostek stosowanych w USA na jednostki SI otrzymuje się wzory:

$$V_c = 0,17\sqrt{f'_c}b_wd \quad (2)$$

$$V_c = \left(0,16\sqrt{f'_c} + 17\rho \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \leq 0,29\sqrt{f'_c}b_w d \quad (3)$$

w których:

V_c w N,

f'_c - wytrzymałość betonu na ściskanie – odpowiednik wytrzymałości

charakterystycznej w MPa,

ρ - stopień zbrojenia podłużnego ($A_s/b_w d$),

V_u - siła poprzeczna w rozpatrywanym przekroju w N,

M_u - moment zginający w rozpatrywanym przekroju w Nmm,

d - wysokość użyteczna przekroju w mm,

b_w - szerokość przekroju w mm,

z tym że wartość ilorazu $\frac{V_u d}{M_u}$ należy przyjmować w obliczeniach nie większą niż 1,0.

W przepisach normy amerykańskiej w odniesieniu do wymiarowania na ścinanie występuje ograniczenie wartości $\sqrt{f'_c}$ do 100 psi, co odpowiada charakterystycznej wytrzymałości betonu na ściskanie 69 MPa. Zostało to podyktowane, jak podano w komentarzu do normy, brakiem wystarczającej liczby wyników badań elementów z betonu o wyższej wytrzymałości.

2.3. Model Code 2010

Podstawą do opracowania nowych zaleceń normowych w Model Code 2010 [6] jest tzw. zmodyfikowana teoria pola naprężeń ściskających Modified Compression Field Theory (MCFT). Teoria ta została opisana przez Vecchio i Collinsa [17, 18] a modele betonu w złożonym stanie naprężenia wynikające z teorii MCFT były prezentowane również na konferencji w Krynicy [19].

W nowej normie *fib* Model Code z 2010 roku w odniesieniu do wymiarowania na ścinanie wyróżniono różne poziomy aproksymacji, różniące się kompletnością zastosowanej metody i co za tym idzie dokładnością uzyskanych wyników. Poziom I-szy aproksymacji ma zastosowanie do opracowania koncepcji nowo projektowanych elementów i do projektowania typowych elementów konstrukcyjnych zarówno z jak i bez zbrojenia poprzecznego. Poziom II-gi odnosi się do projektowania elementów ze zbrojeniem poprzecznym w postaci strzemion o przekroju minimalnym a poziom III-ci (lub wyższe) do projektowania elementów w złożonym stanie obciążenia bez względu na ilość zastosowanego zbrojenia poprzecznego.

W normie [6] założono, że siła poprzeczna miarodajna do wymiarowania V_{Ed} jest siłą w przekroju oddalonym o odległość $z=0,9d$ od lica podpory. Siła ta powinna być przeniesiona przez beton i zbrojenie poprzeczne:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \geq V_{Ed} \quad (4)$$

gdzie:

$V_{Rd,c}$ - obliczeniowa siła przenoszona przez beton

$V_{Rd,s}$ - obliczeniowa siła przenoszona przez zbrojenie poprzeczne.

Siła przenoszona przez beton jest wyrażona wzorem:

$$V_{Rd,c} = k_v \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} z b_w \quad (5)$$

w którym:

k_v - współczynnik określający udział betonu w przenoszeniu siły poprzecznej,

γ_c - współczynnik materiałowy dla betonu przyjmowany tak samo jak w normie EN 1992-1-1:2004 [3] (1,5 i 1,2 odpowiednio w sytuacji obliczeniowej trwałej i przejściowej).

W normie Model Code 2010 znajduje się zastrzeżenie, że wartość $\sqrt{f_{ck}}$ przyjmowana przy obliczaniu siły przenoszonej przez beton nie powinna być większa niż 8 MPa. Wynika to z faktu zaobserwowanych dużych rozrzutów wyników badań doświadczalnych w przypadku elementów wykonanych z betonów o wyższej wytrzymałości ($f_{ck} > 64$ MPa).

W przypadku III-go poziomu aproksymacji, ogólne wzory podane w [6], na podstawie których można wyznaczyć kąt pochylenia naprężeń ściskających θ (wzór 6), odkształcenie w kierunku podłużnym w środku wysokości przekroju ε_x (wzór 7) oraz współczynnik k_v przy $\rho_w = 0$ (wzór 8) mają postać:

$$\theta = 29^\circ + 7000\varepsilon_x \quad (6)$$

$$\varepsilon_x = \frac{M_{Ed} / z + V_{Ed} + 0,5N_{Ed} - A_p f_{po}}{2(E_s A_s + E_p A_p)} \quad (7)$$

$$k_v = \frac{0,4}{(1+1500\varepsilon_x)} \cdot \frac{1300}{(1000+0,7k_{dg}z)} \quad (8)$$

gdzie: z w mm,

$E_s A_s$ - moduł sprężystości i pole przekroju zbrojenia podłużnego,

$E_p A_p$ - moduł sprężystości i pole przekroju zbrojenia sprężającego,

$$k_{dg} = \frac{48}{16 + d_g} \geq 1,15$$

d_g - maksymalna średnica kruszywa w mm.

Na poziomie I-szym aproksymacji współczynnik k_v przy $\rho_w = 0$ wyznacza się ze wzoru uproszczonego (9), wynikającego z przyjęcia kąta $\theta = 36^\circ$ i następujących ograniczeń: $f_{ck} \leq 64$ MPa, $f_{yk} \leq 500$ MPa, $d_g \geq 10$ mm.

$$k_v = \frac{200}{(1000 - 1,3z)} \leq 0,15 \quad (9)$$

3. Nośność na ścinanie na tle badań doświadczalnych

Przedstawione powyżej zastawienie wybranych zaleceń normowych z zakresu obliczania nośności na ścinanie zginanych elementów żelbetowych bez zbrojenia poprzecznego wskazuje na zróżnicowanie stosowanych obecnie metod wymiarowania. Na uwagę zasługuje fakt wprowadzenia nowych przepisów w normie *fip* Model Code z 2010 roku. Wynika to zapewne z faktu, że dotychczasowe przepisy normalizacyjne nie były wystarczająco zgodne z uzyskiwanymi wynikami badań. Problem ten był ostatnio szeroko dyskutowany na łamach prasy naukowo-technicznej, szczególnie amerykańskiej i dotyczy przede wszystkim elementów o dużych wymiarach przekroju, wykonanych z betonu o wyższej wytrzymałości i gdy występuje wysoki poziom naprężeń w zbrojeniu podłużnym. Przykładem tej dyskusji w Polsce jest artykuł Paczkowskiego i Nowaka [20], w którym autorzy na podstawie przeprowadzonej analizy statystycznej stwierdzili znaczące rozbieżności wyników badań z wartościami obliczonymi na podstawie różnych modeli. W [20] przeanalizowano wzory zaproponowane przez Froscha i Zsuttego oraz wzory z normy ACI 318 i Eurokodu 2.

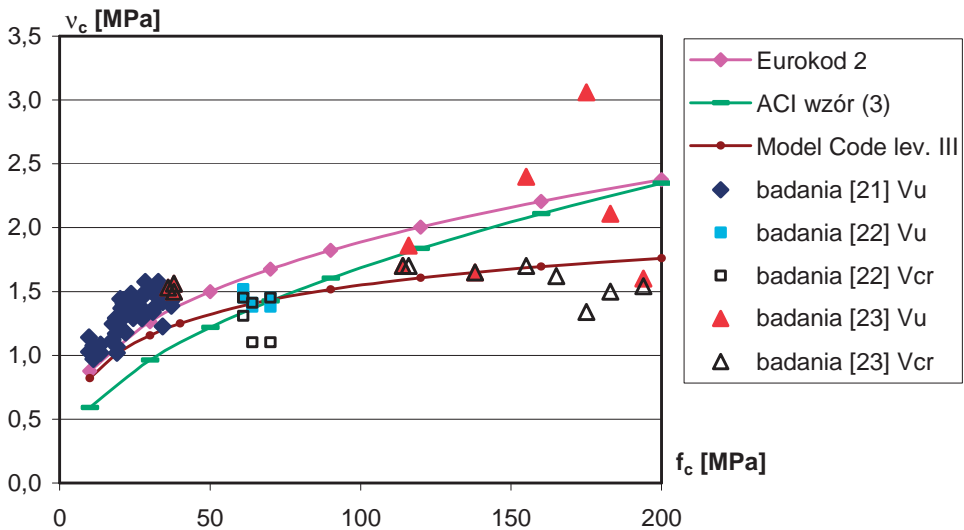
W celu wstępnej weryfikacji nowej metody zaproponowanej w zaleceniach *fib* Model Code z 2010 roku porównano nośność na ścinanie obliczoną na podstawie wzorów (6)÷(8) z wynikami badań dostępnymi w literaturze. Do analizy wybrano badania przeprowadzone w trzech ośrodkach badawczych: Surrey w Wielkiej Brytanii (badania Desai [21]), North Carolina w Stanach Zjednoczonych (badania Shuaib, Lue [22]) i Saitama w Japonii

(badania Perera, Mutsuyoshi [23]). Wyboru badań dokonano w taki sposób, by były one ze sobą jak najbardziej zbliżone pod względem warunków przeprowadzenia badań i wymiarów elementów. Ocena efektu skali nie była przedmiotem wybranych badań i nie podlega dyskusji w pracy. W niniejszej pracy skoncentrowano się na analizie wpływu cech wytrzymałościowych betonu na nośność belek na ścinanie. Podstawowe parametry wymienionych badań zestawiono w tabelicy 1.

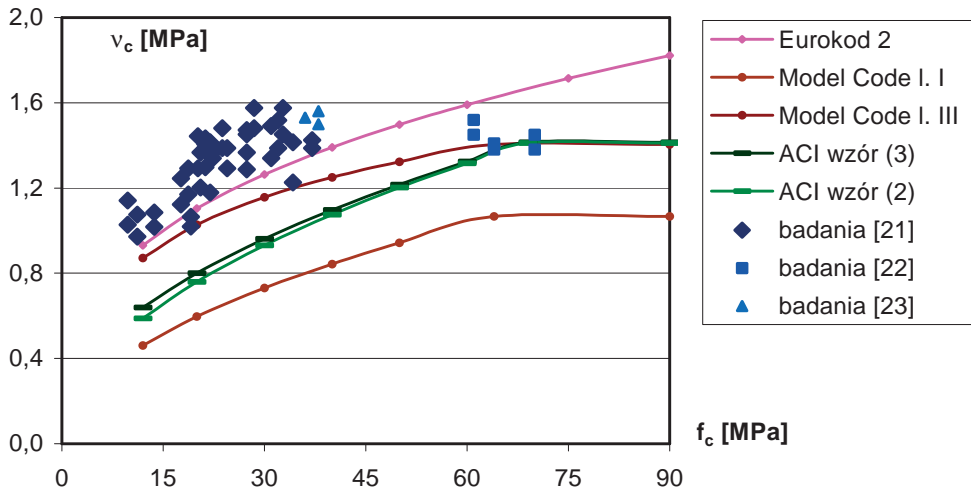
Tabela 1. Parametry badań

Lp.	Badania	$b \times h$ [m]	a/d	ρ [%]	f_c [MPa]
1	Desai [21]	$0,2 \times 0,3$	3,6	1,8	$10 \div 37$
2	Shuaib, Lue [22]	$0,13 \times 0,25$	3,0; 4,0	1,8; 3,3	$61 \div 70$
3	Perera, Mutsuyoshi [23]	$0,2 \times 0,3$	3,0; 3,5; 4,0	3,0	$36 \div 38$ i $114 \div 194$

W wybranych badaniach wszystkie elementy uległy zniszczeniu w wyniku wyczerpania nośności w strefie przypodporowej przed osiągnięciem momentu zginającego, wynikającego z nośności zbrojenia podłużnego. Elementy niszczyły się na skutek powstania rysy ukośnej a zniszczenia przybierało nagły kruchy charakter. Badanie wykazały, że nośność belek V_u była niewiele wyższa od siły poprzecznej przy której dochodziło do powstania rysy ukośnych V_{cr} . Na rysunku 1 przedstawiono wartości sił poprzecznych odniesione do przekroju elementu $v_u = V_u/b_w d$ i $v_{cr} = V_{cr}/b_w d$ otrzymane w wyniku badań oraz obliczone na podstawie zestawionych przepisów normowych ze wzorów (1), (3) oraz (5)÷(8) w zależności od wytrzymałości betonu na ściskanie. Natomiast na rysunku 2 zestawiono graniczne naprężenia ścinające v_u obliczone na podstawie norm: Eurokod 2, ACI 318 i Model Code 2010 przy uwzględnieniu przyjętych w normach granicznych wartości wytrzymałości betonu, dla których ważne są wzory normowe.



Rys. 1. Zależność granicznych naprężeń ścinających od wytrzymałości betonu



Rys. 2. Graniczne naprężenia ścinające obliczone z uwzględnieniem przyjętych w normach ograniczeń co do wytrzymałości betonu

Na podstawie przedstawionego na rys. 1 zestawienia wyników badań i obliczeń można wnioskować, że w odniesieniu do całego zakresu wytrzymałości betonu, przebieg nośności na ścinanie najlepiej opisuje reguła podana w nowych zaleceniach Model Code 2010 przy III-cim poziomie aproksymacji obliczeń. Przepisy normy amerykańskiej znacznie odbiegają od wyników badań i to zarówno w przypadku zwykłych betonów konstrukcyjnych jak i betonów o wysokich wytrzymałościach. Norma Eurokod 2 daje stosunkowo dobrą zgodność z wynikami badań jedynie w przypadku betonów zwykłych.

W raporcie ASCE-ACI Committee z 1998 roku [24] można znaleźć stwierdzenie, że siła poprzeczna, przy której powstaje zarysowanie ukośne jest krytycznym parametrem decydującym o nośności zginanych elementów żelbetowych bez zbrojenia poprzecznego. Przy przyjęciu, że o nośności elementów bez zbrojenia poprzecznego decyduje naprężenie ścinające powodujące zarysowanie ukośne $v_{cr} = V_{cr} / b_w d$, obliczona nośność elementów na podstawie analizowanych przepisów normowych w porównaniu do wyników badań jest zawyżona w elementach wykonanych z betonów wysokowartościowych. Stąd uzasadnione jest zastosowanie górnej granicy wytrzymałości betonu w obliczeniach. Zestawione na rys. 2 wyniki obliczeń granicznych naprężeń ścinających, wyznaczonych przy uwzględnieniu zalecanej maksymalnej wartości wytrzymałości betonu przyjmowanej we wzorach norm ACI 318 – wzory (2) i (3) i Model Code 2010 – wzory (5) ÷ (9) dla I-go i III-go poziomu aproksymacji obliczeń, pokazują, że tak wyznaczone wartości są po stronie bezpiecznej w odniesieniu do prezentowanych badań.

4. Podsumowanie

W wyniku przeprowadzonej analizy można stwierdzić, że żelbetowe elementy zginane, które ulegają zniszczeniu na skutek działania siły poprzecznej w strefie przypodporowej bez osiągnięcia pełnej nośności na zginanie, wynikającej z zastosowanego zbrojenia podłużnego powinny być wymiarowane na podstawie sił wywołujących zarysowanie ukośne. Dotyczy to szczególnie elementów wykonanych z betonów o wysokich wytrzymałościach, które są bardziej podatne na kruche zniszczenie.

W normie Model Code 2010 [6] przedstawiono nowe ujęcie obliczeniowe zagadnienia dotyczącego nośności na ścinanie elementów żelbetowych, które jest oparte na zmodyfikowanej teorii pola naprężeń ściskających. Teoria ta odnosi się do opisu zachowania betonu w złożonym stanie naprężenia i z tego względu znalazła zastosowanie w normie [6] do wymiarowania belek w strefie przypodporowej.

Przeprowadzona w pracy analiza ma ograniczony charakter i wskazuje, że problem

szacowania nośności zginanych elementów żelbetowych bez zbrojenia poprzecznego wymaga dalszych badań i analiz.

Literatura

- 1 Bodzak P. Efekt tarczowy w żelbetowych elementach prętowych bez zbrojenia poprzecznego. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 11/2006, str. 607-610
- 2 The Shear Strength of Reinforced Concrete Members. *Journal of the Structural Division*, Vol. 99, No. ST6, June 1973, str. 1091-1187
- 3 EN 1992-1-1:2004, Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization, 2004
- 4 PN-EN 1992-1-1 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków. PKN, Warszawa 2008
- 5 ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02), American Concrete Institute, 2002
- 6 Model Code 2010, First complete draft, *fib Bulletin* 56, Vol. 2, 2010
- 7 Godycki-Ćwirko T., Wesołowski M. Graniczna siła poprzeczna przenoszona przez element żelbetowy bez zbrojenia poprzecznego w ujęciu normy europejskiej i polskiej. XLVII Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, t. II, Konstrukcje betonowe, Opole-Krynica 2001, str. 67-74
- 8 Godycki Ćwirko T., Wesołowski M. O minimalnym zbrojeniu poprzecznym elementów żelbetowych. XLIX Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, t. III, Konstrukcje betonowe, Materiały budowlane, Warszawa-Krynica 2003, str. 33-40
- 9 Knauff M. Uwagi o obliczaniu belek żelbetowych na ścinanie według Eurokodu. Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB Krynica 2008, t. VI, Wydawnictwo Politechniki Białostockiej, str. 213-220
- 10 Dąbrowski K. Obliczanie konstrukcji żelbetowych na ścinanie według Eurokodu 2 i PN-84/B-03264. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 7/1992, str. 233-236
- 11 Godycki Ćwirko T., Wesołowski M. Minimal Transverse Reinforcement of Reinforced Concrete Members. *Archives of Civil Engineering*, LI, 4, 2005, str. 533-559
- 12 Godycki Ćwirko T., Wesołowski M. Minimalne zbrojenie na ścinanie w konstrukcjach żelbetowych. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 2/2006, str. 83-87
- 13 Godycki-Ćwirko T., Wesołowski M. Bezpieczne wymiarowanie ścinania ze zmiennym kątem θ w kratownicach zastępczych wg norm EC 2003, DIN 2001, PN2002. *Przegląd Budowlany*, 4/2006, str. 36-39
- 14 Knauff M. Projektowanie konstrukcji z betonu według Eurokodu – podstawowe założenia i zasady. *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej* Nr 276, Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z. 58, Rzeszów 2011, str. 135-154
- 15 Kani G. N. J.: Basic Facts Concerning Shear Failure. *Journal of ACI*, June 1966
- 16 Kani G. N. J.: The Riddle of Shear Failure and Its Solution. *Journal of ACI*, April 1964
- 17 Veccio F. J., Collins M. P. The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. *Journal of ACI*, 83 (2), 1986, str. 219-231
- 18 Veccio F. J., Collins M. P. Predicting the response of reinforced concrete beams subjected to shear using the modified compression field theory. *Journal of ACI*, 85 (4), 1988, str. 256-268
- 19 Bijak I., Goszczyński S., Wawszczak W. Model konstytutywny betonu w dwuosiowym stanie naprężenia. XLIV Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1998, str. 13-20
- 20 Paczkowski P., Nowak A.S. Shear Resistance of Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement. *Architecture Civil Engineering Environment ACEE*, No. 1/2008, str. 99-112
- 21 Desai S.: Influence of Constituents of Concrete on Its Tensile Strength and Shear Carrying Capacity. *Magazine of Concrete Research*, Vol. 55, No. 1, February 2003, str. 77-84
- 22 Shuaib H. A., Lue D. M.: Flexure-Shear Interaction of Reinforced High-Strength Concrete Beams. *ACI Structural Journal*, July-August 1987, str. 330-341
- 23 Perera S. V. T., Mutsuyoshi H. Shear Behavior of Reinforced High-Strength Concrete Beams. *ACI Structural Journal*, Vol. 110, No.1, January-February, 2013, str. 43-52

- 24 Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete. Journal of Structural Engineering, December 1998, str. 1375-1417

The Influence of Concrete Strength on Shear Capacity of Reinforced Concrete Members without Shear Reinforcement

Marta Slowik

Department of Building Structures, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: m.slowik@pollub.pl

Abstract: In the paper, dimensioning rules for shear capacity in reinforced concrete members without shear reinforcement given in Eurocode 2, ACI Standard 318 and Model Code 2010 are described. The *fib* Model Code recommendations are described in more detailed way as they are based on a new concept. The shear strength calculated on the basis of the mentioned codes is later compared to the results of test from professional literature in order to verify standard methods and to analyze the influence of concrete strength on shear capacity in beams without stirrups.

Keywords: concrete structures, shear strength, models for shear.

Stany graniczne użytkowości belek żelbetowych z betonu wysokowartościowego z dodatkiem włókien

Piotr Smarzewski

*Katedra Konstrukcji Budowlanych, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska,
e-mail: p.smarzewski@pollub.pl*

Streszczenie: W artykule przedstawiono wyniki i analizy badań belek żelbetowych wykonanych z betonu wysokowartościowego z dodatkiem włókien stalowych i polipropylenowych poddanych zginaniu w schemacie 4-punktowym przy obciążeniach eksploatacyjnych. Badania przeprowadzono dla trzech prostokątnych belek żelbetowych zróżnicowanych pod względem ilości i rodzaju zbrojenia. W belce B1 skonstruowano tradycyjne zbrojenie prętami stalowymi. W belkach B2 i B3 zamiast prętów górnych i strzemion zastosowano zbrojenie rozproszone o zmiennej procentowej objętości włókien. W badaniach wykorzystano system pomiarowy do bezkontaktowych trójwymiarowych pomiarów odkształceń – ARAMIS. Analizy zachowania belek pod obciążeniem statycznym w zakresie użytkowości przedstawiono w oparciu o: obrazy zarysowania i odkształcenia oraz zależności siła-przemieszczenie.

Słowa kluczowe: belka żelbetowa, beton wysokowartościowy, włókno stalowe, włókno polipropylenowe, system ARAMIS, odkształcenie, przemieszczenie, rysa.

1. Wprowadzenie

Beton wysokowartościowy jest materiałem coraz częściej stosowanym w budownictwie z uwagi na trwałość. Jako wzmocnienie matrycy dodawane są włókna, które ograniczają jej zarysowanie i polepszają wytrzymałość na rozciąganie. Badania betonu z włóknami prowadzone są od sześćdziesięciu lat [1-3], a wciąż wyznacza się dalsze kierunki ich rozwoju [4-5]. Jedną z nowszych koncepcji jest hybrydyzacja włókien, czyli optymalne połączenie kilku ich rodzajów o odmiennych właściwościach w celu utworzenia złożonych kompozytów o bardzo dużej odporności na pękanie w szerokim zakresie rozwarcia rys [6]. W betonie można połączyć kilka różnych typów włókien, aby uzyskać efekt synergii. Zadowolające wyniki uzyskuje się przez połączenie dużych makro-włókien, które zapewnią wytrzymałość przy dużych pęknięciach z drobnymi mikro-włóknami, które wzmocnią fazę przejściową, reakcję na pękanie i odporność na wyciąganie makro-włókien. Innym podejściem jest hybrydyzacja włókien o zbliżonej wielkości, lecz o różnych modułach sprężystości. Włókno o wysokim module osiągnie optymalną zdolność wzmocnienia matrycy betonowej przy małych i średnich rysach, natomiast włókno o niskim module rozwinię pełną zdolność zbrojenia przy dużych rysach. W literaturze można spotkać wiele publikacji dotyczących badania elementów konstrukcyjnych z betonów wysokowartościowych wzmocnianych przeważnie włóknami stalowymi [7-8].

Przedmiotem pracy są analizy stanów granicznych rys i ugięć trzech belek żelbetowych o wymiarach 2500 mm x 400 mm x 200 mm, wykonanych z betonu wysokowartościowego z dodatkiem włókien stalowych i polipropylenowych, poddanych zginaniu w schemacie 4-punktowym. Celem pracy jest określenie wpływu dodatku hybrydowego zbrojenia rozproszonego na rysoodporność, odkształcalność i sztywność belek wykonanych z betonów wysokowartościowych przy obciążeniach eksploatacyjnych.

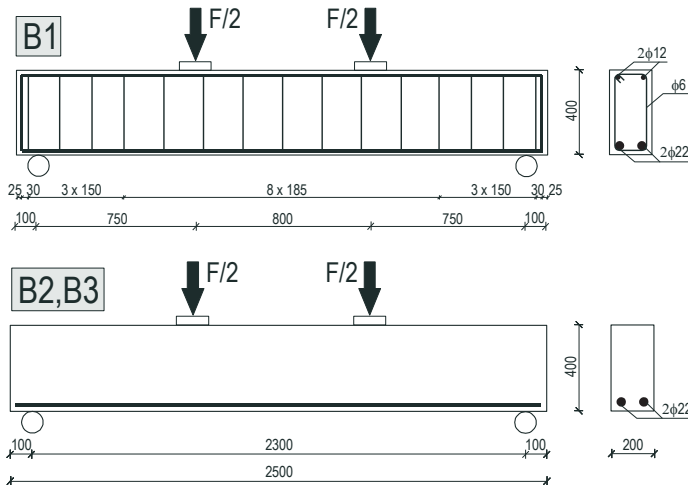
2. Opis badań

Badano trzy belki B1-B3 swobodnie podparte o jednakowych wymiarach. Szczegółowe charakterystyki elementów podano w tabeli I. Belki wykonano z betonu wysokowartościowego z dodatkiem zmiennej procentowej objętości włókien stalowych

i polipropylenowych. W belce B1 zastosowano tradycyjne zbrojenie prętami stalowymi: dwoma prętami dołem o średnicy $\varnothing 22$, dwoma góra $\varnothing 12$ i strzemiionami $\varnothing 6$. W belkach B2 i B3 zbrojenie dolne pozostawiono bez zmian, a zrezygnowano z prętów górnych i strzemiion na rzecz włókien stalowych i polipropylenowych. W belce B2 procentowa objętość włókien stalowych wynosiła $V_{fs} = 0.5\%$, a polipropylenowych $V_{fp} = 0.025\%$. W belce B3 odpowiednio 1% i 0.05%. Wymiary belek oraz rozmieszczenie zbrojenia przedstawiono na rys. 1.

Tabela 1. Charakterystyki belek

Symbol belki	Wymiary przekroju [mm]	Zbrojenie podłużne		Zbrojenie poprzeczne		Zbrojenie rozproszone			
		pręty dolne $\varnothing 22$		pręty górne $\varnothing 12$		strzemiiona $\varnothing 6$		włókna stalowe	włókna polipropylenowe
		ρ [%]	ilość [szt.]	ρ' [%]	ilość [szt.]	ρ_w [%]	s [mm]	V_{fs} [%]	V_{fp} [%]
B1	b=200 h=400	0.95	2	0.28	2	0.19	150	–	–
B2		0.95	2	–	–	–	–	0.5	0.025
B3		0.95	2	–	–	–	–	1	0.05



Rys. 1. Układ zbrojenia i schemat obciążenia belek

Zbrojenie główne wykonano ze stali żebrowanej gatunku 34GS, a strzemiiona ze stali gładkiej gatunku St0S. Charakterystyki stali prętów zbrojenia głównego i poprzecznego oraz włókien stalowych i polipropylenowych podano w tabeli 2.

W tabeli 3 zamieszczono skład wszystkich mieszanek betonowych, dla których wskaźnik woda/składniki wiążące wynosił 0.3.

Powierzchnie licowe belek przygotowano przed badaniem w celu eliminacji ich jednorodnej struktury. Elementy pomalowano wapnem malarskim, a następnie naniesiono kropkowaną czarną fakturę. Sposób przygotowania belek pokazano na rys. 2.

Tabela 2. Cechy wytrzymałościowe prętów stalowych i zbrojenia rozproszonego

Rodzaj zbrojenia	Średnica [mm]	f_y [MPa]	f_t [MPa]	ϵ_u [%]	E [GPa]	f_t/f_y
Pręty dolne	22	475	644	10.5	203	1.36
Pręty górne	12	456	642	9.7	199	1.41
Strzemiiona	6	302	454	8.5	193	1.50
Włókna stalowe BAUMIX 50	1	–	1100	–	200	–
Włókna polipropylenowe BAUCON 12	0.03	–	350	–	3.5	–

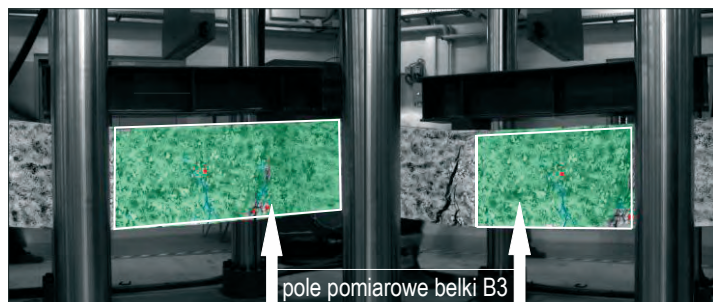
Tabela 3. Skład betonu i fibrobetonów

Składniki mieszanki betonowej	B1	B2	B3
Cement CEM I 52.5R [kg/m^3]	596	596	596
Mikrokrzemionka [kg/m^3]	59.6	59.6	59.6
Kruszywo granodiorytowe 2-8mm [kg/m^3]	990	990	990
Piasek kwarcowy [kg/m^3]	500	500	500
Superplastyfikator [l/m^3]	20	20	20
Woda [l/m^3]	196	196	196
Włókna stalowe [kg/m^3]	–	39	78
Włókna polipropylenowe [kg/m^3]	–	0.25	0.5



Rys. 2. Ustawienie belki B1 z powierzchnią przygotowaną do pomiaru stanu deformacji

W badaniach belek wykorzystano system do bezkontaktowych trójwymiarowych pomiarów odkształceń i przemieszczeń – ARAMIS. Na etapie początkowym określono pole pomiarowe do obliczenia stanu deformacji. Badany obszar ograniczono z powodu geometrycznej konfiguracji prasy do prostokąta, o długości około 70 cm i wysokości 40 cm, usytuowanego symetrycznie w połowie belki (rys. 3). Po jednej stronie elementu wykonywano pomiary systemem ARAMIS, natomiast po drugiej przeprowadzono niezależne pomiary propagacji i rozwarcia rys. Badanie belek miało charakter etapowy. Belki poddano obciążeniu statycznemu dwiema siłami skupionymi, zwiększanymi skokowo aż do zniszczenia. Badania belek trwały od 0.5 do 2.5 godziny. W tym czasie wykonywano i rejestrowano zdjęcia z częstotliwością próbkowania 0.2 Hz. Dokładność systemu ARAMIS przy pomiarach przemieszczeń wynosi $5\mu\text{m}$, a przy pomiarach odkształceń 0.01%. Wyniki badań właściwości betonu i fibrobetonów belek zestawiono w tabeli 4. W kolejności podano wytrzymałości na ściskanie f_c , wytrzymałości na rozciąganie przez rozłupywanie $f_{ct,sp}$, wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu w schemacie 4-punktowym i moduły sprężystości E_c . Wyniki badań belek: obciążenia rysujące F_{cr} , obciążenia przy których powstały rysy ukośne $F_{cr,dg}$, obciążenia w chwili uplastycznienia rozciąganego zbrojenia F_y , obciążenia niszczące F_u , obciążenia F_8 przy ugięciach eksploatacyjnych $\alpha = 8$ mm, sumy rozwarcia rys Σw i maksymalne odkształcenia skrajnych włókien strefy ściskanej ε_{cu} zamieszczono w tabeli 5.



Rys. 3. Obszar pomiarowy belki B3 z obu kamer

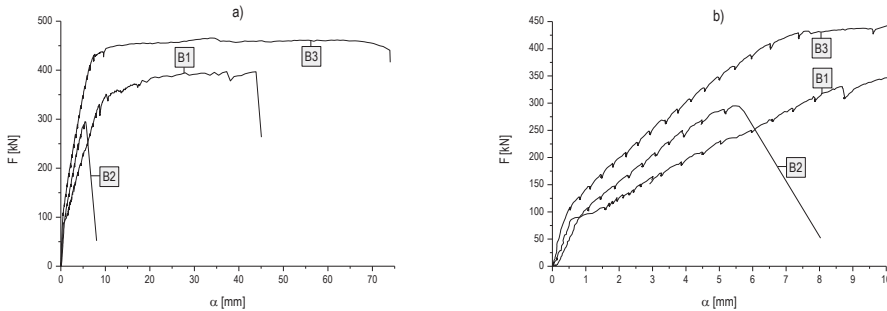
Tabela 4. Wyniki badań właściwości betonu i fibrobetonów

Symbol belki	f_c [MPa]	$f_{ct,sp}$ [MPa]	$f_{ct,fl}$ [MPa]	E_c [GPa]	$f_{ct,sp}/f_c$	$f_{ct,fl}/f_c$	$f_{ct,sp}/f_{ct,fl}$
B1	113.8	5.0	8.2	38.7	0.04	0.07	0.61
B2	106.6	9.9	8.9	32.4	0.09	0.08	1.11
B3	111.0	11.0	9.4	39.4	0.10	0.08	1.17

Tabela 5. Wyniki badań belek

Symbol belki	F_{cr} [kN]	$F_{cr,dg}$ [kN]	F_y [kN]	F_u [kN]	F_8 [kN]	Σw [mm]	ε_{cu} [%]
B1	89.4	171.0	351	397.1	311.4	10.35	1.86
B2	93.3	200.0	–	295.0	51.8	3.3	1.76
B3	109.0	290.0	444.8	440.6	431.2	6.8	0.53

Zachowanie się belek pod obciążeniem zilustrowano na wykresach obciążenie – ugięcie w połowie rozpiętości w całym zakresie obciążenia i w zakresie ograniczonym do 10 mm, aby wyeksponować stan eksploatacji, rys. 4.



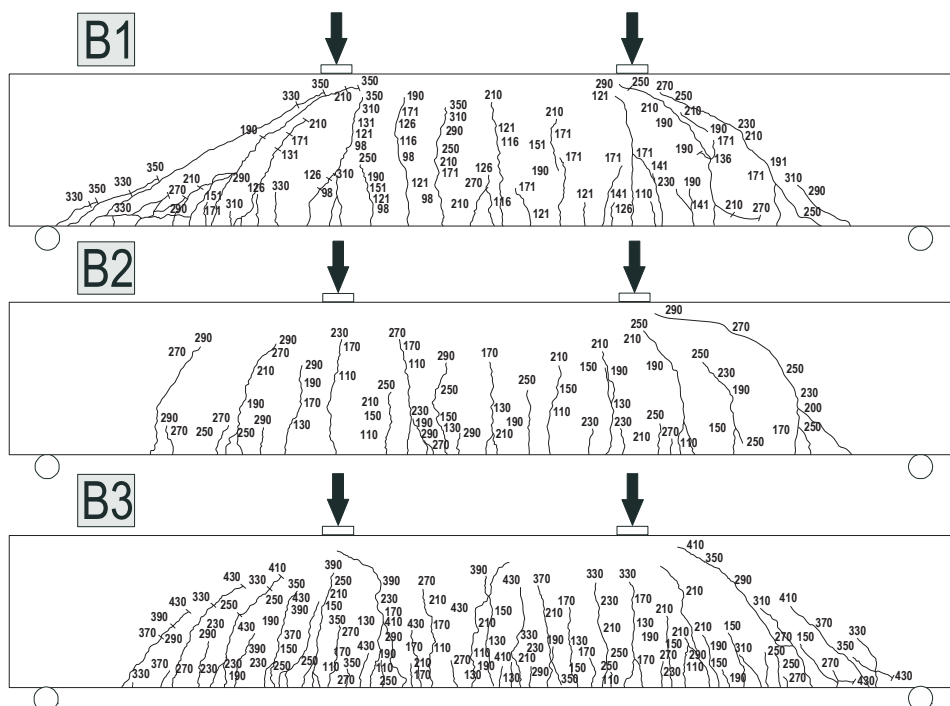
Rys. 4. Ugięcia belek w środku rozpiętości: a) w zakresie obciążenia, b) w stanie eksploatacji

Belki B1 i B2 uległy zniszczeniu na ścinanie, natomiast obciążenie belki B3 przerwano, gdy szerokości szczelin przekraczały 20 mm. Obraz zniszczenia elementu B3 był zbliżony do zniszczenia w wyniku przecinania. Obrazy zarysowania badanych belek po zniszczeniu przedstawiono na rys. 5.

3. Analiza wyników

Analizy zachowania belek pod obciążeniem statycznym przedstawiono w oparciu o: obrazy zarysowania i odkształcenia betonu oraz porównania wykresów siła-ugięcie.

W przypadku belki B1 zaobserwowano powstawanie rys prostopadłych w stałych odległościach. Badanie zakończono, gdy beton uległ zmiażdżeniu w strefie ściskanej nad końcem rysy ukośnej, przy równoczesnym zerwaniu strzemiona. Na belce powstały 42 rysy o szerokościach od 0.05 do 0.4 mm o największym wymiarze w połowie rozpiętości belki. Belka B2, bez zbrojenia strzemionami, miała najmniejszą nośność i uległa zniszczeniu na ścinanie w sposób gwałtowny na skutek powstania szerokiej, ukośnej szczeliny. Na belce B2 powstało 18 rys. W belce B3 rysy o największej szerokości powstały w strefie czystego zginania. Na belce zarejestrowano aż 57 rys. W końcowej fazie obciążenia elementu, zrywaniu włókien stalowych towarzyszyły charakterystyczne trzaski. Powstałe rysy miały szerokości około 0.1 mm i umiejscowione były gęsto wzdłuż dolnej krawędzi belki. Pomiar zakończono, gdy jedna z rys osiągnęła szerokość 0.5 mm.



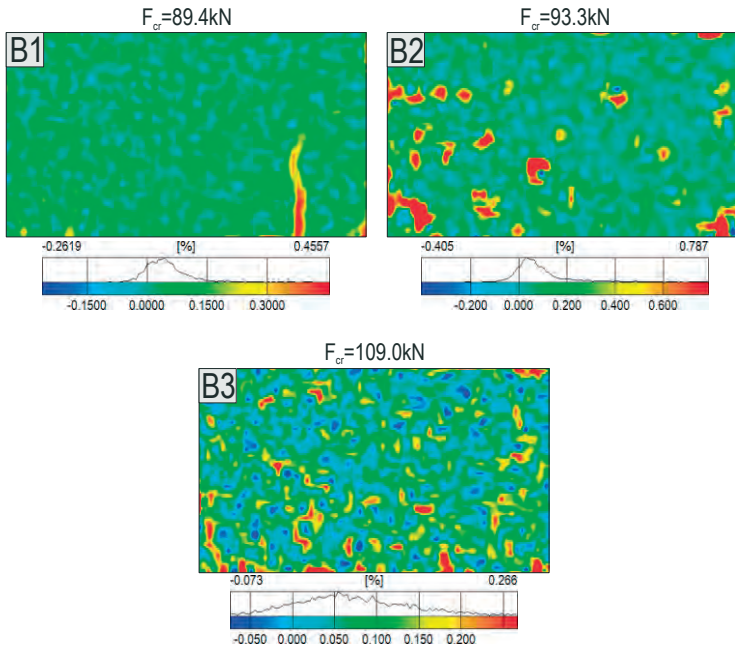
Rys. 5. Obrazy zarysowania belek

Zarysowania belek porównano w II fazie pracy elementów zginanych. Obliczono liczbę i łączną szerokość rys dla wartości siły odpowiadającej połowie zakresu fazy II. Dla B1 łączna szerokość 32 rys wynosiła 4.05 mm, przy obciążeniu 250 kN. Natomiast dla B2 przy 18 rysach, szerokość wyniosła 0.85 mm przy sile 200 kN. Z kolei dla B3 przy obciążeniu 280 kN powstały 42 rysy o sumarycznej szerokości równej 2.80 mm. Największa liczba rys powstała na belce B3 o największej nośności, natomiast najmniej rys zarejestrowano na belce B2. Analizując zarysowanie belki B3 stwierdzono bardzo dobrą współpracę betonu z włóknami stalowymi i polipropylenowymi w przenoszeniu naprężeń. Analizując rysy na końcowych etapach obciążenia stwierdzono, że średnia szerokość rys belek fibrobetonowych B2 i B3 wynosi 0.12 mm, a belki żelbetowej 0.25 mm. Po zniszczeniu elementów sumowano szerokości powstałych rys, a ich wartość podano w tabeli 5. Porównywalne wartości przyrostów szerokości rys świadczą o korzystnych rozkładach włókien w elementach fibrobetonowych. W tabeli 6 zestawiono pomierzone odległości między rysami przy obciążeniach eksploatacyjnych F_s i niszczących F_u . W kolejności podano: N – liczbę rys, minimalne, maksymalne oraz średnie odległości pomiędzy rysami oznaczone symbolami S_{min} , S_{max} i S_{rm} .

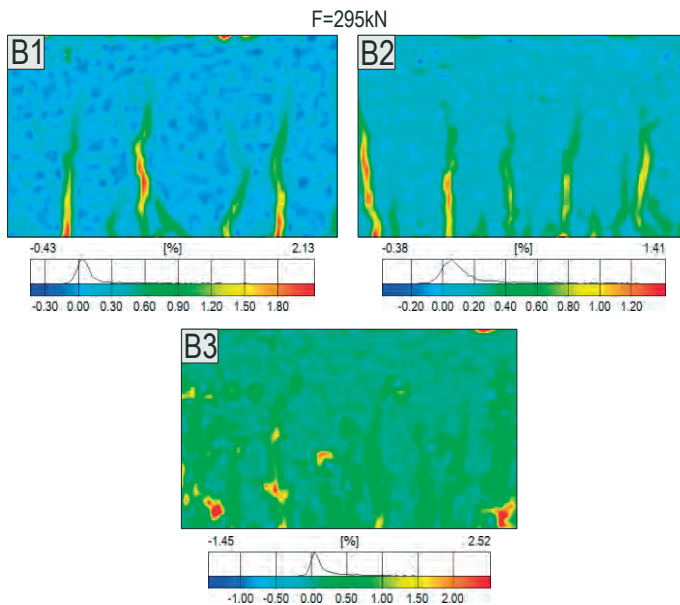
Tabela 6. Odległości między rysami przy obciążeniach eksploatacyjnych i niszczących

Symbol belki	N	$F_s=0.6F_u$ Odległości między rysami					
		F_u [kN]	S_{min} [mm]	S_{max} [mm]	S_{rm} [mm]	S_{min} / S_{rm}	S_{max} / S_{rm}
B1	32	238.3	21	135	70	0.3	1.93
B2	13	177.0	27	182	115	0.23	1.58
B3	40	264.4	14	111	59	0.24	1.88
B1	42	397.1	7	97	57	0.12	1.70
B2	30	295.0	14	135	71	0.20	1.90
B3	57	440.6	14	83	47	0.29	1.77

Na rysunku 6 pokazano obrazy odkształceń betonu w chwili powstania pierwszych rys w belkach B1-B3. Każdy obraz odkształcenia odpowiada polu pomiarowemu o długości około 70 cm i wysokości 40 cm, równej całej wysokości belki.



Rys. 6. Obrazy odkształceń betonu w polu pomiarowym przy obciążeniu rysującym belki B1-B3

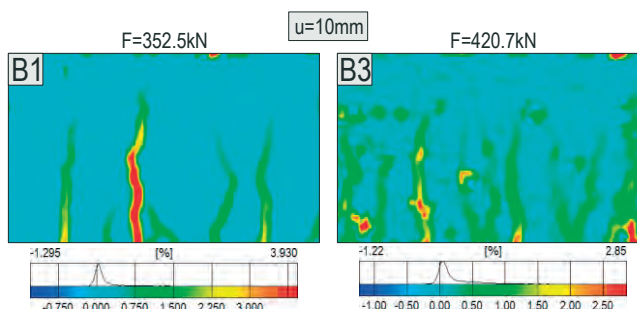


Rys. 7. Stan odkształcenia betonu przy tym samym poziomie obciążenia $F=295$ kN

Analizując odkształcenia betonu w belce B1 zauważono, że do momentu powstania pierwszej rysy wartości odkształceń włókien rozciąganych betonu w części środkowej elementu wahały się w przedziale 0.5-2%. Odkształcenie betonu odpowiadające powstaniu pierwszej rysy zauważono przy sile 89.4 kN. W belkach B2 i B3 w początkowych fazach obciążenia obserwowano rozkłady odkształceń betonu na powierzchni elementu o wartościach zawartych w przedziale 0.75-2%. Odkształcenia włókien dolnych betonu obrazujące powstanie pierwszej rysy w belkach B2 i B3 zauważono odpowiednio przy wartościach obciążenia 93.3 kN i 109 kN.

Obrazy odkształceń betonu belek B1-B3 przy stałym poziomie obciążenia $F = 295$ kN pokazano na rys. 7. W przypadku belki B2 było to obciążenie niszczące, przy którym odkształcenia betonu w rysach wynosiły 14.1%. Podsumowując uzyskane wyniki stwierdzono, że odkształcenia fibrobetonów wysokowartościowych są dużo mniejsze od odkształceń betonu wysokowartościowego.

Porównując maksymalne wartości odkształceń betonu we włóknach rozciąganych belek B1 i B3 na poziomie granicznych ugięć eksploatacyjnych stwierdzono, że odkształcenia betonu w elemencie B3 są o 28% mniejsze od odkształcenia betonu w belce żelbetowej B1 przy obciążeniu większym o 16%, rys. 8.



Rys. 8. Stan odkształcenia betonu belek B1 i B3 przy tym samym poziomie ugięcia $\alpha = 10$ mm

Wyniki opisujące zależności siła – ugięcie przedstawiono w tabeli 7. W kolejności podano wartości ugięć: w stanie uplastycznienia zbrojenia podłużnego α_y , w stanie zniszczenia α_u , w stanie eksploatacji α_s przy sile odpowiadającej 60% wartości obciążenia niszczącego oraz odpowiednie wartości sił. Obliczono również procentowe wskaźniki obciążenia w stanie użytkowalności i uplastycznienia.

Tabela 7. Charakterystyki krzywych siła – ugięcie w środku rozpiętości

Symbol belki	α [mm]			F [kN]			Wskaźniki obciążenia	
	α_s	α_y	α_u	F_s	F_y	F_u	F_s / α_s	F_y / α_y
B1	5.53	11.32	37.26	238.3	351.0	397.1	43.09	31.01
B2	2.44	–	5.49	177.0	–	295.0	72.54	–
B3	3.19	10.33	73.91	264.4	444.8	440.6	82.88	43.06

Ugięcia belek B2 i B3 w stadium eksploatacji różniły się między sobą o 31%. Największe ugięcia końcowe charakteryzowało belkę B3 o największej zawartości włókien. Natomiast belkę B1 charakteryzowały ponad dwukrotnie większe ugięcia w stadium eksploatacji i ponad dwukrotnie mniejsze w stadium zniszczenia w porównaniu do belki B3.

4. Podsumowanie

W wyniku przeprowadzonych eksperymentów stwierdzono istotny wpływ hybrydowego zbrojenia rozproszonego na rysoodporność, odkształcalność i sztywność belek wykonanych z betonu wysokowartościowego.

Zarysowanie belek porównano na tym samym poziomie obciążenia i zauważono, że wraz z większym dodatkiem włókien znacznie zmniejsza się szerokość rys przy większej ich liczbie. Moment powstania pierwszej rysy w belkach z włóknami następuje później niż w belce bez włókien i jest związany z procentową ich objętością. Włókna korzystnie

wpływają na pracę belek w obszarach niesprężystych po zarysowaniu betonu i uplastycznieniu prętów stalowych oraz na charakter zniszczenia. Analizując stan odkształceń zauważono, że ich rozkład w elementach fibrobetonowych jest nierównomierny na powierzchni elementu. Ugięcia belek ze zbrojeniem rozproszonym na tym samym poziomie obciążenia były mniejsze od belki żelbetowej. Ugięcia belki z włóknami B3 są ponad dwukrotnie mniejsze w porównaniu do ugięć belki bez włókien. Belka z 1% objętościową zawartością włókien stalowych wykazywała bardzo dużą ciągliwość materiału. Na podstawie wykonanych badań można zauważyć korzystny wpływ dodania nawet niewielkiej ilości zbrojenia rozproszonego na mniejsze krzywizny elementów.

Literatura

- 1 Brandt A.M. *Cement Based Composites: Materials, Mechanical Properties and Performance*. Taylor and Francis. London and New York 2009.
- 2 Glinicki M.A. Beton ze zbrojeniem strukturalnym. XXV Ogólnopolskie warsztaty pracy projektanta konstrukcji. Szczyrk 2010, 279-308.
- 3 Brandt A.M. Fibre reinforced cement-based (FRC) composites after over 40 years of development in building and civil engineering. *Composite Structures* 86 (2008) 3-9.
- 4 Walraven J.C. High performance fiber reinforced concrete: progress in knowledge and design codes. *Materials and Structures* (2009) 42: 1247-1260.
- 5 Prisco M., Plizzari G., Vandewalle L. Fibre reinforced concrete: new design perspectives. *Materials and Structures* (2009) 42: 1261-1281.
- 6 Banthia N., Gupta R. Hybrid fiber reinforced concrete (HyFRC): fiber synergy in high strength matrices. *Materials and Structures Vol. 37* (2004) 707-716.
- 7 Ashour S.A., Hasanain G.S., Wafa F.F. Shear Behavior of High-Strength Fiber Reinforced Concrete Beams. *ACI Structural Journal*. V. 89, No. 2, March-April 1992, 176-184.
- 8 Chunxiang Q., Pantaikuni I. Properties of high-strength steel fiber-reinforced concrete beams in bending. *Cement and Concrete Composites* 21 (1999) 73-81.

Serviceability limit states of high performance reinforced concrete beams with hybrid fibre

Piotr Smarzewski

Department of Civil Engineering, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: p.smarzewski@pollub.pl

Abstract: The article presents the results of research and analysis of reinforced high performance concrete beams with steel and polypropylene fibres at service load. The beams were bent in the 4-point model. Research was carried out for three different rectangular reinforced concrete beams in terms of the quantity and the type of reinforcement. The beam B1 was constructed conventionally with reinforced steel rods. The beams B2 and B3, instead of the compressive rods and the stirrups the fibre reinforcement of variable fibre volume percentage was applied. In the tests a non-contact system for three-dimensional measurements of deformation – ARAMIS was used. The analysis of the behaviour of the beams under static load for serviceability was based on: images of cracks, strain and force – displacement curves.

Keywords: reinforced beam, high performance concrete, steel fibre, polypropylene fibre, system ARAMIS, strain, displacement, crack.

Odształcalność ściskanych elementów betonowych wzmocnionych materiałami kompozytowymi FRCM

Tomasz Trapko¹

¹ Katedra Konstrukcji Betonowych, Instytut Budownictwa, Politechnika Wroclawska,
e-mail: tomasz.trapko@pwr.wroc.pl

Streszczenie: W referacie przedstawiono wyniki badań doświadczalnych, ściskanych elementów betonowych wzmocnionych siatką kompozytową w technologii FRCM. (*Fibre Reinforced Cementitious Matrix*). W systemie tym zespolenie kompozytu z betonem realizowane jest za pomocą zaprawy mineralnej, co odróżnia go od systemów FRP (*Fibre Reinforced Polymers*), w których zespolenie odbywa się przy użyciu żywicy epoksydowej. We wprowadzeniu do tematu dokonano przeglądu wiedzy dotyczący odształcalności poprzecznej elementów owiniętych zewnętrznym kompozytem. W głównej części pracy przedstawiono badania, w których analizowano wpływ temperatury, liczby warstw siatki kompozytowej oraz długość zakładu końcowego na wartość i rozkład obwodowych odształceń granicznych.

Słowa kluczowe: FRCM, rozwarstwienie, odształcenie, naprężenie

1. Wprowadzenie

Zniszczenie elementów ściskanych, owiniętych matami kompozytowymi, następuje głównie na skutek zerwania ciągłości wzmocnienia na kierunku owinięcia [1-4]. W przypadku elementów wzmocnionych matami FRP wyczerpanie nośności następuje gwałtownie, poprzez rozerwanie płaszcza w przypadkowym przekroju. Z kolei zniszczenie elementów owiniętych siatką kompozytową w technologii FRCM inicjowane jest rozwarstwieniem połączenia siatki na zewnętrznym zakładzie [5, 6]. W obydwu przypadkach determinującą wielkością są graniczne odształcenia poprzeczne, których wartość zależy m.in. od typu włókien, rodzaju maty, liczby warstw wzmocnienia, kształtu przekroju poprzecznego i długości zakładu. Wiele badań pokazuje, że odształcenia przy zniszczeniu próbek owiniętych matami FRP nie osiągają wartości uzyskiwanej przy badaniu próbek kompozytu na rozciąganie [7-11]. Istnieją również badania, które w odniesieniu do próbek walcowych zaprzeczają tej tezie [12].

Już w pierwszych badaniach Rochette i Labossiere [8] zauważyli, że efektywność wzmocnienia zależy od kształtu owiniętego przekroju. Najkorzystniejsze efekty wzmocnienia, w postaci przyrostu nośności, uzyskali dla próbek walcowych i próbek o przekroju kwadratowym. Jednakże, dla tego drugiego typu elementów przyrost nośności zależał od wartości promienia wyokrąglenia naroży i liczby warstw maty wzmacniającej. Dla próbek kwadratowych o promieniu wyokrąglenia naroży 5 mm nie odnotowali oni wzrostu nośności, nawet przy pięciu warstwach poprzecznej maty. Dopiero dla próbek o promieniu wyokrąglenia naroży – 25 i 38 mm zaobserwowano wyraźny wzrost nośności. Dla próbek o przekroju prostokątnym niezależnie od liczby warstw maty i wartości promienia wyokrąglenia naroży nie odnotowano przyrostu nośności, pomimo że uzyskano kilkukrotnie większe graniczne odształcenia poprzeczne, w stosunku do granicznych odształceń podłużnych. W przekrojach czworokątnych uzyskuje się znacznie mniejsze wartości odształceń niszczących, niż w przekrojach okrągłych. Spowodowane jest to koncentracją naprężeń w narożach, jak również w pobliżu naroży z niedużym wyokrągleniem.

Silva [9] przeprowadził badania na żelbetowych walcach i prostopadłościanach o wysokości 750 mm. Stosunek średnicy lub długości boku do wysokości wynosił około 1:5. Słupy prostopadłościennego podzielono na trzy grupy – z ostrymi krawędziami i wyokrągleniami naroży 20 mm i 38 mm. Elementy zostały wzmocnione dwoma

warstwami maty węglowej CFRP lub aramidowej AFRP. Dla słupów CFRP z ostrymi narożnikami, autor nie odnotował wzrostu nośności, ani poprawy plastyczności. Uzyskał porównywalne wartości naprężeń i odkształceń z elementami bez wzmocnienia. Z kolei dla słupów AFRP nastąpił wzrost nośności, bez jednoczesnej poprawy plastyczności. W wyniku koncentracji naprężeń w narożach następowało tam pęknięcie (rozerwanie) włókien. Mierzone odkształcenia były znacznie mniejsze od wartości granicznych dla samej maty. Odkształcenia mierzone dookoła obwodu wykazywały minimalną wartość w narożach, rosnącą w kierunku środka przekroju. Wyjątkiem były przekroje z ostrymi krawędziami, w których największe odkształcenia zaobserwowano w pobliżu naroży. Dopiero dla elementów z wyokrąglonymi narożami zaobserwowano wzrost nośności i odkształceń granicznych.

Wang i Wu [10] potwierdzili, że promień wyokrąglenia naroży ma duże znaczenie w ocenie poziomu wzmocnienia, który definiują jako graniczne wartości wytrzymałości f_{cc} i odkształceń ε_{cc} betonu w stanie trójosiowego ściskania. Autorzy zauważają, że stosunek f_{cc}/f_{co} jest wprost proporcjonalny do współczynnika wyokrąglenia naroży ($2r/b$), a zależność liniowa występuje w pełnym zakresie współczynnika wyokrąglenia. Ponadto Autorzy stwierdzają, że plastyczność elementów zależy od promienia wyokrąglenia naroży, liczby warstw wzmocnienia i wytrzymałości betonu na ściskanie.

W innej pracy Wu i Wei [11] potwierdzają znany już wcześniej fakt, że zdecydowanie lepsze efekty wzmocnienia uzyskuje się dla próbek o przekroju kwadratowym, niż prostokątnym. Dla stosunku długości boków h/b większym niż 2, wpływ wzmocnienia staje się niezauważalny. Przy odpowiednich proporcjach przekroju poprzecznego i promieniu naroża, możliwe jest osiągnięcie wartości odkształceń rozciągających porównywalnych z uzyskiwanymi przy badaniu próbek kompozytu na rozciąganie. Autorzy zauważają również, że intensywność wzmocnienia poprzecznego (liczba warstw maty) wpływa korzystnie na efektywność wzmocnienia. Gdy zwiększa się współczynnik kształtu h/b maleją maksymalne odkształcenia FRP, odpowiadające maksymalnej sile. Jest to zgodne z tym, że zmniejsza się skuteczność wzmocnienia wraz ze wzrostem współczynnika kształtu.

Wu i Jiang [12] podają na podstawie literatury, że współczynnik wykorzystania maty FRP, definiowany jako stosunek średnich odkształceń obwodowych do odkształceń przy badaniu próbek na rozciąganie, wynosi 0,274–1,133. Stawiają oni jednocześnie tezę, że rozbieżności w ocenie stopnia wykorzystania maty FRP w badaniach płaskich próbek i w płaszczu FRP, spowodowane są przez różnice w sposobach pomiaru odkształceń. Zniszczenie elementów ściskanych wzmocnionych matami kompozytowymi następuje w przypadkowym przekroju i zbyt mała liczba punktów pomiarowych na płaszczu FRP powoduje, że pomijane jest to miejsce. Autorzy uważają, że krzywizna próbki i wieloosiowy stan naprężeń, tylko nieznacznie zmniejszają wydajność maty. W strefie poza zakładem maty, stosunek maksymalnych i średnich odkształceń obwodowych wynosi 0,9.

Poniżej przedstawiono wyniki badań, w których analizowano współczynnik wykorzystania wzmocnienia FRCM w ściskanych elementach betonowych. W systemach FRP kompozyt łączony jest z betonem za pomocą żywicy epoksydowej. Jak wiadomo, matryca epoksydowa jest wrażliwa na podwyższone temperatury, w których ulega uplastycznieniu i decyduje to o efektywności wzmocnienia. W systemie FRCM wylaminowano żywicę i siatkę kompozytowa łączona jest z betonem przy użyciu odpornej termicznie zaprawy mineralnej. Wcześniejsze analizy porównawcze pokazały, że obydwa systemy różnią się zasadniczo zarówno, co do efektywności, jak i jakości efektów wzmocnienia [5, 6].

W referacie przedstawione zostały badania, w których analizowano wpływ temperatury, liczby warstw siatki kompozytowej oraz długość zakładu końcowego na wartość i rozkład obwodowych odkształceń granicznych w elementach ściskanych wzmocnionych FRCM. Zakres badań w kolejnych etapach był korygowany i ustalany na bieżąco, na podstawie wyników badań już wykonanych.

2. Badania doświadczalne

W pierwszym etapie badań, 6 próbek walcowych owinięto jedną, dwoma lub trzema warstwami wzmocnienia FRCM, po dwa elementy dla każdego typu. Elementy

wzmocniono i przebadano w temperaturze pokojowej $+20^{\circ}\text{C}$ [5, 6]. W kolejnym etapie, 6 elementów owinięto jedną warstwą wzmocnienia FRMC i poddano je wstępnej ekspozycji na podwyższone temperatury: $+60^{\circ}\text{C}$, $+120^{\circ}\text{C}$ i $+180^{\circ}\text{C}$. Po 48h próbki ostudzone do temperatury pokojowej i poddano je również próbie do zniszczenia [5, 6].

Na podstawie przeprowadzonych badań, w kolejnym etapie zaplanowano analizę wpływu długości końcowego zakładu wzmocnienia FRMC na wartość granicznych odształceń poprzecznych. Zerwanie zakładu równoznaczne jest z delaminacją połączenia. Wykonano 15 próbek walcowych, które wzmocniono jedną warstwą siatki. Względny zakład siatki przyjęto, jako stosunek długości zakładu do obwodu próbki (z/u). W elementach grupy pierwszej i drugiej zastosowano zakład równy 70 mm dla których $z/u=0,2$.

Tabela 1. Program badań

Seria	Próbka ^(a)	Liczba warstw wzmocnienia FRMC	Temperatura [$^{\circ}\text{C}$]	Liczba próbek
1	20M1	1	20	2
	20M2	2	20	2
	20M3	3	20	2
2	60M1	1	60	3
	120M1	1	120	3
	180M1	1	180	3
3	$z/u=0$	1	20	2
	$z/u=0,1$	1	20	2
	$z/u=0,2$	1	20	2
	$z/u=0,3$	1	20	2
	$z/u=0,4$	1	20	2

^(a) Pierwsza litera w symbolu próbki, to temperatura do jakiej nagrzano próbkę

2.1. Przygotowanie elementów do badań

Badania przeprowadzono na próbkach walcowych $\phi 113 \times 300$ mm. Wszystkie elementy danej serii wykonano w formach stalowych, z tego samego zarobu mieszanki betonowej, podczas jednego betonowania i wibrowania. Do wykonania betonu wykorzystano cement portlandzki CEM II 32,5R [13] i naturalne kruszywo płukane o frakcjach: piaskowej – 0-2 mm, żwirowej – 2-8 mm oraz 8-16 mm. Mieszanke betonową wykonano w warunkach laboratoryjnych. Po 48h rozformowano próbki i przechowywano je do czasu wzmocnienia w komorze na ruszcie z wodą, w temperaturze $20 \pm 2^{\circ}\text{C}$. Średnia wytrzymałość betonu na ściskanie dla serii 1 i 2 wyniosła $f_{cm, cyl} = 22,6$ MPa, a dla serii 3 $f_{cm, cyl} = 29,5$ MPa.

Do wzmocnienia próbek zastosowano siatkę z włókien poliparafenilenbenzobisoxazolowych (PBO) Ruredil X Mesh Gold [14]. Właściwości siatki PBO określono zgodnie z normami ASTM D3039/D3039M:2008 [15] i ISO 527-5:1997 [16]. Porównanie parametrów siatki PBO z badań własnych i danych producenta podano w tablicy 2 [5].

Tabela 2. Parametry siatki PBO

Cecha	Dane producenta	Badania własne
Grubość i szerokość siatki [mm]	0,0455 x 1000	—
Obciążenie niszczące [kN/m]	264	240
Wytrzymałość na rozciąganie [MPa]	5800	5270
Moduł sprężystości [MPa]	270 000	—
Odształcenia przy zerwaniu [%]	2,15	—

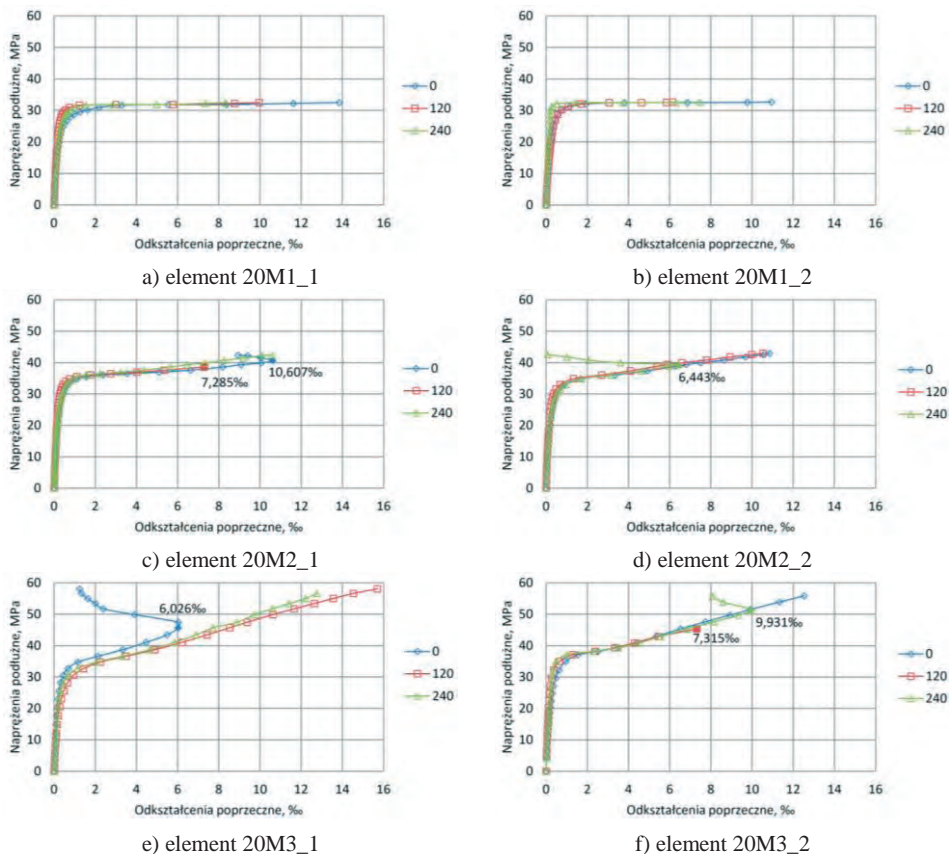
2.2. Metodologia badań

Po wzmocnieniu próbek odpowiednią liczbą warstw kompozytu, naklejono w połowie ich wysokości tensometry do pomiaru odształceń poprzecznych. Wszystkie elementy badawcze zostały zaopatrzone w stalowe kapsle czołowe w celu zapewnienia równoległości płaszczyzn docisku oraz osiowości obciążenia. Na obydwu końcach próbek umieszczono nakładki, dzięki czemu uzyskano schemat obciążenia przegubowo-przegubowy. Próbę do zniszczenia przeprowadzono w maszynie wytrzymałościowej o zakresie 0-1000 kN (Rys. 1). Odczytu wartości odształceń i siły dokonywano automatycznie, co 1 sekundę.



Rys. 1. Element 20M2_1 na stanowisku badawczym

3. Wyniki badań

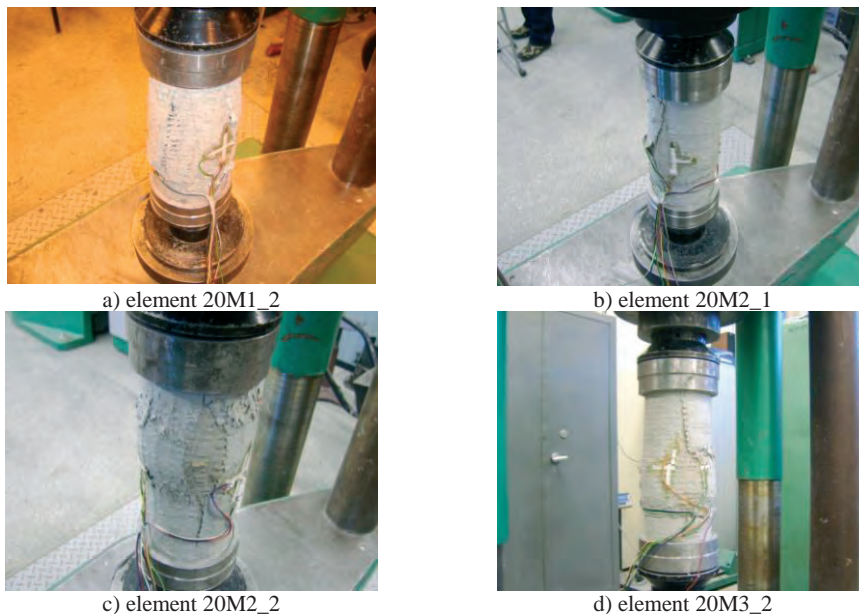
Rys. 2. Zależności $\sigma-\epsilon_n$ dla elementów serii 1

Dzięki układowi tensometrów, co 120° po obwodzie próbek FRM, udało się zarejestrować poziom odształceń inicjujących rozwarstwienie siatki (*debonding*). Na kolejnych wykresach (rys. 2) przedstawiono odształcenia poprzeczne elementów FRM w funkcji naprężeń dla tensometrów w pozycjach – 0°, 120° i 240°. Zniszczenie elementów FRM rozpoczynało się zawsze na zewnętrznym zakładzie siatki, gdzie następował poślizg pomiędzy warstwami kompozytu i rozwarstwienie płaszcza kompozytowego.

W żadnej zniszczonej próbce nie stwierdzono rozerwania włókien, a jedynie rozwarstwienie siatki PBO i deformację spowodowaną zmiażdżeniem rdzenia betonowego.

W konsekwencji powodowało to, że pomierzone wartości odształceń poprzecznych nie osiągnęły wartości granicznych (por. tablica 2), przy których następuje rozerwanie włókien PBO.

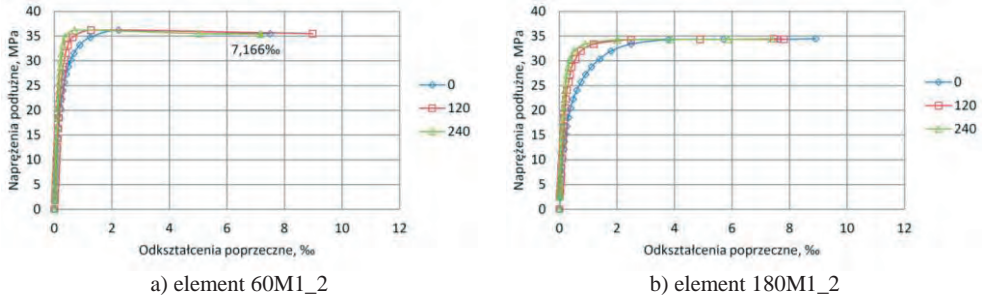
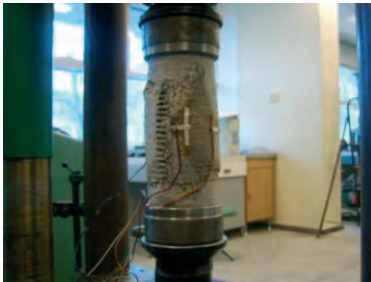
Każdy z przedstawionych na rysunku 2 wykresów obrazuje de facto mechanizm zniszczenia. Dla przykładu: zniszczenie elementu 20M1_2 (rys. 2-b) nastąpiło przez rozwarstwienie płaszcza pomiędzy rozetami w pozycji 0° i 120° , co widoczne jest w postaci nagłego przyrostu odształceń poziomych na pozycji 0° . Obrazuje to również mechanizm zniszczenia pokazany na rysunku 3-a. Chwila zerwania połączenia na zakładzie siatki został dokładnie zarejestrowany dla elementów 20M2_1 i 20M3_2. W obydwu przypadkach nastąpiło zerwanie tensometru poziomego na pozycji 120° , odpowiednio przy odształceniach $\varepsilon_h=7,285\%$ dla 20M2_1 (rys. 3-b) i $\varepsilon_h=7,315\%$ dla 20M3_2 (rys. 3-d). W elemencie 20M2_2 tensometr poziomy na pozycji 240° nie przecinał zakładu, dlatego zarejestrowano poziom odształceń inicjujących zerwanie więzi na złączu $\varepsilon_h=6,443\%$, a następnie spadek wartości odształceń spowodowany poślizgiem. Odształcenia te nie osiągnęły wartości, przy której następowało zerwanie połączenia, co jest oczywiste, ponieważ tensometr na pozycji 240° nie znajdował się w przekroju krytycznym, którym jest krawędź zakładu. Przesunięcie warstw siatki widoczne na rysunku 3-c wyniosło około 30 mm.



Rys. 3. Obraz zniszczenia elementów serii I

Podczas przygotowywania elementów do badań nie spodziewano się, że inicjacja mechanizmu zniszczenia następować będzie na zewnętrznym zakładzie. Dzięki przypadkowemu naklejeniu tensometrów poziomych na zakładzie udało się zarejestrować moment zerwania połączenia i wartość odształceń przy których to następuje – około $7,3\%$.

Z uwagi na podobny przebieg, na kolejnych wykresach pokazano ścieżki odształceń poprzecznych tylko dla dwóch wybranych elementów 60M1_2 i 180M1_2, które poddano wstępnej obróbce termicznej. Rysunek 4 przedstawia odształcenia poprzeczne w funkcji naprężeń dla poszczególnych tensometrów, na pozycjach 0° , 120° i 240° , po obwodzie próbek. Na każdej ze ścieżek σ - ε_h można zauważyć charakterystyczny punkt, który odpowiada maksymalnym naprężeniom ściskania po osiągnięciu których następuje wyczerpanie nośności. Dla przykładu zniszczenie elementu 60M1_2 nastąpiło w wyniku zerwania połączenia na zakładzie siatki przy odształceniach $\varepsilon_h=7,166\%$ na tensometrze poziomym w pozycji 240° (rys. 5-a).

Rys. 4. Zależności σ - ϵ_n dla elementów serii 2

Rys. 5. Obraz zniszczenia elementów serii 2

Charakterystyczny jest przyrost odkształceń mierzonych na tensometrze w pozycji 0 dla próbki 180M1_2. W tym przypadku widać postępującą utratę przyczepności pomiędzy uzwojeniem, a zakładem. Tensometr w pozycji 0° znajdował się na zakładce, ale jego baza pomiarowa nie przecinała linii zakładu, a w momencie rozwarstwienia połączenia nastąpiło odklejenie tensometru (rys. 5-b).

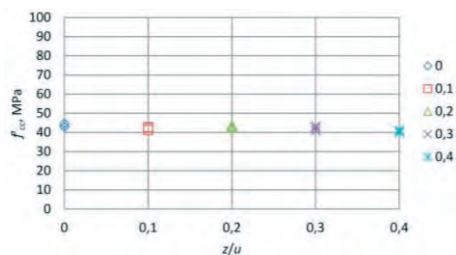
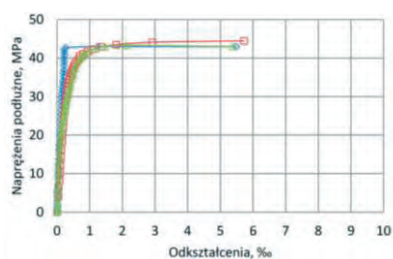
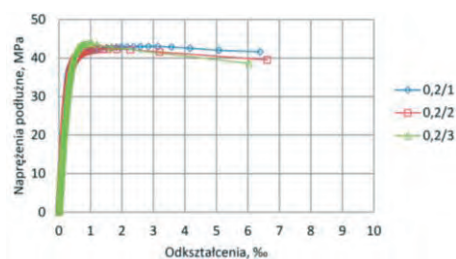
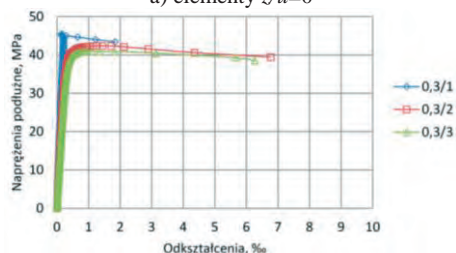
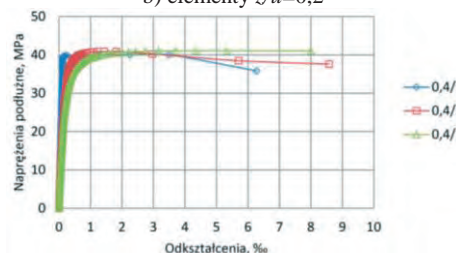
Decydująca o jakości wzmocnienia FRCM okazała się nośność połączenia na długości zakładu. Na podstawie tej obserwacji w kolejnym etapie przeanalizowano wpływ długości zakotwienia siatki na nośność i wartość granicznych odkształceń poprzecznych (por. tabela 1). Potwierdził się wcześniej zaobserwowany mechanizm zniszczenia, przez delaminację wzmocnienia na zewnętrznym zakładzie. Ten typ zniszczenia można zakwalifikować, według kryteriów podanych przez Karbhari i Howie [17], do modelu *seam debond* – *rozerwanie szwu*. Należy on do grupy, w której odpowiedzialna za wyczerpanie nośności jest matryca, a nie włókna kompozytowe.

Na rysunkach 6 przedstawiono graficzne porównanie wytrzymałości betonu w stanie trójosiowego ściskania f'_{cc} w zależności od względnej długości zakładu (z/u). Zaskakujące, a zarazem powtarzalne w danej grupie są wartości f'_{cc} , które nie zależą od długości zakładu. Pokazuje to, że w niewielkim stopniu wykorzystana została wytrzymałość siatki PBO.

Badania wykonano jeszcze przed ukazaniem się pracy Wu i Jiang'a [12], którzy w krytyczny sposób ocenili niemiernodajne pomiary odkształceń elementów owiniętych FRP. Ich obserwacje potwierdziły się w prezentowanych badaniach. Pomiar odkształceń, tylko w połowie wysokości próbek, okazał się niewystarczający i w kilku próbkach nie zarejestrowano poziomu odkształceń dalaminacji. Widoczne to jest na przykładowych wykresach – rys. 8-a próbka 0/1, rys. 8-c próbka 0,3/1 i rys. 8-d próbka 0,4/1. Na zdjęciu (rys. 7) widać, że rozerwanie szwu nie następowało w połowie wysokości elementu.

Badania Wu i Jiang'a [12] pokazały, że rozkład odkształceń poprzecznych po obwodzie próbek wzmocnionych FRP jest nierównomierny. Przy jednej warstwie maty odkształcenia w strefie zakładu mogą być nawet dwukrotnie mniejsze, niż poza tą strefą. Jednocześnie wartość tych odkształceń wzrasta z oddaleniem się od końca zakładu. Pomijane jest to w rozważeniach teoretycznych, gdzie zakłada się, że wszystkie warstwy mają taki sam udział w przenoszeniu naprężeń poprzecznych. Mając to na uwadze można stwierdzić, że decydujące o nośności zakładu wzmocnienia FRCM są najmniejsze odkształcenia poprzeczne po obwodzie przekroju, a wraz ze wzrostem długości zakładu

(*overlapping zone*) wzrastają naprężenia delaminacji (rys. 8). Współczynnik wykorzystanie kompozytu FRCM, w strefie końca zakładu, waha się w granicach 0,28-0,44 w zależności od jego długości. Jednocześnie analizując wartości odształceń poprzecznych, poza strefą zakładu (rys. 2) widać, że współczynnik wykorzystanie siatki PBO wynosi 0,55-0,80.

Rys. 6. Wytrzymałość f_{cc} w zależności od (z/u)Rys. 7. Obraz zniszczenia elementów typu $z/u=0,4$ a) elementy $z/u=0$ b) elementy $z/u=0,2$ c) elementy $z/u=0,3$ d) elementy $z/u=0,4$ Rys. 8. Zależności $\sigma-\epsilon_n$ dla elementów serii 3

4. Podsumowanie

W referacie analizowano pracę ściskanych elementów betonowych wzmocnionych siatką PBO na zaprawie mineralnej (FRCM). Na podstawie badań i analiz wyników można stwierdzić, że

- 1) Wyczerpanie nośności sygnalizowane jest przyrostem odształceń obwodowych w strefie zakładu, co prowadzi do delaminacji połączenia i rozwarstwienia szwu,
- 2) Sygnalizowany i powolny przyrost odształceń niszczących, umożliwia redystrybucję sił wewnętrznych w układach konstrukcyjnych i włączenie się do współpracy innych, mniej wyężonych elementów,
- 3) Wartość granicznych odształceń obwodowych zależy od długości zakładu, a decydujące o delaminacji jest najmniejsze odształcenia na długości zakładu. Jednocześnie należy zauważyć, że rozkład odształceń na długości zakładu jest nieliniowy, co pokazują m.in. analizy MES zaprezentowane w pracy [3].
- 4) Stosunek maksymalnych do średnich odształceń obwodowych wynosi od 0,77 do 0,99. Jest on najniższy dla wzmocnienia pojedynczego i wzrasta ze wzrostem liczby

warstw kompozytu. Jest to spostrzeżenie zgodne z wnioskami zawartymi w pracy [12] dla wzmocnień FRP.

Literatura

- 1 Lam L., Teng, J.G. Strength models for fiber-reinforced plastic-confined concrete. *Journal of Structural Engineering* – ASCE, 128 (5), (2012) 612-623.
- 2 Teng J.G., Lam L. Behaviour and modelling of fiber reinforced polymer confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, 130 (11), (2004) 1713-1723.
- 3 Chen J.F., Ai J., Stratford T.J. FRP strains in FRP wrapped columns: a parametric study. In: *Proceedings of the 8th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-8)*, Patras 2007. [na CD, referat nr 6-10].
- 4 Chen J.F., Li S.Q., Bisby L.A., Ai J. FRP rupture strains in the split-disk test. *Composites: Part B*, 42 (4), (2011) 962–972.
- 5 Trapko T. Fibre Reinforced Cementitious Matrix confined concrete elements. *Materials & Design*, 44, (2013) 382-391.
- 6 Trapko T. Stress–strain model for FRCM confined concrete elements. *Composites: Part B*, 45 (1), (2013) 1351-1359.
- 7 Mirmiran A., Shahawy M., Samaan M., El Echary H. Effect of column parameters on FRP-confined concrete. *ASCE Journal of Composites for Construction*, 2 (4), (1998) 175–85.
- 8 Rochette P., Labossiere P. Axial testing of rectangular column models confined with composites. *J Compo Constr*, 4 (3), (2000) 129–36.
- 9 Silva M.A.G. Behavior of square and circular columns strengthened with aramidic or carbon fibers. *Construction and Building Materials*, 25 (3), (2011) 3222–3228.
- 10 Wang L-M., Wu Y-F. Effect of corner radius on the performance of CFRP-confined square concrete columns: Test. *Engineering Structures*, 30 (2), (2008) 493-505.
- 11 Wu Y-F., Wei Y-Y. Effect of cross-sectional aspect ratio on the strength of CFRP-confined rectangular concrete columns. *Engineering Structures*, 32 (1), (2010) 32-45.
- 12 Wu Y-F., Jiang J-F. Effective strain of FRP for confined circular concrete columns. *Composite Structures*, 95 (1), 2013 479-491.
- 13 PN-EN 197-1:2012. Cement – Część 1: Skład, wymagania i kryteria zgodności dotyczące cementów powszechnego użytku.
- 14 Aprobata Techniczna Instytutu Badawczego Dróg i Mostów nr AT/2011-02-2701/1.
- 15 ASTM D3039/D3039M:2008. Standard test method for tensile properties of polymer matrix composite materials.
- 16 ISO 527-5:1997. Plastic – Determination of tensile properties, Part 5: Test conditions for unidirectional fibre – reinforced plastic components.
- 17 Karbhari V.M., Howie I. Effect of composite wrap architecture on strengthening of concrete due to confinement: II-Strain and damage effects. *Journal of reinforced plastics and composites*, 16 (11), (1997) 1039-1063.

The deformability of compressed concrete elements strengthened with FRCM composite materials

Tomasz Trapko¹

¹ *Division of Concrete Structures, Institute of Building Engineering, Wrocław University of Technology, e-mail: tomasz.trapko@pwr.wroc.pl*

Abstract: In the paper the results of experimental studies performed on compressed concrete elements strengthened with composite fabric of FRCM (*Fibre Reinforced Cementitious Matrix*) technology are presented. In the studies the influence of temperature, the number of composite fabric layers and the length of ending overlap on the value and distribution of circumferential limit strains was analyzed.

Keywords: FRCM, debonding, strain, stress.

Control of the transmission length in the prestressed hollow-core slabs using values of the strand end slip

Victor Tur¹, Stanislaw Fic²

¹ Department of Concrete Technologies, Faculty of Civil Engineering, Brest State Technical University, e-mail: vvtur@bstu.by

² Department of General Building Engineering, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: s.fic@pollub.pl

Abstract: It is shown [1] that even though the production of precast pre-tensioned concrete elements started more than 50 years ago, no one has ever succeeded in determining the real transmission length or in obtaining adequate measures to control it, due to the quality of the production. These arrears are confirmed by the study of existing standards.

In general, it is assumed that the measurement of the magnitude of the slippage of strand at the end of hollow core prestressed slab is an indirect method of estimation and control of the value of the transmission length. One should mention that EN1168 and EN13369 that regulate requirements of designing and production of hollow-core slabs are applied as the method of control. Based on a particular bond-slip relation for strands, a non-linear equation is developed for the transmission length and for the slippage of prestressed strand, taking into account such factors as the concrete strength at transfer, the degree of the initial prestress type and diameter of tendons. These equations have been used for the control of transmission length of the strands calculated by different methods available recently, including a code provision. Then they were compared to measured data, obtained in production control of the hollow-core slabs.

Keywords: Hollow-core slabs, transmission length, slippage, strand.

1. Introduction

The calculation of transmission length of prestressing strands is very important and essential for the design of prestressed hollow core slabs that are produced in accordance with EN1168 [2].

The force in prestressing strand is transferred by bond to the concrete in the release operation. At this stage, strand stress varies from zero at the free end of member to a maximum value (effective stress).

Variation in strand stress along the transfer length involves a slip between the strand and the concrete. As it was shown [3, 4] the measurements of strand end slip are an indirect method for determining the transfer length. Most experimental standards [5, 6] are based on this method, and it was proposed as a simple non-destructive assurance procedure by which the quality of bond can be monitored within precasting plants [4].

$$l_{pt} = \alpha \frac{\delta_e}{\varepsilon_{p,i}} \quad (1)$$

Guyon [7] proposed the following expression from a theoretical analysis where l_{pt} - is the value of the transmission length; δ_e - is the strand end slip at the free end of a prestressed concrete member; $\varepsilon_{p,i}$ - is the initial strain of a strand just before the release of prestress; α - coefficient represents the shape factor of the bond stress distribution along the transmission zone (in accordance with [3] two hypotheses were considered: $\alpha = 2$ for a uniform bond stress distribution – linear variation in strand stress; $\alpha = 3$ for a linear descending bond stress distribution parabolic variation in strand stress).

Equation (1) can be rewritten as follows:

$$l_{pt} = \alpha \frac{E_p}{\sigma_{mp,i}} \delta_e \quad (2)$$

where E_p – is the modulus of elasticity of prestressing strands; $\sigma_{mp,i}$ – is the strands stress immediately before the release.

The relationship (2) can be used to calculate the transmission length based on the slippage value of the strand measures at the end of the element. To achieve this objective, a determined value for α must be taken. The value may be calculated by measuring the transmission length and the strand slippage simultaneously.

As it was shown in [3], several researchers have proposed different values of α for the bond stress distribution along the transfer zone from experimental results and theoretical studies (see table 1).

Equation (1) has already been suggested as a criterion for the guarantee of the production quality of elements prestressed by pre-tensioning [1, 3, 8].

In accordance with EN 1168:2005+A3:2011 (table A3), finished product inspection for the sawn hollow-core slabs consists of visual inspection of all elements, and if there is no doubt of measuring three strands per production day. However, in the case of doubt measuring, of all concerning strands is required. The criteria for the control of strands slippage must be taken in accordance with EN 13369 [6].

In accordance with [6] slippage, which is the shortening of the tendon after the transfer of the prestressing force, should be limited to the following values:

for individual tendon (strand or wires):

$$\delta_e \leq 1.3\Delta L_0 \quad (3)$$

for mean value for all tendons in an element:

$$\delta_e \leq \Delta L_0 \quad (4)$$

In general, slippage of tendons is measured only on sawn products [24], like hollow-core slabs (p. 4.2.3.2.4).

In accordance with EN 13369 (p.4.2.3.2.4), the value of basic slippage ΔL_0 (mm) should be calculated:

$$\Delta L_0 = 0.4 \frac{\sigma_{pm,0}}{E_p} l_{pt,2} \quad (5)$$

where $l_{pt,2}$ – is the upper bond value of transmission length= $1,2L_{pt}$ in millimeters according to EN 1992-1-1; $\sigma_{pm,0}$ – is the initial stress in prestressing steel immediately after the release, MPa; E_p – is the modulus of elastic of the prestressing steel, in MPa.

Yet in line with MC 2010 – Final Draft [9] (p.6.1.8.4), the transmission length can be estimated from the slippage value (δ_e) of the tendons at the end face of the tendons and at the end face of the concrete member. However, when the concrete member is sawn from a longer production unit, the slippage cannot be estimated properly. Assuming a linear stress distribution along the transmission length, this slippage is:

$$\delta_e < 0,5 \frac{\sigma_{pm,0}}{E_p} \cdot l_{bpt} \quad (6)$$

It should be mentioned that in formula (5) according to the EN 13369 [6], a multiplier 0.4 is used to compute ΔL_0 , which corresponds to $\alpha=2.5$ coefficient in formula (2), in contrast to MC 2010 [9] when the value of $\alpha=2$ is proposed. It is a very uncommon situation.

2. Choice of α -coefficient value

The investigations carried out by J.R. Marti-Vergas and other [3] reveal that the Guyon's relation to the coefficient $\alpha=2,44$ (Table 3) shows the best result among the

relationships represented in Table 1 as for wide range of the slippage values (depending on the concrete strength at the time of release, distribution of tendons).

The relative transmission length β according to the standards and advisable calculated values of transmission length, expressed relative to the nominal diameter according to the codes, is shown in the Table 2.

The design value of transmission length expected in American Standards is based on the Cousins, Zia and Johnson's research results [10]. The research result has shown that standard ACI 318 [11] underestimate both the transmission lengths and anchorage zone of strand. Thus is comparison with $l_{pt}=50\emptyset$ expected in ACI 318, a measured length for strand $\emptyset 12.7$ mm is changed from 1250 mm (99.4 \emptyset) to 1880 mm (148 \emptyset). Hence, FHWA was published in the Memorandum using the results of the research in accordance with FHWA Memorandum $\emptyset 15.2$ mm where strands without anchors were forbidden and anchorage zone was enhanced by 60%.

Table 1. Relationship between the transmission length and the value of slippage [3]

No p.	Source	Relationship
1	Marshall, Krishnamurthy (1969)	$l_{pt} = \frac{\delta}{K}$ where $K=0,0000035 \text{ mm}^{-1}$ for the seven-wire strands $\emptyset=12.7$ mm
2	Balázs (1992)	$l_{pt} = 105 \cdot \emptyset \sqrt[4]{\frac{\delta^{3/2}}{f_c'}}$
3	Balázs (1993)	$l_{pt} = \frac{111 \cdot \delta^{0,625}}{f_{ci}^{0,15} \left(\frac{f_{pi}}{E_p}\right)^{0,4}}$
4	Rose, Russel (1997)	$l_{pt} = 2\delta \frac{E_p}{f_{pi}} + 137,16$

It should be noted that the results of measurements of the transmission length performed by different authors (Table 5) have a significant spread for the strands that have the same diameter when the concrete compressive strength at the time of release and initial force transfer is similar and when the forces of prestress are similar.

It should also be stated that the tables in which the length of transmission zone was presented in relation to the nominal diameter of strand depending on the value of concrete strength at the time of release. Moreover, the types of tendon (Table 7) were included in the edition of EC2 (ENV-1992).

As it was assumed in EN 1992-1-1 [13], the design values of the transmission zone length are calculated by multiplying the basic value of transmission length by 0,8 and 1,2 coefficients.

The above introduced approach, in which the basic value of the transmission length is $l_{pt}=\beta_d\emptyset$, has a number of imperfections.

It should be noted that parabolic distribution of the steel stress along a transmission length was used when defining the value of β_d , introduced in ENV 1992; while EN 1992-1 [13] and MC 2010 assume a "more realistic" [8] linear distribution.

Table 2. Values of α -coefficient in Guyon formula (2) suggested by different researchers [3]

Reference	Coefficient α	
FIP (1982)	4,0	Indicative value (sudden transfer)
Guyon (1953)		Hypothetically
FIP (1982)	3,0	Assumed value when f_{pi} – just after the prestress release
Olesniewicz (1975)	2,86	Experimentally
FIP (1978)	2,86	Experimentally
RILEM (1979); IRANOR (1982); LCPC (1999)	2,8	Assumed value
Balázs (1993)	$2/(1 - b)\alpha$	Theoretical investigations
den Uijl (1998)	2,3...2,6	Experimental and theoretical investigations
Jonsson (1992)	2,5	Assumed value
Guyon (1953); Brooks et al (1988); Balogh (1992); Russel and Burns (1996); Logan (1997); Steinberg et al (2001); Oh and Kim (2000); Wan et al (2002); CEB-FIP (1993); Rose and Russel (1997); den Uijl (1998); fib (2000); Lopes and Carmo (2002)	1,0	Hypothetically

Table 3. Comparison of observed values and calculated values of the transmission length [3]

	Mean value $l_{pt,cal} / l_{pt,meas}$	Correlation coefficient R^2
Relationship acc. [12]	1,18	0,07
	1,17	0,54
	1,11	0,35
	1,01	0,21
Guyon formula when $\alpha = 2.44$	0,95	0,20

Table 4. The relative transmission length β according to the standards and codes (for seven-wire strands) [12]

Standard	Steel stress and release, MPa	Length of transmission zone l_{pt} – nominal diameter of a strand ratio ($\beta = l_{pt} / \varnothing$) just after release for mean value of the concrete compressive strength $f_{cm,0}$, MPa		
		30	40	50
ASO [14] Ø12,5 mm strand	1450	183 / 11,2	135 / 8,4	No data
ACI-318R [11]	1400	66 / 3,5 *)	66 / 3,5	66 / 3,5
BS 8110 [15]	$\leq 0,75f_{pk}$	44 / 2,3	38 / 1,7	34 / 1,4
EN 1992-1 [13]	≥ 1200	70 / 3,5	60 / 2,7	No data
NEN 6720 [16]	1450	66 / 4,0	59 / 3,6	No data
PN 84/B [17]	1350	78 / 4,4	61 / 3,5	No data
CHнП 2.03.01 [9]	1000	63 / 3,6	53 / 2,9	–

*) Mean value of the slippage of a strand $\delta_{e,m}$, mm (when $\varnothing_{nom}=12$ mm) are shown after the line

The final version of EN 1992 (p.8.10.2) [13] comprises a computing method that fully replicates the method from MC 2010 (p.6.1.8) (Table 7).

In accordance with EN 1992-1-1 [13] and Building Code of Belarus 5.03.01 [18] the value of the transmission length is:

$$l_{pt} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \frac{\sigma_{pm,0} \cdot \varnothing}{\eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}(t)}, \quad (7)$$

where $\alpha_1 = 1,0$; $\alpha_2 = 0,19$; $\eta_1 = 1,0$; $\eta_{p1} = 3,2$ for strands; $f_{ctd}(t)$ - is the design value of concrete tensile strength at the time of release.

Table 5. Experimental values of the transmission length for $\varnothing=12.5$ mm strands [19]

№ p.	Reference	Force transfer type	Mean value of concrete strength at release $f_{cm}(t)$, N/mm ²	Number of experiments.	Transmission length l_{pt} , mm		Reference
					Low	Average	
1	Hanson, Kaar (1959)	Cutting with the help of flame	36,61	17	-	660,4	-
2	Kaar and other (1963)		23,72	10	812,8	962,7	1104,9
3	Hanson (1969)		34,19	2	-	609,6	-
4	Consins and other (1990)		29,92	20	812,8	1262,4	1879,6
5	Malik (1990) Russel, Burns		24,68	12	558,8	1066,8	1625,6
6	Unay and other (1991) Russel, Burns		30,2	34	406,4	762,0	1117,6
7	Shahawy and others (1992)		35,23	12	749,3	764,5	812,8
8	Mitchell and others (1993)	Gradual force transfer	40,47	14	330,2	500,38	711,2
9	Consins and others (1993)	Cutting with the help of flame	44,88	27	685,8	1153,2	1727,2
10	Deatherage and others (1994)	Gradual force transfer (single strand).	34,2	16	457,2	602,0	914,4
11	Byuno Hwan	Gradual force transfer (single strand).	35,0	20	-	651,0	-
12	Oh and others. (2001) (monostrand)		45,0	20	-	548,0	-
13	Byuno Hwan		35,0	20	-	661,0	-
14	Oh and others (2002) (twinstrand)		45,0	20	-	577,0	-
15	J. Marti-Vargas and others (2007)	Gradual, step-by-step method ECADA	26,1...54,8	48	400,0	515,0	550,0

Table 6. Values of β coefficient for the basic value of transmission length according to the EN 1992-1-1

Mean value of compressive strength of concrete at the time of release, MPa		25	30	35	40	45	50
β	Strands, smooth wires	75	70	65	60	55	50
	wires idented and crimped	55	50	45	40	35	30

After substituting corresponding values, the formula (6) can be rewritten as follows:

$$l_{pt} = 1 \cdot 0,19 \cdot \frac{\sigma_{pm,0} \cdot \varnothing}{1,0 \cdot 3,2 \cdot f_{ctd}(t)} = \frac{\sigma_{pt,0} \cdot \varnothing}{16,84 \cdot f_{ctd}(t)} \quad (8)$$

When the value $f_{ctd}(t)$ is equal to 1.35 N/mm^2 for the concrete compressive strength at release $f_{c,cube}(t) = 40 \text{ MPa}$, the design value of the transmission length is equal:

$$l_{pt} = \frac{\sigma_{pm,0} \cdot \emptyset}{22,73} \quad (9)$$

Table 7. Comparison of models for design value of transmission for the length according to MC 2010 and EN 1992-1-1

Parametr	MC 2010, p. 6.1.8	EN 1992, p. 8.10.2
Basic anchorage length	$l_{bp} = \frac{A_{sp}}{\pi \emptyset} \cdot \frac{f_{ptd}}{f_{bpd}}, \text{ where}$ $\frac{A_{sp}}{\pi \emptyset} = \left(\frac{1}{4}\right) \emptyset \text{ - for tendon with circular cross-section;}$ $\frac{A_{sp}}{\pi \emptyset} = \left(\frac{7}{36}\right) \emptyset \text{ -for seven-wire strands}$ $f_{bpd} \text{ - design value of bond strength}$	Is not used as a single parameter in p. 8.10.2
Bond strength	$f_{bpd} = \eta_{p1} \cdot \eta_{p2} \cdot f_{ctd}(t), \text{ where}$ $\eta_{p1} = 1,4 \text{ - for indented and crimped wires;}$ $\eta_{p1} = 1,2 \text{ - for seven-wire strands;}$ $\eta_{p2} = 1,0 \text{ - good bond conditions;}$ $\eta_{p2} = 0,7 \text{ - other bond conditions;}$ $f_{ctd}(t) \text{ - design value of concrete tensile strength}$	$f_{bpd} = \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}(t)$ $\eta_{p1} = 2,7 \text{ - for indented and crimped wires;}$ $\eta_{p1} = 3,2 \text{ - for seven-wire strands;}$ $\eta_1 = 1,0 \text{ - good bond conditions;}$ $\eta_1 = 0,7 \text{ - other bond conditions.}$
Transmission length	$l_{bpt} = \alpha_{p1} \cdot \alpha_{p2} \cdot \alpha_{p3} \cdot l_{pt} \cdot \sigma_{pi} / f_{ptd}, \text{ where}$ $\alpha_{p1} = 1,0 \text{ - gradual release;}$ $\alpha_{p2} = 1,0 \text{ - for calculation of anchorage length;}$ $\alpha_{p3} = 0,5 \text{ - for strands.}$	$l_{pt} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \emptyset \cdot \sigma_{pi} / f_{bpt}, \text{ where}$ $\alpha_1 = 1,0 \text{ - gradually}$ $\alpha_2 = 0,25 \text{ - for circular;}$ $\alpha_2 = 0,19 \text{ - for seven-wire strands}$

It is relevant to compare the equation (9) to the formula suggested by ACI 318 [11] for hollow-core slabs:

$$l_{pt} = \frac{\sigma_{pt,\infty} \cdot \emptyset}{20,7} \quad (10)$$

where $\sigma_{pt,\infty}$ - is the stress in steel after all losses.

Taking into account the design transmission length in accordance with ACI 318 [11] allows to determine two limiting values of a slippage for hollow-core slabs:

$$\delta_{e,all} = \frac{1}{41,4} \cdot \frac{\sigma_{pm,i}}{E_p} \sigma_{pm,\infty} \cdot \emptyset \text{ - when } \alpha=2 \quad (11)$$

$$\delta_{e,all} = \frac{1}{62,1} \cdot \frac{\sigma_{pm,i}}{E_p} \sigma_{pm,\infty} \cdot \emptyset \text{ - when } \alpha=3 \quad (12)$$

The most favourable value is chosen depending on the designed situation.

It should be pointed out that the Building Code of Belarus 5.03.01 [18] and EN 1992-1-1 [13] also recommend to determine the upper and the lower value of the transmission length ($l_{pt1}=0,8l_{pt}$ and $l_{pt2}=1,2l_{pt}$). Such values are accepted according to the recommendations of Wolfer and Kruger's research results and suggest taking into account the deviations of mean values of measured relative strength of concrete.

It needs to be noticed that appearance of a concrete tensile strength while determining so important a parameter in bond law is an uncommon phenomenon, which is also underlined in the research paper [12].

The mean value of concrete tensile strength should be determined by means of results of a production control test of concrete samples at the time of release. Then if the required minimum concrete compressive strength at the time of release is 40 MPa, the mean value of tensile strength should be $f_{cm}(t) = 2,9MPa$ and a basic value of a transmission length should be:

$$l_{pt} = 1 \cdot 0,19 \cdot \frac{\sigma_{pm,0} \cdot \varnothing}{1,0 \cdot 3,2 \cdot f_{ctd}(t)} = \frac{\sigma_{pm,0} \cdot \varnothing}{48,8}$$

The upper value of l_{pt} can be accepted:

$$l_{pt} = 30 \cdot \varnothing_{nom} \tag{13}$$

This value can be used during the control of hollow-core slabs if:

- the compressive strength of concrete at the time of release is no less than $f_{cm}(t) = 40MPa$;
- the initial steel stress at the time of release is no more than 1100 MPa.

The figure 1 shows the comparison of experimental and calculated values of a slippage of strands calculated with the use of the accepted preconditions from the Building Code of Belarus 5.03.01 [18] and EN 1992, ACI 318 [11] for hollow-core slabs, when the slabs are sawn from a longer production units.

As it arises from the comparison above (Fig.1), both methods show quite conservative result concerning the outcomes received for $\varnothing=12,7$ mm strands when estimating the transmission zone length.

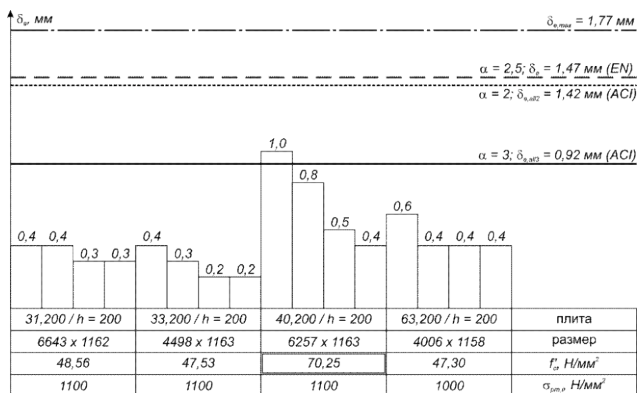


Fig. 1. Comparison of experimental and calculated values of slippage

3. Conclusions

The relations recommended by EN 13369 [6] can be used for the control of a transmission length with the use of the magnitude of a slippage during the hollow-core slabs production.

1. The strand slippage values relative to the concrete, at the end of the hollow-core prestressed slab, were studied. The relationships recommended by EN 13369 [6] can be used for the production control of the transmission length in prestressed hollow core slabs;
2. For the calculation of the basic transmission length in equation (7), mean value concrete tensile strength should be used.
3. Admission of $\alpha=2,5$ -coefficient in Guyon formula (2) (multiplier 0.4 in the formula (3) is reasonable and proved by the experimental data [3]). For the calculation of the basic transmission length in equation (), mean value tensile concrete strength should be used.

For the above defined production condition for the hollow-core slabs ($\sigma_{pm,0} = 1100\text{MPa}$, and $f_{cm}(t) \geq 40\text{MPa}$), the equation $l_{pt} = 30\bar{\sigma}_{nom}$ can be used.

References

- 1 Bruggeling A.S.G. Transmission of prestress by bond/ Internal Report of TG9.4 to Commission.– 2000 – 37 p.
- 2 EN 1168:2006 – Precast Concrete Products – Hollow Core Slabs.
- 3 PCI Manual for the design of Hollow Core Slabs/ Second Edition, PCI, Chicago, 1988 – 120 p.
- 4 Oh B.H., Kim E.S., Kim S.K. Correct Prediction of Transfer Length in Pretensioned Prestressed Concrete Structures// Transactions, SMIRT16, Washington, DC, August 2001, Paper # 1545.– p. 1–8.
- 5 СТБ 1383. Плиты покрытий и перекрытий железобетонные для зданий и сооружений. Технические условия.
- 6 EN 13369 – Common rules for precast concrete products.
- 7 Gyon (1951) // Béton Précontraint, Paris, 1951.
- 8 Lopez M.R., Carmo N.F. Bond of prestressed strands to concrete: transfer rate and relationship between transmission length and tendon slippage / Structural Concrete.– 2002, N 3 – p. 117–126.
- 9 Model Code 2010. Fib bulletin 55. 2011
- 10 Bruggeling. The transmission length of pretensioning prestressed steel. Proceeding Tenth International Congress of FIP, part 4, NewDelhi, India, 1986, page 117/127.
- 11 ACI Manual 318R–86 art. 12.9 – Interim, 1990 – USA – 278 p.
- 12 Bruggeling. Manual "Theorie en Praktijk van het vo orgespennen beton", 2 volumes 10050 p.– t. Koggeschip.
- 13 EN 1992–1–1. General Rules and Rules for Buildings: Section Four, art. 4.10. 9. NEN6720–1991. NNI Netherlands, art. 9.7, page 203.
- 14 AASHTO. American Association of State Highway and Transportation Officials/ Standard Specification for Highway Bridges.– 16th Edition, Washington D.C., 1996 – art. 9.28.
- 15 British Standard BS8110: Part 1: 1997, Section Four, art. 4.10.
- 16 NEN 6720
- 17 PN–84/B–03264, art. 8.2.3.
- 18 СНБ 5.03.01. Бетонные и железобетонные конструкции.
- 19 D.R. Rose, B.W. Russel. Investigation of Standardized Tests to Measure the Bond Performance of Prestressing Strand// PCI Journal.– Jily–August, 1997.– P. 56–62.

Kontrola wartości długości zakotwienia cięgien w sprężonych płytach kanałowych przy użyciu wartości poślizgu splotów

Victor Tur¹, Stanisław Fic²

¹ Katedra Technologii Betonu, Wydział Budownictwa, Brzeski Państwowy Uniwersytet Techniczny, e-mail: vvtur@bstu.by

² Katedra Budownictwa Ogólnego, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e-mail: s.fic@pollub.pl

Streszczenie: Bazując na szczególnej relacji przyczepność – poślizg dla splotów, opracowano równania nieliniowe dla długości zakotwienia i dla poślizgu sprężonych splotów przy uwzględnieniu czynników: wytrzymałości betonu, efektywności początkowego sprężenia i rozmiaru splotu. Te równania zostały użyte do skontrolowania długości zakotwienia sprężonych splotów obliczonych za pomocą różnych metod dostępnych w ostatnim czasie, uwzględniając zalecenia normowe, które zostały porównane z wynikami pomiarów uzyskanych podczas kontroli procesu produkcyjnego płyt kanałowych.

Słowa kluczowe: Płyty kanałowe, długość zakotwienia, poślizg, splot.

Projektowanie zabezpieczeń ogniochronnych konstrukcji żelbetowych wzmocnionych zewnętrznym zbrojeniem doklejanym z uwagi na warunki pożarowe

Piotr Turkowski¹

¹ Zakład Badań Ogniowych, Instytut Techniki Budowlanej, e-mail: p.turkowski@itb.pl

Streszczenie: Praca opisuje zagadnienia związane z projektowaniem żelbetowych konstrukcji wzmocnionych zewnętrznym zbrojeniem doklejanym, z uwagi na warunki pożarowe. W pierwszej części przedstawiono schemat blokowy, na podstawie którego ustalić można, czy zabezpieczenie zbrojenia doklejanego jest potrzebne, czy też można je pominąć. W drugiej części pokazano, jak takie ewentualne zabezpieczenie ogniochronne powinno zostać wykonane. Ponadto przedstawiono procedurę badania i oceny skuteczności ogniochronnej zabezpieczeń taśm stanowiących zewnętrzne doklejane zbrojenie elementów żelbetowych, wdrożoną w Laboratorium Badań Ogniowych Instytutu Techniki Budowlanej.

Słowa kluczowe: konstrukcje żelbetowe, FRP, projektowanie na warunki pożarowe, systemy zabezpieczeń ogniochronnych.

1. Wprowadzenie

Zewnętrzne zbrojenie doklejane stosowane jest coraz powszechniej. Potrzeba ta najczęściej wynika ze zmiany sposobu użytkowania budynku, która może skutkować koniecznością uwzględnienia dodatkowych obciążeń, lub z powodu błędów wykonawczych bądź projektowych.

Zbrojenie FRP (ang. Fibre-Reinforced Plastic) to materiały kompozytowe z różnego rodzaju włóknami: szklanymi (GFRP – ang. Glass Fibre-Reinforced Plastic), węglowymi (CFRP – ang. Carbon Fibre-Reinforced Plastic), aramidowymi (AFRP – ang. Aramid Fibre-Reinforced Plastic). Włókna osadza się w matrycy żywicznej, która stanowi spoiwo i służy do przenoszenia obciążeń na te włókna. Kompozyty produkuje się w postaci taśm, zazwyczaj o szerokości od 50 do 100 mm albo mat. Wytrzymałość na rozciąganie kompozytów FRP sięga 1500 MPa, o wiele więcej w porównaniu do zwyczajnej miękkiej stali zbrojeniowej – 235 MPa.

W wyjątkowej sytuacji obliczeniowej, z uwagi na współczynniki redukcyjne obciążeń ψ , zbrojenie doklejane może nie być obliczeniowo wymagane. Jeśli jednak konstrukcyjnie nadal wymaga się wzmocnienia, nawet przy zredukowanych obciążeniach, wtedy, chcąc zapewnić spełnienie kryterium nośności ogniowej R elementu, należy to zbrojenie zabezpieczyć ogniochronnie.

Najczęstszym błędem popełnianym przez projektantów lub inżynierów budowy jest pozostawianie kompozytów FRP (bądź innego zbrojenia) doklejanym niezabezpieczonymi lub niewystarczająco zabezpieczonymi, bez sprawdzenia, czy zachowane zostaną właściwości użytkowe konstrukcji w warunkach pożarowych. Dzieje się tak z powodu niewiedzy bądź błędnych założeń: przyjmowanie złej temperatury krytycznej wzmocnienia (np. 500°C jak dla stali), a nie temperatury szklenia kleju (od ok. 50 do 100°C).



Rys. 1. Przykładowe zabezpieczenia konstrukcji żelbetowych: płyt (po lewej) i belek (po prawej) zbrojeniem doklejanym (zdjęcia firmy Radyab Company)

2. Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe

Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe uwzględnia zmienne wraz z temperaturą właściwości materiałowe – zarówno fizyczne, jak i mechaniczne. Ponadto obliczenia wytrzymałościowe wykonuje się przy innych kombinacjach obciążeń. Oddziaływania termiczne na konstrukcje w warunkach pożaru zostały zdefiniowane w PN-EN 1991-1-2 [1] i w zależności od przepisów krajowych, przyjmować można oddziaływanie pożaru standardowego lub naturalnego. Ze względu na przyjęcie przez normę PN-EN 13501-2 [2] oddziaływania standardowego przy definicji klas odporności ogniowej, tylko takie oddziaływanie będzie rozpatrywane w dalszej części pracy.

Zgodnie z PN-EN 1990 [4], w zależności od kategorii obciążenia zmiennego w budynkach, wartość współczynnika ψ_1 wynosi od 0,2 do 0,9, a współczynnika ψ_2 od 0 do 0,8, co w znaczący sposób obniża przyjmowane wartości obciążeń w sytuacji pożarowej. Ze względu na możliwy bardzo niebezpieczny mechanizm zniszczenia żelbetowych konstrukcji wzmocnionych FRP – kruche pęknięcia, zbrojenie doklejanie może pozostać niezabezpieczone jedynie wtedy, gdy element żelbetowy jest w stanie przenieść obciążenia wynikające z wyjątkowej kombinacji projektowej. W przeciwnym przypadku, kompozyty FRP muszą być zabezpieczone w taki sposób, by przez cały czas, wynikający z wymaganej klasy odporności ogniowej, zapewnić niezbędne wzmocnienie konstrukcji, czyli w praktyce – zachować 100% swojej nośności.

Oceny konieczności zabezpieczania zewnętrznego zbrojenia można dokonać zgodnie z PN-EN 1992-1-2 [3]. W pierwszym kroku należy ustalić współczynnik redukcyjny dla obliczeniowego poziomu obciążenia w sytuacji pożarowej.

Kombinacja oddziaływań w przypadku wyjątkowych sytuacji obliczeniowych:

$$\sum G_k + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \sum A_d(t) \quad (1)$$

Kombinacja oddziaływań w przypadku trwałej sytuacji obliczeniowej:

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2)$$

Współczynnik redukcyjny η_{fi} dla powyższych kombinacji:

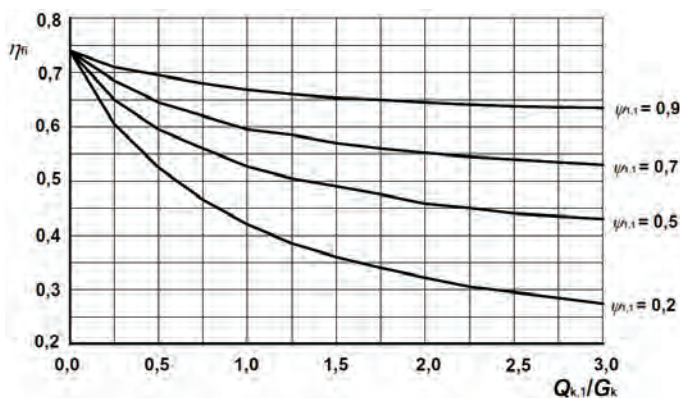
$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (3)$$

gdzie:

- G_k – wartość charakterystyczna oddziaływań stałych,
- $Q_{k,1}$ – wartość charakterystyczna podstawowego oddziaływania zmiennego,
- $Q_{k,i}$ – wartość charakterystyczna pozostałych oddziaływań zmiennych,
- $A_d(t)$ – wartość obliczeniowa oddziaływań spowodowanych pożarem,
- γ_G – współczynnik częściowy dla oddziaływań stałych (zwykle 1,35),

γ_Q – współczynnik częściowy dla oddziaływań zmiennych (zwykle 1,50),
 $\psi_{1,1}, \psi_{2,1}$ – współczynniki kombinacyjne dla obciążeń.

Wartość współczynnika redukcyjnego η_{fi} zależy od stosunku podstawowego obciążenia zmiennego do obciążeń stałych ($Q_{k,1} / G_k$), współczynników częściowych γ_G i γ_Q dla obciążeń stałych i zmiennych, oraz od współczynnika kombinacyjnego dla obciążeń zmiennych ψ_{fi} , który może być przyjmowany jako $\psi_{1,1}$ lub $\psi_{2,1}$. Zgodnie z Załącznikiem Krajowym do PN-EN 1991-1-2 [1] zaleca się przyjmowanie współczynnika kombinacyjnego $\psi_{fi} = \psi_{1,1}$ (wartość częsta). Zależność zilustrowano na Rysunku 2. Zgodnie z PN-EN 1992-1-2- [3] dopuszcza się jako bezpieczne przyjmowanie, z pominięciem dokładniejszej analizy, współczynnika redukcyjnego obciążeń o wartości $\eta_{fi} = 0,7$. Zaleca się jednak obliczyć jego dokładną wartość, gdyż w rzeczywistości jego wartość będzie często niższa.

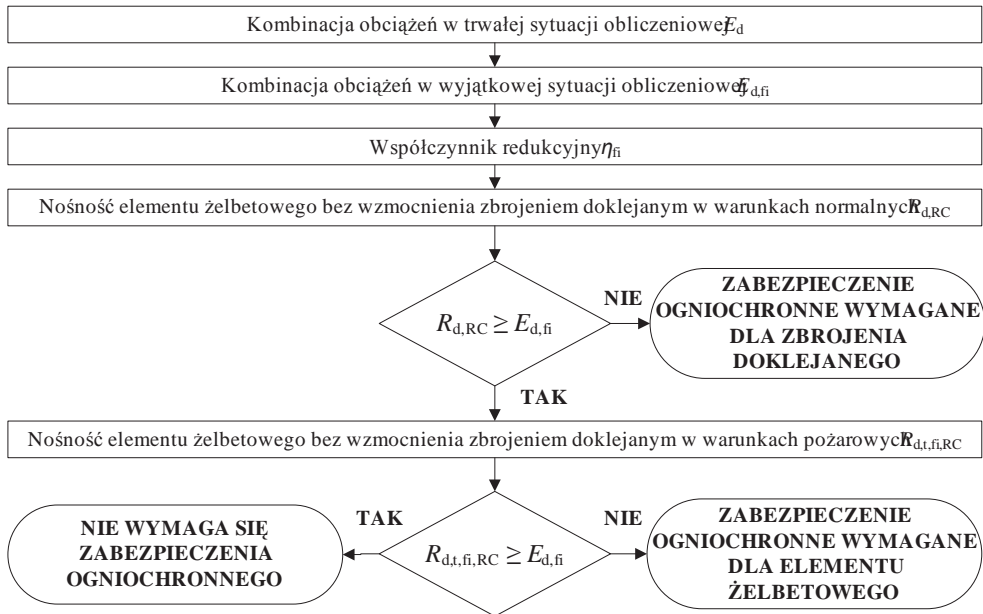


Rys. 2. Zmienność współczynnika redukcyjnego obciążeń w warunkach pożarowych

Po ustaleniu powyższych kombinacji oddziaływań, dla wyjątkowej i trwałej sytuacji obliczeniowej należy określić nośność konstrukcji żelbetowej bez wzmocnienia zbrojeniem doklejanym, w warunkach pożarowych. Norma PN-EN 1992-1-2 [3] podaje łatwe w stosowaniu dane tabelaryczne, zaleca się jednak przeprowadzić szczegółową analizę metodą izotermy 500°C lub metodą strefową – obie opisane z Załączniku B do PN-EN 1992-1-2 [3], jako że dadzą one dokładniejsze wyniki, często wyższą klasę odporności ogniowej elementu.

Jeśli element żelbetowy, z pominięciem zbrojenia doklejanego, zachowuje nośność w warunkach pożarowych przez czas określony w wymaganej klasie odporności ogniowej, zbrojenie doklejanym może pozostać niezabezpieczone. Zdarzyć się może, że konstrukcja żelbetowa jest w stanie przenieść całe obciążenie wynikające z wyjątkowej kombinacji obciążeń, lecz tylko w warunkach normalnych. W takim przypadku zabezpieczenie ogniochronne powinno zostać dobrane z uwagi na zachowanie nośności elementu żelbetowego, a zbrojenie doklejanym można pominąć. W pozostałych przypadkach, kiedy dodatkowo zbrojenie FRP jest wymagane w sytuacji pożarowej, projektując zabezpieczenie ogniochronne za temperaturę krytyczną θ_{cr} należy przyjąć temperaturę szklenia kleju (np. 62°C), na powierzchni styku elementu żelbetowego i zabezpieczenia ogniochronnego.

Schemat blokowy postępowania przedstawiono na Rysunku 3.



Rys. 3. Schemat blokowy ustalania elementów wymagających zabezpieczenia ogniochronnego

3. Systemy zabezpieczeń ogniochronnych i procedura badawcza

Ze względu na niskie wartości temperatury szklenia kleju kompozytów FRP ($62 \div 100^\circ\text{C}$) i zazwyczaj długie okresy oddziaływania pożaru (60 minut i więcej), stosuje się płytowe systemy zabezpieczeń ogniochronnych lub zaprawy ogniochronne.

W chwili obecnej, żadna z norm EN nie podaje metody badawczej, która pozwoliłaby ocenić skuteczność ogniochronną zabezpieczeń na elementach żelbetowych wzmocnionych zbrojeniem doklejającym. Procedura badawcza podana w PN-ENV 13381-3 [5] standardowo wymaga dwóch badań dla każdego z typów zabezpieczanych elementów (stropów, belek) – jednego przy minimalnej grubości zabezpieczenia, drugiego przy maksymalnej. Ze względu na znaczne różnice w poziomie dobieranych temperatur krytycznych dla elementów żelbetowych, próby te przeprowadza się przy stosunkowo małych grubościach zabezpieczeń (np. 10 i 30 mm). W znacznym stopniu ogranicza to późniejszy zakres stosowania wyników – nie można ekstrapolować grubości zabezpieczeń. Wyniki z tych badań pozwalają zabezpieczać elementy żelbetowe w klasach od R 30 do nawet R 360, jednak nie dostarczają informacji, jak zachowa się system zabezpieczenia ogniochronnego, kiedy będzie zastosowana znacznie grubsza izolacja, w układzie wielu warstw.

Procedura badawcza PB LP-054/1/11-2012 [6], opracowana w Instytucie Techniki Budowlanej, pozwala rozszerzyć zakres stosowania systemów ogniochronnych. Proces ten podzielono na 3 etapy:

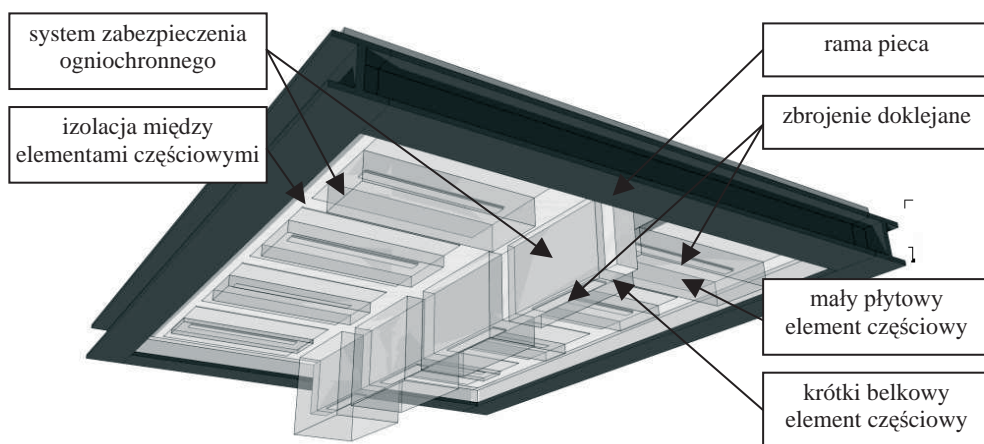
1) analiza danych otrzymanych z badań przeprowadzonych wg PN-ENV 13381-3 [5], w celu wyznaczenia technicznych właściwości termicznych materiału: przewodności cieplnej, ciepła właściwego oraz gęstości materiału ogniochronnego w funkcji temperatury (nie są to fizyczne właściwości materiałowe),

2) bazując na wynikach etapu pierwszego, przeprowadzana się próba ogniową na specjalnym elemencie próbnym, składającym się z mniejszych elementów częściowych – płytowych oraz belkowych, których zbrojenie doklejane zostało zabezpieczone na 30, 60, 120 i 240 minut oddziaływania pożaru wg krzywej standardowej temperatura-czas, na podstawie obliczeń numerycznych

3) analiza wyników otrzymanych bezpośrednio z badania oraz kalibracja właściwości materiałowych przyjętych na podstawie etapu pierwszego oraz dalsza analiza numeryczna zgodnie z Procedurą oceny do PB LP-054/1/11-2012 [7].

Element próbny do dodatkowego badania składa się z małych płytowych elementów częściowych oraz krótkich belkowych elementów częściowych. Zabezpieczenie ogniochronne nakłada się w różnych grubościach (nawet 200 mm) i różnych szerokościach zakładu bocznego. Płytowe elementy częściowe nie są w pełni osłonięte, w celu umożliwienia obserwacji dwukierunkowego przepływu ciepła w betonie. Wszystkie elementy częściowe są od siebie odizolowane wełną skalną o wysokiej gęstości, tak by nie wpływały na siebie. Rozmiar i kształt elementów częściowych oraz izolacji między nimi został sprawdzony numerycznie, by z jednej strony zmaksymalizować liczbę elementów częściowych, a z drugiej zachować takie ich parametry, które zapewnią wysoką użyteczność wyników z nich otrzymanych. Uwzględniając fakt, iż temperatura w elementach żelbetowych wzrasta znacznie szybciej na ich powierzchni niż w zbrojeniu, a zakres temperatur szklenia kleju jest stosunkowo niski ($< 200^{\circ}\text{C}$), zrezygnowano z przykładania obciążenia, jako że nie wpłynęłoby ono na zachowanie się systemu zabezpieczenia ogniochronnego w pożarze.

Wizualizację elementu próbnego przedstawiono na Rysunku 4.



Rys. 4. Wizualizacja elementu próbnego z płytowym system zabezpieczenia ogniochronnego

4. Analiza termiczna i procedura oceny

Na podstawie wyników badań wykonanych zgodnie z PN-ENV 13381-3 [5] oraz Procedury badawczej PB LP-054/1/11-2012 [6] ustala się techniczne właściwości termiczne materiału zabezpieczenia ogniochronnego. Pierwsza iteracja kształtu wykresu ustalana jest na podstawie składu chemicznego materiału, jego właściwości w temperaturze normalnej oraz na podstawie przebiegu temperatury w materiale podczas badania ogniowego. Szczególnie wszystkie „półki i wypłaszczenia” wykresu mogą wskazywać na poziomy temperatur, w których następuje przemiana fazowa, a co za tym idzie można spodziewać się wzrostu wartości na wykresie ciepła właściwego. W kolejnych iteracjach modyfikuje się wartości techniczne właściwości termicznych materiału, aż do osiągnięcia założonego poziomu zgodności z wynikami badań.

Ze względu na nieliniowość zjawiska, zmiennych warunków nagrzewania pomiędzy poszczególnymi badaniami, różne właściwości samego materiału między partiami produkcyjnymi oraz możliwe błędy w wykonaniu zabezpieczenia ogniochronnego, ustala się kilka zestawów właściwości materiałowych dla mniejszych zakresów grubości i w zależności od liczby nakładanych warstw (w przypadku płytowych systemów zabezpieczeń).

Procedura oceny [7], przewiduje dwie metody ustalania skuteczności zabezpieczenia ogniochronnego elementów żelbetowych wzmocnionych zewnętrznym zbrojeniem doklejającym: graficzną oraz numeryczną. W metodzie graficznej, bazując na bezpośrednich

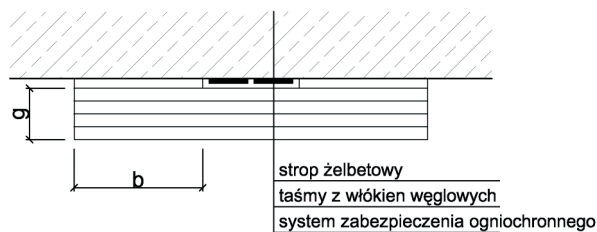
wynikach z badania, na wykresie temperatura-czas nanosi się wyniki każdego z przebadanych wariantów zabezpieczenia ogniochronnego, a następnie umieszcza się granice w postaci temperatur krytycznych – temperatur szklenia kleju (np. 62°C, 80°C, 100°C). Wyniki dla grubości pośrednich można interpolować. Wyniki uzyskane w metodzie graficznej mogą zostać stabelaryzowane. Przykładowe dane podano w Tabelicy 1 i 2, a oznaczenia wyjaśniono na Rysunku 5. Należy pamiętać, iż dane uzyskane bezpośrednio z badania dotyczą tylko płaskich płyt żelbetowych, pozbawionych przebiegów czy nieregularności w okolicy zbrojenia doklejanego.

Tabela 1. Przykładowe dane tabelaryczne dla płyty

g / b [mm / mm]	Temperatura [°C] po czasie nagrzewania wg krzywej standardowej			
	30 min	60 min	120 min	240 min
25 / 25	82	218	403	646
25 / 50	48	136	284	508
50 / 50	45	82	199	409
50 / 100	30	45	87	247
100 / 100	24	36	69	120
100 / 150	22	26	41	81
150 / 150	21	24	38	77
100 / 200	22	25	33	59
150 / 200	21	22	28	51
150 / 250	21	22	26	38

Tabela 2. Przykładowe dane tabelaryczne dla belek

g = b [mm]	Temperatura [°C] po czasie nagrzewania wg krzywej standardowej			
	30 min	60 min	120 min	240 min
25	44	113	256	547
50	31	44	77	270
100	23	28	37	61
150	21	23	29	41
200	20	21	25	34

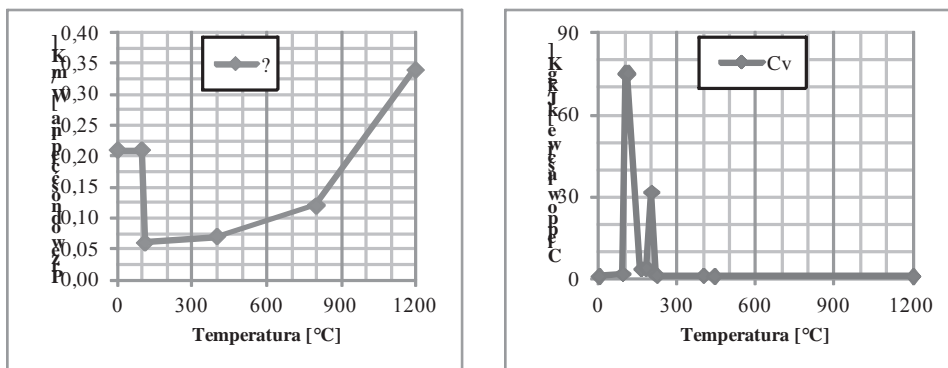


g – grubość systemu zabezpieczenia ogniochronnego
 b – szerokość zakładu bocznego

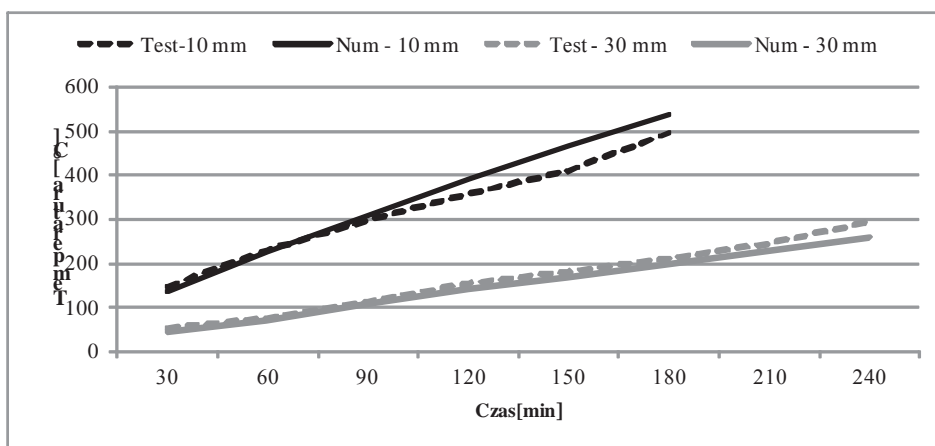
Rys.5. Przekrój przez płytę żelbetową wzmocnioną taśmami z włókien węglowych

Metoda numeryczna skupia się na wykorzystaniu ustalonych parametrów materiałowych, pozwalając na analizę bardziej złożonych sytuacji projektowych, takich jak nieregularna geometria elementów, obecność przebiegów i otworów, złożone systemy zabezpieczeń (maty).

Przykładowe wyniki analizy termicznej dla systemu zabezpieczenia ogniochronnego, w zakresie grubości 10 ÷ 30 mm, przedstawiono na Rysunku 6 i 7.



Rys. 6. Przykładowe wyniki analizy termicznej dla system zabezpieczenia ogniochronnego



Rys. 7. Porównanie wyników badania ogniowego z symulacją numeryczną

5. Wnioski

Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe konstrukcji żelbetonowych wzmocnionych zewnętrznym zbrojeniem doklejającym polega przede wszystkim na sprawdzeniu nośności elementów przy wyjątkowej kombinacji oddziaływań, po zadanym czasie oddziaływania pożaru. Zalecanymi metodami oceny są metoda izotermi 500°C i metoda strefowa. Wyróżnić można trzy przypadki projektowe: 1. konstrukcja żelbetowa (bez zewnętrznego zbrojenia doklejanego) jest w stanie przenieść siły wynikające z wyjątkowej kombinacji oddziaływań przez czas wymagany dla zadanej klasy odporności ogniowej elementu; 2. ta sama konstrukcja jest w stanie przenieść te same siły, lecz przez czas krótszy niż wymagany dla zadanej klasy odporności ogniowej; 3. konstrukcja żelbetowa nie jest w stanie przenieść sił od wyjątkowej kombinacji oddziaływań, nawet bez oddziaływania pożaru. W pierwszym przypadku zabezpieczenie zbrojenia doklejanego nie będzie wymagane; w drugim element konstrukcyjny należy zabezpieczać z uwagi na temperaturę krytyczną zbrojenia; w trzecim zabezpieczać należy również zbrojenie FRP, przyjmując za temperaturę krytyczną temperaturę szklenia kleju zbrojenia FRP.

Literatura

- 1 PN-EN 1991-1-2:2006. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-2: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania na konstrukcje w warunkach pożaru.
- 2 PN-EN 13501-2+A1:2010. Klasyfikacja ogniowa wyrobów budowlanych i elementów budynków – Część 2: Klasyfikacja na podstawie wyników badań odporności ogniowej, z wyłączeniem instalacji wentylacyjnej.
- 3 PN-EN 1992-1-2:2008. Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-2: Reguły ogólne. Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe.
- 4 PN-EN 1990:2004. Eurokod. Podstawy projektowania konstrukcji.
- 5 PN-ENV 13381-3:2004. Metody badawcze ustalania wpływu zabezpieczeń na odporność ogniową elementów konstrukcyjnych – Część 3: Zabezpieczenia elementów betonowych
- 6 Procedura badawcza PB LP-054/1/11-2012. Badania skuteczności ogniochronnej zabezpieczeń taśm stanowiących zewnętrzne doklejane zbrojenie elementów z betonu.
- 7 Procedura oceny do PB LP-054/1/11-2012. Procedura oceny skuteczności ogniochronnej zabezpieczeń taśm stanowiących zewnętrzne doklejane zbrojenie elementów z betonu.

The structural fire design of concrete structures with externally bonded reinforcement and fire protection system

Piotr Turkowski¹

¹ *Fire Research Department, Building Research Institute, e-mail: p.turkowski@itb.pl*

Abstract: This work describes the structural fire design process of RC structures with externally bonded reinforcement. First part is based on the calculation method given in EN 1992-1-2 and addresses the question whether the fire protection of externally bonded reinforcement is necessary in every situation? The second part shows what such fire protection should look like and how it should be designed. Moreover, a test procedure for determining the effectiveness of applied fire protection systems to concrete structural members reinforced with FRP, used in Fire Testing Laboratory of Building Research Institute (ITB) is presented.

Keywords: concrete structures, FRP, structural fire design, fire protection systems.

Badania nośności wewnętrznych słupów żelbetowych w obszarze połączenia z płytą żelbetową z betonu lekkiego

Tadeusz Urban¹, Michał Goldyn², Łukasz Krawczyk³

Katedra Budownictwa Betonowego, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Politechnika Łódzka, e-mail:¹tadeusz.urban@p.lodz.pl ²michal.goldyn@p.lodz.pl ³lukasz.krawczyk@p.lodz.pl

Streszczenie: W artykule przedstawiono problem nośności słupów wykonanych z betonu wysokiej wytrzymałości przedzielonych żelbetową płytą wykonaną z betonu lekkiego. Zaprezentowano wyniki własnych badań eksperymentalnych trzech modeli reprezentujących połączenie słupa wewnętrznego z płaską płytą żelbetową wykonaną z betonu lekkiego o trzykrotnie mniejszej wytrzymałości od betonu słupa. Parametrem zmiennym relacjonowanych była wielkość obciążenia płyty. Wykonane badania wykazały brak wpływu tego parametru na wytrzymałość efektywną betonu słupa.

Słowa kluczowe: beton lekki, beton wysokowartościowy, płyta żelbetowa, słup, węzeł płyta-słup, nośność

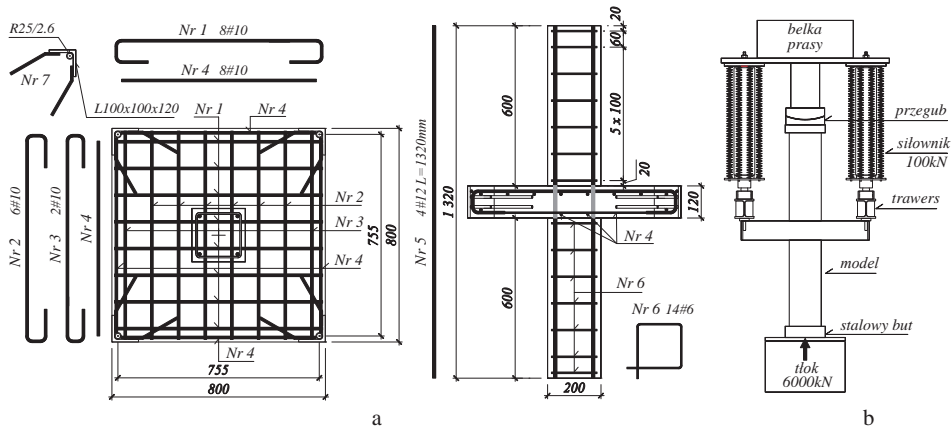
1. Wprowadzenie

Postęp w technologii betonu odnotowany w ostatnich kilkunastu latach spowodował możliwość stosowania w warunkach budowy betonów wysokowartościowych o wytrzymałości rzędu 100 MPa. Tak znaczne wytrzymałości znalazły zastosowanie między innymi w wykonawstwie budynków wysokościowych. Beton o wysokich parametrach wytrzymałościowych jest potrzebny przede wszystkim do wykonywania ścian i słupów. Stropy wykonuje się zwykle z betonów o normalnej wytrzymałości (klasy C25/30 ÷ C35/45). Za takimi rozwiązaniami przemawiają przede wszystkim względy ekonomiczne, jak również technologiczne. W wypadku budynków wysokościowych istotnym problemem konstrukcyjnym są obciążenia stałe. Jedną z możliwości zmniejszenia oddziaływań grawitacyjnych jest zmniejszenie ciężaru konstrukcji stropów poprzez zastosowanie betonów lekkich kruszywowych (LWAC). Słupy i ściany pozostawia się zwykle z betonu normalnego (NWC).

Stan wiedzy na temat efektywnej wytrzymałości betonu w węzłach płytowo-słupowych wykonywanych z betonów o różnej wytrzymałości, został przedstawiony w pracy [1]. Dotychczasowe badania eksperymentalne dotyczyły wyłącznie węzłów z płytami i słupami wewnętrznymi wykonanymi z betonów normalnych (NWC). Badania prezentowane w tym artykule dotyczą połączeń płyty z betonu lekkiego kruszywowego (LWAC) ze słupami wewnętrznymi wykonanymi z betonu normalnego wysokiej wytrzymałości (NWC).

2. Program badań

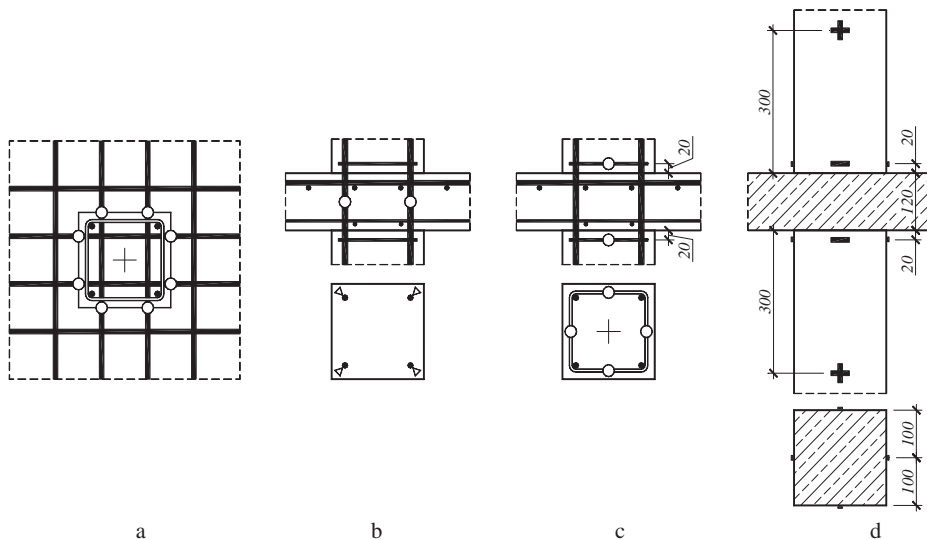
Program badań obejmował trzy modele węzłów płyta-słup wykonane w skali 1:2. Konstrukcję modeli pokazano na rys. 1. Modele wykonano w trzech etapach. Najpierw zabetonowano słupy dolne, następnie płytę i na końcu słup górny. Oprócz tych podstawowych modeli wykonano również modele świadki, reprezentujące słupy dolne i górne. Były one tak samo zbrojone, jak modele podstawowe i wykonane z tych samych zarobów betonu. Zakładano uzyskanie wytrzymałości betonu słupów - 80 MPa, a betonu płyty - 25 MPa. Do wykonania mieszanki betonowej płyty zastosowano kruszywo keramzytowe o maksymalnym wymiarze ziarna 10 mm.



Rys. 1. Badane modele: a) zbrojenie, b) schemat obciążania

Badania wykonano w maszynie wytrzymałościowej o maksymalnym nacisku 6000 kN. Płyta modelu była obciążana za pomocą dwóch siłowników po 100 kN każdy, sterowanych z oddzielnego pulpitu. Obciążanie modeli przebiegało następująco: najpierw obciążano słup do poziomu 300 kN, a następnie płytę do zamierzonych poziomów 50, 100 i 150 kN odpowiednio w poszczególnych modelach. Zachowując stały poziom obciążenia płyty, zwiększano obciążenie słupa aż do zniszczenia. Czas trwania badań jednego modelu wynosił średnio około 3 godziny.

W trakcie badań mierzono odkształcenia zbrojenia i betonu za pomocą tensometrów elektrooporowych w miejscach pokazanych na rys. 2.



Rys. 2. Lokalizacja tensometrów elektrooporowych: a) na zbrojeniu głównym płyty, b) na zbrojeniu głównym słupa, c) na strzemionach, d) na powierzchni betonu słupa

3. Wyniki badań

3.1. Parametry materiałów badanych modeli

Wytrzymałość betonu modeli była określana na próbkach walcowych o średnicy 150 mm i wysokości 300 mm. W dniu badania modelu wykonywano również badania części próbek na ściskanie. Po zakończeniu całego cyklu badawczego okazało się, że nie ma istotnych różnic wytrzymałościowych pomiędzy badaniami towarzyszącymi

poszczególnym modelom. Wiek betonu w trakcie prowadzenia badań mieścił się w przedziale 214 ÷ 218 dni. Różnice wytrzymałości wynikały wyłącznie z poszczególnych zarobów mieszanek betonowych. Parametry wytrzymałościowe materiałów zestawiono w tablicy 1, a w następniej tablicy 2 parametry zbrojenia.

Tabela 1. Parametry wytrzymałościowe betonu modeli

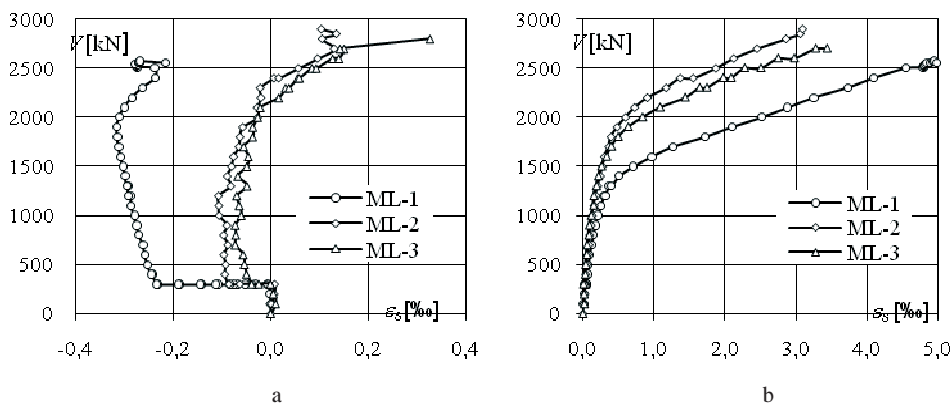
Model	Słup dolny		Słup górny		Płyta		
	f_{cm} [MPa]	E_{cm} [GPa]	f_{cm} [MPa]	E_{cm} [GPa]	f_{cm} [MPa]	E_{cm} [GPa]	ρ [kg/m ³]
ML-1					33,0	13,9	1722
ML-2	89,8	32,2	88,4	33,3	28,8	13,3	1705
ML-3					24,6	12,6	1688

Tabela 2. Parametry wytrzymałościowe zbrojenia modeli

Średnica nominalna prętów	Pole przekroju A_s [mm ²]	Granica plastyczności f_{ym} [MPa]	Moduł sprężystości E_s [GPa]
Ø12 – zbr. s ³ upa	109,1	594,2	209,8
Ø10 – zbr. p ³ yty	77,7	539,5	211,5
Ø6 - strzemiona	28,3	586,4	215,7

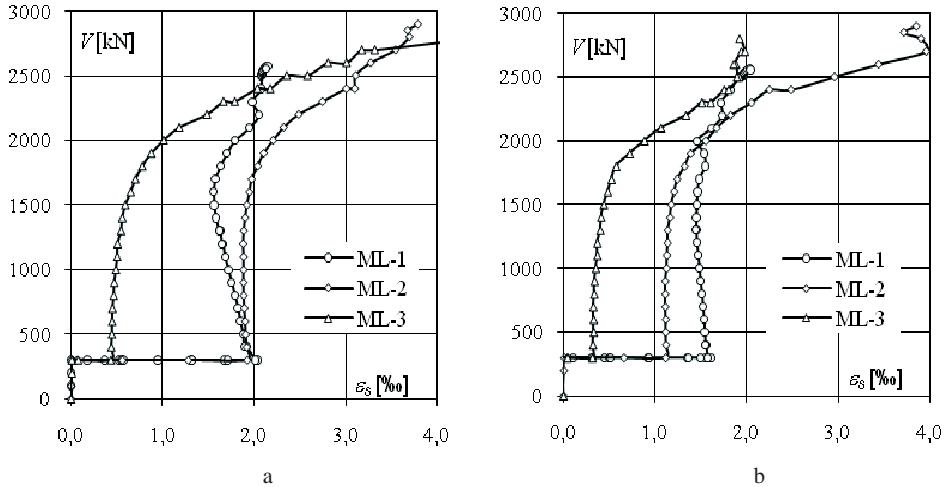
3.2. Wyniki pomiarów tensometrycznych

Na rysunku 3 pokazano średnie naprężenia odkształceń strzemion znajdujących się blisko powierzchni górnej i dolnej płyty. Na rysunku 3a widać wyraźnie wzrost odkształceń (ściskanie) w chwili przykładania obciążenia na płytę, co miało miejsce przy obciążeniu słupa siłą 300 kN. W przypadku strzemion nad płytą rejestrowano na wszystkich poziomach obciążeń słupa rozciąganie, a odkształcenia we wszystkich modelach przekroczyły granicę plastyczności przed osiągnięciem stanu granicznego nośności.

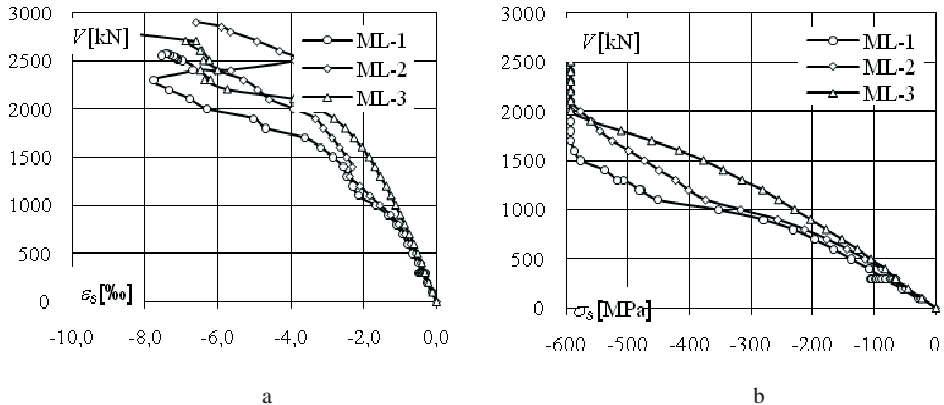


Rys. 3. Porównanie średnich odkształceń strzemion : a) pod płytą, b) nad płytą

Na rysunku 4 pokazano odkształcenia zbrojenia głównego płyty. Od poziomu obciążenia słupa około 1500 kN można zaobserwować wzrost odkształceń zbrojenia, mimo utrzymywania niezmiennego poziomu obciążenia płyty.



Rys. 4. Porównanie średnich odkształceń zbrojenia głównego płyty : a) górna warstwa, b) dolna warstwa

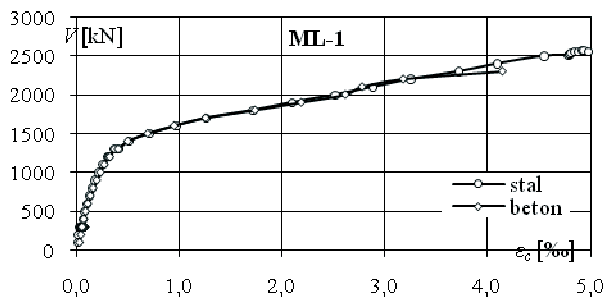


Rys. 5. Porównanie średnich odkształceń i naprężeń w zbrojeniu głównym słupa w strefie połączenia z płytą: a) odkształcenia, b) naprężenia

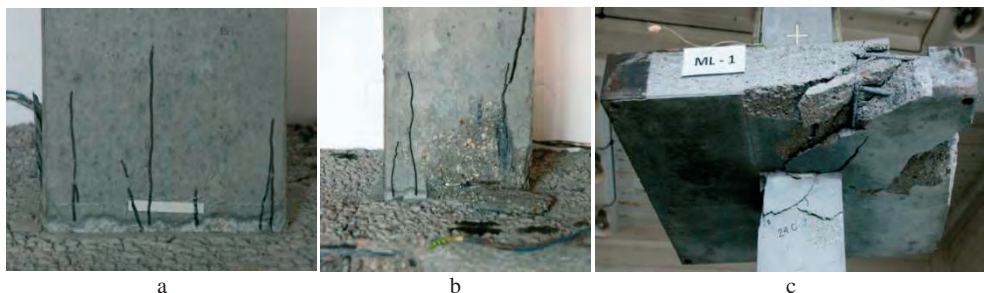
Istotnych informacji o zachowaniu złącza płytowo-słupowego dostarczają obserwacje odkształceń zbrojenia głównego słupa w strefie płyty. Do momentu osiągnięcia przez zbrojenie granicy plastyczności (patrz rys. 5b) obserwowano dość równomierny w nim przyrost naprężeń ściskających. Po przekroczeniu tej granicy, zaczęto obserwować przyrostu zwiększenie przyrostu odkształceń pomiędzy kolejnymi etapami obciążeń. Powyżej około 80% zaawansowania siły niszczącej obserwowano znaczną zmienność odkształceń skutkującą nawet spadkiem ich wartości. To dziwne zachowanie się można tłumaczyć uszkodzeniem czujników spowodowaną daleko posuniętą destrukcją betonu w strefie węzła płytowo-słupowego.

3.3. Obserwacje stanu granicznego nośności

Stan graniczny nośności sygnalizowany był znacznymi odkształceniami poprzecznymi słupa nad górną powierzchnią płyty. Pomiar odkształceń strzemion w tych miejscach (patrz rys. 3b) wykazały uplastycznienie zbrojenia ($\varepsilon_s > 3\%$). Zostało to potwierdzone również pomiarami odkształceń na betonie. Na rysunku 6 pokazano przykładowe wykresy otrzymane dla modelu ML-1. Czujniki na betonie ulegały wcześniej zniszczeniu, co było efektem propagacji rys (patrz rys. 7a).



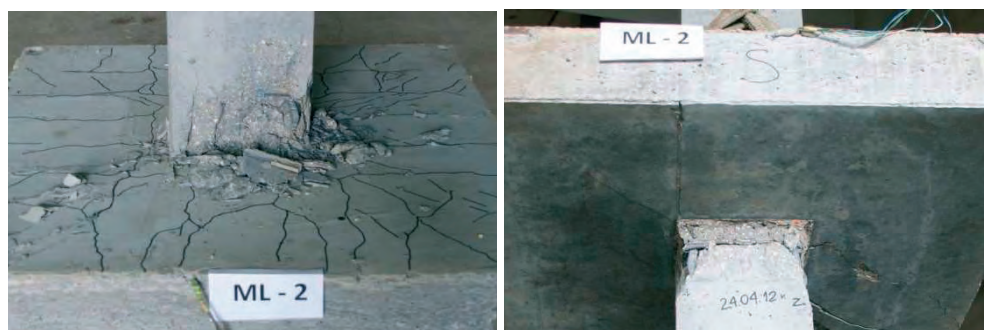
Rys. 6. Porównanie odkształceń strzemion i betonu nad płytą modelu ML-1



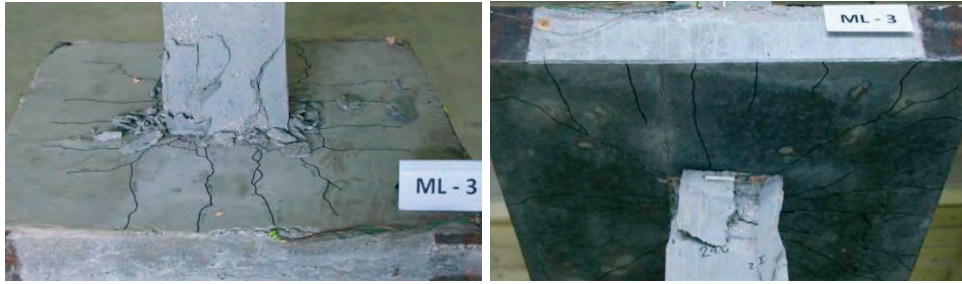
Rys. 7. Model ML-1 po zniszczeniu: a) widok rys na jednym z boków słupa, b) odspojenie otuliny i lokalne wybożenie pręta na jednej z krawędzi c) uszkodzony narożnik płyty inicjujący zniszczenie modelu

Niszczenie modelu ML-1 zostało zainicjowane ścięciem jednego z narożników płyty (patrz rys. 7c) w charakterystyczny sposób dla przebicia. W następstwie zniszczenia płyty został uszkodzony słup pod płytą i nad płytą. Na rysunku 7b pokazano uszkodzenie słupa nad płytą.

Pozostałe modele ML-2 i ML-3 osiągnęły swoje stany graniczne nośności bez uprzedniego przebicia płyty. Wyczerpanie nośności węzła było wynikiem wyczerpania się nośności słupa w strefie płyty. Destrukcja słupa ujawniła się w bezpośrednim sąsiedztwie górnej i dolnej powierzchni płyty, co zostało pokazane na rys. 9 i 10.



Rys. 9. Widok zniszczonych słupów modelu ML-2



Rys. 10. Widok zniszczonych słupów modelu ML-3

4. Analiza wyników badań

Wyteżenie płyt modeli na przebiecie ustalono zgodnie z zasadami rozdziału 11 Eurokodu 2. Naprężenia krytyczne na obwodzie kontrolnym u_1 obliczono zgodnie ze wzorem:

$$v_{R,c} = C_{IR,c} k \eta_1 (100 \rho_l f_{cm})^{1/3} \quad (1)$$

w którym:

$$C_{IR,c} = 0,15,$$

k – współczynnik skali,

$$\eta_1 = 0,40 + 0,60 \rho / 2200,$$

ρ – gęstość betonu w $[\text{kg}/\text{m}^3]$,

ρ_l – stopień zbrojenia głównego płyty,

f_{cm} – średnia wytrzymałość betonu na ściskanie.

Wyteżenie płyty zdefiniowano jako iloraz $v_E/v_{R,c}$ (naprężeń stycznych od oddziaływań zewnętrznych do naprężeń krytycznych zgodnych ze wzorem (1) na obwodzie kontrolnym u_1). Wyniki obliczeń dla poszczególnych modeli zestawiono w tabelcy 3. W przypadku modelu ML-1, wyteżenie było równe prawie teoretycznej nośności płyty na przebiecie.

W tabelcy 4 porównano nośności modeli z nośnościami słupów świadków. Graficzne porównanie nośności słupów przedstawia rys. 11. Wynika z niego, że wyteżenie płyty nie wpływa w istotny sposób na nośność słupa w węźle płytowo-słupowym. Bez względu na wyteżenie płyty nośność słupa modeli wynosi około 80% nośności słupów świadków.

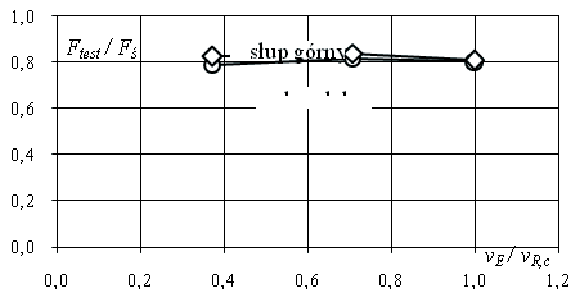
Tabela 3. Ustalenie wyteżenia płyt modeli na przebiecie

Model	V_E [kN]	d [mm]	ρ_l	u_1 [mm]	η_1	k	$v_{R,c}$ [MPa]	v_E [MPa]	$v_E/v_{R,c}$
ML-1	150				0,8696		0,780	0,779	0,999
ML-2	100	96,0	0,0081	2006	0,8650	2	0,734	0,519	0,707
ML-3	50				0,8604		0,700	0,260	0,371

V_E – obciążenie płyty, d – wysokość użyteczna płyty, u_1 – obwód kontrolny, η_1 – współczynnik we wzorze (1), $v_{R,c}$ – naprężenia krytyczne na obwodzie kontrolnym, v_E – naprężenia styczne na obwodzie kontrolnym od oddziaływań zewnętrznych.

Tabela 4. Porównanie nośności modeli z nośnościami słupów świadków

Model	słup	F_s [kN]	F_{test} [kN]	F_{test}/F_s
ML-1			2850	0,801
ML-2	dolny	3560	2900	0,815
ML-3			2800	0,787
ML-1			2700	0,808
ML-2	górnny	3340	2800	0,838
ML-3			2750	0,823



Rys. 11. Porównanie nośności słupów modeli z nośnościami słupów świadków

5. Wytrzymałość efektywna słupów

Autorzy badań [2] wprowadzili termin wytrzymałości efektywnej $f_{c,eff}$ do określania nośności słupa w strefie słabszego betonu stropu. Wyniki ich badań zostały wykorzystane w przepisach poszczególnych edycji norm amerykańskich. Od 2008r. ACI 318 zaleca następujące zależności na wytrzymałość efektywną betonu słupów:

$$f_{c,eff} = f_{c,c} \quad \text{dla} \quad \frac{f_{c,c}}{f_{c,s}} \leq 1,4$$

$$f_{c,eff} = 0,75f_{c,c} + 0,35f_{c,s} \quad \text{dla} \quad 1,4 < \frac{f_{c,c}}{f_{c,s}} \leq 2,5 \quad (2)$$

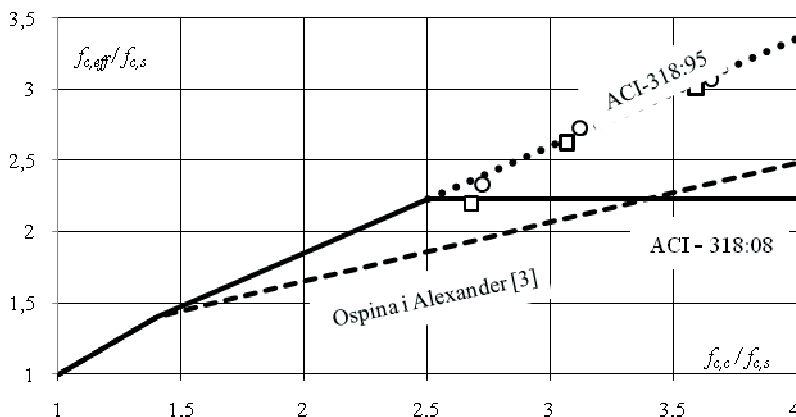
$$f_{c,eff} = 2,225f_{c,s} \quad \text{dla} \quad \frac{f_{c,c}}{f_{c,s}} > 2,5$$

gdzie $f_{c,c}$ oznacza wytrzymałość betonu słupa, a $f_{c,s}$ – wytrzymałość betonu płyty.

Autorzy pracy [3] zaproponowali sposób określania wytrzymałości efektywnej słupów uwzględniając proporcje grubości płyty do wymiaru boku słupa (h/c), przy różnicy wytrzymałości betonów słupa i płyty $f_{c,c}/f_{c,s} > 1,4$ wzór ma postać:

$$f_{c,eff} = \left(\frac{0,25}{h/c} \right) f_{c,c} + \left(1,4 - \frac{0,35}{h/c} \right) f_{c,s} \quad (3)$$

Na rysunku 12 pokazano wyniki badań własnych na tle przepisów ACI-318 z roku 1995 i 2008 oraz propozycji Ospiny i Alexandra [3] dla $h/c = 0,6$.



Rys. 12. Porównanie wyników badań z procedurami obliczeniowymi

6. Wnioski

Przedstawione badania węzłów płytowo-słupowych z płytą wykonaną z betonu kruszywowego lekkiego, wykazały brak istotnego wpływu wyężenia płyty na nośność słupa. Procedura określania efektywnej wytrzymałości betonu słupa według ACI-318:95 okazała się najlepiej aproksymującą zaprezentowane wyniki badań.

Literatura

- 1 Urban T.: Nośność słupa w strefie połączenia z płytą żelbetową. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej Nr 283, Budownictwo i Inżynieria Środowiska – Zeszyt 59, (nr 3/2012/II), s. 117÷124.
- 2 Bianchini A.C., Woods R.E., Kesler C.E.: Effect of Floor Concrete Strength on Column Strength. ACI Journal, Proceedings V.31, No.11, 1960, s. 1149-1169.
- 3 Ospina C.E., Alexander S.D.B.: Transmission of Interior Concrete Column Loads Through Floors. Journal of Structural Engineering ASCE, V.124, No.6, 1998, s. 602-610.

The experimental investigations of RC internal columns in the connection zone with lightweight concrete slab

Tadeusz Urban¹, Michał Goldyn², Łukasz Krawczyk³

*Department of Concrete Structures, Faculty of Civil Engineering, Architecture and Environmental Engineering, Łódź University of Technology, e-mail:¹tadeusz.urban@p.lodz.pl
²michal.goldyn@p.lodz.pl ³lukasz.krawczyk@p.lodz.pl*

Abstract: This paper presents the problem of load carrying capacity of the columns made of high-strength reinforced concrete which are separated by slab made of lightweight concrete. The experimental investigations of three models representing the internal connection between column and flat slab made of lightweight concrete of the strength three times less than concrete strength of column are presented. The effort degree on the punching shear capacity stands for the variable parameter in the presented study. The performed study shows that there is no effect of this parameter on the effective concrete strength of the column.

Keywords: lightweight concrete, high strength concrete, reinforced concrete slab, column, slab-column connection

Wpływ rodzaju zbrojenia poprzecznego o niepełnym zakotwieniu na nośność płyty żelbetowej przy przebiciu

Tadeusz Urban¹, Michał Goldyn², Łukasz Krawczyk³

Katedra Budownictwa Betonowego, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska,
Politechnika Łódzka, e-mail:¹tadeusz.urban@p.lodz.pl ²michal.goldyn@p.lodz.pl

³lukasz.krawczyk@p.lodz.pl

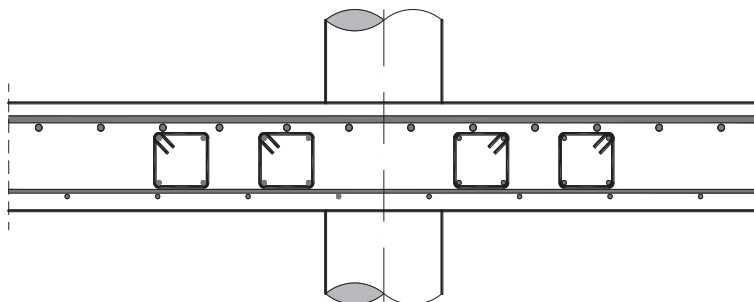
Streszczenie: W referacie omówiono sposoby zbrojenia płyt żelbetowych za pomocą wkładek stalowych umieszczanych pomiędzy siatkami prętów głównych. Takie rozwiązania zapewniają łatwość montażu, ale nie gwarantują skutecznego zakotwienia zbrojenia poprzecznego, które charakteryzuje strzemiona obejmujące zbrojenie podłużne strefy ściskanej i rozciąganej. Nieuzasadnione jest zatem w takich przypadkach stosowanie obliczeniowych procedur normowych.

Prezentowano kilka systemów zbrojenia poprzecznego w formie koszy bądź drabinek. Zaprezentowano dostępne w literaturze wyniki badań eksperymentalnych modeli zbrojonych za pomocą omawianych akcesoriów. Przeprowadzona analiza porównawcza efektywności zbrojenia o niepełnym zakotwieniu wykazała, iż można za jego pomocą znacząco podnieść nośność płyty na przebicie. Otrzymane wartości były jednak na ogół mniejsze od uzyskanych za pomocą procedury normowej – Eurokodu 2.

Słowa kluczowe: przebicie, zbrojenie poprzeczne, zakotwienie, kosze zbrojenia

1. Wprowadzenie

Asumpt do podjęcia rozważań na temat efektywności różnych typów zbrojenia poprzecznego na przebicie stanowiła praktyka projektowa i wykonawcza. W wielu realizowanych współcześnie monolitycznych budynkach szkieletowych typu płyta – słup stosowane jest zbrojenie strzemionami, które nie obejmują prętów głównych płyty zarówno strefy ściskanej jak i rozciąganej (patrz rys. 1). Takie podejście jest podyktowane względami technologicznymi. Montaż strzemion obejmujących główne zbrojenie płyty, zgodnie z zaleceniami normowymi, w warunkach budowy jest bardzo kłopotliwy.

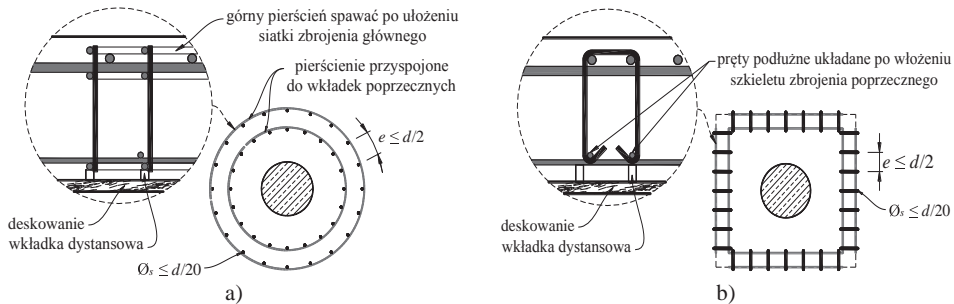


Rys. 1. Zbrojenie poprzeczne strefy podporowej za pomocą wkładek poprzecznych o niepełnym zakotwieniu

Stosowanie wspomnianego, bardziej technologicznego rozwiązania wymaga jednak odpowiedzi na podstawowe pytanie: czy można dla takich przypadków stosować normowe procedury obliczeniowe, np. wg Eurokodu 2. Celem referatu jest próba odpowiedzi na to pytanie na podstawie dostępnych w literaturze wyników badań.

2. Przegląd systemów zbrojenia na przebiecie o niepełnym zakotwieniu

Jedną z pierwszych prób poprawy technologiczności zbrojenia na przebiecie stanowią wytyczne *Leonharda* z 1974 roku zawarte w pracy [1]. Zaproponowano w nich zbrojenie poprzeczne w formie gotowych wkładów, które składały się z prętów poprzecznych przyspojonych do pierścieni w sposób pokazany na rys. 2a. Zbrojenie tego typu układane było na prętach siatki dolnej po czym zalecało się wstawianie pierścienia stanowiącego podparcie dla siatki prętów zbrojenia górnego. Aby zapewnić należyte zakotwienie w strefie rozciąganej, konieczne było dospawanie kolejnego, wieńczącego pierścienia. Rozwiązanie to jest jednak kłopotliwe z punktu widzenia wykonawstwa, ponieważ wymaga precyzyjnego spawania pierścieni w warunkach budowy. Z tego względu w przytoczonej pracy proponowano również stosowanie wkładów w formie strzemion nanizanych na pręty sytuowane na zbrojeniu głównym – patrz rys. 2b. Wymagano jednak, aby wewnątrz haków umieszczać dodatkowe pręty podłużne, co miało gwarantować właściwe zakotwienie w strefie ściskanej. Należy zatem zauważyć, iż autor wspomnianej pracy zwracał szczególną uwagę na kształtowanie zakotwienia zapewniającego obejmowanie zarówno prętów strefy ściskanej jak i rozciąganej. Zbrojenie to jest jednakże kłopotliwe ze względów technologicznych, dlatego też podejmowano kolejne próby znalezienia rozwiązania uwzględniającego aspekty ekonomiczne i wykonawcze.



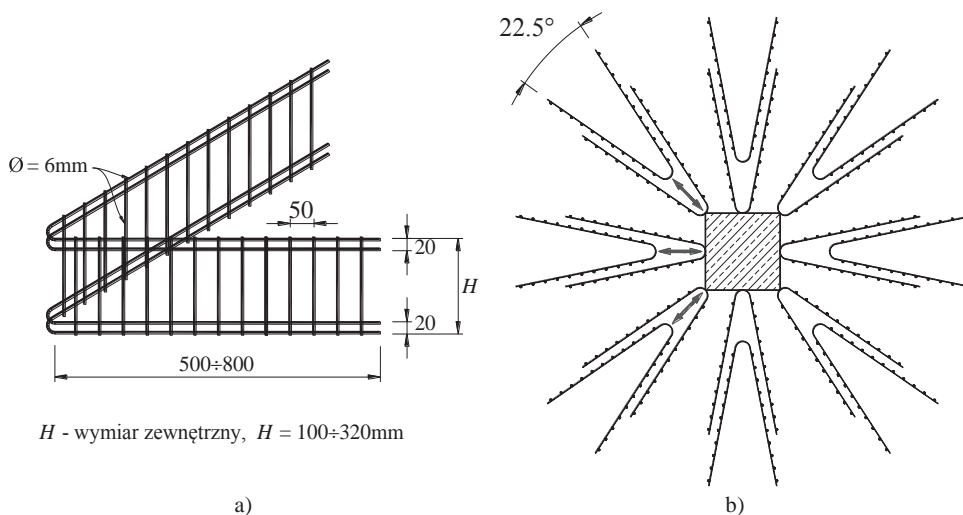
Rys. 2 Zbrojenie poprzeczne stref podporowych za pomocą gotowych wkładów w postaci: a) pierścieni, b) strzemion nanizanych na pręty, zaproponowanych w [1]

Eurokod 2 wymaga, aby zbrojenie poprzeczne było odpowiednio zakotwione w strefie ściskanej i rozciąganej betonu. Wskazuje, iż może się ono składać z kombinacji:

- strzemion otaczających zbrojenie podłużne i strefę ściskaną betonu,
- prętów odgiętych,
- klatek, drabinek,

itp., pod warunkiem wykazania dostatecznego ich zakotwienia w strefach ściskanej i rozciąganej elementu.

Dopuszcza się zatem do stosowania wkłady będące przedmiotem badań *Regana* i *Samadiana* [2], które znane są w literaturze pod nazwą systemu „Riss Star”. Składają się one z kształtek złożonych z prętów poprzecznych o niewielkiej średnicy ($\phi = 6$ lub 8 mm) przyspojonych do prętów podłużnych wygiętych w kształcie litery V – patrz rys. 3a. Rozstaw prętów poprzecznych jest niewielki i w przypadku dostępnych w sprzedaży wkładów systemu AVI-DE-Durchstanzelement [3] wynosi 50 mm. Z tego względu można mówić o rozmytym zbrojeniu poprzecznym. Elementy te umieszcza się bezpośrednio na siatce zbrojenia dolnego, po czym przykrywa zbrojeniem górnym. Kształtki rozmieszcza się symetrycznie wokół podpory, natomiast zasięg strefy zbrojonej reguluje się za pomocą ich liczby i wzajemnego przesunięcia, co pokazano na rys. 3b. Wysokość wkładów jest zależna od grubości płyty i powinna umożliwiać zachowanie wymaganej otuliny po ułożeniu zbrojenia podłużnego. Minimalna liczba wkładów, którą należy zastosować wynosi 8 sztuk.



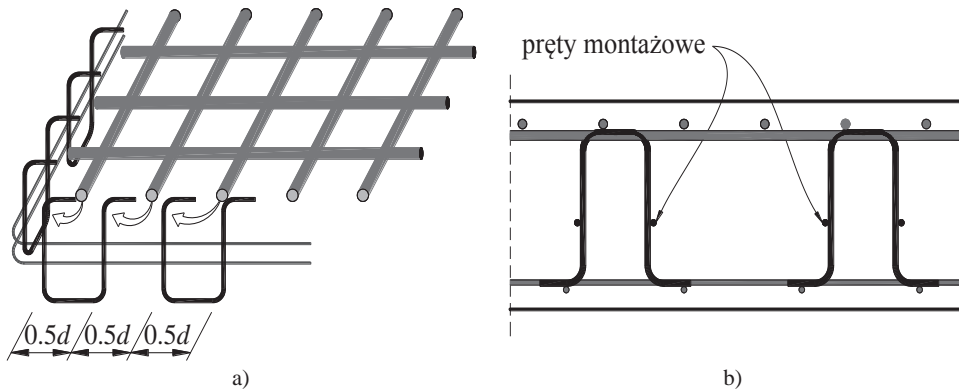
Rys. 3 Elementy zbrojenia na przebiecie systemu AVI-DE-Durchstanzelement [4] : a) geometria pojedynczej wkładki, b) schemat rozmieszczenia wokół podpory

Zakotwienie tego rodzaju zbrojenia poprzecznego realizuje się za pomocą dwóch prętów przyspojonych, umieszczonych na obu końcach prętów poprzecznych. Jego nośność można oszacować korzystając z zapisów Eurokodu 2 dotyczących kotwienia za pomocą prętów przyspojonych, dotyczących prętów o średnicy mniejszej od 12 mm. Wówczas nośność zakotwienia zależy głównie od obliczeniowej wytrzymałości złącza (spoiny). Obliczenia własne dla danych materiałowych podanych przez producenta pokazały, iż w przypadku zastosowania betonu klasy C20/25 możliwe jest pełne wykorzystanie granicy plastyczności zbrojenia. Wniosek ten znajduje potwierdzenie w wynikach analizy numerycznej prowadzonej przez *Beutela* [4], który rozpatrywał przestrzenną pracę zakotwienia. Zauważa on, iż dwa pręty przyspojone stanowią niemal tak samo efektywny element kotwiący, jak spęczona główka trzpienia dwugłówkowego o średnicy stanowiącej trzykrotność średnicy kotwionego pręta. Powierzchnia współpracująca wynosi w przypadku trzpieni $A_{anch} = (3d_s)^2 \cdot \pi/4 = 7d_s^2$, wobec $A_{anch} = 2 \cdot 5d_s^2 \cdot 0,6 = 6d_s^2$ (gdzie $5d_s$ stanowi ustaloną na drodze obliczeń szerokość współpracującą prętów poprzecznych, natomiast 0,6 jest współczynnikiem redukcyjnym uwzględniającym interakcję prętów przyspojonych) w przypadku dwóch prętów przyspojonych. Ponadto, w przeciwieństwie do prętów odgiętych, obserwuje się niewielki poślizg w betonie, który nie wzrasta znacząca nawet po zarysowaniu, czego dowodzą wyniki badań cytowanych w [4].

Znaczną grupę rozwiązań stanowią systemy zbrojenia poprzecznego bazujące na kotwieniu za pomocą odgięć o długości wynikającej z warunku przeniesienia sił na styku stali i betonu. Przykład tego typu zbrojenia stanowią wkłady systemu Shear-Hoop zaproponowanego przez *Chanę* [5]. Mają one formę koszy złożonych z U-kształtnych wkładek połączonych za pomocą prętów podłużnych. Umieszcza się je bezpośrednio na zbrojeniu dolnym po czym pod odgięcia prętów wsuwa się gotową siatkę zbrojenia głównego. Ideę montażu pokazano schematycznie na rys. 4a. Z uwagi na swój kształt zbrojenie to obejmuje jedynie pręty strefy rozciąganej, co budzi zastrzeżenia co do efektywności tego rozwiązania. Badania przeprowadzone przez autora pokazały co prawda, iż osiąga się efekt zbliżony do obserwowanego dla tradycyjnych strzemion obejmujących pręty zbrojenia strefy ściskanej i rozciąganej, jednak nie można wykluczyć możliwości przedwczesnego zniszczenia na skutek rozwarstwienia płyty. Ponadto specyfika tego rodzaju wkładów, które trafiają na budowę w formie gotowych elementów, wymaga, aby były one dostosowane do geometrii konkretnej podpory.

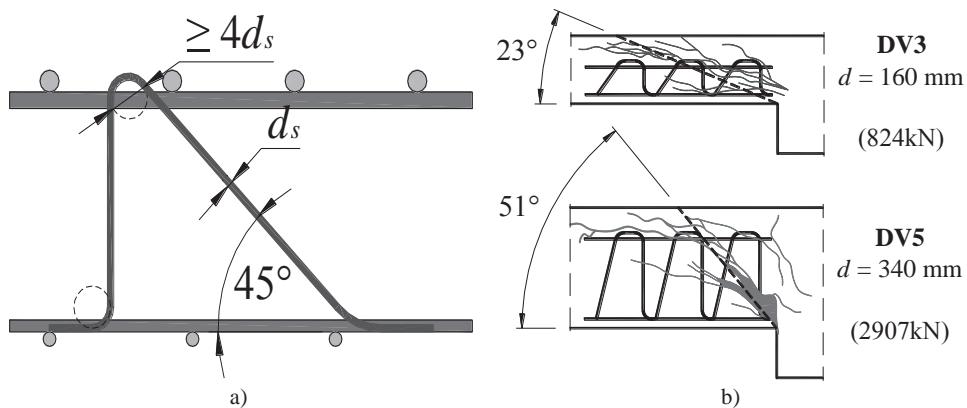
Koncepcja kotwienia za pomocą odgięć znalazła również odzwierciedlenie w systemie zbrojeniowym Shear-Hat autorstwa *Yamady* [6]. Tworzą go wkłady składające się z prętów o kapeluszowej formie, połączonych wzajemnie przyspojonymi prętami podłużnymi – patrz rys. 4b). Zniszczenie płyt zbrojonych za ich pomocą cechowało

odspajanie otuliny w strefie rozciąganej płyty. Maksymalny obserwowany przyrost nośności względem płyt bez zbrojenia poprzecznego wynosił około 32%, a średnio nie przekraczał 20%. Badania prowadzone przez Yamadę obejmowały również modele porównawcze ze zbrojeniem poprzecznym, zakotwionym poprawnie za pomocą haków obejmujących pręty podłużne strefy ściskanej i rozciąganej. W zależności od mocy zbrojenia poprzecznego obserwowano 2÷2,5-krotny wzrost nośności w stosunku do elementów Shear-Hat.



Rys. 4 Gotowe wkłady w formie prętów z odgięciami: a) system Shear-Hoop, b) system Shear-Hat

Kolejny ze sposobów zbrojenia na przebicie stanowią wkłady kratownicowe systemu FILIGRAN pokazane na rys. 5a., które w nieco zmodyfikowanej formie były przedmiotem badań Häuslera przedstawionych w pracy [7]. W przypadku płyt o niewielkiej grubości (DV2 i DV3) rysa zniszczenia przebiegała pomiędzy pierwszymi dwoma obwodami zbrojenia poprzecznego, co wynikać mogło z przyjętego rozstawu obwodów, równego około $1,0d$. Rysa ukośna widoczna na przekroju przez model DV5 była nachylona pod znacznie większym kątem wynoszącym $\sim 50^\circ$ (patrz rys. 5b). Na podstawie obrazu zarysowania można było stwierdzić, iż przekrój poprzeczny wkładki był wystarczający, aby skutecznie ograniczyć rozwarcie i dalszy rozwój rysy. O zniszczeniu zdecydowały rysy biegnące pod znacznie ostrzejszym kątem, co skutkowało uzyskaniem większego obciążenia granicznego V_u . Odkształcenia zbrojenia poprzecznego pokazały, iż jego efektywność rosła wraz ze zwiększaniem się grubości płyty. Podczas badania elementu DV5 (płyta grubości 400 mm) rejestrowano w zbrojeniu poprzecznym naprężenia równe granicy plastyczności, czego nie obserwowano w przypadku pozostałych modeli.



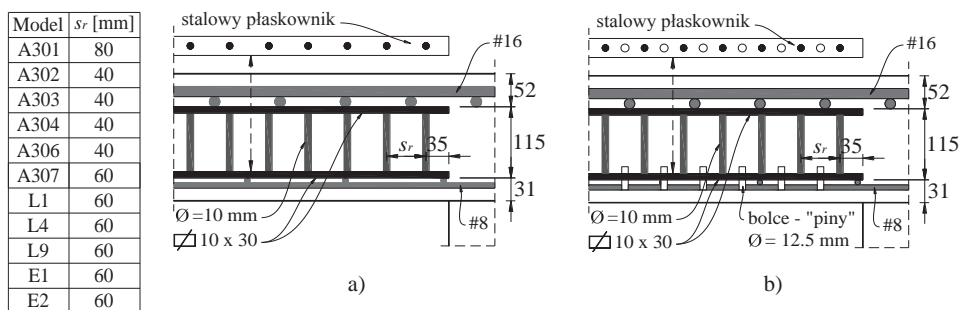
Rys. 5 Zbrojenie poprzeczne w formie wkładów kratownicowych: a) geometria zbrojenia, b) przebieg rys ukośnych w badaniach Häuslera w zależności od grubości rozpatrywanej płyty

Na podstawie rezultatów przytoczonych badań stwierdzono, iż:

- przyspojone pręty podłużne umożliwiły uzyskanie podobnego zakotwienia jak w przypadku tradycyjnych strzemion mimo, iż wkładki te nie obejmowały zbrojenia podłużnego
- efektywność zakotwienia za pomocą prętów przyspojonych wzrasta wraz ze zwiększaniem się grubości płyty,
- duży wpływ na nośność ma sposób rozmieszczenia wkładów (obserwuje się odmienne zachowanie w przypadku wkładek umieszczonych prostopadle oraz równoległe do krawędzi podpory),
- możliwe jest znaczne zwiększenie efektywności tego typu zbrojenia w przypadku doprowadzania wierzchołków kratownicy elementu do poziomu zbrojenia podłużnego.

Innego rodzaju zbrojenie poprzeczne zostało zaprezentowane przez *Trautweina* [8] i *Andrade* [9]. Badali oni efektywność akcesoriów składających się z prętów pionowych przyspawanych do dwóch płaskowników grubości 10 mm. Elementy te przewidziano do montażu pomiędzy zbrojeniem górnym i dolnym płyty. Zestawy zostały pokazane na rys. 6a i 6b. Na przekrojach płyt badanych przez *Andrade* obserwowano rysy poziome – świadczące o działaniu znacznych sił rozwarstwiających. Z uwagi na ten fakt, modele *Trautweina* zbrojone były wkładkami zaopatrzonymi w „piny” – fragmenty prętów dospawane do dolnego płaskownika. Dzięki takiemu rozbudowaniu akcesorium problem rozwarstwiania został wyeliminowany. Płyty E1 i E2 zniszczyły się poprzez przebicie. Rysa przebiegała poniżej zbrojenia dolnego, przecinając płytę skośnie poza strefą zbrojenia poprzecznego. Taka forma zniszczenia została wymuszona przez autorów poprzez zastosowanie zbrojenia poprzecznego o dużej mocy. Autorzy przeprowadzili również badania na płytach o mniejszej intensywności zbrojenia, jednak z uwagi na nietechnologiczność przyjętego rozwiązania nie przytoczono ich wyników.

Rysa zniszczenia w modelach A301 i A305 miała przebieg pionowy i omijała zbrojenie poprzeczne. W przypadku modeli A302 i A303 można było zauważyć poziome rysy, których wystąpienie świadczyło o rozwarstwieniu (delaminacji płyty). Przekroje przez płyty A304 i A306 ujawniły występowanie licznych rys ukośnych a także rysy poziomych równoległych do zbrojenia głównego.



Rys. 5 Zbrojenie poprzeczne w postaci prętów dospawanych do stalowych płaskowników stosowane w badaniach: a) *Andrade* : A301, A302, A303, A304, A306, A307, b) *Trautweina* : E1, E2, L1, L4, L9

3. Porównanie wyników badań

W celu porównania skuteczności różnego rodzaju systemów zbrojenia na przebicie wykonano obliczenia zgodnie z Eurokodem 2. Do porównania przyjęto wyniki badań *Regana* i *Samadiana* [2], *Trautweina* [8] oraz *Andrade* [9]. Modele rozpatrywane w przytoczonych badaniach miały wymiary 3000 x 3000 x 200 mm. Elementy przytwierdzone były do stanowisk za pomocą ściąągów wykonanych z prętów stalowych. Rozpiętość płyt względem punktów podparcia wynosiła 2700 mm. Taki rozstaw odpowiada rzeczywistemu systemowi stropowemu o siatce podpór co 6,75 m w obu kierunkach. Siłę przykładano poprzez stalową płytę o wymiarach 200 x 200 x 50 mm za pomocą siłownika

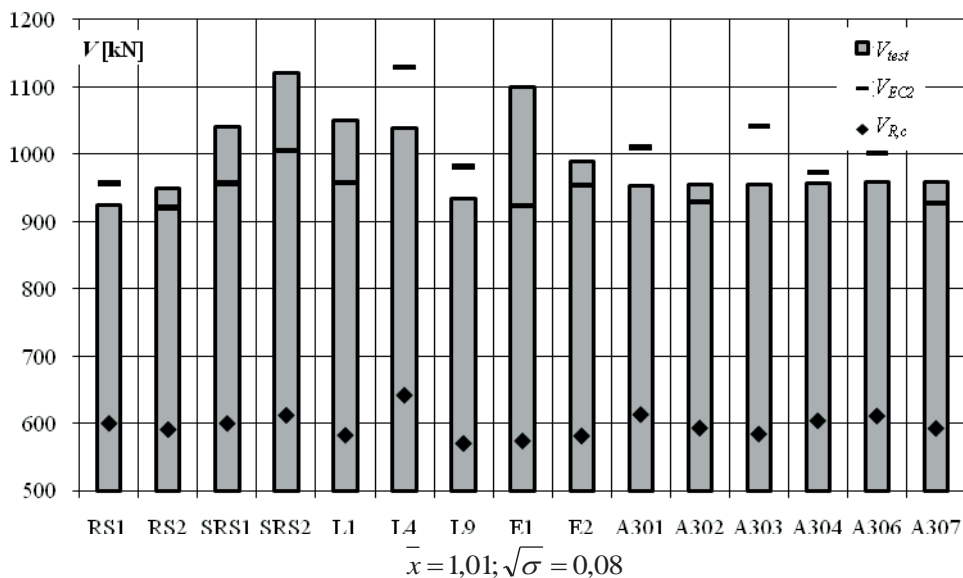
hydraulicznego. Zbrojenie główne płyt było wykonane z prętów #16 w rozstawie co 100 mm w obu kierunkach (stopień zbrojenia wynosił $\rho \approx 1,30\%$). Modele zostały dodatkowo wzmocnione zbrojeniem poprzecznym, omówionym wcześniej.

Zgodnie z zasadami Eurokodu 2 obliczono nośność betonu płyty ($V_{R,c}$), nośność płyty z uwzględnieniem zbrojenia poprzecznego ($V_{R,cs}$), nośność krzyżulca ściskanego ($V_{R,max}$) a także nośność poza strefą zbrojenia poprzecznego (V_{out}). Jako nośność teoretyczną (V_{EC2}) wybrano minimum z trzech przytoczonych wielkości. Należy zaznaczyć, iż nośność poza strefą zbrojenia poprzecznego (V_{out}) w żadnym z rozpatrywanych modeli nie okazała się miarodajna. We wszystkich przypadkach nośność teoretyczna była determinowana nośnością krzyżulca ściskanego ($V_{R,max}$). Oznacza to, iż wspomniane modele charakteryzowały się zbyt wysokim stopniem zbrojenia poprzecznego. W siedmiu z piętnastu modeli nośność ta nie została osiągnięta, co może oznaczać brak pełnej skuteczności zbrojenia poprzecznego.

Na rysunku 5 przedstawiono wyniki analizy w formie graficznej.

Tabela 1. Porównanie nośności eksperymentalnych z teoretycznymi według Eurokodu 2

Model	Autor	d	f_c	$V_{R,c}$	$V_{R,max}$	$V_{R,cs}$	$V_{R,out}$	V_{EC2}	V_{test}	$\frac{V_{test}}{V_{R,c}}$	$\frac{V_{test}}{V_{R,cs}}$	$\frac{V_{test}}{V_{EC2}}$
		[mm]	[MPa]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]			
RS1	Regan i Sannadiah	164	35,4	600	957	1097	1510	957	925	1,54	0,84	0,97
RS2		164	33,8	591	920	1594	1552	920	950	1,61	0,60	1,03
SRS1		164	35,4	600	957	1097	1510	957	1040	1,73	0,95	1,09
SRS2		164	37,6	612	1006	1610	1608	1006	1120	1,83	0,70	1,11
L1	Trautwein	159	36,8	582	958	1567	1273	958	1050	1,80	0,67	1,10
L4		164	43,4	642	1129	2400	1384	1129	1038	1,62	0,43	0,92
L9		154	39,4	570	981	1125	1265	981	933	1,64	0,83	0,95
E1		159	35,2	574	923	1515	1254	923	1100	1,92	0,73	1,19
E2		159	36,6	581	954	1521	1271	954	990	1,70	0,65	1,04
A301	Andrade	164	37,8	613	1010	1022	1052	1010	953	1,55	0,93	0,94
A302		164	34,2	593	930	1569	1070	930	954	1,61	0,61	1,03
A303		154	42,4	584	1041	1485	1404	1041	955	1,63	0,64	0,92
A304		164	36,1	604	973	1577	1514	973	956	1,58	0,61	0,98
A306		164	37,4	611	1001	1582	1209	1001	958	1,57	0,61	0,96
A307		164	34,1	593	927	1615	1043	927	959	1,62	0,59	1,03



Rys. 5. Wartości teoretycznej nośności na przebicie według EC2 z uwzględnieniem zbrojenia (V_{EC2}) oraz dla elementu niezbrojonego (V_{Rc}) w odniesieniu do wyników badań eksperymentalnych (V_{test}) na podstawie badań Regana i Samadiana [2], Trautweina [8], Andrade [9].

4. Podsumowanie

Przeprowadzona analiza porównawcza pokazała, iż stosowanie pewnych typów zbrojenia poprzecznego o niepełnym zakotwieniu (opisanych w [2], [8], [9]) pozwala zwiększyć nośność płyt na przebicie w stosunku do płyt niezbrojonych poprzecznie. W przypadku procedury Eurokodu 2 średni stosunek nośności eksperymentalnej do teoretycznej wynosi 1,01. Należy jednak mieć na uwadze, że analogiczna wielkość dla płyt ze zbrojeniem w pełni zakotwionym jest z reguły równa około 1,20. Oznacza to, iż brak pełnego zakotwienia zbrojenia poprzecznego ma wpływ na nośność na przebicie.

Z uwagi na łatwość stosowania w praktyce rozwiązań, które charakteryzują brak pełnego zakotwienia, należałoby dopracować procedury obliczeniowe, które pozwoliłyby na ich bezpieczne stosowanie. Wydaje się, iż w szczególności sposób zbrojenia pokazany na rys. 1 i zaprezentowany w pracy [10], powinien być sprawdzony eksperymentalnie w celu stworzenia stosownej procedury obliczeniowej.

Literatura

- Leonhardt F., Mönnig, E.: Vorlesung über Massivbau. Teil 3: Grundlagen zum Bewehren im Stahlbetonbau, Springer Verlag, New York 1974, s. 112-114.
- Regan P.E., Samadian F.: Shear Reinforcement Against Punching in Reinforced Concrete Flat Slabs. The Structural Engineering, London 2001, V. 79, N. 10, s. 24-31.
- Technische Richtlinie für AVI-DE-Durchstanzelemente, Alpenländische Veredelungs-Industrie GmbH, Raaba, November 2012.
- Beutel R.: Durchstanzen schubbewehrter Flachdecken im Bereich von Innenstützen, Dissertation, Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule, Aachen 2002.
- Chana P.S.: A prefabricated shear reinforcement system for flat slabs, Proceedings of the ICE - Structures and Buildings, August 1993, V. 99, I. 3, s. 345-358.
- Yamada T, Nanni A., Endo K.: Punching shear resistance of flat slabs: Influence of reinforcement type and ratio, ACI - Structural Journal, September 1992, V. 89, N. 5, s. 555-563.

- 7 Häusler F.: Zum maximalen Durchstanzwiderstand von Flachdecken mit und ohne Vorspannung, Dissertation, Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule, Aachen 2009.
- 8 Trautwein M. L.: Punção em Lajes Cogumelo de Concreto Armado: Análise Experimental e Numérica, Dissertação, Politécnica da Universidade de São Paulo, 2006.
- 9 Andrade M.A.S. Punção em Lajes Cogumelo – Estudo do Posicionamento da Armadura de Cisalhamento em Relação a Armadura de Flexão, Dissertação, Escola de Engenharia Civil / Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 1999.
- 10 Zybura A. i inni: Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2. Atlas rysunków z CD-ROM, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2010.

The analysis of the effectiveness of different types of punching shear reinforcement not fully anchored

Tadeusz Urban¹, Michał Goldyn², Łukasz Krawczyk³

*Department of Concrete Structures, Faculty of Civil Engineering, Architecture and Environmental Engineering, Łódź University of Technology, e-mail: ¹tadeusz.urban@p.lodz.pl
²michal.goldyn@p.lodz.pl ³lukasz.krawczyk@p.lodz.pl*

Abstract: The paper discusses the issue of load capacity of flat plates with transverse reinforcement situated between the longitudinal reinforcement. Using this types of reinforcement is much more convenient from the installation point of view, however, it does not guarantee complete embedment, as efficient as traditional stirrups that comprise longitudinal reinforcement in compression and the tension zone. The transverse rods do not comprise the main reinforcement, so their slide out of the concrete slabs or cracks parallel to the plane of the longitudinal reinforcement and delamination of the slab can occur.

The different types of transverse reinforcement were presented: system consisting of ready-made bolts, reinforcement baskets or ladders. Experimental results of plates with these types of reinforcement are presented. The analysis of effectiveness of reinforcement anchorage indicates that transverse bolts can be used to increase the punching shear load capacity of the plates. The resulting capacity was only of about 20% lower than result elements with complete embedment. Experimental results were similar to the theoretical capacity resulting from the consideration by Eurocode 2.

Keywords: punching shear, transverse reinforcement, anchorage, ready-made inserts

Ocena niepewności modeli nośności elementów żelbetowych

Szczepan Woliński¹

¹ *Katedra Konstrukcji Budowlanych, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Rzeszowska, e-mail: szwolkkb@prz.edu.pl*

Streszczenie: W pracy przedstawiono analizę i sposoby oceny niepewności modelowej nośności elementów żelbetowych. Sposób pierwszy opiera się na normowej procedurze kalibracji modeli nośności. Sposób drugi jest autorską propozycją oszacowania niepewności modelowej z wykorzystaniem dostępnych wyników badań doświadczalnych dotyczących zmienności nośności. Zgodnie z koncepcją metody częściowych współczynników jako miarę niepewności modelowej przyjęto wartość odpowiedniego współczynnika częściowego. Rozważania i propozycje przedstawione w pracy zilustrowano przykładem oceny niepewności modelu nośności na ścinanie strefy przypodporowej belki żelbetowej.

Słowa kluczowe: nośność elementów żelbetowych, niepewność parametryczna, niepewność modelowa, współczynniki częściowe, ocena niepewności modelowej.

1. Wprowadzenie

Zmienne i parametry występujące w modelach nośności elementów żelbetowych są w różnym stopniu obarczone niepewnością. We współczesnych normach i literaturze przedmiotu wszystkie niepewności uwzględniane w procesie projektowania i oceny stanu konstrukcji są traktowane jako niepewności losowe i analizowane metodami probabilistycznymi [1, 2, 3]. Tradycyjnie uwzględnia się trzy rodzaje niepewności zmiennych stanu konstrukcji: fizyczną, statystyczną i modelową. Poglębiona analiza wskazuje jednak, że probabilistyczny opis niepewności jest w wielu sytuacjach nieuzasadniony. W teorii systemów rozróżnia się dwa podstawowe rodzaje niepewności; parametryczną i systemową. O ile opis probabilistyczny jest uzasadniony w odniesieniu do niepewności fizycznej i statystycznej, to ocena niepewności modelowej związanej z poprawnością i stopniem dopasowania modelu do rzeczywistej odpowiedzi fizycznego obiektu na oddziaływania, wymaga zastosowania opisanego na bardziej ogólnych założeniach, przede wszystkim odrzucenia logiki dwuwartościowej [4, 5]. We współczesnych normach i publikacjach stosuje się jednak powszechnie probabilistyczny opis wszystkich rodzajów niepewności.

Ocena niepewności modelu nośności może być oparta na porównaniu wyników obliczeń i badań doświadczalnych umożliwiającym globalną ocenę niepewności, która jest kombinacją niepewności fizycznej i statystycznej związanej z parametrami modelu oraz niepewności modelowej. Inna metoda polega na wykorzystaniu opinii ekspertów. Podejmowane są również próby oceny niepewności modelu nośności na podstawie analizy modeli analitycznych i numerycznych o różnym stopniu komplikacji [6].

W Załączniku D do normy PN-EN 1990 [1] zamieszczono wskazówki i wybrane procedury dotyczące redukcji niepewności uwzględnionych w projektowaniu konstrukcji na podstawie uzupełniających badań doświadczalnych. Zalecane procedury są oparte na podejściu probabilistycznym, niekiedy z wykorzystaniem procedur Bayesa. Podstawowe informacje na temat zastosowania procedur Bayesa do modyfikacji wyników normowych ocen nośności i jakości elementów budowlanych zamieszczono w normie ISO 12491 [7].

Nośność elementów i konstrukcji żelbetowych jest obliczana za pomocą modeli zalecanych w aktualnych normach projektowania, których wiarygodność jest zróżnicowana i trudna do oszacowania. Brak również jednoznacznej odpowiedzi na pytanie czy bardziej skomplikowane modele nośności, w tym numeryczne, umożliwiają projektowanie konstrukcji o większej niezawodności niż proste modele empiryczne. Formalnie, wiarygodność modelu zależy zarówno od niepewności parametrycznej, jak i modelowej.

Niepewność parametryczna jest związana ze zmiennymi stanu konstrukcji i warunkami brzegowymi, natomiast niepewność modelowa wynika z założeń i uproszczeń przyjętych w opisie odpowiedzi konstrukcji na oddziaływanie oraz dyskretyzacji i aproksymacji związanych z modelowaniem numerycznym. Porównanie wyników obliczeń wykonanych na podstawie przyjętego modelu z wynikami badań doświadczalnych ułatwia oszacowanie globalnej niepewności modelu. Podział niepewności globalnej na parametryczną i modelową jest dość trudny i kosztowny, wymagający zgromadzenia zbiorów wyników badań o dużej liczebności.

Ocena niepewności modeli nośności zależy od postaci modelu i przyjętego sposobu oceny niepewności. Niepewność modeli deterministycznych szacuje się najczęściej globalnie za pomocą apriorycznych, jakościowych ocen eksperckich przyjmując za jej miarę współczynniki bezpieczeństwa o wartościach ustalanych na podstawie dobrej praktyki inżynierskiej. Miary niezawodności w postaci częściowych współczynników, stosowane w aktualnych normach, umożliwiają dekompozycję miar niepewności globalnej modeli nośności oraz statystyczny opis niepewności parametrycznej zmiennych stanu i oszacowanie niepewności modelowej jako różnicy niepewności globalnej i parametrycznej.

W pracy przedstawiono dwa sposoby oceny niepewności modeli nośności elementów żelbetowych; pierwszy oparty na podejściu zalecanym w Eurokodach oraz drugi, który jest propozycją autorską. Rozważania i analizy prezentowane w pracy zilustrowano przykładem oceny niepewności modelu nośności na ścinanie strefy przypodporowej belki żelbetowej.

2. Ocena niepewności modeli nośności z wykorzystaniem procedury normowej

W celu oceny niepewności globalnej modeli nośności lub efektów oddziaływań można wykorzystać dwie procedury kalibracji modeli nośności, czyli określenia ich wartości charakterystycznych i obliczeniowych na podstawie badań doświadczalnych oraz informacji *a priori*, zamieszczone w Załączniku D do normy PN-EN 1990 [1]. Według pierwszej procedury szacuje się wartości charakterystyczne, a według drugiej wartości obliczeniowe nośności.

W obu procedurach przyjęto następujące założenia:

- funkcja nośności jest funkcją wielu zmiennych losowych \underline{X} ,
- zbiór dostępnych wyników badań jest wystarczająco liczny,
- uwzględniono i zmierzono wszystkie właściwości materiałowe i geometryczne, które mają istotny wpływ na nośność,
- zmienne losowe uwzględnione w funkcji nośności są statystycznie niezależne,
- wszystkie zmienne losowe mają normalne lub log-normalne rozkłady.

Rozważane procedury obejmują następujące wspólne kroki:

- ustalenie matematycznego modelu obliczeniowego nośności teoretycznej elementu:

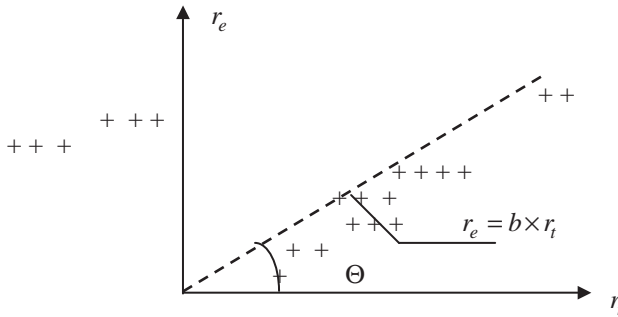
$$r_i = g_{ri}(\underline{X}) \quad (1)$$

- porównanie wartości obliczonych według modelu teoretycznego r_{ti} z doświadczalnymi r_{ei} . Punkty przedstawiające pary wartości (r_{ti}, r_{ei}) powinny się układać na linii prostej nachylonej pod kątem $\theta = \pi/4$, wykazując pewien rozrzut (Rys.1). Systematyczne odchylenia od linii prostej oznaczają, że wystąpiły błędy w procedurach badawczych lub/i, że przyjęto nieadekwatną postać funkcji nośności,
- przedstawienie modelu probabilistycznego nośności z uwzględnieniem błędu δ , w postaci:

$$r = br_i\delta, \quad b = \sum_{i=1}^n r_{ei}r_{ti} : \sum_{i=1}^n r_{ti}^2 \quad (2)$$

- obliczenie wartości średniej teoretycznej funkcji nośności r_m , dla średnich wartości zmiennych losowych \underline{X}_m można obliczyć według wzoru:

$$r_m = br_t(\underline{X}_m)\delta = bg_{rt}(\underline{X}_m)\delta \tag{3}$$



Rys. 1. Wykres zależności $r_e - r_t$

- oszacować współczynnik zmienności błędów v_δ na podstawie wyników badań r_{ei} oraz wyników obliczeń r_{ti} , za pomocą następujących wzorów:

$$v_\delta = \sqrt{\exp(s_\Delta^2) - 1} \tag{4}$$

gdzie: $\delta_i = \frac{r_{ei}}{br_{ti}}$, $\Delta_i = \ln(\delta_i)$, $\bar{\Delta} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \Delta_i$, $s_\Delta^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\Delta_i - \bar{\Delta})^2$

- oszacować zgodność populacji doświadczalnej z wynikami uzyskanymi na podstawie przyjętej obliczeniowej funkcji nośności z ewentualną redukcją rozrzutu wyników doświadczalnych i obliczonych,
- określić wartość współczynnika zmienności zmiennych podstawowych v_{Xi} ,
- obliczyć wartość charakterystyczną nośności r_k według jednego z trzech sposobów:

1. jeśli funkcja nośności ma postać iloczynu j zmiennych podstawowych w postaci:

$$r = br_t\delta = b(X_1 \times X_2 \times \dots \times X_j)\delta \tag{5}$$

to wartość średnia $E(r)$ może być obliczona z wzoru:

$$E(r) = b\{E(X_1) \times E(X_2) \times \dots \times E(X_j)\} = bg_{rt}(\underline{X}_m) \tag{6}$$

a współczynnik zmienności v_r można obliczyć według wzoru:

$$v_r^2 = (v_\delta^2 + 1) \left[\prod_{i=1}^j (v_{Xi}^2 + 1) \right] - 1 \tag{7}$$

2. alternatywnie, dla małych wartości v_δ^2 i v_{Xi}^2 wartość v_r^2 można obliczyć według uproszczonego wzoru:

$$v_r^2 = v_\delta^2 + v_{rt}^2, \quad v_{rt}^2 = \sum_{i=1}^j v_{Xi}^2 \tag{8}$$

3. jeśli funkcja nośności ma bardziej złożoną postać:

$$r = br_t = bg_{rt}(X_1, X_2, \dots, X_j)\delta \tag{9}$$

to wartość średnią $E(r)$ można obliczyć według wzoru:

$$E(r) = bg_{rt}[E(X_1), E(X_2), \dots, E(X_j)] = bg_{rt}(\underline{X}_m) \tag{10}$$

a wartość v_{rt} :

$$v_{rt}^2 = \frac{\text{VAR}[g_{rt}(\underline{X})]}{g_{rt}^2(\underline{X}_m)} \cong \frac{1}{g_{rt}^2(\underline{X}_m)} \sum_{i=1}^j \left(\frac{\partial g_{rt}}{\partial X_i} \sigma_i \right)^2 \quad (11)$$

gdzie: $\text{VAR}[\dots]$ – wariancja zmiennej w nawiasie, σ_i – odchylenie standardowe X_i .

Uwaga: jeśli liczba wyników badań doświadczalnych n jest mniejsza niż 100, zaleca się wprowadzić poprawkę w rozkładzie zmiennej $\Delta = \ln(\delta)$ z uwagi na niepewność statystyczną a rozkład zmiennej Δ zaleca się uważać za rozkład t – centralny o parametrach: Δ, v_{Δ}, n ,

- w metodzie pierwszej należy następnie obliczyć wartość charakterystyczną nośności r_k na podstawie wzoru:

$$r_k = b g_{rt}(\underline{X}_m) \exp(-k_{\infty} \alpha_{rt} Q_{rt} - k_n \alpha_{\delta} Q_{\delta} - 0,5 Q^2) \quad (12)$$

$$Q_{rt} = \sigma_{\ln(rt)} = \sqrt{\ln(v_{rt}^2 + 1)}, \quad Q_{\delta} = \sigma_{\ln(\delta)} = \sqrt{\ln(v_{\delta}^2 + 1)} \quad (13)$$

$$Q = \sigma_{\ln(r)} = \sqrt{\ln(v_r^2 + 1)} \quad (14)$$

$$\alpha_{rt} = \frac{Q_{rt}}{Q}, \quad \alpha_{\delta} = \frac{Q_{\delta}}{Q} \quad (15)$$

gdzie: k_n - współczynnik tolerancji dla 5% wartości charakterystycznej (5% kwantyla), dla liczebności próby n i nieznanej wartości v_X ; k_{∞} - wartość k_n dla $n \rightarrow \infty$ ($k_{\infty} = 1,64$); α_{rt} - współczynnik wagi dla Q_{rt} ; α_{δ} - współczynnik wagi dla Q_{δ} (wartość v_{δ} estymuje się na podstawie rozważanej próby).

Jeśli liczba wyników badań doświadczalnych jest nie mniejsza niż 100, wartość nośności charakterystycznej można oszacować według wzoru:

$$r_k = b g_{rt}(\underline{X}_m) \exp(-k_{\infty} Q - 0,5 Q^2) \quad (16)$$

- w metodzie drugiej szacuje się bezpośrednio wartość obliczeniową nośności r_d , którą określa się bezpośrednio:

1. w przypadku ograniczonej liczby wyników badań n :

$$r_d = b g_{rt}(\underline{X}_m) \exp(-k_{d,\infty} \alpha_{rt} Q_{rt} - k_{d,n} \alpha_{\delta} Q_{\delta} - 0,5 Q^2) \quad (17)$$

gdzie: $k_{d,n}$ - współczynnik charakterystycznego kwantyla dla przypadku „ v_X nieznane”; $k_{d,\infty}$ - wartość współczynnika $k_{d,n}$ dla $n \rightarrow \infty$ ($k_{d,\infty} = \alpha_R \beta = 0,8 \times 3,80 = 3,04$; tzn. dla współczynnika wrażliwości wg metody FORM $\alpha_R = 0,8$ i wskaźnika niezawodności $\beta = 3,8$ dla konstrukcji i elementów konstrukcyjnych klasy niezawodności RC2 oraz okresu odniesienia $T=50$ lat, tzn. jak dla kwantyla rzędu około 0,1%, a wartość v_R należy obliczyć na podstawie rozpatrywanej próby).

2. w przypadku dużej liczby wyników badań, wartość obliczeniową można obliczyć według wzoru:

$$r_d = b g_{rt}(\underline{X}_m) \exp(-k_{d,\infty} Q - 0,5 Q^2) \quad (18)$$

Znając wartość charakterystyczną i obliczeniową nośności można obliczyć częściowy współczynnik, który jest miarą niepewności przyjętego modelu nośności:

$$\gamma_{Rd} = r_k / r_d \quad (19)$$

3. Uproszczona ocena niepewności modeli nośności

W normie PN-EN 1990 [1] zamieszczono uwagę, że nośność obliczeniową elementów lub konstrukcji obliczanych metodami nieliniowymi i zawierających więcej niż

jeden materiał można wyrazić jako:

$$r_d = \frac{1}{\gamma_{M,1}} r\{\eta_1 X_{k,1}; \eta_i X_{k,i(i>1)} \frac{\gamma_{m,1}}{\gamma_{m,i}}; a_d\} \quad (20)$$

gdzie $\gamma_{M,1}$ - współczynnik częściowy dla materiału „wiodącego” uwzględniający niepewności modelu, η_i - współczynnik konwersji dla i-tego materiału, $\gamma_{m,i}$ - współczynnik materiałowy dla i-tego materiału, a_d - wartość obliczeniowa wielkości geometrycznej.

Autorską procedurę oszacowania wartości obliczeniowej nośności elementu lub konstrukcji z zastosowaniem analizy nieliniowej przedstawiono w pracy [8]. Można ją streścić w następujących punktach:

- obliczyć wartość średniej nośności konstrukcji r_m dla przyjętego scenariusza obciążenia, przyjmując średnie wartości właściwości betonu f_{cm} , f_{ctm} , E_{cm} , i stali zbrojeniowej f_{ym} , E_s ,
- oszacować globalny współczynnik nośności γ_R jako stosunek wartości średniej do wartości obliczeniowej nośności $\gamma_R = r_m / r_d$,
- wartość współczynnika γ_R można również obliczyć jako iloczyn dwóch współczynników: γ_1 , którego wartość można oszacować z definicji nośności charakterystycznej r_k jako kwantyl rzędu 5% nośności oraz współczynnika niepewności modelu γ_{Rd} zdefiniowanego jako stosunek wartości charakterystycznej do wartości obliczeniowej nośności:

$$\gamma_R = \gamma_1 \times \gamma_{Rd}, \quad \gamma_1 = 1 / (1 - 1,64v_R) \quad (21)$$

$$\gamma_{Rd} = r_k / r_d = \gamma_R / \gamma_1 \quad (22)$$

Wartość obliczeniową nośności należy wyznaczyć z zależności (20) dla współczynnika zmienności nośności żelbetowych elementów konstrukcyjnych v_R określonego na podstawie wyników badań doświadczalnych (w tym opublikowanych w literaturze przedmiotu), a w przypadku konstrukcji złożonych z n elementów o znanych wartościach $v_{R,i}$, jego wartość należy oszacować z uwzględnieniem struktury niezawodnościowej konstrukcji.

Inny, przybliżony sposób oszacowania wartości współczynnika γ_{Rd} na podstawie wzoru (20) wymaga ustalenia „wiodącego” materiału konstrukcyjnego (w przypadku konstrukcji żelbetowych jest to z reguły stal zbrojeniowa), oraz określenia proporcji wpływu zbrojenia i betonu na nośność:

$$\gamma_2 = \gamma_s \alpha(\gamma_c / \gamma_s) \quad (23)$$

W przypadku konstrukcji złożonej z wielu elementów można oszacować wartość obliczeniową nośności konstrukcji $R_d = \gamma_R \times R_m = \gamma_1 \times \gamma_{Rd} \times R_m$, uwzględniając fakt, że jest to zazwyczaj ocena przedziałowa i konkretną wartość globalnego współczynnika nośności γ_R należy ustalić uwzględniając klasę niezawodności konstrukcji, doświadczenie i intuicję projektanta.

4. Przykłady oszacowania niepewności modelu nośności na ścinanie strefy podporowej belki

W celu zilustrowania i porównania przedstawionych w pracy sposobów oszacowania niepewności modelowej nośności w niniejszym punkcie przedstawiono wyniki obliczeń wartości miary niepewności modelu nośności na ścinanie strefy podporowej belki żelbetowej zalecanego w normach PN-EN 1992-1-1 [9] i PN-84/B-03264 [10].

a) Oszacowanie niepewności modelu nośności według procedur zawartych w PN-EN 1990

- **Model nośności według PN-EN 1992-1-1**

W rozważanej belce z pionowym zbrojeniem na ścinanie o nośności na ścinanie decyduje nośność strzemion $V_{Rd,s}$:

$$r_d = V_{Rd,s} = 0,8 \frac{A_{sw}}{s} f_{ywd} z \cot \theta \quad (24)$$

gdzie: $A_{sw} = X_1$ – pole przekroju zbrojenia na ścinanie, s – rozstaw strzemion, $f_{ywd} = X_2$ – obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia na ścinanie, z – ramię sił wewnętrznych, $\cot \theta = X_3$ – kąt nachylenia krzyżulca betonowego do osi podłużnej belki.

Zmienne losowe X_1, X_2, X_3 opisano z pomocą wartości oczekiwanej $X_{m,i}$ i odchylenia standardowego σ_i lub współczynnika zmienności $v_i = \sigma_i / X_{m,i}$:

$$\begin{aligned} X_{m,1} &= 106 \text{ mm}^2, & \sigma_1 &= 20 \text{ mm}^2, & v_1 &= 0,02 \\ X_{m,2} &= 490 \text{ MPa}, & \sigma_2 &= 24,5 \text{ MPa}, & v_2 &= 0,05 \\ X_{m,3} &= 1,00, & \sigma_3 &= 0,25, & v_3 &= 0,25 \end{aligned}$$

Pozostałe zmienne we wzorze (24) potraktowano jako zdeterminowane:

$$d = 0,50 \text{ m}, \quad z \cong 0,9 \times d = 0,45 \text{ m}, \quad s = 100 \text{ mm}.$$

Probabilistyczny model nośności przedstawiono w postaci $V_{R,s} = r = br_i \delta$, gdzie współczynnik dostosowania $b = 1,146$ i błąd $\delta (\Delta = 0,541; v_\delta = 0,153)$ obliczono zgodnie z procedurą przedstawioną w p.3 dla zbioru 21 wyników badań (rys.1). Wartość oczekiwaną nośności $r_m = V_{Rm,s} = 254,206 \text{ kN}$, oraz wartość charakterystyczną i obliczeniową nośności $r_k = V_{Rk,s} = 136,08 \text{ kN}$ i $r_d = V_{Rd,s} = 89,30 \text{ kN}$ obliczono według wzorów (10), (12) i (17).

Całkowity współczynnik częściowy nośności na ścinanie jest zgodnie z założeniem metody częściowych współczynników iloczynem oddzielnych współczynników częściowych związanych z niepewnością właściwości materiału $\gamma_m = 1 / (1 - 1,64v_m) = 1,09$ oraz z niepewnością modelu nośności $\gamma_{Rd} = r_k / r_d = 1,52$ i wynosi $\gamma_M = \gamma_m \gamma_{Rd} = 1,66$.

• Model nośności według PN-84/B-03264

W rozważanej belce ze zbrojeniem w postaci strzemion pionowych o nośności na ścinanie decyduje nośność strzemion pionowych i betonu w strefie ściskanej przekroju ukośnego:

$$r_d = Q_{sb} = 2\sqrt{\beta_s R_b b h_o^2 q_s} - R_{as} F_s, \quad q_s = R_{as} F_s / s \quad (25)$$

gdzie: $R_b = f_{cd} = X_1$ – obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie, $R_{as} = f_{ywd} = X_2$ – obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia na ścinanie, $F_s = A_{sw} = X_3$ – pole przekroju zbrojenia na ścinanie, s – rozstaw strzemion, $h_o = d$ – wysokość użyteczna przekroju.

Zmienne losowe X_1, X_2, X_3 opisano z pomocą wartości oczekiwanej $X_{m,i}$ i odchylenia standardowego σ_i lub współczynnika zmienności $v_i = \sigma_i / X_{m,i}$:

$$\begin{aligned} X_{m,1} &= 28 \text{ MPa}, & \sigma_1 &= 4,2 \text{ MPa}, & v_1 &= 0,15 \\ X_{m,2} &= 490 \text{ MPa}, & \sigma_2 &= 24,5 \text{ MPa}, & v_2 &= 0,05 \\ X_{m,3} &= 106 \text{ mm}^2, & \sigma_3 &= 20 \text{ mm}^2, & v_3 &= 0,02 \end{aligned}$$

Pozostałe zmienne we wzorze (25) potraktowano jako zdeterminowane:

$$h_o = d = 0,50 \text{ m}, \quad s = 100 \text{ mm}, \quad \beta_s = 0,15.$$

Przyjęto probabilistyczny model nośności w postaci $Q_{sb} = r = br_i \delta$, gdzie współczynnik dostosowania $b = 1,312$ i błąd $\delta (\Delta = 0,625; v_\delta = 0,177)$, obliczono zgodnie z procedurą przedstawioną w p.3 dla zbioru 21 wyników badań (rys.1). Wartość oczekiwaną nośności $r_m = Q_{m,sb} = 312,89 \text{ kN}$, oraz wartość charakterystyczną i obliczeniową nośności $r_k = Q_{k,sb} = 204,04 \text{ kN}$ i $r_d = Q_{d,sb} = 143,95 \text{ kN}$ obliczono według wzorów (10), (12) i (17). Całkowity współczynnik częściowy nośności na ścinanie jest zgodnie z założeniem metody częściowych współczynników iloczynem oddzielnych współczynników częściowych związanych z niepewnością właściwości materiału $\gamma_m = 1 / (1 - 1,64v_m) = 1,35$ oraz z niepewnością modelu nośności $\gamma_{Rd} = r_k / r_d = 1,42$ i wynosi $\gamma_M = \gamma_m \gamma_{Rd} = 1,91$.

b) Oszacowanie niepewności modelu nośności według propozycji autorskiej

• **Model nośności według normy PN-EN 1992-1-1**

Wartość oczekiwana nośności na ścinanie obliczona na podstawie normowej formuły (24) wynosi $r_m = V_{Rm,s} = 254,206$ kN. Wartość współczynnika zmienności nośności belek żelbetowych na ścinanie v_r oszacowana na podstawie wyników badań doświadczalnych, mieści się w granicach $v_r = 0,17 \div 0,25$. Dla elementu konstrukcyjnego klasy niezawodności RC2 i okresu odniesienia 50 lat, zalecana w normie PN-EN 1990 wartość wskaźnika niezawodności wynosi $\beta_R = -0,8$, $\beta = -0,8 \times 3,8 = -3,04$. Uwzględniając multiplikatywną postać wzoru (24), dla mediany nośności $\tilde{r} = r_m / (1 + v_r^2) = 247,066 \div 239,253$ kN i logarytmicznego współczynnika zmienności $v_r = [\ln^2 + 1]^{0,5} = 0,169 \div 0,246$, wyznaczono przedział, w którym zawiera się obliczeniowa nośność belki na ścinanie: $r_d = \tilde{r} \exp(\beta v_r) = 147,81 \div 113,26$ kN.

Wartość współczynnika częściowego γ_{Rd} , który jest miarą niepewności modelowej zawiera się w przedziale $\gamma_{Rd} = \gamma_R / \gamma_1 = (r_m / r_d) / \gamma_1 = 1,49 \div 1,84$, a $\gamma_M = 1,71 \div 2,11$.

• **Model nośności według normy PN-84/B-03264**

Wartość oczekiwana nośności na ścinanie obliczona na podstawie normowej formuły (25) wynosi $r_m = Q_{m, sb} = 312,89$ kN, a jej mediana $\tilde{r} = r_m / (1 + v_r^2) = 304,101 \div 294,485$ kN. Zgodnie z procedurą obliczeń zastosowaną dla modelu według normy PN-EN 1992-1-1 obliczono przedział, w którym zawiera się obliczeniowa nośność belki na ścinanie: $r_d = \tilde{r} \exp(\beta v_r) = 186,62 \div 146,33$ kN.

Wartość współczynnika częściowego γ_{Rd} , który jest miarą niepewności modelowej zawiera się w przedziale $\gamma_{Rd} = \gamma_R / \bar{\gamma}_1 = (r_m / r_d) / \bar{\gamma}_1 = 1,34 \div 1,71$, a $\gamma_M = 1,67 \div 2,14$.

Wyniki obliczeń uzyskane za pomocą obu sposobów zgodnie świadczą, że model nośności na ścinanie zalecany w normie PN-84/B-02364 charakteryzuje się mniejszą niepewnością niż zalecany w normie PN-EN 1992-1-1. Różnice poziomu niepewności modelowej są jednak niewielkie i dla pierwszego sposobu oceny wynoszą około 7%, a dla drugiego mieszczą się w przedziale 7% - 11%.

5. Podsumowanie

Niepewność modeli nośności elementów żelbetowych stosowanych we współczesnych normach projektowania jest zdecydowanie większa niż niepewność fizyczna i statystyczna związana z właściwościami materiałów konstrukcyjnych i ich oceną.

W półprobabilistycznej metodzie współczynników częściowych, która jest podstawową metodą weryfikacji niezawodności konstrukcji przyjętą w Eurokodach, przewidziano możliwość oddzielnego ustalania współczynnika częściowego związanego z niepewnością właściwości materiału i z niepewnością modelu nośności. Nie podano jednak zaleceń dotyczących sposobu określenia wartości współczynnika reprezentującego niepewność modelu nośności.

W pracy przedstawiono dwa sposoby oceny niepewności modelowej nośności. Pierwszy opiera się na normowej procedurze statystycznej kalibracji modeli nośności i szacowania wartości obliczeniowych na podstawie wyników badań doświadczalnych. Sposób drugi, autorski, nawiązuje do ogólnych zaleceń dotyczących oceny niezawodności w przypadku nieliniowych modeli nośności i umożliwia uproszczoną ocenę wartości współczynnika częściowego związanego z niepewnością modelu nośności z wykorzystaniem charakterystyki zmienności nośności elementu lub konstrukcji o wartości znanej *a priori* lub ustalonej na podstawie dodatkowych badań.

Przedstawiona metoda autorska umożliwia uproszczoną, ale dostatecznie dokładną ocenę wartości współczynnika częściowego związanego z niepewnością modelu nośności, a także porównanie dokładności stosowanych modeli nośności.

Literatura

- 1 PN-EN 1990:2002, Eurokod. Podstawy projektowania konstrukcji. PKN, Warszawa 2004.
- 2 Nowak A., Collins K. R. Reliability of Structures. Mc Grow Hill, Boston, etc. 2000.
- 3 Woliński Sz., Wróbel K. Niezawodność konstrukcji budowlanych. Oficyna Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2001.
- 4 Blockly D.I. The nature of structural design and safety. Halsted Press, J. Wiley & Sons, LTD, New York 1980.
- 5 Woliński Sz. Control of human errors through the design supervision and execution inspection. IABSE Symposium on Structures and Extreme Events. Lisbon 2005. IABSE Reports. Vol. 90, (2005), 362-363 (+full version 12 pp. in CD).
- 6 Waarts P.H., Wit de M.S. Does more sophisticated models reduce uncertainty? Journal Heron, Vol. 49, no. 2, (2004) 119-137.
- 7 Standard ISO 12491: 1997, Statistical methods for global quality control of building materials and components.
- 8 Woliński Sz. Global safety factor for nonlinear design of concrete structures. Archives of Civil Engineering, T. LVII, z. 3, (2011) s. 331-339.
- 9 PN-EN 1992-1-1:2008, Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków. PKN, Warszawa 2008.
- 10 PN-84/B-03264. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie. PKN, Wydawnictwa Normalizacyjne "ALFA", Warszawa 1984.

The evaluation of uncertainty in the resistance models of reinforced concrete members

Szczepan Woliński¹

¹ *Department of Building Structures, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Rzeszów University of Technology, e-mail: szwolkkb@prz.edu.pl*

Abstract: The paper presents the analysis and evaluation methods of uncertainty in the resistance models of reinforced concrete members. The first method is based on a standardized procedure for the calibration of resistance models given in the Eurocode. The second method is an original proposal for the evaluation of uncertainty in the resistance models using the available test data on resistance variation. According to the concept of semi-probabilistic partial factors design, the partial factor resulting from model uncertainty, separated from the factor of resistance, represents a measure of model uncertainty. The approach to model uncertainty evaluation is demonstrated with the use two different sample models for shear capacity assessment of reinforced concrete beams.

Keywords: resistance of RC elements, parameter uncertainty, model uncertainty, partial factors, model uncertainty assessment.

Pomiary drgań aeroelastycznych modeli masztów z odciągami w tunelu aerodynamicznym

Jarosław Bęc, Tomasz Lipecki, Ewa Błazik-Borowa¹

¹ Katedra Mechaniki Budowli, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e-mail: j.bec@pollub.pl, t.lipecki@pollub.pl, e.blazik@pollub.pl

Streszczenie: W niniejszym referacie przedstawiono wyniki analizy odpowiedzi dynamicznej modeli masztów z odciągami w tunelu aerodynamicznym na działanie przepływu wiatru o zróżnicowanych parametrach. Pomierzone zostały przebiegi przyspieszeń w wybranych punktach modeli oraz przebiegi sił w odciągach, które zostały następnie poddane analizie widmowej. Analizowano wpływ parametrów struktury wiatru na odpowiedź masztów z odciągami. Otrzymane wyniki porównano z danymi otrzymanymi w wyniku analizy numerycznej modelu masztu poddanego oddziaływaniu wiatru.

Słowa kluczowe: oddziaływanie wiatru, tunel aerodynamiczny, maszty z odciągami, drgania, model aeroelastyczny.

1. Wprowadzenie

Dynamiczna odpowiedź masztów z odciągami może być analizowana dwoma sposobami: za pomocą badań eksperymentalnych lub poprzez analizy numeryczne. Pomiary odpowiedzi konstrukcji można wykonywać na rzeczywistych konstrukcjach in-situ, bądź na modelach w tunelu aerodynamicznym. W poniższym referacie zaprezentowano wyniki pomiarów drgań dwóch modeli masztów z odciągami poddanych oddziaływaniu wiatru w tunelu aerodynamicznym. Badania przeprowadzono w odniesieniu do masztów o trójkątnym i kwadratowym przekroju trzonu. Pomierzone zostały przebiegi czasowe przyspieszeń w wybranych punktach trzonów oraz przebiegi czasowe sił w odciągach modeli masztów. Uwzględnione zostały trzy przypadki napływu powietrza zróżnicowanych charakterystykach, takich jak: pionowy profil średniej prędkości wiatru, pionowy profil intensywności turbulencji, funkcje gęstości widmowej mocy prędkości wiatru. Zróżnicowanie przepływów zostało uzyskane przez odpowiedni dobór elementów turbulizujących, formujących warstwę przyścienną w tunelu aerodynamicznym. Uwzględnione zostały także różne kierunki napływu wiatru względem modeli. Wyniki uzyskane w badaniach zostały porównane z rezultatami analiz numerycznych.

2. Opis badań w tunelu aerodynamicznym

Badania zastały przeprowadzone w tunelu aerodynamicznym Laboratorium Inżynierii wiatrowej Politechniki Krakowskiej. Zestawy elementów turbulizujących i odpowiadające im charakterystyki przepływów zostały dobrane na podstawie wcześniejszej analizy [2], której poddano 45 różnych ustawień tych elementów. Spośród nich wybrano sześć układów o najbardziej zróżnicowanych charakterystykach, z których trzy ostatecznie znalazły zastosowanie w niniejszych badaniach. Poniżej opisano przyjęte ustawienia:

- *bz2kl0* – barierka zębata o wysokości 20 cm (profil nr 1);
- *it10bz3kl0* – iglice o przekroju w kształcie litery *T* i wysokości 100 cm, barierka zębata o wysokości 30 cm (profil nr 3);
- *iv10bz4kl20* – iglice o przekroju trójkątnym i wysokości 100 cm, barierka zębata o wysokości 40 cm, klocki wysunięte na wysokość 20 cm (profil nr 6).

Pionowy profil średniej prędkości wiatru został opisany za pomocą wzoru potęgowego [1]:

$$u(z) = k \cdot z^\alpha \quad \text{dla} \quad z > z_{\min} \quad (1)$$

gdzie wartości k i α zostały obliczone metodą najmniejszych kwadratów w oparciu o pomierzone dane na wybranych wysokościach, zaś z jest wysokością ponad poziomem podłogi tunelu aerodynamicznego, mierzoną w centymetrach. Współczynniki k we wzorach opisujących profile zostały tak dopasowane, aby prędkości w poszczególnych przypadkach były jednakowe na wysokości 70 cm. Wartości prędkości otrzymywane za pomocą wzoru (1) wyrażone są w metrach na sekundę. Wyznaczone w ten sposób wartości charakterystyczne w odniesieniu do poszczególnych profili zostały zestawione w tabeli 1.

Tabela 1. Parametry wybranych pionowych profile średniej prędkości wiatru.

Profil	Symbol	k	α
1	$bz2kl0$	4,26	0,20
2	$it10bz3kl0$	2,99	0,28
3	$iv10bz4okl20$	0,93	0,55

Podobną procedurę zastosowano w celu opisania innych parametrów struktury wiatru. Szczegółowy opis przeprowadzonej analizy struktury wiatru w tunelu aerodynamicznym Politechniki Krakowskiej przy różnych ustawieniach elementów formujących warstwę przyścienną przedstawiono w pracy [2].



Rys. 1. Model masztu z odciągami w tunelu aerodynamicznym i widok elementów formujących warstwę przyścienną.

Modele masztów z odciągami były umieszczane na stole obrotowym w sekcji roboczej tunelu aerodynamicznego. Badano odpowiedź dwóch modeli masztów:

- $M1$ ($m_{tr_2x2_circ}$) o trójkątnym przekroju poprzecznym trzonu (trzy płaszczyzny odciągów);
- $M2$ ($m_{kw_2x2_circ}$) o kwadratowym przekroju poprzecznym trzonu (cztery płaszczyzny odciągów).

Na rysunku 1 przedstawiono widok modelu $M1$ w tunelu aerodynamicznym.

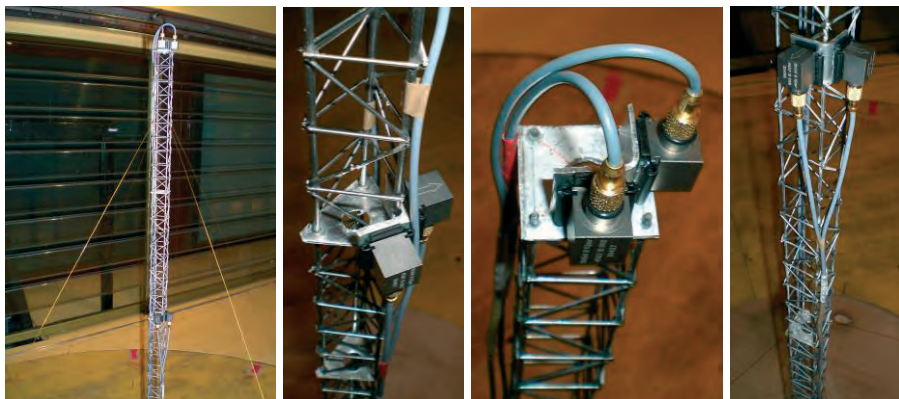
Oba modele wykonane zostały z drutu stalowego o przekroju od 1 do 2 mm. Modele masztów swobodnie podparto na dole trzonu oraz stabilizowano w pionie za pomocą dwóch poziomych odciągów wykonanych z linki stalowej o średnicy 0,25 mm. Punkty zamocowania odciągów zlokalizowano na wysokościach 40 cm i 90 cm przy kątach nachylenia odciągów odpowiednio 45° i 60°. Długość boku przekroju poprzecznego każdego z trzonów wynosiła 2 cm, zaś całkowita wysokość każdego z modeli to 1 m.

Badania wykonano przy różnych ustawieniach modeli i kątach napływu wiatru zmieniających się od 0° do 180° co 45° w przypadku masztu o kwadratowym przekroju trzonu i co 30° przy trzonie o przekroju trójkątnym. Pomiarzy wykonano przy stopniowo wzrastającej średniej prędkości wiatru (16 poziomów) od 0 m/s do około 20 m/s.

2.1. Pomiar przyspieszeń

Pomiary przyspieszeń zostały wykonane w dwóch prostopadłych kierunkach w poziomej płaszczyźnie: wzdłuż osi podłużnej tunelu, zgodnie z kierunkiem wektora średniej prędkości wiatru i w kierunku poprzecznym, na dwóch wysokościach każdego z modeli: na szczycie ($h = 100$ cm) i w środku górnego przęsła ($h = 60$ cm).

W pomiarach wykorzystano zestaw czterech akcelerometrów Brüel&Kjær 4507B-002 podłączonych do analizatora PULSE. Na rysunku 2 przedstawione zostały akcelerometry zamontowane na modelach masztów z odciągami. Zastosowano częstotliwość próbkowania 8192 Hz przy długości zapisu około 20 s w każdym z analizowanych przypadków. Przyspieszenia rejestrowano jednocześnie z pomiarem przebiegów sił w odciągach modeli masztów oraz prędkości wiatru.



Rys. 2. Akcelerometry zamontowane na modelu masztu z odciągami.

2.2. Pomiar sił w odciągach

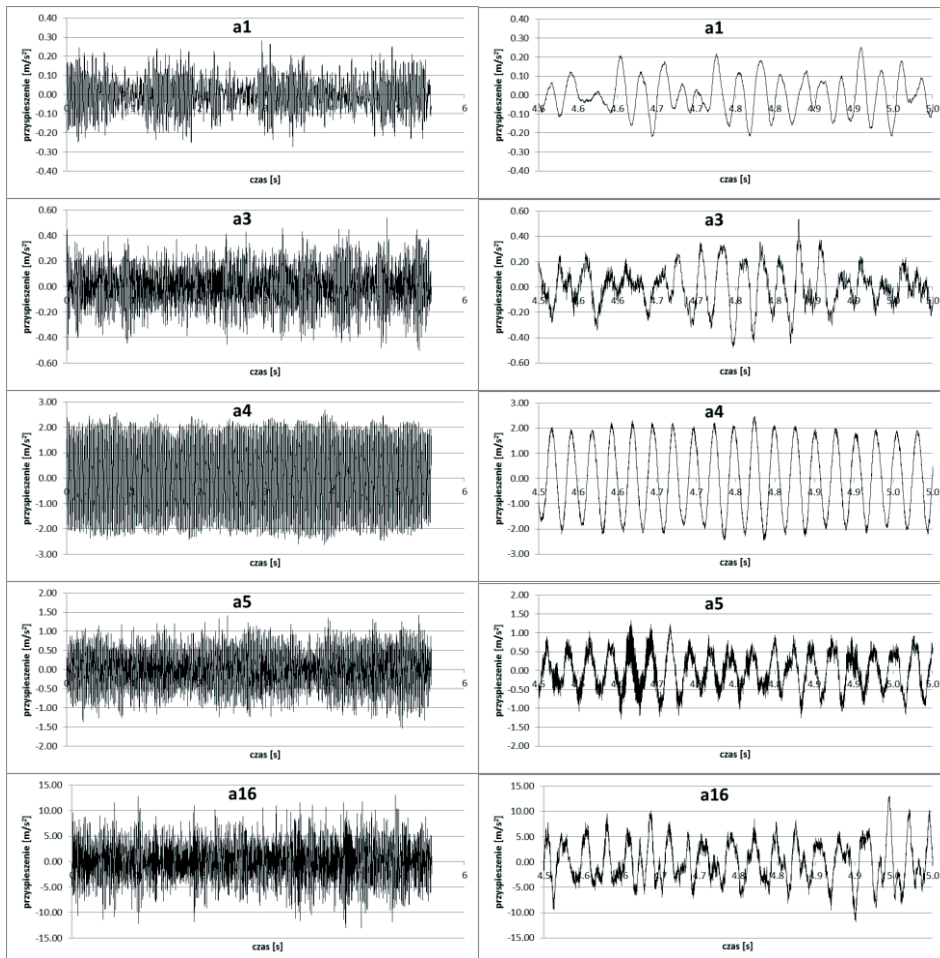
Przy pomiarach sił w odciągach modeli masztów wykorzystano czujnik siły osiowej Hottinger S2/100 z zakresem pomiarowym do 100 N. Rejestrowano przebiegi czasowe sił zarówno w odciążu górnym (*og*) jak i dolnym (*od*). Zostały wzięte pod uwagę różne ustawienia modeli względem napływającego wiatru, co umożliwiło między innymi pomiar sił w odciągach nawietrznych i zawietrznych. Pomiar sił w odciągach wykonywane były jednocześnie z pomiarem przyspieszeń, prędkości za pomocą termooanemometrów i pomiarem średniej prędkości wiatru w oparciu o dane ze skanera ciśnień. Jednoczesne pomiary pozwolą na dalszą analizę korelacji pomiędzy prędkością wiatru i przebiegami sił w odciągach. Na rysunku 3 przedstawiony został czujnik siły z zamocowanym do niego odciążem modelu masztu.



Rys. 3. Czujnik siły w odciążu modelu masztu.

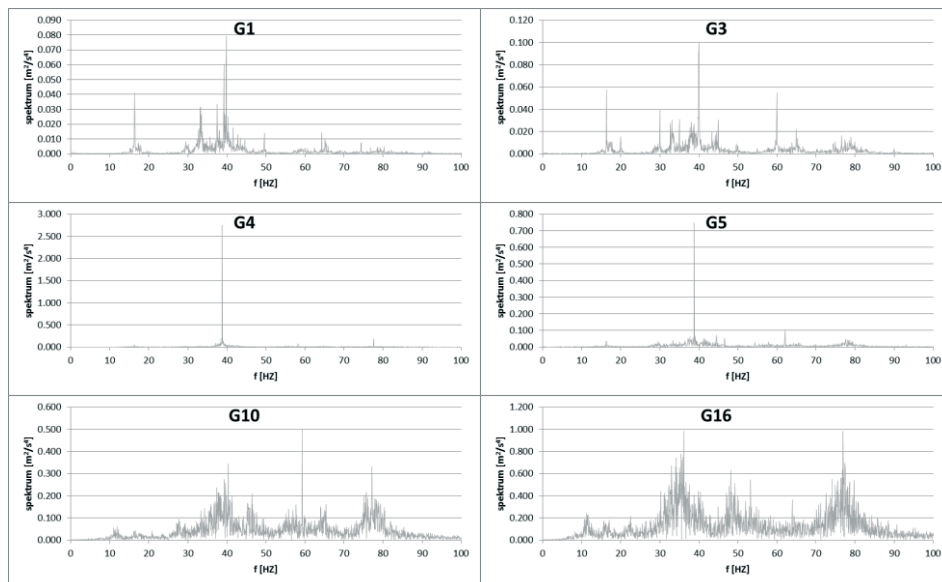
3. Wyniki

W wyniku pomiarów uzyskano przebiegi przyspieszeń w dwóch kierunkach w wybranych punktach modeli masztów. Na rysunku 4 przedstawione zostały przebiegi przyspieszeń o kierunku wzdłuż średniej prędkości wiatru na kilku wybranych poziomach spośród 16 pomierzonych w odniesieniu do jednego z modeli. Wykresy po lewej przedstawiają 5,5-sekundowy wycinek pomierzonych przebiegów, zaś po prawej stronie przedstawiono fragmenty tych przebiegów obejmujące czas 0,5 s.



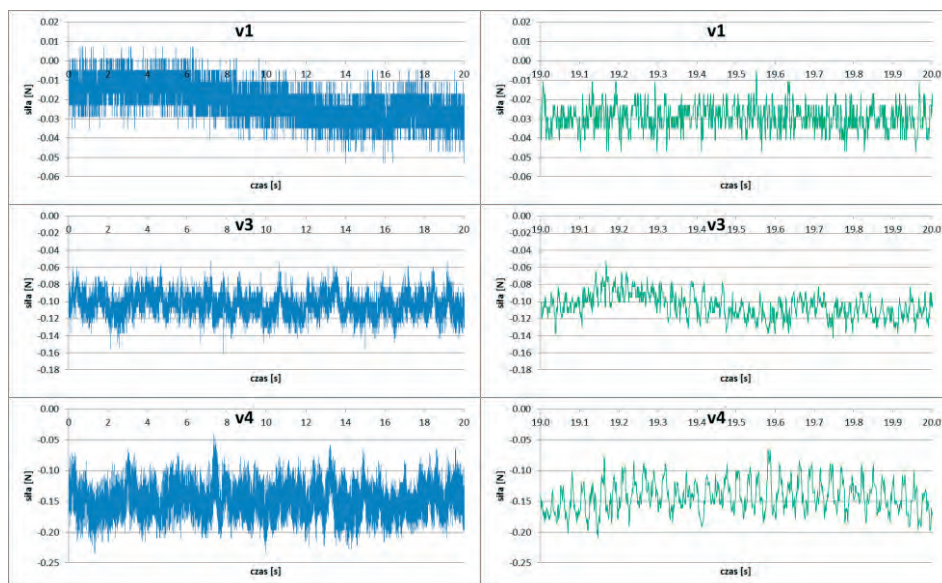
Rys. 4. Przyspieszenia o kierunku wzdłuż wektora prędkości średniej pomierzone na szczycie masztu o trójkątnym przekroju trzonu przy pierwszym zestawie elementów turbulizujących (*od_m_tr_2x2_circ-bz2kl0*).

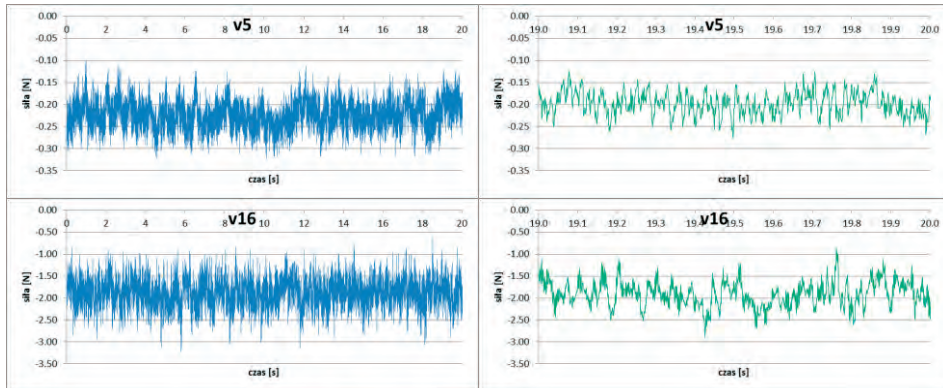
Przeprowadzono analizę widmową otrzymanych przebiegów przyspieszeń. Gęstości widmowe mocy zostały obliczone za pomocą oprogramowania HBM Catman. Przykładowe wykresy odnoszące się do przebiegów przyspieszeń zaprezentowanych powyżej zamieszczono na rysunku 5.



Rys. 5. Wykresy gęstości widmowej mocy przyspieszeń (*od_m_tr_2x2_circ-bz2kl0*).

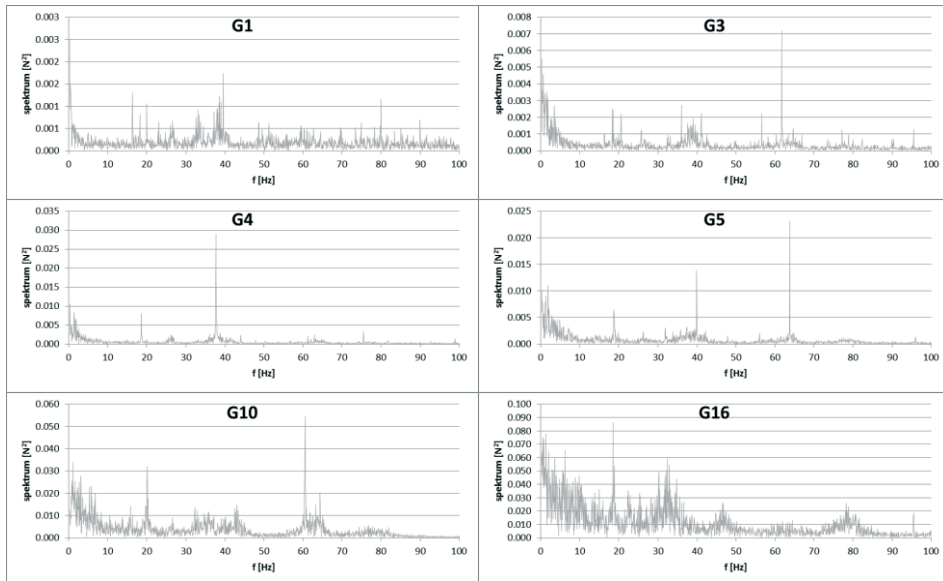
Podobne wykresy, jak w odniesieniu do przebiegów przyspieszeń, zostały pokazane na rysunku 6 w odniesieniu do przebiegów sił w odciegach modeli masztów z odciegami. Po lewej stronie przedstawione zostały całe przebiegi pomierzone w czasie 20 s, zaś po prawej pokazane zostały wycinki tych przebiegów obejmujące czas 1 s.





Rys. 6. Przebiegi sił w dolnym nawietrznym odciągu masztu o przekroju trójkątnym (*od_m_tr_2x2_circ-bz2kl0*).

W odniesieniu do przebiegów sił w odciągach wykonano także analizę widmową, zaś jej wyniki przedstawiono na wykresach na rysunku 7.

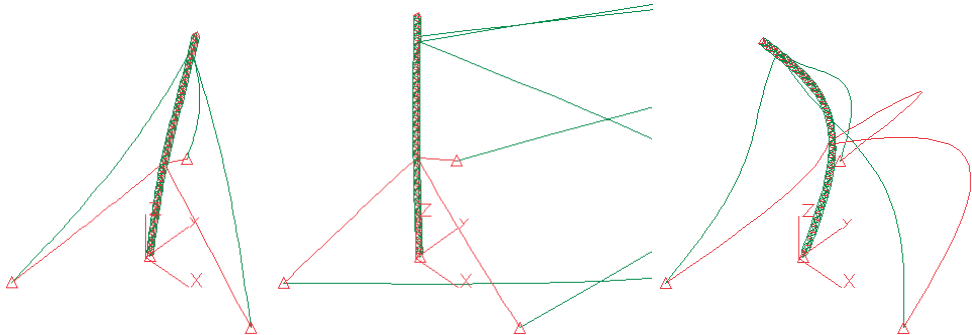


Rys. 7. Wykresy gęstości widmowych mocy sił w dolnym odciągu modelu masztu o trójkątnym przekroju trzonu (*od_m_tr_2x2_circ-bz2kl0*).

Tabela 2. Zestawienie częstotliwości drgań własnych modelu masztu z odciągami o trzonu trójkątnym.

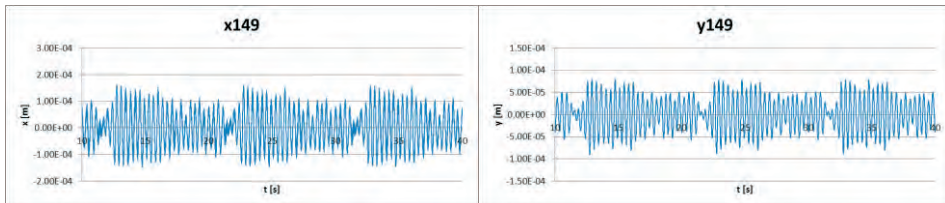
Nr	Częstotliwość [Hz]	Opis postaci
1	2,78	Skrotna trzonu
2	36,25	Giętna trzonu
3	36,25	Giętna trzonu
4-6	69,87	Drgania odciągów
7	69,91	Drgania odciągów
8-9	69,97	Drgania odciągów, nieznaczne ugięcie trzonu
10-11	96,73	Giętna trzonu

Wyniki otrzymane z badań modelowych w tunelu aerodynamicznym zostały porównane z wynikami analizy numerycznej bazującej na metodzie elementów skończonych. W pierwszym etapie obliczeń wykonana została analiza modalna. Wyznaczono częstości i postacie drgań własnych modelu masztu. Spośród przedstawionych w tabeli 2 jedenastu pierwszych częstości drgań własnych, tylko kilka związanych jest z drganiami giętnymi trzonu. Pierwsza postać drgań jest skrętna i nie jest istotna ze względu na oddziaływanie wiatru. W postaciach od 4. do 7. obserwowane są drgania odciągów, zaś w przypadku postaci 8. i 9. drgania trzonu są bardzo małe i w tych przypadkach również dominują drgania odciągów. Na rysunku 8 zostały przedstawione przykładowe postacie drgań własnych, w których widoczne są drgania trzonu modelu masztu.

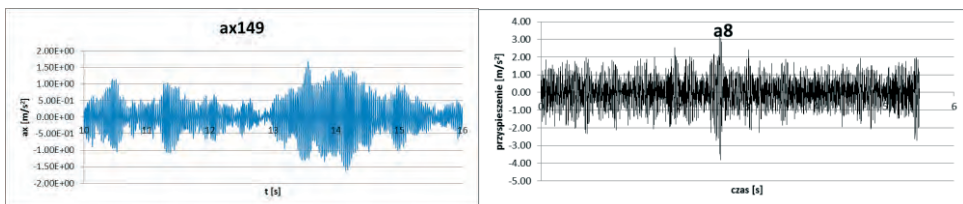


Rys. 8. Przykładowe postacie drgań własnych modelu masztu o trzonie trójkątnym: druga, ósma i dziesiąta.

Wykorzystane zostało własne oprogramowanie oparte na komercyjnym systemie ALGOR i własnych procedurach opisanych we wcześniejszych pracach [3, 4]. Oddziaływanie wiatru modelowano za pomocą wzorów z teorii quasi-ustalanej [5] przy założeniu, że przemieszczenia modelu masztu pod wpływem oddziaływania wiatru mogą być przybliżone jako kombinacja liniowa przemieszczeń w wybranych, reprezentatywnych postaciach drgań własnych. Wyznaczone zostały przebiegi przyspieszeń w węzłach modeli masztów z odciągami, zaś ich przykładowe przebiegi dla obu kierunków zostały przedstawione na rysunku 9.



Rys. 9. Przykładowe przebiegi przemieszczeń na szczycie modelu masztu uzyskane w wyniku analizy numerycznej.



Rys. 10. Porównanie odpowiednich przebiegów przyspieszeń uzyskanych w badaniach (z lewej) i z analizy numerycznej (z prawej).

W wyniku dwukrotnego różniczkowania otrzymanych przebiegów przemieszczeń, uzyskane zostały przebiegi przyspieszeń. Porównano obliczone amplitudy przyspieszeń i ich odchylenia standardowe z wartościami uzyskanymi w odpowiadającym analizie

numerycznej przypadku badań, tj. na ósmym stopniu średniej prędkości wiatru ($v \approx 10$ m/s), zaś na rysunku 10 przedstawiono porównanie uzyskanych wyników.

Wyniki uzyskane na podstawie analizy numerycznej są zgodne z rezultatami badań w tunelu aerodynamicznym. Amplitudy przyspieszeń osiągają tu wartości około $1,6$ m/s², podobnie jak podczas badań. Można zaobserwować chwilowy wzrost wartości przyspieszeń do około 3 m/s² spowodowany działaniem porywu wiatru, co jednak nie wpływa znacząco na rezultat porównania.

4. Wnioski

Następujące wnioski mogą zostać wyciągnięte na podstawie przeprowadzonej analizy:

- Amplitudy przyspieszeń doznają nagłego wzrostu do około 2 m/s² w przypadku *a4*, a następnie maleją do około 1 m/s². W kolejnych przypadkach amplitudy stopniowo wzrastają wraz ze wzrostem prędkości wiejącego wiatru.
- Można wyróżnić jedną dominującą częstotliwość na przebiegach przyspieszeń i na wykresie gęstości widmowej mocy w przypadku *a4*.
- Wyniki pomiarów pozwalają uznać średnią prędkość wiatru odpowiadającą temu przypadkowi za krytyczną.
- Na wykresach przebiegów sił w odciągach widoczne są zarówno częstości obserwowane wcześniej na wykresach przyspieszeń trzonu masztu, jak i nowe częstości, związane zatem z drganiami jedynie odciągów.

Parametry struktury wiatru mają istotny wpływ na odpowiedź masztów z odciągami. Pomiar przyspieszeń pozwala na identyfikację postaci drgań własnych masztów. Trzony masztów o różnych przekrojach w małym stopniu wpływają pole przepływu w tunelu aerodynamicznym za modelami. Spowodowane to jest zapewne specyfiką konstrukcji tego typu, tj. przede wszystkim znaczną smukłością trzonów masztów z odciągami.

Literatura

- 1 Flaga A. Inżynieria wiatrowa. Podstawy i zastosowania. Arkady, Warszawa, 2008.
- 2 Bęc J., Lipecki T., Błazik-Borowa E. Research on Wind Structure in the Wind Tunnel of Wind Engineering Laboratory of Cracow University of Technology. Journal of Physics: Conference Series 318 (2011) 072003, doi: 10.1088/1742-6596/318/7/072003
- 3 Bęc J., Flaga A. Aerodynamic Analysis of Guyed Masts. Proc. 4th Symposium "Environmental Effects on Buildings and People". Cracow, Lublin, Susiec, June 16-18, 2004
- 4 Bęc J., Flaga A. Guyed Masts Subjected to Wind and Other Environmental Actions. Proc. the 4th European & African Conference on Wind Engineering, July 11-15, 2005, Prague, Czech Republic
- 5 Flaga A. Quasisteady theory in aerodynamics of slender structures. Sonderforschungsbereich 151 – Tragwerksdynamik, Berichte Nr. 25. Ruhr Universität Bochum, Germany

Wind Tunnel Measurements of Aeroelastic Guyed Mast Models

Jarosław Bęc, Tomasz Lipecki, Ewa Błazik-Borowa¹

¹ Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: j.bec@pollub.pl, t.lipecki@pollub.pl, e.blazik@pollub.pl

Abstract: The dynamic response of guyed masts models to the wind action in the wind tunnel was analyzed in the paper. Accelerations and forces in guys were measured. Spectra of the response were calculated. The influence of the wind structure on the response was analyzed. The results obtained from experiments were compared to the ones coming from a numerical analysis.

Keywords: guyed masts, wind action, wind tunnel, boundary layer, dynamic response.

Propozycja jawnego uwzględnienia losowego charakteru parametrów w procesie projektowania

Agnieszka Dudzik, Urszula Radoń¹

¹ *Katedra Mechaniki, Konstrukcji Metalowych i Metod Komputerowych, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Świętokrzyska, e-mail: agad@tu.kielce.pl, zmbur@tu.kielce.pl*

Streszczenie: Celem niniejszej pracy jest analiza statyczna konstrukcji prętowych w ujęciu probabilistycznym. Parametry projektowe konstrukcji zdefiniowano jako wielkości deterministyczne oraz zmienne losowe. Zmienne losowe nie są skorelowane. Kryterium awarii konstrukcji określają funkcje graniczne związane ze stanem granicznym nośności i użyteczności. Wyznaczono wskaźnik niezawodności Cornella oraz Hasofer-Linda. Podstawową metodą badawczą jest metoda FORM. W celu weryfikacji poprawności obliczeń zastosowano metody: SORM, Monte Carlo oraz Importance Sampling. Wyznaczono wrażliwość wskaźnika niezawodności na zmienne losowe. W przedstawionych przykładach analizy niezawodności wykorzystano program STAND.

Słowa kluczowe: zmienne losowe, wskaźnik niezawodności, metoda FORM, wrażliwość wskaźnika niezawodności.

1. Wstęp

Do lat trzydziestych XIX wieku bezpieczeństwo konstrukcji wynikało ze stosowania w projektowaniu tzw. metody obciążeń niszczących, wywodzącej się od koncepcji Galileusza [1]. Pod wpływem prac C. A. Coulomba [2], H. Treski [3] i J. J. Guesta [4] ukształtowała się metoda naprężeń dopuszczalnych. Powyższe metody stosowane były w różnych wersjach w normach projektowania konstrukcji budowlanych do końca lat siedemdziesiątych XX wieku. Radykalną zmianę podejścia do projektowania i oceny bezpieczeństwa konstrukcji zapoczątkowały niezależne prace W. Wierzbickiego [5] i N. S. Streleckiego [6]. W pracach tych zaproponowano, by bezpieczeństwo konstrukcji budowlanych traktować jako zdarzenie losowe i analizować metodami rachunku prawdopodobieństwa. Na podstawie tych koncepcji opracowano, stosowaną obecnie w normach, **półprobabilistyczną** metodę stanów granicznych.

W metodzie tej nie operuje się bezpośrednio zmiennymi losowymi X , lecz ich wartościami charakterystycznymi i obliczeniowymi. Wartość charakterystyczna X_k zmiennej losowej X , to wartość, która może zostać przekroczona z pewnym z góry założonym, odpowiednio małym prawdopodobieństwem. Wartość obliczeniowa X_d zmiennej losowej X powstaje przez pomnożenie jej wartości charakterystycznej przez odpowiedni częściowy współczynnik bezpieczeństwa γ . Obliczenia projektowe polegają na sprawdzeniu, czy wartości obliczeniowe spełniają równanie projektowe, właściwe dla danego stanu granicznego. Częściowe współczynniki bezpieczeństwa powinny być tak dobrane, aby spełnienie przez wartości obliczeniowe równania projektowego zapewniało elementowi konstrukcyjnemu odpowiedni stopień niezawodności.

Probabilistyczne metody pozwalają na ilościową ocenę niezawodności konstrukcji. W metodach tych wykorzystywane są informacje o typach rozkładu zmiennych projektowych i ich parametrach. Takie sformułowanie pozwala na jawne uwzględnienie losowości w procesie projektowania. W rezultacie, możliwa jest budowa modelu matematycznego, który pozwala oszacować, jakie jest prawdopodobieństwo określonego zachowania konstrukcji.

Ze względu na sposób obliczenia prawdopodobieństwa awarii metody te dzielimy na:

- aproksymacyjne: FORM, SORM, metoda powierzchni odpowiedzi,
- symulacyjne: klasyczna metoda Monte Carlo, Importance Sampling, Sztuczne Sieci Neuronowe.

W prezentowanej pracy metody symulacyjne były stosowane jedynie do weryfikacji poprawności obliczeń. Podstawową metodą badawczą była jedna z metod aproksymacyjnych FORM. Jako miarę niezawodności, przyjęto tzw. wskaźnik niezawodności Hasofera-Linda [7]. Bardzo dużą zaletą metody FORM jest to, że umożliwia ona obliczenie **wrażliwości wskaźnika niezawodności** na zmianę dowolnych występujących w opisie zadania parametrów praktycznie bez potrzeby dodatkowych obliczeń jako pierwszą pochodną wskaźnika β po zadanej zmiennej. Metoda FORM daje najlepsze rezultaty, gdy istnieje tylko jeden punkt projektowy, funkcja graniczna nie jest silnie nieliniowa, jest różniczkowalna.

2. Program STAND jako narzędzie w analizie niezawodności

W przedstawionych poniżej przykładach analizy niezawodności wykorzystano program STAND. Autorami programu są Knabel, Kolanek, Nguyen Hoang, Stocki, Tazowski, Lasota [8, 9] z Instytutu Podstawowych Problemów Techniki PAN. Realizacja zadania niezawodności konstrukcji przy użyciu programu STAND rozpoczyna się od stworzenia modelu obliczeniowego. Użytkownik programu podaje parametry brzegowych rozkładów prawdopodobieństwa zmiennych losowych, a w przypadku zmiennych skorelowanych także współczynniki korelacji wzajemnej. W programie STAND funkcja łącznej gęstości prawdopodobieństwa wektora zmiennych losowych aproksymowana jest za pomocą tzw. modelu Natafa. Model Natafa [10] pozwala na efektywną transformację oryginalnych zmiennych losowych do gaussowskiej przestrzeni standardowej. W obecnej wersji programu do opisu zmiennych losowych przyjmowane mogą być następujące rozkłady prawdopodobieństwa: jednostajny, normalny, log-normalny, wykładniczy, Rayleigha, Gumbela, Frecheta i Weibulla.

Po zdefiniowaniu modelu obliczeniowego użytkownik wprowadza wzór funkcji granicznej w standardowym zapisie matematycznym jako zależność od zmiennych losowych podstawowych i zewnętrznych. W pracy rozpatrywane są dwa typy warunków odpowiedzialnych za stan graniczny nośności i użytkowania. Następnym etapem to wybór metody analizy niezawodności oraz uruchomienie obliczeń. Zadanie kończy się wygenerowaniem informacji zawierającej wartości prawdopodobieństwa awarii oraz jego wrażliwości na parametry rozkładów prawdopodobieństwa zmiennych losowych.

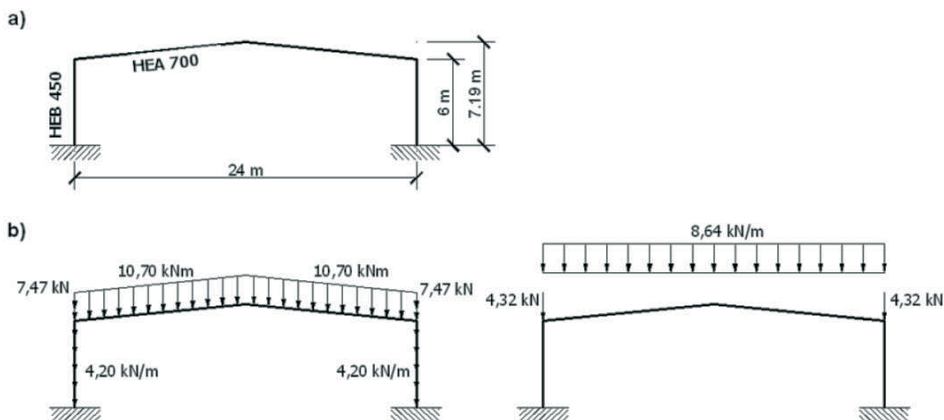
3. Przykłady

3.1. Przykład 1

Analizę niezawodności przeprowadzono dla konstrukcji ramowej hali stalowej (rys.1a). Konstrukcję analizowano przy założeniu liniowo-sprężystego modelu materiału oraz małych przemieszczeń.

Jako wielkości deterministyczne przyjęto: pola przekrojów elementów, ich momenty bezwładności oraz długości słupów i rygli. Poniżej wymieniono wielkości o charakterze probabilistycznym:

- X_1 – obciążenie stałe od ciężaru własnego pokrycia z 1m połaci dachowej,
- X_2 – obciążenie stałe od ciężaru własnego okładziny z 1m ściany osłonowej,
- X_3 – obciążenie stałe z fragmentu obudowy dachu i ściany przy okapie sprowadzona do siły skupionej oddziaływującej na słup konstrukcji,
- X_4 – obciążenie zmienne od równomiernego obciążenia śniegiem połaci dachowej,
- X_5 – obciążenie zmienne z fragmentu dachu i ściany przy okapie sprowadzona do siły skupionej oddziaływującej na słup konstrukcji,
- X_6 – moduł sprężystości dla stali S235JR,
- X_7 – granica plastyczności dla stali S235JR.



Rys. 1. Układ nośny hali stalowej a) schemat ramy, b) obciążenie konstrukcji.

Tabela 1. Opis zmiennych losowych

Zmienna losowa	Rozkład prawdopodobieństwa	Wartość średnia	Odchylenie standardowe	Współczynnik zmienności
obciążenie X_1	normalny	4,83 [kN/m]	0,96 [kN/m]	20 [%]
obciążenie X_2	normalny	12,28 [kN/m]	2,46 [kN/m]	20 [%]
obciążenie X_3	normalny	8,59 [kN]	1,9 [kN]	22 [%]
obciążenie X_4	normalny	12,96 [kN/m]	2,6 [kN/m]	20 [%]
obciążenie X_5	normalny	6,48 [kN]	1,42 [kN]	22 [%]
moduł sprężystości X_6	normalny	$231 \cdot 10^6$ [kN/m ²]	$24,26 \cdot 10^6$ [kN/m ²]	10,5 [%]
granica plastyczności X_7	normalny	$263,2 \cdot 10^3$ [kN/m ²]	$30,27 \cdot 10^3$ [kN/m ²]	11,5 [%]

Analizę niezawodności przeprowadzono dla najbardziej niekorzystnej kombinacji obciążeń: obciążenie stałe + równierne obciążenie śniegiem (rys. 1b). Funkcjami granicznymi nałożonymi na konstrukcję nośną są ograniczenia przemieszczeniowe związane ze stanem granicznym użyteczności oraz ograniczenia naprężeniowe odnoszące się do stanu granicznego nośności. Wstępna analiza stanu przemieszczeń i sił wewnętrznych wykonana za pomocą programu Robot pozwoliła zlokalizować miejsca występowania ich ekstremalnych wartości. Następnie stosując Metodę Elementów Skończonych wyznaczono w programie Mathematica wzór na maksymalne przemieszczenie pionowe

$$q_{\max}(X) = \frac{825,764X_1 + 642829X_2 + 275,255X_3 + 639288X_4 + 275,255X_5}{X_6} \quad (1)$$

oraz maksymalny moment zginający

$$M_{\max}(X) = \frac{33,8188X_2 + 33,6098X_4}{0,00624X_7} \quad (2)$$

w funkcji zmiennych losowych o wektorze: $\mathbf{X} = \{X_1, X_2, X_3, X_4, X_5, X_6, X_7\}$.

Sformułowano funkcje graniczne opisujące:

- stan graniczny użyteczności

$$g_1(X) = 1 - \frac{|q_{\max}|}{q_{dop}} \quad (3)$$

gdzie $q_{dop} = L/250$ oznacza przemieszczenie dopuszczalne wg normy PN-EN 1993-1-1. Dla rozważanej konstrukcji wartość $q_{dop} = 0,096$ m.

- stan graniczny nośności

$$g_2(X) = 1 - \frac{\left| \frac{M_{\max}}{W_s} \right|}{f_y} \quad (4)$$

gdzie W_s – oznacza sprężysty wskaźnik wytrzymałości słupa. Dla profilu HEB 450 wartość $W_s=0,00624 \text{ m}^3$.

Wykorzystując wzory:

$$\beta = \frac{a_0 + \sum_{i=1}^n a_i \mu_{X_i}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (a_i \sigma_{X_i})^2}} \quad (5)$$

oraz

$$\beta = \frac{g(\mu_{X_1}, \mu_{X_2}, \dots, \mu_{X_n})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\left. \frac{\partial g}{\partial X_i} \right|_{\text{wartosci srodnie}} \sigma_{X_i} \right)^2}} \quad (6)$$

gdzie: $g(\mu_{X_1}, \mu_{X_2}, \dots, \mu_{X_n})$ – funkcja graniczna w funkcji zmiennych losowych X_i , a_i ($i=0, 1, 2, \dots, n$) – współczynniki, X_i – niezależne zmienne losowe o rozkładach normalnych, μ_{X_i} – wartość średnia zmiennej losowej, σ_{X_i} – wariancja zmiennej losowej; dla liniowej (5) i nieliniowej (6) postaci funkcji granicznej otrzymano wartość wskaźnika niezawodności Cornella dla stanu granicznego użyteczności $\beta_1=2,09$, co odpowiada prawdopodobieństwu awarii na poziomie $p_f = 0,023$ oraz dla stanu granicznego nośności $\beta_2=5,09$ co kształtuje zawodność konstrukcji na poziomie $p_f = 1,0 \cdot 10^{-7}$. Następnie wyznaczono wartość wskaźnika niezawodności Hasofera-Linda metodą FORM oraz, dla porównania, innymi stosowanymi metodami niezawodności tj. SORM, Monte Carlo i Importance Sampling. Wyniki zestawiono w tabeli 2. Oszacowano błąd względny wyznaczenia wskaźnika niezawodności Hasofera-Linda przy założeniu, że układem odniesienia jest metoda Monte Carlo (tabela 3).

Tabela 2. Analiza porównawcza obliczania wskaźnika niezawodności

Typ analizy	Wskaźnik Cornella	FORM	SORM	Monte Carlo	Importance Sampling
Stan graniczny użyteczności (funkcja g_1)	2,09	1,8315	1,8294	1,9085	1,8211
Stan graniczny nośności (funkcja g_2)	5,09	3,5301	3,4580	3,7190	3,5079

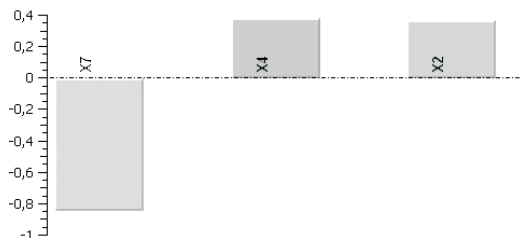
Tabela 3. Błąd względny wyznaczenia wskaźnika niezawodności w odniesieniu do metody Monte Carlo

Typ analizy	FORM	SORM	Importance Sampling
Stan graniczny użyteczności (funkcja g_1)	4,035	4,145	4,580
Stan graniczny nośności (funkcja g_2)	5,079	7,018	5,676

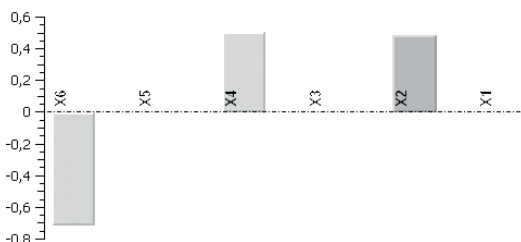
W wyniku przeprowadzonej analizy niezawodnościowej w programie STAND uzyskujemy również informację dotyczącą liczby wywołań funkcji granicznej, a co z tym związane czasu niezbędnego do oszacowania wskaźnika niezawodności (tabela 4). Ponadto otrzymano wykresy obrazujące wrażliwość wskaźnika niezawodności na zmienne losowe dla funkcji granicznej opisującej stan graniczny nośności (rys. 2.) oraz stan graniczny użyteczności (rys. 3.).

Tabela 4. Analiza efektywności numerycznej metody FORM w stosunku do innych metod

Typ analizy	FORM	SORM	Monte Carlo	Importance Sampling
Stan graniczny użyteczności (funkcja g_1)	32	74	4000	532
Stan graniczny nośności (funkcja g_2)	28	40	10000	528



Rys. 2. Wrażliwość wskaźnika niezawodności β na zmienne losowe dla funkcji granicznej opisującej stan graniczny nośności

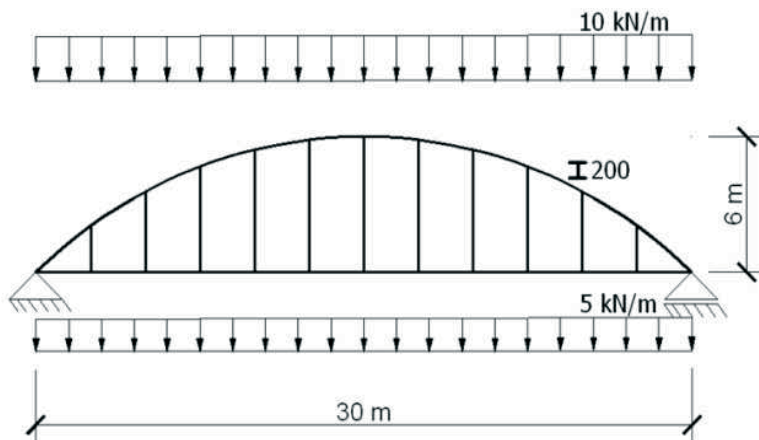


Rys. 3. Wrażliwość wskaźnika niezawodności β na zmienne losowe dla funkcji granicznej opisującej stan graniczny użytkowności

3.2. Przykład 2

W przykładzie 2 analizie niezawodności poddano konstrukcję łuku ze ściągiem i wieszakami obciążoną obciążeniem równomiernie rozłożonym (rys. 4). Element nośny zaprojektowano z dwuteownika 200 wykonanego ze stali S235H o granicy plastyczności $f_y=215$ MPa. Założono, że konstrukcja jest zabezpieczona przed skręceniem oraz utratą stateczności w kierunku prostopadłym do płaszczyzny, w której się znajduje.

Podobnie jak w przykładzie 1 założono liniowo-sprężysty model materiału oraz małe przemieszczenia. Jako wielkości deterministyczne przyjęto: pole przekroju dwuteownika, rozpiętość l i strzałka łuku f oraz kąt ψ – kąt pomiędzy styczną do łuku a poziomem. Wielkości o charakterze probabilistycznym wraz z ich opisem zestawiono w tabeli 5. Ograniczeniem nałożonym na konstrukcję nośną są ograniczenia związane z maksymalną siłą ścisającą odnoszące się do stanu granicznego nośności.



Rys. 4. Łuk ze ściągiem i wieszakami wraz ze schematem obciążenia.

Tabela 5. Opis zmiennych losowych

Zmienna losowa	Rozkład prawdopodobieństwa	Wartość średnia	Odchylenie standardowe	Współczynnik zmienności
obciążenie X_1	normalny	11,5 [kN/m]	1,725 [kN/m]	15 [%]
obciążenie X_2	normalny	5,75 [kN/m]	0,8625 [kN/m]	15 [%]
granica plastyczności X_3	normalny	$240,8 \cdot 10^3$ [kN/m ²]	$27,692 \cdot 10^3$ [kN/m ²]	11,5 [%]

Wiedząc, że siła w ściągu wyrażona jest wzorem:

$$H = \frac{(X_1 + X_2)l^2}{8f} \quad (7)$$

gdzie: l – rozpiętość łuku ($l = 30$ m) oraz f – strzałka łuku ($f = 6$ m), maksymalną obliczeniową siłę ściskającą, którą stanowi siła normalna przy podporze opisuje wzór:

$$N_{ed} = \frac{H}{\cos \psi} = \frac{(X_1 + X_2)l^2}{8f \cos \psi} \quad (8)$$

Funkcja graniczna opisująca stan graniczny nośności ma postać:

$$g_3(X) = 1 - \frac{|N_{ed}|}{N_{b,Rd}} \quad (9)$$

gdzie: $N_{b,Rd}$ – nośność dwuteownika ze względu na wyoboczenie wyrażona wzorem $N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot X_3 / \gamma_{M0}$ ($A = 0,00335$ m², $\gamma_{M0} = 1$), χ – współczynnik wyoboczeniowy ($\chi = 0,315$). Podstawiając wszystkie dane oraz przechodząc na zapis w funkcji zmiennych losowych o wektorze $\mathbf{X} = \{X_1, X_2, X_3\}$ otrzymujemy:

$$g_3(X) = 1 - \frac{900(X_1 + X_2)}{0,0396 X_3} \quad (10)$$

Korzystając ze wzoru (6) dla nieliniowej postaci funkcji granicznej obliczono wskaźnik niezawodności Cornella dla stanu granicznego nośności $\beta_3 = 1,47$, co odpowiada prawdopodobieństwu awarii na poziomie $p_f = 0,095$. Podobnie jak w poprzednim przykładzie wyznaczono wartość wskaźnika niezawodności Hasofera-Linda metodą FORM oraz, dla porównania, metodami SORM, Monte Carlo i Important Sampling. Wyniki zestawiono w tabeli 6. Oszacowano błąd względny wyznaczenia wskaźnika niezawodności Hasofera-Linda przy założeniu, że układem odniesienia jest metoda Monte Carlo (tabela 7).

Tabela 6. Analiza porównawcza obliczania wskaźnika niezawodności

Typ analizy	Wskaźnik Cornella	FORM	SORM	Monte Carlo	Importance Sampling
Stan graniczny nośności (funkcja g_3)	1,47	1,2866	1,2865	1,2377	1,2922

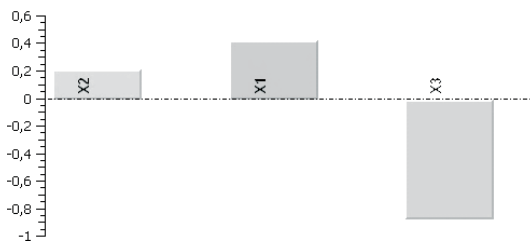
Tabela 7. Błąd względny wyznaczania wskaźnika niezawodności w odniesieniu do metody Monte Carlo

Typ analizy	FORM	SORM	Importance Sampling
Stan graniczny nośności (funkcja g_3)	3,951	3,943	4,403

Podobnie jak w przykładzie 1 uzyskano informację dotyczącą liczby wywołań funkcji granicznej (tabela 8) oraz otrzymano wykres obrazujący wrażliwość wskaźnika niezawodności na zmienne losowe dla funkcji granicznej opisującej stan graniczny nośności (rys. 5.).

Tabela 8. Analiza efektywności numerycznej metody FORM w stosunku do innych metod

Typ analizy	FORM	SORM	Monte Carlo	Importance Sampling
Stan graniczny nośności (funkcja g_3)	20	32	1000	520



Rys. 5. Wrażliwość wskaźnika niezawodności β na zmienne losowe dla funkcji granicznej opisującej stan graniczny nośności

4. Wnioski

Jednym z celów pracy było sprawdzenie, czy proste narzędzie, jakim jest metoda FORM, jest wystarczające do przeprowadzenia analizy niezawodności konstrukcji. Dla porównania w pracy przedstawione zostały inne stosowane metody niezawodności tj. SORM, Monte Carlo, Importance Sampling. Oszacowano błąd względny wskaźnika niezawodności dla poszczególnych metod przy założeniu, że układem odniesienia jest metoda Monte Carlo. Analizując wyniki możemy zauważyć, że błąd ten oscyluje w granicach 4-5% można więc uznać, że metoda FORM jest dostatecznie dokładna. Nie bez znaczenia jest również czas obliczeń, który uwarunkowany jest liczbą wywołań funkcji granicznej. Odnosząc się np. do rezultatów z przykładu 2 do oszacowania prawdopodobieństwa awarii w przypadku metody FORM wystarczy 20 wywołań, w metodzie SORM 32, w metodzie Importance Sampling 520, zaś w metodzie Monte Carlo 1000. Pozwala to wnioskować, że metoda Monte Carlo nie nadaje się do zastosowania w dużych zadaniach niezawodnościowych. Związane jest to jak widać ze znacznym, w porównaniu z metodą FORM, czasem obliczeń oraz brakiem możliwości szybkiego uzyskania wrażliwości otrzywanego wskaźnika niezawodności na parametry projektowe. Jednak ze względu na dużą dokładność metoda ta służy do oszacowania błędu wynikającego z zastosowania metod pierwszego i drugiego rzędu. Metoda FORM pozwala uzyskać szybką odpowiedź, co umożliwia jej zastosowanie w praktyce inżynierskiej, jako jeden z modułów obliczeniowych programów wspomagających projektowanie konstrukcji.

Niezależnym, ale bardzo istotnym elementem pracy jest badanie wrażliwości wskaźnika niezawodności na zmiany charakterystyk probabilistycznych rozważanych zmiennych losowych. Analizując wyniki otrzymane w przykładzie 1 dla stanu granicznego nośności (rys. 2.) możemy zauważyć, że wrażliwość wskaźnika niezawodności jest największa dla zmiennej losowej X_7 opisującej granicę plastyczności materiału, natomiast najmniejsza dla zmiennej losowej X_2 wyrażającej obciążenie stałe od ciężaru własnego okładziny ze ściany osłonowej. Wyniki obliczeń uzyskane dla stanu granicznego użytkowalności (rys. 3.) wskazują, że wrażliwość wskaźnika niezawodności jest największa dla zmiennej losowej X_6 opisującej moduł sprężystości stali S235JR, zaś najmniejsza (podobnie jak dla stanu granicznego nośności) dla zmiennej losowej X_2 . Wykresy przedstawione w przykładzie 2 (rys. 5.) świadczą o tym, że wrażliwość wskaźnik jest największa dla zmiennej X_3 opisującej granicę plastyczności stali S235H, a najmniejsza dla zmiennej X_2 określającej obciążenie. Znajomość tej wrażliwości ma duże znaczenie w lepszym zrozumieniu pracy konstrukcji. Jeżeli wrażliwość wskaźnika niezawodności ze względu na zmienną losową X jest mała w porównaniu do innych zmiennych to możemy uznać, iż wpływ tej zmiennej na wartość prawdopodobieństwa awarii jest niewielki i w kolejnych obliczeniach traktować ją jako parametr deterministyczny.

Literatura

- 1 Galileo G. L. *Discorsi e Dimostrazioni Matematiche*. Intornoa due nuove Scienze, Leyden, Holandia, 1638.
- 2 Coulomb C. A. Sur une Application des Regles de maximis et minimis à quelques problemes de statique relatifs à l'architecture. *Mem. Acad. Sci. savants etrangers*. t. VII, Paris, 1776.
- 3 Tresca H. Memoire sur l'ecoulement des corps solides. *Comp. rend.*, t. 74, 1872.
- 4 Guest J. J. On the strength of ductile materials under combined stress. *Philosophical Magazine Series 5*, Vol. 50, Issue 302 (1900) 69–132.
- 5 Wierzbicki W. *Obiektywne metody oceny bezpieczeństwa konstrukcji budowlanych*. PWN, Warszawa, 1966.
- 6 Streleckij N. S. *Osnowy statisticeskogo uczeta koeficienta zapasa procznosti sooruzenij*. Strojizdat, Moskwa, 1947.
- 7 Hasofer A.M., Lind N.C. Exact and invariant second moment code format, *Journal of the Engineering Mechanics Division*. ASCE, Vol. 100, (1974) 111–121.
- 8 Knabel J., Kolanek K., Nguyen Hoang V., Stocki R., Tazowski P. Structural reliability analysis using object oriented environment STAND. in proc. of the 36th Solid Mechanics Conference, 9-12 September 2008, Gdansk, Poland.
- 9 Stocki R., Kolanek K., Knabel J., Tazowski P. FE based structural reliability analysis using STAND environment. *Computer Assisted Mechanics and Engineering Sciences*. Vol. 16, (2009) 35–58.
- 10 Nataf A. Determination des distribution don't les marges sont donnees. *Comptes Rendus de L' Academic des Sciences* 225 (1962) 42–43.
- 11 Hohenbichler M., Rackwitz R. Non-normal dependent vectors in structural safety. *Journal of the Engineering Mechanics Division*. ASCE, 107 (1981) 1227–1238.
- 12 Liu P.-L., Der Kiureghian A. Optimization algorithms for structural reliability. *Structural Safety* 9 (1991) 161–177.
- 13 Nowak A.S., Collins K.R. *Reliability of structures*. McGraw-Hill Higher Education, 2000.
- 14 Rackwitz R., Fiessler B. Structural reliability under combined random load sequences. *Computers & Structures*. Vol. 9, Issue 5 (1978) 489–494.

The proposal of explicit account of the random character of design process parameters

Agnieszka Dudzik, Urszula Radoń¹

¹ *Department of Mechanics, Metal Structures and Computer Methods, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Kielce University of Technology, e-mail: agad@tu.kielce.pl, zmbur@tu.kielce.pl*

Abstract: The study concerns the static analysis of rods structures in terms of probabilism. Structural design parameters are defined as the deterministic values and random variables. Random variables are not correlated. The criterion for structural failure is expressed the limits of functions referring to the ultimate and serviceability limit state. The Cornell and Hasofer-Lind index is used as a reliability measure. The primary research method is the FORM method. In order to verify the correctness of the calculation SORM, Monte Carlo and Importance Sampling methods are used. The sensitivity of reliability index to the random variables is defined. The STAND program is used to present the examples of reliability analysis.

Keywords: random variables, the reliability index, FORM method, the sensitivity of the reliability index.

Przyczynek do diagnostyki kotew skalnych za pomocą propagacji fal sprężystych

Magdalena Rucka¹

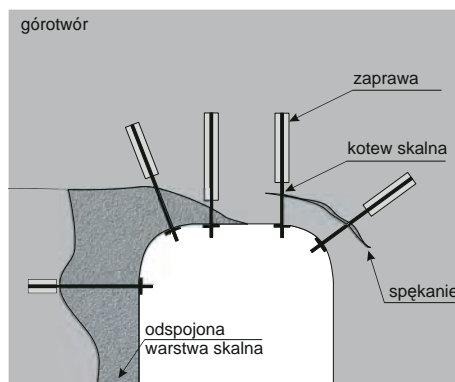
¹ Katedra Mechaniki Budowli i Mostów, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Politechnika Gdańska, e-mail: magdalena.rucka@pg.gda.pl

Streszczenie: W artykule przedstawiono badania eksperymentalne i obliczenia numeryczne propagacji fal sprężystych w pręcie stalowym osadzonym w materiale kompozytowym. W eksperymencie wykorzystano zjawisko propagacji fal generowanych wzbudnikiem piezoelektrycznym i ich bezstykowy pomiar za pomocą wibrometru laserowego. W obliczeniach numerycznych przeanalizowano wpływ modułu sprężystości materiału kompozytowego na charakter fal propagujących w pręcie stalowym. Wykonane badania stanowią pierwszy etap prac ukierunkowanych na diagnostykę ultradźwiękową kotew skalnych.

Słowa kluczowe: propagacja fal sprężystych, kotwy skalne, diagnostyka.

1. Wprowadzenie

Kotwy skalne znajdują zastosowanie w kopalniach głębinowych oraz przy wykonywaniu tuneli drogowych czy też kolejowych. Są wykorzystywane do wzmacniania i zabezpieczania górotworu złożonego z warstw skalnych o różnych właściwościach mechanicznych lub górotworu spękanego. Zadaniem kotew skalnych jest przekazywanie obciążenia do bardziej wytrzymałych warstw podłoża skalnego (rys. 1). W masywie skalnym wiercony jest otwór, w którym umieszczana jest stalowa żerdź kotwy skalnej. Następnie żerdź jest kotwiona przy zastosowaniu żywicy lub zaprawy.



Rys. 1. Wzmacnianie tunelu przy pomocy kotew skalnych

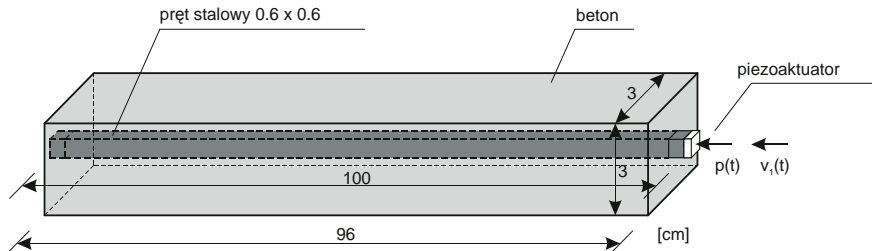
Typowym sposobem na badanie wytrzymałości wykonanych kotwi oraz określenie ich stanu zakotwienia jest próba wrywania (tzw. pull-out test) [1]. Alternatywą dla tej metody typu niszczącego, mogą być metody nieniszczące, dzięki którym możliwe jest wyznaczanie własności materiałowych i stopnia połączenia kotwi z otaczającą ją zaprawą. Obecnie dynamicznie rozwijają się nieniszczące metody diagnostyczne wykorzystujące propagację fal sprężystych, na przykład z użyciem wymuszenia impulsowego [2] bądź też paczek falowych [3, 4].

Niniejsza praca poświęcona jest badaniom eksperymentalnym i obliczeniom numerycznym propagacji fal sprężystych w pręcie stalowym osadzonym w materiale

kompozytowym. W badaniach eksperymentalnych fala ultradźwiękowa w formie paczki falowej została wzbudzona przy użyciu wzbudnika piezoelektrycznego, natomiast pomiar propagującej fali został wykonany bezstykowo za pomocą wibrometru laserowego. W obliczeniach numerycznych przeanalizowano wpływ modułu sprężystości materiału kompozytowego typu beton/zaprawa na charakter fal propagujących w pręcie stalowym. Wykonane badania stanowią pierwszy etap prac ukierunkowanych na diagnostykę ultradźwiękową kotew skalnych.

2. Propagacja fal w pręcie osadzonym w zaprawie/betonie

Przedmiotem badań był pręt stalowy osadzony w materiale kompozytowym typu beton. Pręt o przekroju $0,6 \times 0,6 \text{ cm}^2$ i długości 100 cm został osadzony (zabetonowany) w prostopadłościanie o wymiarach $3 \times 3 \times 96 \text{ cm}^3$. Geometria badanego układu została zaprezentowana na Rys. 2.



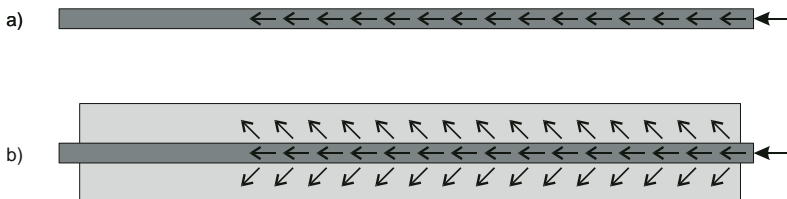
Rys. 2. Geometria pręta stalowego osadzonego w betonie z zaznaczeniem punktów pomiarowych

W ciele stałym nieograniczonym mogą propagować dwa rodzaje fal: fale podłużne (ciśnieniowe) oraz fale poprzeczne (ścinające). Dodatkowo na powierzchni półprzestrzeni sprężystej mogą powstać fale Rayleigha. Prędkości fali podłużnej c_p , poprzecznej c_s i Rayleigha c_R w trójwymiarowym ciele jednorodnym dane są wzorami:

$$c_p = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}}, \quad c_s = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}}, \quad c_R \approx c_s \frac{0.87+1.12\nu}{1+\nu}, \quad (1)$$

gdzie E oznacza moduł sprężystości, ρ to gęstość, zaś współczynnik Poissona oznaczono jako ν . Natomiast w przypadku ciała ograniczonego pewnymi powierzchniami jak na przykład rozważany pręt, mówimy o propagacji fal prowadzonych (ang. *guided waves*). W najprostszym przypadku bez uwzględnienia dyspersji prędkość fali podłużnej w pręcie opisana jest jako $c_p = \sqrt{E/\rho}$.

Fala propagująca w pręcie może ulegać odbiciu lub przenikaniu, w zależności od właściwości falowej oporności akustycznej (impedancji akustycznej) otaczającego go ośrodka. W pręcie otoczonego powietrzem fala propaguje wzdłuż pręta (rys. 3a), a następnie odbija się od jego końców, aż do momentu wytłumienia sygnału (por. [4]). Odmienna sytuacja występuje w przypadku pręta osadzonego w materiale o zbliżonych właściwościach impedancyjnych do stali. Wówczas zachodzi zjawisko tzw. wycieku fali do otaczającego ośrodka (rys. 3b).



Rys. 3. Fala propagująca w pręcie: a) otoczonego powietrzem; b) osadzonego w betonie

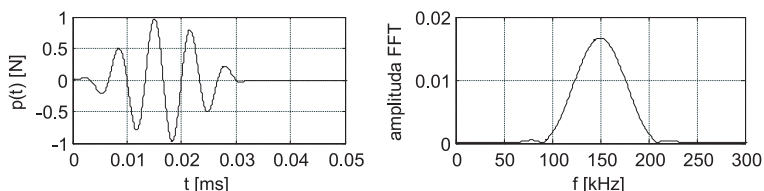
3. Obliczenia numeryczne

3.1. Model obliczeniowy

Obliczenia numeryczne propagacji fal sprężystych w belce betonowej przeprowadzono metodą elementów skończonych z wykorzystaniem środowiska Abaqus/Explicit. Rozważany układ pręta osadzonego w betonie (rys. 2) został zdyskretyzowany przy użyciu bryłowych elementów ośmiowęzłowych. Wymiar boku elementu wynosił 0,1 cm. Warunki brzegowe założono jako swobodne na wszystkich krawędziach.

Parametry materiałowe stali przyjęto jako: moduł sprężystości $E = 200$ GPa, gęstość masy $\rho = 7556$ kg/m³ i współczynnik Poissona $\nu = 0,33$. Gęstość materiału kompozytowego wynosiła $\rho = 2300$ kg/m³, zaś współczynnik Poissona $\nu = 0,16$. Symulacje numeryczne przeprowadzono dla pręta otoczonego powietrzem, jak i dla osiemnastu prętów osadzonych w materiale kompozytowym o różnych wartościach modułu sprężystości (od 0,5 GPa do 37 GPa). Dla dziewięciu prętów jako materiał otaczający przyjęto beton klasy B60, B55, B50, B45, B37, B30, B25, B20, B15 o modułach sprężystości wynoszących odpowiednio: 37 GPa, 36 GPa, 35 GPa, 34 GPa, 33 GPa, 31 GPa, 30 GPa, 29 GPa, 27 GPa. Dla kolejnych dziewięciu prętów jako materiał otaczający przyjęto materiał typu zaprawa o modułach sprężystości wynoszących odpowiednio: 20 GPa, 15 GPa, 10 GPa, 5 GPa, 4 GPa, 3 GPa, 2 GPa, 1 GPa, 0,5 GPa.

Jako wzbudzenie została przyjęta paczka falowa składająca się z pięciu cykli sinusoidy o częstotliwości 150 kHz zmodulowanej oknem Hanninga (rys. 4). Wzbudzenie zostało przyłożone na prawym końcu stalowego pręta za pomocą piezoaktuatora, jak zaznaczono na rys. 2. Obciążenie powierzchniowe o wartości wypadkowej równej 5 N zostało przyłożone na całej powierzchni pręta. Drgania $v_1(t)$ były rejestrowane na prawym końcu pręta.



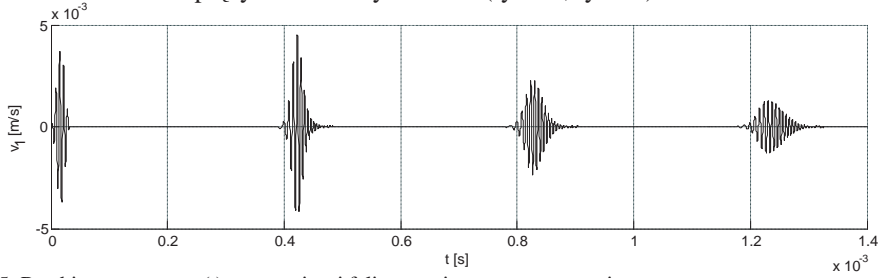
Rys. 4. Wzbudzenie w formie paczki falowej (150 kHz) w dziedzinie czasu i częstotliwości

3.2. Wyniki obliczeń dla różnych typów materiału otaczającego

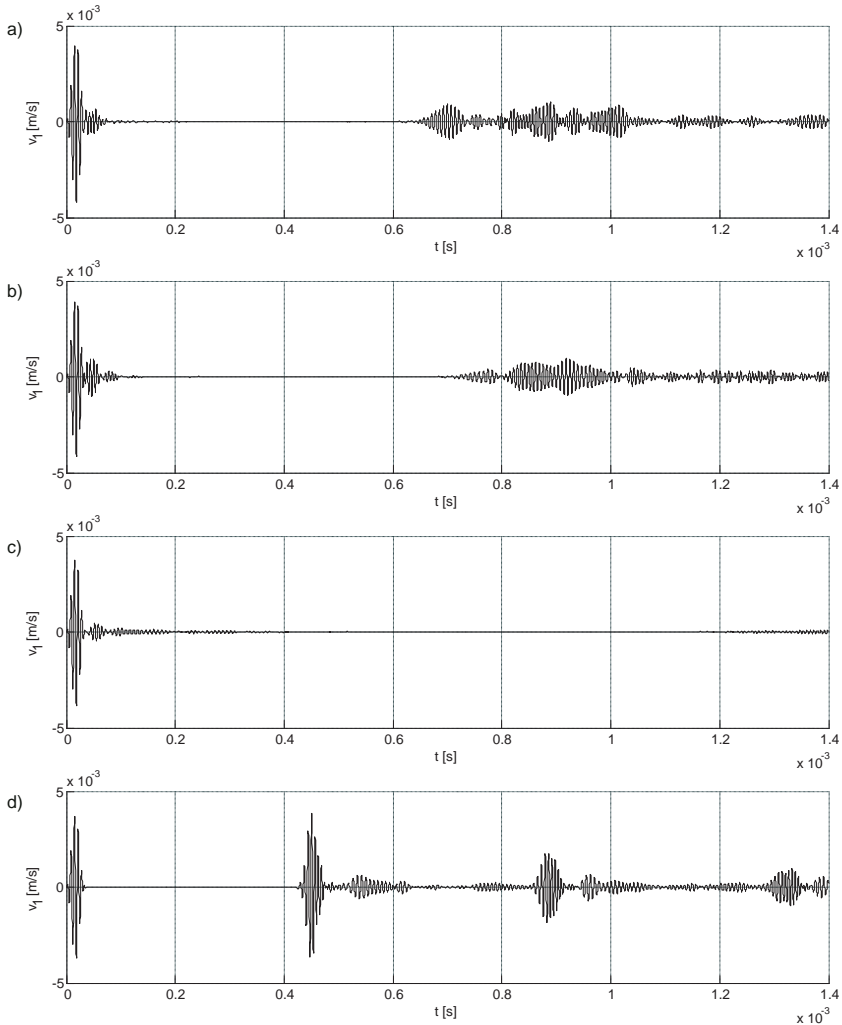
Sygnaly czasowe propagujących fal dla różnych parametrów materiałowych pokazane są na rys. 5. W pręcie swobodnym (otoczonym powietrzem) czas propagacji fali przez podwójną długość pręta (2 m) wynosi 0,39 ms. Dla pręta osadzonego w betonie o najwyższym module sprężystości (37 GPa) czas propagacji jest większy niż w pręcie swobodnym i wynosi 0,64 ms. Zmienia się również charakter sygnału (rys. 6a). Wraz ze zmniejszaniem modułu sprężystości do wartości 30 GPa oraz 5 GPa, czas propagacji wzrasta (rys. 6b i rys. 6c.). Widać też coraz większy wyciek fali do otaczającego ośrodka. Zmniejszenie wartości modułu do 0,5 GPa powoduje spadek wartości impedancji akustycznej zaprawy do poziomu, na którym dominującym staje się zjawisko odbicia a nie wycieku fali (rys. 6d).

Wizualizacje rozkładu propagującej fali w wybranych chwilach czasowych pokazują rys. 7 i rys. 8. Na rys. 7 widoczny jest początkowy moment ($t = 2,8e-5$ s), dla pręta otoczonego powietrzem oraz dla pręta otoczonego materiałem kompozytowym o modułach sprężystości równych 37 GPa, 5 GPa oraz 0,5 GPa. Dla materiału o module sprężystości 37 GPa oraz 5 GPa widoczny jest silny wyciek fali do materiału otaczającego pręt. Rysunek 8 pokazuje chwilę czasową $t = 2,8e-4$ s. Najszybciej propaguje fala w pręcie otoczonym powietrzem (rys. 8a). W podobny sposób propaguje fala w pręcie z materiałem o module sprężystości 0,5 GPa, jednakże widać, iż prędkość fali jest nieco mniejsza (rys. 8d). W materiałach o modułach 37 GPa oraz 5 GPa postępuje wyciek fali, przy czym w pręcie

otoczonym materiałem o module sprężystości równym 37 GPa fala propaguje szybciej niż w materiale o module sprężystości równym 5 GPa (rys. 8b, rys. 8c).



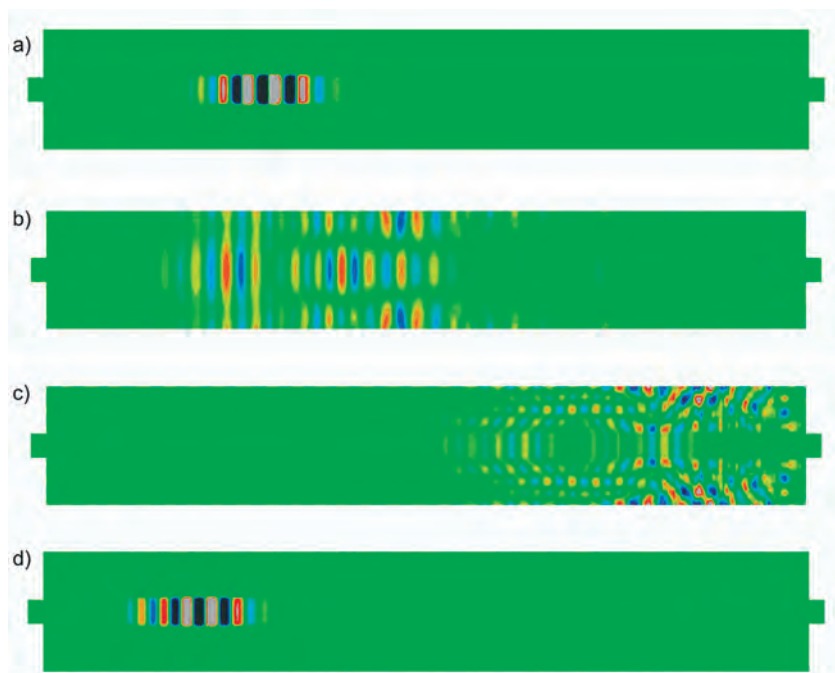
Rys. 5. Przebieg czasowy $v_1(t)$ propagującej fali w przecie otoczonym powietrzem



Rys. 6. Przebiegi czasowe $v_1(t)$ propagującej fali w przecie osadzonym w materiale o module sprężystości: a) $E = 37$ GPa; b) $E = 30$ GPa; c) $E = 5$ GPa; d) $E = 0,5$ GPa



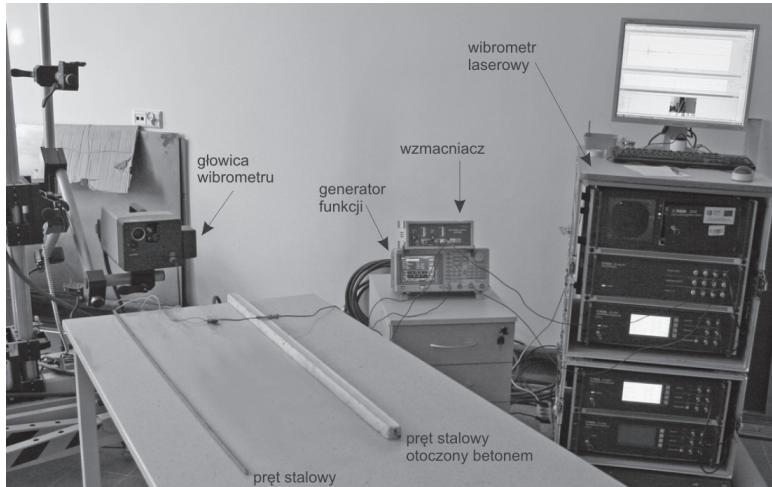
Rys. 7. Propagacja fali (składowa v_z – wzdłuż osi pręta) w chwili czasowej $t = 2,8e-5$ s w prętach otoczonych: a) powietrzem b) $E = 37$ GPa; c) $E = 5$ GPa; d) $E = 0,5$ GPa



Rys. 8. Propagacja fali (składowa v_z – wzdłuż osi pręta) w chwili czasowej $t = 2,8e-4$ s w prętach otoczonych: a) powietrzem b) $E = 37$ GPa; c) $E = 5$ GPa; d) $E = 0,5$ GPa

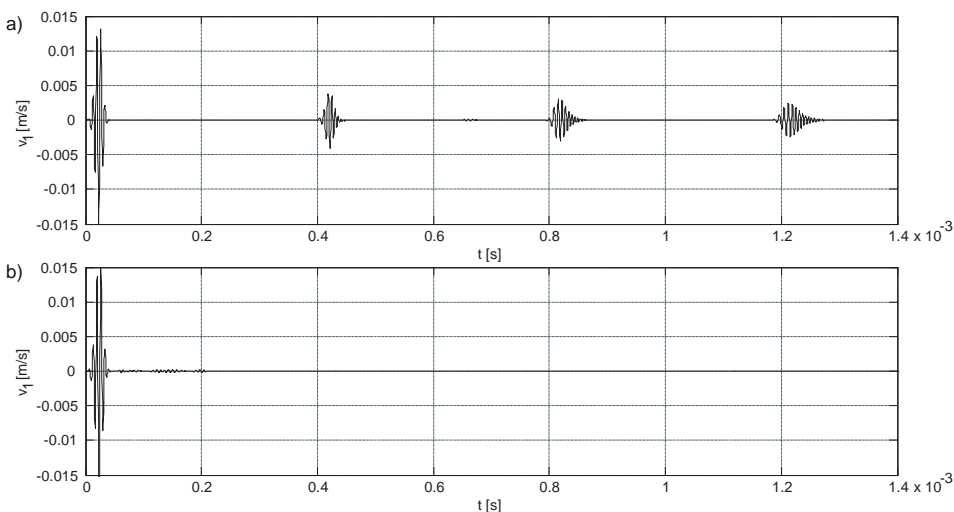
4. Badania eksperymentalne

Badania eksperymentalne przeprowadzono dla pręta stalowego oraz dla pręta stalowego otoczonego zaprawą. Jako materiał otaczający zastosowano zaprawę tynkarską. Stanowisko pomiarowe przedstawione jest na Rys. 9. Do wzbudzenia fal sprężystych użyto piezoakuator Noliac CMAP11 o wymiarach 5 mm x 5 mm x 2 mm przymocowany do jednego z końców pręta. Do wygenerowania wymuszenia zastosowano generator funkcji Tektronix AFG 3022 wraz ze wzmacniaczem wysokonapięciowym EC Electronics PPA 2000. Propagujące fale ultradźwiękowe rejestrowano za pomocą wibrometru laserowego Polytec PSV-3D-400-M.



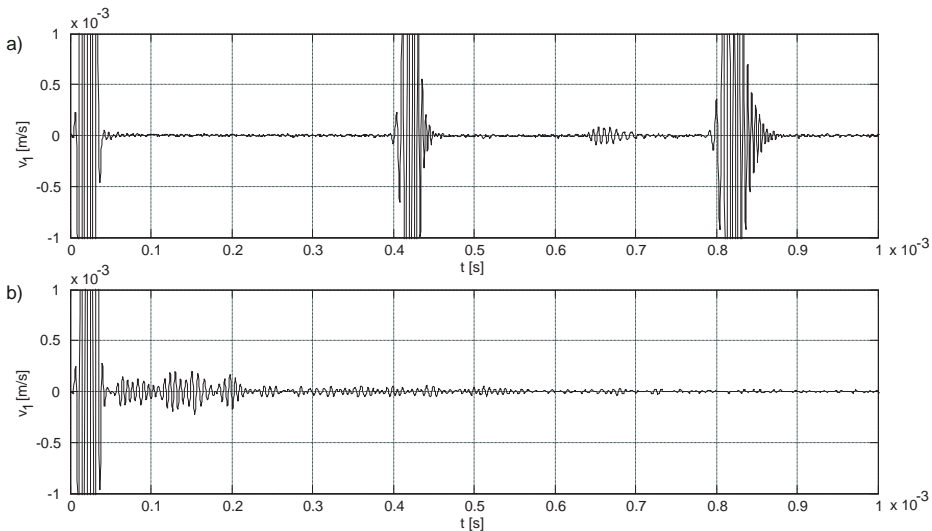
Rys. 9. Stanowisko eksperymentalne do pomiaru propagacji fal

Na rys. 10 pokazane są sygnały propagującej fali zarejestrowane dla pręta stalowego otoczonego powietrzem oraz dla pręta otoczonego zaprawą. Przy zbliżonej amplitudzie paczki wejściowej (ok. 0,015 m/s) charakter obu sygnałów jest odmienny. W pręcie otoczonym powietrzem (rys. 10a) widoczne są kolejne odbicia od końca pręta, podczas gdy w pręcie otoczonym zaprawą widoczna jest jedynie fala wejściowa (rys. 10b).

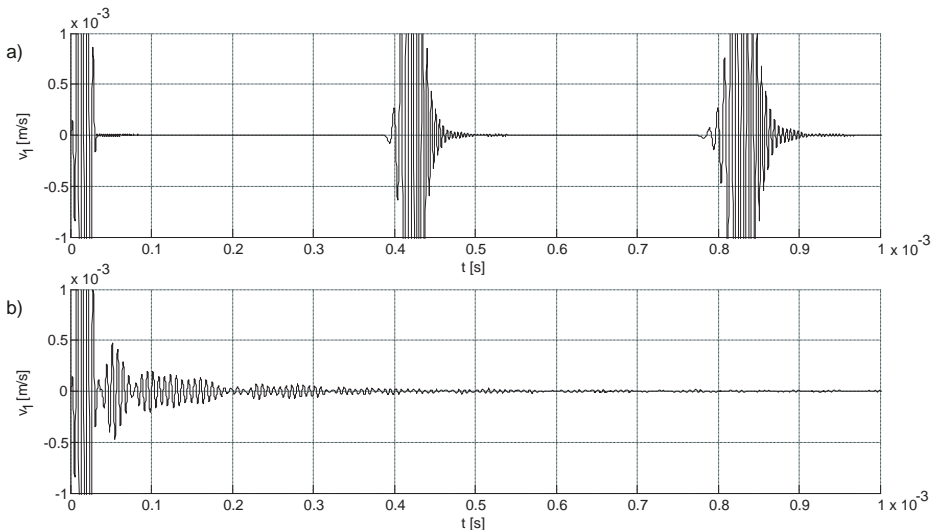


Rys. 10. Pomierzony przebieg czasowy propagującej fali: a) w pręcie otoczonym powietrzem; b) w pręcie osadzonym w zaprawie

Rysunek 11 pokazuje zbliżenie na wybrany fragment pomierzonych sygnałów w zakresie czasowym od 0 do 1 ms oraz amplitudowym $\pm 0,001$ m/s. Na wykresie dla pręta otoczonego powietrzem pomiędzy falą wejściową a pierwszym odbiciem od końca pręta (0,39 ms) nie widać żadnych dodatkowych odbić. Jedynie w drugim przejściu fali pojawia się dodatkowe odbicie (0,64 ms), którym jest postać antysymetryczna powstała na skutek nieidealnych warunków wzbudzenia postaci symetrycznej. Na rys. 11b pokazane są wyniki dla pręta osadzonego w zaprawie. Na wykresie nie widać odbicia od końca pręta, pojawiają się odbicia wyciekającej fali. Rysunek 12 ukazuje przebiegi otrzymane w wyniku obliczeń numerycznych. Widoczna jest zgodność obliczonych przebiegów z sygnałami uzyskanymi eksperymentalnie zarówno dla fali propagującej w pręcie swobodnym, jak i w pręcie otoczonego zaprawą przy przyjęciu modułu sprężystości równego 0,5 GPa.



Rys. 11. Zbliżenie sygnału eksperymentalnego propagującej fali: a) w pręcie otoczonego powietrzem; b) w pręcie osadzonego w zaprawie



Rys. 12. Zbliżenie sygnału numerycznego propagującej fali: a) w pręcie otoczonego powietrzem; b) w pręcie osadzonego w zaprawie o module sprężystości 0,5 GPa

5. Wnioski

W artykule przedstawiono modelowanie propagacji fal sprężystych w prętach stalowych osadzonych w materiale kompozytowym typu beton/zaprawa o różnym module sprężystości. W wyniku obliczeń wykazano, iż w przypadku pręta stalowego osadzonego w materiale o właściwościach impedancyjnych zbliżonych do stali dochodzi do tzw. wycieku fali do otaczającego ośrodka. Przedstawione wyniki badań eksperymentalnych i numerycznych wskazują na pewne różnice jakościowe i ilościowe przebiegów czasowych fal sprężystych w pręcie otoczonym powietrzem oraz pręcie osadzonym w zaprawie. Prędkość propagującej fali oraz charakter sygnału zmieniają się wraz z parametrami materiału otaczającego pręt. Możliwa zatem była ocena parametrów materiałowych materiału otaczającego pręt na podstawie analizy propagacji fal sprężystych w rozważanej próbie imitującej kotwę skalną. Wykonane badania stanowią pierwszy etap prac ukierunkowanych na diagnostykę ultradźwiękową kotew skalnych.

Obliczenia wykonano na komputerach Centrum Informatycznego Trójmiejskiej Akademickiej Sieci Komputerowej.

Literatura

- 1 Kilic A., Yasar E., Celik A.G. Effect of grout properties on the pull-out load capacity of fully grouted rock bolt. *Tunnelling and Underground Space Technology* 17 (2002) 355–362.
- 2 Jiu-long C., Xiao-yun S., Li F., Yong-bang Y. Experimental study on non-destructive testing of rock bolts based on pseudo-random signal. *Safety Science* 50 (2012) 783–786.
- 3 Chróścielewski J., Rucka M., Wilde K., Witkowski W.: Zastosowanie metody elementów spektralnych do modelowania zjawisk propagacji fal sprężystych dla celów diagnostyki, 56 Konferencja Naukowa KLiW PAN oraz KN PZITB, Kielce- Krynica, 2010, s. 821–828.
- 4 Rucka M.: Experimental and numerical study on damage detection in an L-joint using guided wave propagation. *Journal of Sound and Vibration* 329 (2010) 1760–1779.

Contribution to the diagnostics of rock bolts using elastic wave propagation

Magdalena Rucka¹

¹ *Department of Structural Mechanics and Bridge Structures, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Gdansk University of Technology, e-mail: magdalena.rucka@pg.gda.pl*

Abstract: This paper presents the numerical and experimental analyses of elastic wave propagation in a steel rod embedded in a composite material. The experiment involved the phenomenon of wave propagation generated by a piezoactuator and non-contact measurements by means of a laser vibrometer. In numerical simulations, the effect of values of elastic modulus of the material on characteristics of waves propagating in a steel rod was analysed. Conducted research presents the first stage of work focused on ultrasonic diagnostics of rock bolts.

Keywords: propagation of elastic waves, rock bolts, diagnostics.

Numeryczna analiza rozwoju mikrouszkodzeń w elemencie z defektem w postaci nieciągłości strukturalnej

Paweł Kossakowski¹

¹ Katedra Wytrzymałości Materiałów, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Świętokrzyska, e-mail: kossak@tu.kielce.pl

Streszczenie: W artykule przedstawiono wyniki numerycznej analizy ewolucji mikrouszkodzeń w elemencie z defektem. Symulacja została przeprowadzona w oparciu o model materiałowy Gursona-Tvergaarda-Needlemana, uwzględniający wpływ mikrouszkodzeń na wytrzymałość materiału. Rozpatrywano element tarczowy z centralnym otworem, modelującym nieciągłość strukturalną, która może powstać w elemencie konstrukcyjnym w wyniku korozji. Przeprowadzona symulacja umożliwiła zbadanie zjawiska powstawania i ewolucji mikrouszkodzeń w stali S235JR, co w przypadku analizowanego elementu pozwoliło na detekcję inicjacji mikropęknięcia oraz jego rozwoju w obszarze narażonym na uszkodzenie.

Słowa kluczowe: mechanika zniszczenia, model materiałowy Gursona-Tvergaarda-Needlemana (GTN), stal S235JR, mikrouszkodzenie, obliczenia numeryczne.

1. Wprowadzenie

Konstrukcje budowlane w trakcie eksploatacji są narażone na różne negatywne czynniki. Jednym z nich jest oddziaływanie środowiska inicjującego zjawiska korozyjne, prowadzące do powstawania ubytków w strukturze materiałowej, a nawet w krańcowej sytuacji powodujących nieciągłości strukturalne w formie wżerów.



Rys. 1 Widok uszkodzenia korozyjnego (wżeru skośnego) elementu konstrukcji mostu

Zniszczenia te są o tyle niebezpieczne, że prowadzą do redukcji czynnego przekroju poprzecznego elementu, osłabiając go, a w przypadku powstania otworu powodują zmianę panującego w tym obszarze stanu odkształcenia i naprężenia. W efekcie, w przypadku przeciążenia danego elementu, lokalnie zainicjowane uszkodzenie może decydować o utracie nośności danego elementu, a finalnie nawet całego ustroju konstrukcyjnego.

Inicjacja uszkodzeń w elementach metalowych jest ściśle powiązana ze strukturą materiałową, a dokładniej z procesami jakie zachodzą na poziomie mikrostrukturalnym w trakcie odkształcenia. Inicjatorami w tym wypadku są mikrouszkodzenia w postaci pustek, które powstają (są nukleowane) w osnowie materiałowej oraz na wtrąceniach niemetalicznych i cząstkach obcej fazy. Wyróżnia się kilka etapów rozwoju mikrouszkodzeń, takich jak ich zarodkowanie, wzrost i łączenie się, jednakże dwie ostatnie fazy, tj. wzrost i łączenie się mikrouszkodzeń, decydują o finalnym zniszczeniu materiału.

Tym samym ewolucja mikrouszkodzeń jest jednym ze znaczących kroków determinujących proces pękania ciągliwego, które charakteryzuje mechanizm zniszczenia wielu stali konstrukcyjnych stosowanych w budownictwie. Jest to skomplikowane zjawisko, zależne od szeregu procesów, takich jak anizotropia rozkładu, rozmieszczenia oraz kształtu pustek, ich nukleacja, zmiana i rozwój ich kształtu, wzajemne oddziaływanie pustek oraz nukleacja i wzrost pustek drugorzędnych. Ewolucja mikrouszkodzeń determinuje lokalizację inicjacji mikropeknięcia, prowadząc do formowania strefy zniszczenia (tzw. *process zone*) i finalnego zniszczenia materiału. W wielu przypadkach lokalne uszkodzenie elementu konstrukcyjnego zachodzi z powodu ewolucji mikrodefektów i ich wzrostu, który w sytuacji ekstremalnej może prowadzić do uszkodzenia całej konstrukcji nośnej.

Analiza opisanych procesów oraz ich uwzględnienie w obliczeniach wymaga zastosowania specjalnych modeli materiałowych, opartych na mechanice zniszczenia. Opracowano wiele modeli tego typu, ale wspólną ich cechą jest powiązanie parametru uszkodzenia, który wzrasta w trakcie deformacji materiału, z redukcją jego wytrzymałości.

Obecnie jednym z najbardziej zaawansowanych ale też pozwalających na prowadzenie analiz w szerokim zakresie jest zmodyfikowany model materiału porowatego Gursona-Tvergaarda-Needlemana (GTN) [1, 2]. Model ten opracowano na bazie oryginalnego warunku Gursona [3], który jest w istocie oparty na hipotezie Hubera-Misesa-Henckyego (HMH), w której uwzględniono wpływ mikrouszkodzeń na wytrzymałość materiału przez wprowadzenie parametru uszkodzenia w postaci udziału objętościowego pustek. W efekcie opracowany model, w którym zdefiniowano i uwzględniono szereg parametrów mikrostrukturalnych oraz plastycznych w powiązaniu z wytrzymałością materiału, umożliwia analizę zakresów plastycznych aż do całkowitego zniszczenia materiału, a także analizę wzrostu i rozwoju mikrouszkodzeń struktury materiałowej.

Istotnym faktem jest to, że model ten jest przedmiotem szerokiego zainteresowania zarówno badaczy, np. [4-6], jak i inżynierów z uwagi na duże możliwości aplikacyjne. Jest on przywoływany do stosowania w analizach konstrukcji metalowych pracujących w stanach awaryjnych [7] w oparciu o wymagania norm europejskich [8].

W kontekście awarii i katastrof budowlanych jakie miały miejsce w naszym kraju w ostatnim okresie tematyka modelowania i przewidywania zniszczenia konstrukcji jest nad wyraz aktualna. Wydaje się, że model GTN stwarza nowe możliwości w zakresie analizy pracy materiału silnie uplastycznionego oraz umożliwia symulowanie zniszczenia. Model GTN może więc być użyteczny w zakresie symulowania uszkodzenia oraz szacowania rezerwy bezpieczeństwa elementów konstrukcji metalowych.

Jak już wspomniano, kluczowym zagadnieniem decydującym o procesie zniszczenia jest zjawisko ewolucji mikrouszkodzeń, modelowanych w modelu GTN jako pustki i temu zagadnieniu poświęcona jest niniejsza praca. Jej zakres obejmuje analizę pracy elementu w którym modelowana jest nieciągłość strukturalna w postaci otworu, który może powstać w wyniku korozji, jak również w sytuacji np. awarii styku śrubowego. W zakresie przeprowadzonej symulacji przeanalizowano zjawisko inicjacji mikrouszkodzeń oraz ich ewolucję prowadzącą finalnie do zniszczenia materiału i elementu.

2. Model materiałowy Gursona-Tvergaarda-Needlemana (GTN)

Jak już zasygnalizowano, model GTN jest jednym z modeli zniszczenia wiążących stopień uszkodzenia struktury materiałowej z wytrzymałością materiału. Wpływ defektów mikrostrukturalnych jest uwzględniony w potencjale plastycznym przez tzw. udział objętościowy pustek, zgodnie ze wzorem:

$$\Phi = \left(\frac{\sigma_e}{\sigma_0} \right)^2 + 2q_1 f^* \cosh \left(-q_2 \frac{3\sigma_m}{2\sigma_0} \right) - (1 + q_3 f^{*2}) = 0, \quad (1)$$

gdzie: σ_e – naprężenie efektywne wg hipotezy Hubera, σ_0 – granica plastyczności, σ_m – ciśnienie hydrostatyczne (naprężenia średnie), f^* – zmodyfikowana wartość udziału objętościowego pustek, q_i – współczynniki Tvergaarda.

Model GTN jest opisany przez szereg wielkości, definiujących zarówno parametry wytrzymałościowe materiału jak i jego strukturę.

Parametry wytrzymałościowe określone są przez granicę plastyczności σ_0 oraz współczynniki Tvergaarda q_i , definiujące zachowanie się materiału w zakresie plastycznym. Współczynniki te wyznaczone zostały przez Tvergaarda [2, 9] jako stałe materiałowe o wartościach $q_1 = 1,5$, $q_2 = 1,0$ oraz $q_3 = q_1^2 = 2,25$ dla materiałów metalowych najczęściej stosowanych w technice. W latach późniejszych zaczęto wiązać wartości współczynników Tvergaarda z własnościami sprężysto-wytrzymałościowymi materiału [10].

Wielkości określające mikrostrukturę materiału GTN to przede wszystkim porowatość początkowa definiowana jako udział objętościowy pustek istniejących w materiale f_0 . Wartość f_0 wpływa na zmianę udziału pustek w trakcie procesu deformacji, zgodnie z funkcją opisującą zmiany zmodyfikowanego udziału objętościowego pustek f^* :

$$f^* = \begin{cases} f & \text{dla } f \leq f_c \\ f_c + \frac{\bar{f}_F - f_c}{f_F - f_c} (f - f_c) & \text{dla } f_c < f < f_F \\ \bar{f}_F & \text{dla } f \geq f_F \end{cases}, \quad (2)$$

gdzie: f_c – krytyczny udział objętościowy pustek odpowiadający początkowi ich łączenia, f_F – udział objętościowy pustek odpowiadający zniszczeniu materiału,

$$\bar{f}_F = \left(q_1 + \sqrt{q_1^2 - q_3} \right) / q_3.$$

Jak widać, bieżąca wartość zmodyfikowanego udziału objętościowego pustek jest uzależniona od kolejnych parametrów mikrostrukturalnych, a mianowicie krytycznych wartości f_c i f_F . Pierwszy parametr, krytyczny udział objętościowy pustek f_c , odpowiada początkowi łączenia się pustek i jest obserwowany w momencie spadku wytrzymałości nominalnej materiału. Druga wielkość f_F określa udział objętościowy pustek osiągnięty w momencie całkowitego zniszczenia materiału.

Istotnym parametrem modelu GTN jest ewolucja pustek, która najczęściej opisana jest następującą funkcją:

$$\dot{f} = \dot{f}_{gr} + \dot{f}_{nuct} = (1-f) \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{pl} : \mathbf{I} + \frac{f_N}{s_N \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\boldsymbol{\varepsilon}_{em}^{pl} - \boldsymbol{\varepsilon}_N}{s_N} \right)^2 \right] \cdot \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{em}^{pl}, \quad (3)$$

gdzie: \dot{f}_{gr} – wzrost pustek istniejących w materiale, \dot{f}_{nuct} – wzrost pustek spowodowany ich nukleacją, f_N – udział objętościowy nukleowanych pustek, s_N – odchylenie standardowe odkształcenia nukleacji, $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{pl}$ – tensor prędkości przyrostu odkształceń plastycznych, \mathbf{I} – tensor drugiego rzędu, $\boldsymbol{\varepsilon}_N$ – średnie odkształcenie nukleacji pustek, $\boldsymbol{\varepsilon}_{em}^{pl}$ – zastępcze odkształcenie plastyczne matrycy, $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{em}^{pl}$ – prędkość przyrostu zastępczego odkształcenia plastycznego matrycy.

3. Numeryczna symulacja rozciągania elementu z defektem

Zakres przeprowadzonej analizy obejmował numeryczną symulację rozciągania elementu zawierającego nieciągłość strukturalną w postaci otworu, w oparciu o model materiałowy GTN.

W pierwszym etapie zdefiniowano parametry modelu GTN dla stali S235JR, z której modelowano analizowany element. Parametry wytrzymałościowe materiału określono na podstawie wyników próby statycznego rozciągania. W oparciu o wyniki badań przedstawione w [5] przyjęto następujący model aproksymacyjny $\sigma(\varepsilon)$ stali S235JR:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \quad \text{dla } \sigma < \sigma_0$$

$$\varepsilon = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_0}{\sigma_1 - \sigma_0} (\sigma - \sigma_0) + \varepsilon_0 \quad \text{dla } \sigma_0 \leq \sigma \leq \sigma_1, \quad (4)$$

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \frac{\sigma_{01}}{E} \left(\frac{\sigma}{\sigma_{01}} \right)^{1/N} \quad \text{dla } \sigma > \sigma_1$$

gdzie: ε – odkształcenie, ε_0 – odkształcenie odpowiadające granicy plastyczności, ε_1 – odkształcenie odpowiadające początkowi umocnienia, σ – naprężenie, σ_0 – granica plastyczności, σ_1 – naprężenie odpowiadające początkowi umocnienia, σ_{01} – naprężenie odpowiadające początkowi nieliniowej części krzywej, E – współczynnik sprężystości podłużnej, N – wykładnik umocnienia.

Tablica 1. Parametry wytrzymałościowo-sprężyste stali S235JR [5]

ε_0	ε_1	σ_0 [MPa]	σ_{01} [MPa]	σ_1 [MPa]	E [GPa]	N
0,002	0,015	318	198	333	205	0,195

Parametry mikrostrukturalne modelu GTN dla stali S235JR przyjęto na podstawie wcześniej przeprowadzonych badań [4-6, 11-14].

Uwzględniając wyniki badań nad porowatością początkową [11, 12] oraz wymagania metalurgiczne dla stali S235JR wg [15], przyjęto średnią wartość początkowego udziału objętościowego pustek $f_0 = 0,001$.

Współczynniki Tvergaarda q_i wyznaczono jako $q_1 = 1,91$, $q_2 = 0,79$ i $q_3 = 3,65$, bazując na zależnościach podanych w [10] obowiązujących dla stosunku granicy plastyczności do modułu Younga $\sigma_0/E = 0,00155$ oraz wykładnika umocnienia $N = 0,195$.

Krytyczne wartości udziału pustek przyjęto jako $f_c = 0,06$ oraz $f_F = 0,667$, tak aby nie wymuszać wcześniejszego spadku krzywej wytrzymałościowej przed momentem spodziewanego zniszczenia materiału, co ma miejsce w przypadku zakładania niższych wartości f_F .

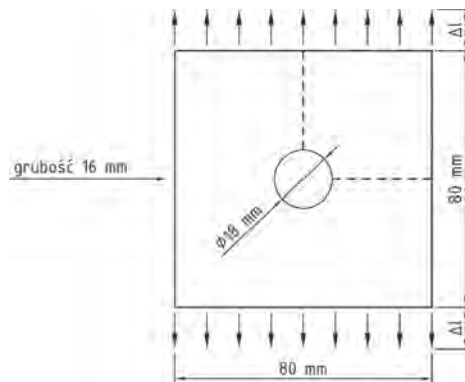
Pozostałe parametry dobrano na drodze numerycznych symulacji prób rozciągania.

Przyjęte parametry mikrostrukturalne GTN dla stali S235JR zestawiono w tablicy 2.

Tablica 2. Parametry mikrostrukturalne GTN dla stali S235JR

f_0	f_c	f_F	q_1	q_2	q_3	ε_N	f_N	s_N
0,001	0,06	0,667	1,91	0,79	3,65	0,30	0,04	0,05

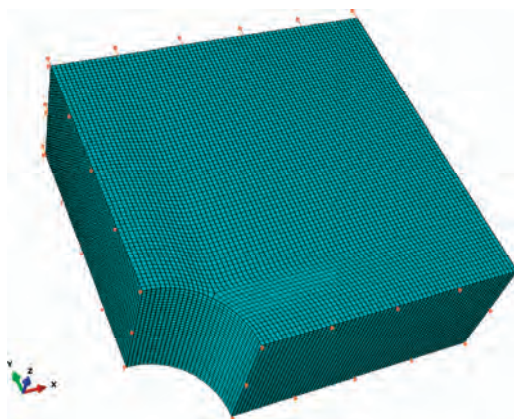
Kolejny etap obejmował zasadniczą część analizy, w którym przeprowadzono symulację pracy elementu zawierającego nieciągłość struktury w postaci otworu. Jego geometrię i obciążenie pokazano na rysunku 2.



Rys. 2. Geometria i obciążenie analizowanego elementu z defektem w postaci centralnego otworu.

Obliczenia prowadzono przy zastosowaniu komercyjnego programu MES Abaqus v.6.10, z zastosowaniem analizy dynamicznej Explicit [16].

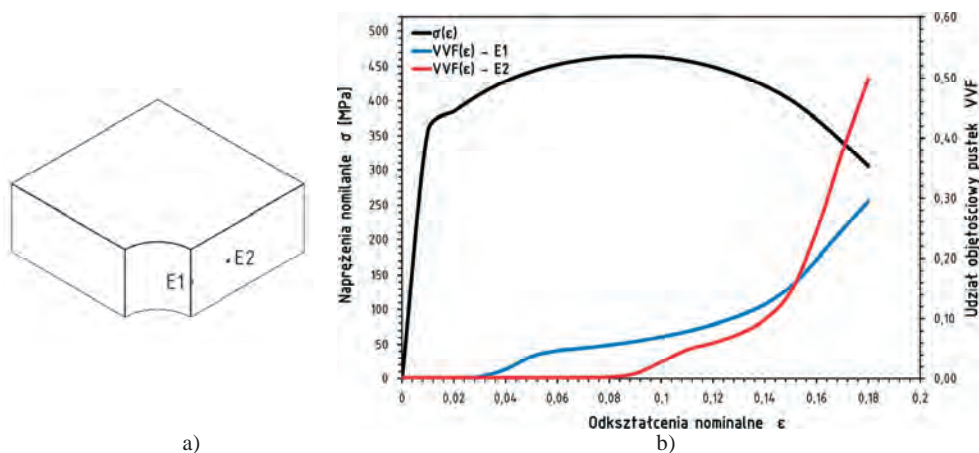
Z uwagi na symetrię zadania modelowano jedynie $\frac{1}{4}$ elementu, pokazanego na rysunku 2. W celu przeprowadzenia analizy rozkładów odkształceń i ewolucji mikrouszkodzeń zachodzącej w grubości elementu, przyjęto trójwymiarowy model obliczeniowy przy zastosowaniu elementów skończonych typu solid C3D8R. Gęstość siatki przyjęto w oparciu o tzw. długość charakterystyczną, która determinuje minimalne wymiary elementów skończonych modelowanych w sytuacji stosowania materiału GTN. Dla stali S235JR długość charakterystyczna wyznaczona została na poziomie około $250 \mu\text{m}$ [5] co stanowiło wartość referencyjną. Wymiary siatki MES, odpowiadające rozmiarom elementów skończonych przyjęto jako $500 \mu\text{m}$, co stanowiło dwukrotność wymiarów wymaganych. Dla całego modelu przyjęto materiał porowaty GTN o parametrach podanych w tabeli 2. Model numeryczny analizowany w pracy pokazano na rysunku 3.



Rys. 3. Model numeryczny.

Analizę prowadzono zakładając przyrost przemieszczenia Δl wolnych brzegów blachy (rys. 2) w zakresie quasi-statycznym z kontrolowaną prędkością odkształcania 1 s^{-1} , symulując nagle przecięcie elementu.

W pierwszym kroku wyznaczono wykres wytrzymałościowy naprężeń nominalnych w funkcji odkształceń nominalnych $\sigma(\varepsilon)$ pokazany na rysunku 4b.

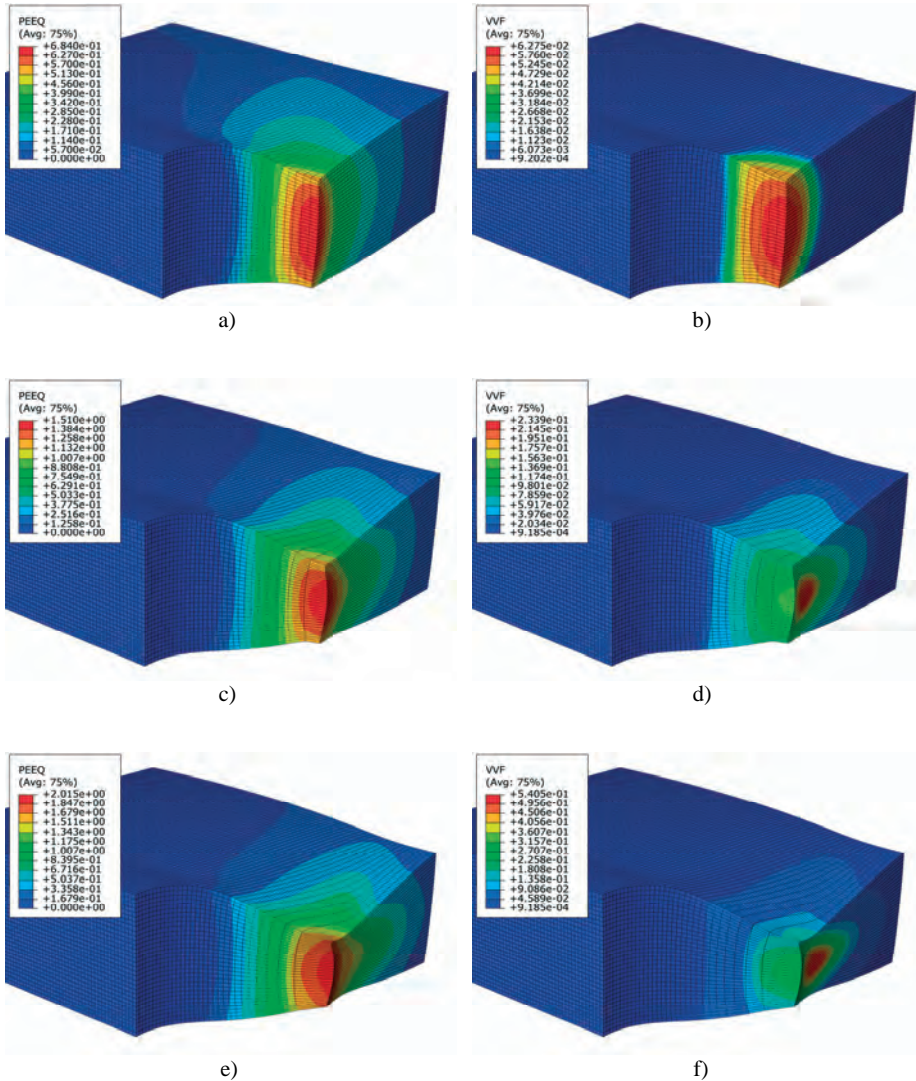


Rys. 4. Oznaczenie elementów skończonych E1 i E2 w modelu numerycznym (a) oraz wykres naprężeń nominalnych σ i udziałów objętościowych pustek VVF (dla elementów skończonych E1 i E2) w funkcji odkształceń nominalnych ε dla analizowanego elementu (b)

4. Numeryczna analiza ewolucji mikrouszkodzeń

Zasadniczy etap symulacji obejmował analizę inicjacji mikrouszkodzeń i ich ewolucji w powiązaniu z procesem uplastycznienia definiowanym przez lokalne ekwiwalentne odkształcenia plastyczne ε_e^{pl} . Jako kryterium zniszczenia przyjęto lokalne ekwiwalentne krytyczne odkształcenia plastyczne $\varepsilon_{e cr}^{pl} = 1,4$, notowane w momencie zniszczenia rozciąganej próbki o przekroju kołowym.

Wyniki symulacji w postaci map ekwiwalentnych odkształceń plastycznych ε_e^{pl} i odpowiadających im udziałów objętościowych pustek VVF dla trzech charakterystycznych etapów analizy pokazano na rysunku 5.



Rys. 5. Mapy ekwiwalentnych odkształceń plastycznych ε_e^{pl} (po lewej) i udziałów objętościowych pustek VVF (po prawej) dla odkształceń nominalnych: $\varepsilon = 0,09$ (a, b), $\varepsilon = 0,15$ (c, d) i $\varepsilon = 0,18$ (e, f)

Analizując uzyskane rezultaty, a przede wszystkim zmiany pól odkształceń i wielkości pustek, należy stwierdzić kilka interesujących zjawisk, przedyskutowanych poniżej.

Zgodnie z przewidywaniami, inicjacja mikropęknięcia zachodzi w obszarze przylegającym do dolnej płaszczyzny elementu (modelu numerycznego) i ścianki otworu. Ekwiwalentne odkształcenia plastyczne ε_e^{pl} osiągają wartości maksymalne w małej objętości w środkowej części przekroju. Wraz z postępującą deformacją w tym obszarze nukleowane są również pustki, których udział objętościowy bardzo szybko osiąga znaczne wartości, co uwidacznia się na wykresie zmian parametru VVF wyznaczonego dla elementu skończonego E1 – wykres oznaczony na rysunku 4 b jako $VVF(\varepsilon)$ -E1. Dla odkształceń nominalnych $\varepsilon = 0,09$ odpowiadających naprężeniom maksymalnym σ_{max} maksymalny udział objętościowy pustek w elemencie E1 wynosi $VVF = 0,06275$ (rys. 4, 5 b) i jest to wartość zbliżona do krytycznego udziału f_c . W dalszym etapie, aż do zniszczenia, maksymalne deformacje (odkształcenia) zachodzą w obszarze przylegającym do ścianki otworu. Co interesujące rozwój mikrouszkodzeń obejmuje elementy przylegające do tego obszaru, ale maksymalny wzrost pustek obserwowany jest nieco dalej, w kierunku boku zewnętrznego, w warstwie przylegającej do płaszczyzny dolnej analizowanego modelu numerycznego, w elemencie skończonym oznaczonym jako E2 (rys. 4 a). Z map pokazanych na rysunkach 5 d i f widać wyraźnie, że w dalszej fazie odkształcenia obszary gdzie osiągane są maksymalne wartości ekwiwalentnych odkształceń plastycznych ε_e^{pl} nie pokrywają się z obszarami, gdzie osiągane są maksymalne wartości parametru VVF .

Obserwowane zjawisko jest analogiczne do ewolucji mikrouszkodzeń obserwowanej w rozciąganych próbkach kołowych, szczególnie w przypadku złożonego stanu naprężenia, co opisano szczegółowo np. w pracach [4, 14]. W pierwszej fazie rozwój mikrouszkodzeń obserwowany był na zewnątrz elementów, by w końcowej fazie zniszczenia objąć środkową część przekroju w płaszczyźnie pęknięcia.

Kolejnym analizowanym parametrem był poziom udziału objętościowego pustek w momencie symulowanego zniszczenia. Jak już wspomniano jako kryterium zniszczenia przyjęto lokalne ekwiwalentne krytyczne odkształcenia plastyczne na poziomie $\varepsilon_{e cr}^{pl} = 1,4$. Z analizy map pokazanych na rysunkach 5 d i f oraz wykresów zmian $VVF(\varepsilon)$ pokazanych na rysunku 4 wynika, że przy zastosowaniu lokalnego odkształceniowego kryterium zniszczenia w obszarze przylegającym do ścianki otworu w momencie zniszczenia krytyczny poziom udziału objętościowego pustek przyjmuje poziom $VVF \approx 0,30$ (element E1). Dla obszaru położonego w głębi płaszczyzny pęknięcia krytyczny udział objętościowy pustek w momencie zniszczenia osiąga wartość wyższą, około $VVF \approx 0,50$ (element E2). Można zatem założyć, że do fizycznego zniszczenia elementu dojdzie, gdy udział objętościowy pustek osiągnie wartość z zakresu $VVF = 0,30 \div 0,50$, a zniszczenie inicjowane będzie w warstwie przylegającej do dolnej płaszczyzny analizowanego modelu (połowa wysokości elementu rzeczywistego) w bezpośredniej bliskości ścianki otworu.

5. Podsumowanie

Podsumowując wyniki przeprowadzonej symulacji należy zwrócić uwagę na możliwości jakie stwarza zastosowanie w obliczeniach modelu materiałowego GTN. Szczególnie interesujące są rezultaty w zakresie lokalizacji inicjacji mikropęknięcia jakie uzyskano w oparciu o obserwacje wartości i zmian udziałów objętościowych pustek. Na podstawie analizy tego parametru kolejnym ważnym rezultatem jest możliwość detekcji obszarów, w których spodziewane jest zniszczenia materiału.

Tym samym dzięki zastosowaniu modelu GTN inżynier prowadzący obliczenia ma możliwość symulacji zniszczenia materiału, co pozwala na oszacowanie obciążenia granicznego elementu uszkodzonego, jak również określenia miejsca inicjacji procesu pęknięcia, prowadzącego do zniszczenia.

Literatura

- 1 Tvergaard V. Influence of voids on shear band instabilities under plane strain condition, *International Journal of Fracture* 17 (1981), 389-407.
- 2 Tvergaard V., Needleman A. Analysis of the cup-cone fracture in a round tensile bar, *Acta Metallurgica*, 32 (1984), 157-169.

- 3 Gurson A.L. Continuum theory of ductile rupture by void nucleation and growth: Part I – Yield criteria and flow rules for porous ductile media, *Journal of Engineering Materials and Technology, Transactions of the ASME*, 99 (1977), 2-15.
- 4 Kossakowski P. G. An analysis of the load-carrying capacity of elements subjected to complex stress states with a focus on the microstructural failure, *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, 10 (2010), 15-39.
- 5 Kossakowski P. G. Simulation of ductile fracture of S235JR steel using computational cells with microstructurally-based length scales, *Journal of Theoretical and Applied Mechanics*, 50 (2012), 589-607.
- 6 Kossakowski P. G. Prediction of ductile fracture for S235JR steel using the Stress Modified Critical Strain and Gurson-Tvergaard-Needleman models, *Journal of Materials in Civil Engineering*, 24 (2012), 1492-1500.
- 7 Sedlacek G., Feldmann M., Kühn B., Tschickardt D., Höhler S., Müller C., Hensen W., Stranghöner N., Dahl W., Langenberg P., Münstermann S., Brozetti J., Raoul J., Pope R., Bijlaard F. Commentary and worked examples to EN 1993-1-10 “Material toughness and through thickness properties“ and other toughness oriented rules in EN 1993, JRC Scientific and Technical Reports, European Commission Joint Research Centre, 2008.
- 8 PN-EN 1993-1-10:2007 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych - Część 1-10: Udarność i ciągliwość międzywarstwowa materiału.
- 9 Tvergaard V. Material failure by void growth to coalescence. *Advanced in Applied Mechanics* 27 (1989), 83-151.
- 10 Faleskog J., Gao X., Shih C.F. Cell model for nonlinear fracture analysis – I. Micromechanics calibration, *International Journal of Fracture*, 89 (1998), 355-373.
- 11 Kossakowski P. G. Influence of initial porosity on strength properties of S235JR steel at low stress triaxiality, *Archives of Civil Engineering*, 58 (2012), 293-308.
- 12 Kossakowski P. G. Effect of initial porosity on material response under multi-axial stress states for S235JR steel, *Archives of Civil Engineering*, 58 (2012), 445-462.
- 13 Kossakowski P. G. The analysis of Tvergaard’s parameters of S235JR steel in high triaxiality, *Advances in Material Science*, 12 (2012), 27-35.
- 14 Kossakowski P. G., Trąmpczyński W. The microvoids evolution of S235JR steel subjected to multi-axial stress state, *Engineering Transactions*, 60 (2012), 287-314.
- 15 PN-EN 10025-1:2005 Wyroby walcowane na gorąco ze stali konstrukcyjnych - Część 1: Ogólne warunki techniczne dostawy.
- 16 Abaqus 6.10. Analysis User’s Manual, Dassault Systèmes, Providence 2010.

The numerical analysis of micro-damage evolution in damaged element with structural discontinuity

Paweł Kossakowski¹

¹ *Department of Strength of Materials and Concrete Structures, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Kielce University of Technology, e-mail: kossak@tu.kielce.pl*

Abstract: The numerical analysis of microdamage evolution in S235JR steel is presented in the paper. The simulation was performed basing on the Gurson-Tvergaard-Needleman material model which takes into consideration the influence of microdamage to the material strength. The plate element with a central hole was considered. It modelled the structure discontinuity which may occur in structural element due to such a phenomenon as corrosion. The numerical simulation and analysis of micro-damage evolution for this element made of S235JR steel was carried out, which allowed to show and detect the micro-crack initiation and area subjected to final failure.

Keywords: GTN, Gurson-Tvergaard-Needleman material model, numerical analysis, damage evolution.

Diagnostyka zginanej płyty betonowej z zastosowaniem fal ultradźwiękowych modulowanych drganiami niskich częstotliwości

Błażej Meronk¹, Krzysztof Wilde¹

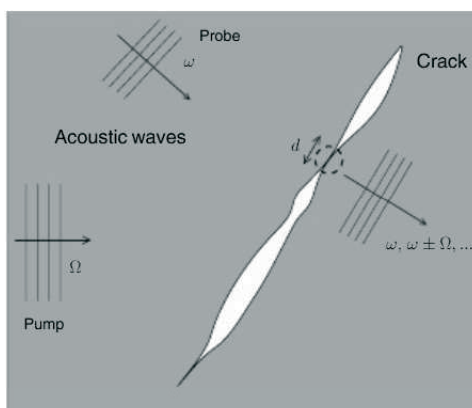
¹ Katedra Mechaniki Budowli i Mostów, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Politechnika Gdańska, e-mail: blazej.meronk@wilis.pg.gda.pl, krzysztof.wilde@wilis.pg.gda.pl

Streszczenie: Artykuł poświęcony jest eksperymentalnej weryfikacji możliwości zastosowania modulacji diagnostycznej fali ultradźwiękowej drganiami niskich częstotliwości. Metoda jest zastosowana do wykrywania stref uszkodzenia płyty betonowej i bazuje na efektach nieliniowych wynikających z otwierania się rys. Uzyskane wyniki pozwalają na sformułowanie wniosku, że badana metoda umożliwia wykrywanie stref zarysowanych wraz z oszacowaniem ich rozmiaru. Efektywność proponowanej metody jest lepsza niż standardowe badanie z zastosowaniem betonoskopu lub metody młoteczkowej (impact echo)

Słowa kluczowe: diagnostyka ultradźwiękowa, elementy betonowe, badania eksperymentalne

1. Wprowadzenie

Wykorzystanie zjawiska akustyki nieliniowej, a w szczególności inter-modulacji fal sprężystych jest często opisywane jako metoda wykrywania uszkodzeń elementów konstrukcji. Zjawisko to polega na modulacji amplitudy i częstotliwości fali ultradźwiękowej propagującej przez materiał o nieliniowych własnościach sprężystych przez inną silną falę lub drgania o niższej częstotliwości.



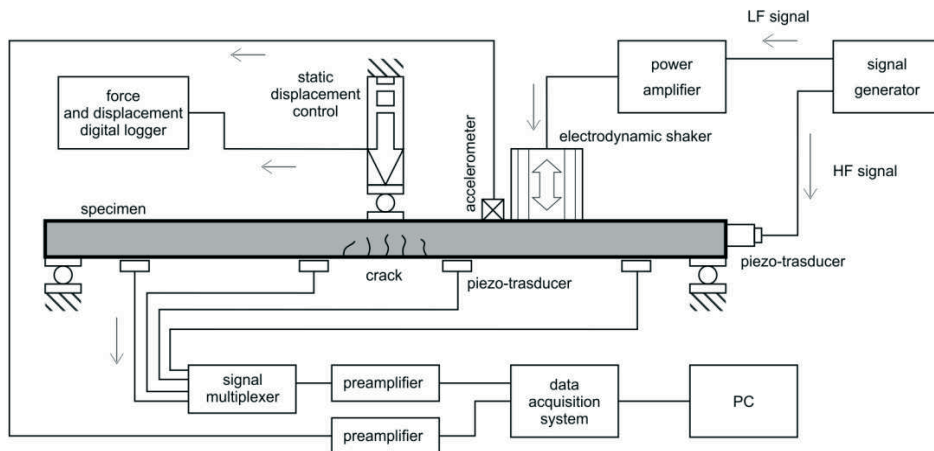
Rys. 1. Ilustracja zjawiska intermodulacji fal sprężystych [5]

Występuje silna analogia do zjawiska Luxemburg–Gorky (rys. 1), które zostało odkryte dla fal radiowych przechodzących przez jonosferę lub plazmę[1]. Słaba fala wysokiej częstotliwości, zwana falą nośną, jest modulowana przez silną falę o niższej częstotliwości, zwaną falą pompującą. Odbiornik, fali nośnej będzie rejestrował zniekształcenia będące efektem modulacji. Podobieństwa zjawisk zachodzących pomiędzy falami radiowymi, a falami sprężystymi są na tyle duże, że inter-modulację fal sprężystych, bywa również nazywana efektem Luxemburg–Gorky.

Głównym założeniem, pozwalającym wykorzystywać akustykę nieliniową do oceny stanu technicznego elementów konstrukcji jest związek pomiędzy stopniem nieliniowości stałych sprężystych w funkcji odkształcenia, a wielkością uszkodzeń w badanych próbkach [2]. Zakłada się, że materiał zdrowy, bez defektów ma liniową charakterystykę naprężenia – odkształcenia, w przypadku stali i aluminium [3], lub prawie liniową, w zakresie małych odkształceń w przypadku betonu [4]. Dlatego efekty nieliniowej akustyki w nieuszkodzonych elementach nie zachodzą, co pozwala łatwo je identyfikować w badaniach eksperymentalnych. Inaczej zachowują się elementy uszkodzone. Pęknięcia, na przykład rysy zmęczeniowe w płytach metalowych, mogą przenosić tylko naprężenia ściskające, przy rozciąganiu rysa otwiera się i nie przenosi sił. W przypadku wprowadzenia takiej konstrukcji w drgania rysa na przemian zamyka się i otwiera. Zamknięta rysa przewodzi falę ultradźwiękową, a nie zamknięta tą samą falę odbija. Rejestrowana fala zmienia swoją amplitudę cyklicznie, zgodnie z częstotliwością drgań (fali pompującej).

2. Opis stanowiska badawczego

Badania eksperymentalne przeprowadzono na próbkach żelbetowych, poddawanych jednoczesnemu działaniu obciążenia statycznego i dynamicznego przy jednoczesnej, periodycznej transmisji i detekcji fal ultradźwiękowych. Stanowisko składa się z następujących elementów: ramy wsporczej, próbki żelbetowej, aparatury do wymuszania obciążeń statycznych, aparatury do wymuszania obciążeń dynamicznych, układu do generacji i rejestracji fali ultradźwiękowej (rys. 2 i 3).



Rys. 2. Schemat stanowiska badawczego

Aparatura do wymuszania obciążeń statycznych składa się z następujących elementów: ramy ze śrubą dociskową, czujnika siły, czujnika przemieszczeń i rejestratora cyfrowego. Rama ze śrubą dociskową służy do przykładania siły statycznej w dowolnym punkcie belki żelbetowej. Wielkość wymuszenia jest regulowana ręcznie. Tensometryczny czujnik siły mierzy umieszczony jest pomiędzy próbką a śrubą dociskową. Możliwy jest pomiar siły od zera do 10kN. Elektrooptyczny inkrementalny czujnik przemieszczenia o dokładności 5µm służy do pomiaru ugięcia belki pod obciążeniem. Zarówno czujnik siły, jak i czujnik przemieszczenia połączone są z rejestratorem cyfrowym, który zapisuje odczyty w zadanym interwale czasowym.

Aparatura do wymuszania obciążeń dynamicznych składa się z elektromagnetycznego wzbudnika drgań i akcelerometru. Elektromagnetyczny wzbudnik ma masę drgającą $m = 0,31$ [kg], zawieszoną na układzie sprężyn płaskich o łącznej sztywności $k = 11802,42$ [N/m]. Tłumienie układu jest bliskie tłumieniu krytycznemu. Masa jest poruszana napędem elektromagnetycznym o współczynniku siły $BL = 17,01$ [N/A].

Wzbudnik zasilany jest wzmacniaczem o prądzie maksymalnym 5[A]. Sygnał sterujący pochodzi z generatora funkcyjnego. Urządzenie pozwala wprowadzać próbkę w drgania o częstotliwości od 5 do 100 [Hz]. Amplituda drgań próbki jest kontrolowana za pomocą akcelerometru piezoelektrycznego podłączonego do tego samego systemu akwizycji danych co układ rejestracji fal ultradźwiękowych. Takie połączenie umożliwia obserwację korelacji pomiędzy modulacją fal ultradźwiękowych, a drganiami próbki.

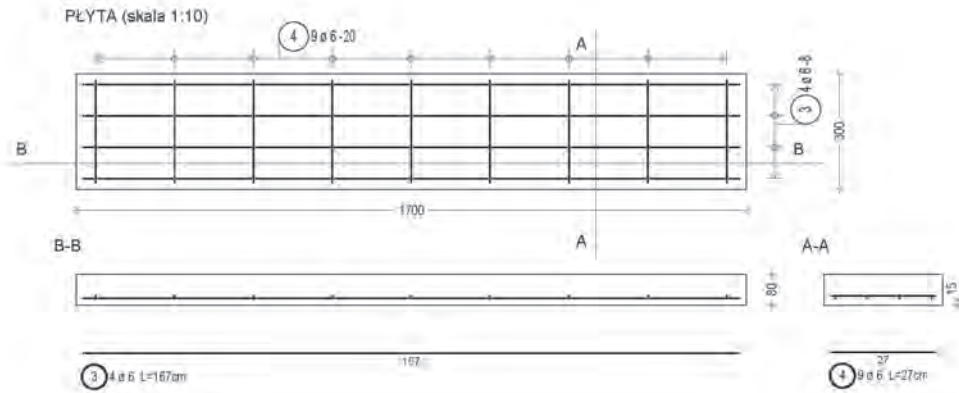
Układ generacji i rejestracji fal ultradźwiękowych składa się z dwóch niezależnych systemów. Urządzenia generujące i rejestrujące zostały rozdzielone by uniemożliwić zakłócenia przy rejestracji fali. Przy takiej konfiguracji, gdzie generator i rejestrator nie są połączone galwanicznie, można być pewnym, że zarejestrowany sygnał o częstotliwości nośnej obrazuje intensywność fali ultradźwiękowej, a nie jest jedynie zakłóceniem wynikającym z przesłuchu pomiędzy urządzeniami. Fala ultradźwiękowa generowana jest za pomocą zmodyfikowanej sondy betonoskopu, skonstruowanej tak by najwyższą skuteczność uzyskać przy częstotliwości 58[kHz]. Fala o tej częstotliwości jest wzbudzana w sposób ciągły. Detekcja fali realizowana jest sekwencyjnie w czterech punktach rozłożonych za pomocą płytkowych elementów piezoelektrycznych. Następnie sygnał jest wzmacniany, filtrowany analogowo i rejestrowany systemem akwizycji danych z częstotliwością 2000000 próbek na sekundę.



Rys. 3. Zdjęcie stanowiska badawczego

Wszystkie badania przeprowadzono na identycznych próbkach żelbetonowych (rys. 4). Próbki mają wymiary: długości 1700mm, szerokości 300mm i wysokość 80mm. Wykonane są z betonu klasy C20/25. Zbrojenie stanowią cztery pręty średnicy 6mm ze stali AIII-N, umieszczone przy dolnej płaszczyźnie próbki, na otuleniu 20mm. Wykonano 12 sztuk. W celu uzyskania jak najmniejszych różnic pomiędzy dwunastoma próbkami wykonano je w zakładzie prefabrykacji wszystkie jednocześnie z tej samej mieszanki betonowej, we wspólnej formie podzielonej na dwanaście segmentów. Dlatego jest pewne, że proces zagęszczania i dojrzewania mieszanki przebiegał dokładnie tak samo dla wszystkich próbek.

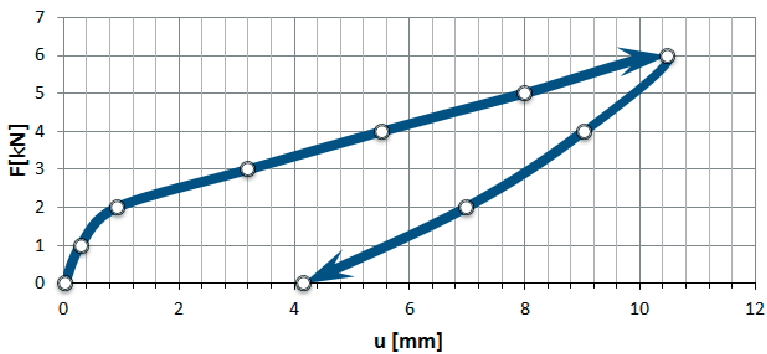
Testy wykonane zostały dla próbek w różnym stadium uszkodzenia. Za każdym razem stosowano kilka ustalonych częstotliwości wymuszenia drgań, zmieniano też moc wzbudnika. Rejestrację sygnału wykonywano w czterech punktach na długości belki. Zbadane zostały próbki nieuszkodzone, a następnie próbki, które uszkodzono za pomocą maszyny wytrzymałościowej (rys. 5), a także wykonywano testy na belkach w trakcie przykładania obciążenia, w czasie tworzenia i rozwoju rys oraz w trakcie odciążenia. Rys. 6 przedstawia przykładowy cykl obciążenia i odciążenia z zaznaczonymi punktami, w których wykonywano serie testów ultradźwiękowych.



Rys. 4. Szkic zbrojenia badanej płyty żelbetowej



Rys. 5. Próbką żelbetowa w trakcie próby niszczącej



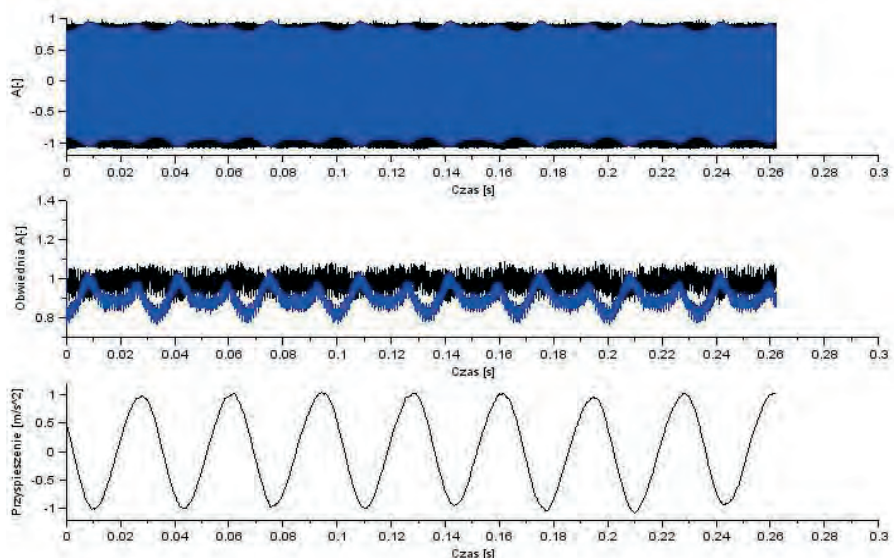
Rys. 6. Wynik analizy sygnału w dziedzinie częstotliwości

3. Analiza wyników

Celem analizy wyników było wykrycie modulacji amplitudowej zarejestrowanego

sygnału ultradźwiękowego, określenie cech charakterystycznych modulacji – amplitudy poszczególnych składowych, oraz ich korelacja z drganiami niskiej częstotliwości. Przetestowano dwa sposoby wykrywania modulacji: poprzez analizę w dziedzinie czasu i analizę w dziedzinie częstotliwości.

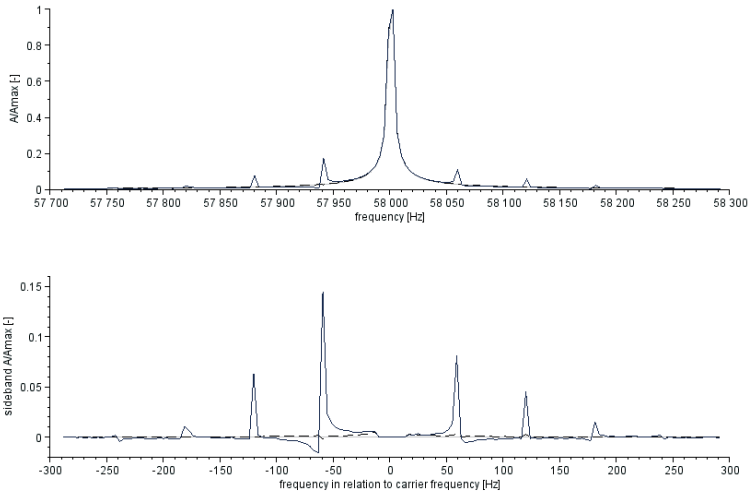
Analiza w dziedzinie czasu polega na wyznaczeniu obwiedni sygnału, czyli jak zmienia się jego amplituda w czasie. Do wyznaczenia obwiedni użyto transformaty Hilberta, w ten sposób otrzymano część zespoloną sygnału. Obwiednia jest wartością bezwzględną liczoną z próbek sygnału analitycznego składającego się części rzeczywistej – dane zarejestrowane i części urojonej – wynik transformaty. Na rys. 7 przedstawiono wyznaczenie obwiedni sygnału. Kolorem czarnym rysowane są wykresy dla próbki nieuszkodzonej, kolorem niebieskim rysowane są wykresy dla próbki po obciążeniu wywołującym zarysowanie płyty. Pierwszy wykres przedstawia zarejestrowane sygnały, drugi obwiednie, a trzeci przyspieszenia pomierzone akcelerometrem wywołane drganiami belki. W poniższym przykładzie częstotliwość drgań wynosi 30Hz, a fala jest rejestrowana na końcu belki, czyli po przejściu przez całą jej długość. Na wykresach widać, że amplituda fali ultradźwiękowej zmienia się w czasie cyklicznie, w przypadku próbki uszkodzonej. Okres tych zmian jest skorelowany z zapisem drgań, mimo że obwiednia nie jest sinusoidą. Na wykresach sygnałów zarejestrowanych dla próbki nieuszkodzonej wahania amplitudy są niższe od poziomu szumu. Powyższa metoda analizy pozwala łatwo odróżnić sygnały dla próbek uszkodzonych i nie uszkodzonych, a także pokazać korelację zjawiska modulacji z drganiami, jednak wyniki są trudne do parametryzacji, oraz wrażliwe na szumy i zniekształcenia sygnału.



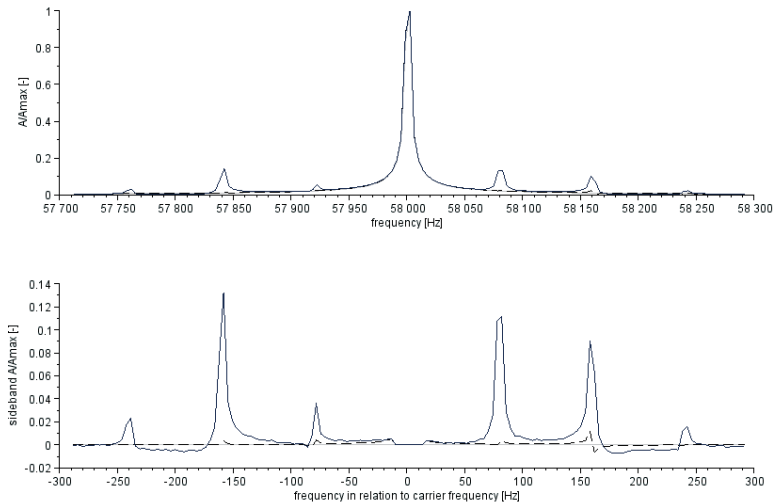
Rys. 7. Wynik analizy sygnału w dziedzinie czasu.

Kolejnym wykorzystanym narzędziem do analizy sygnałów była analiza w dziedzinie częstotliwości. Użyto transformaty Fouriera, a wykresy przedstawiające unormowane widma częstotliwościowe zarejestrowanych sygnałów pokazano poniżej. Modulacja amplitudowa sygnału skutkuje pojawieniem się na wykresach dodatkowych ekstremów odpowiadającym częstotliwościom będącym sumą, bądź różnicą częstotliwości fali ultradźwiękowej (58kHz) i wielokrotności częstotliwości drgań. Obszary po lewej i prawej stronie częstotliwości nośnej, tam gdzie znajdują się dodatkowe ekstrema noszą nazwę wstęg bocznych. Wartości amplitud składowych w tych obszarach niosą informację na temat kształtu i wielkości zjawiska modulacji. Dolne wykresy służą zwiększeniu precyzji prezentacji obszaru wstęg bocznych – usunięto na nich częstotliwość nośną. Na rys. 8 przedstawiono porównanie wykresów dla próbki niezarysowanej – kolor czarna linia

przerwana i zarysowanej – kolor niebieski linia ciągła - dla częstotliwości 80Hz i długości największej rysy równej 15 mm. Widać wyraźne różnice wartości dla częstotliwości przesuniętych o wielokrotności 80Hz względem 58kHz oznaczonej jako zero na dolnym wykresie. Wartości poszczególnych ekstremów bocznych w odniesieniu do amplitudy częstotliwości nośnej stanowią łatwe w interpretacji parametry porównawcze, gdyż ich obecność świadczy o występowaniu strefy zarysowanej.



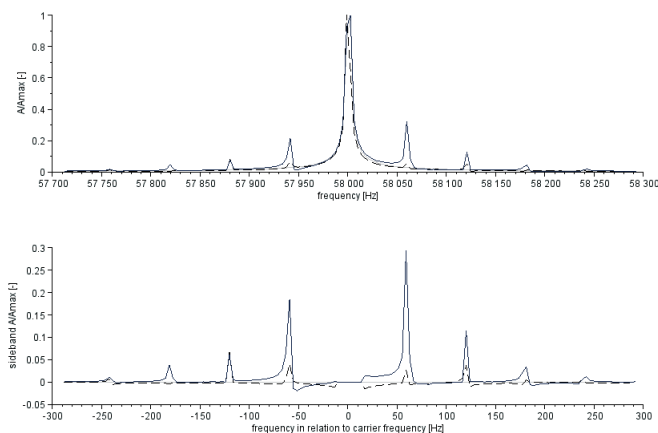
Rys. 8. Spektra częstotliwościowe dla próbki niezarysowanej i próbki z pojedynczą rysą 15 mm dla częstotliwości drgań 60 Hz



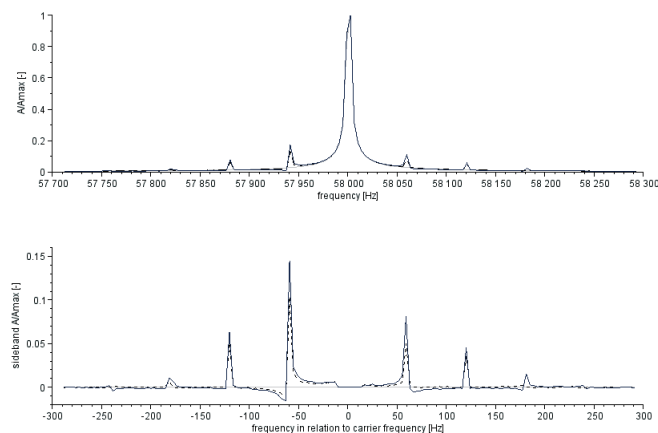
Rys. 9. Spektra częstotliwościowe dla próbki niezarysowanej i z pojedynczą rysą 15 mm dla częstotliwości drgań 80 Hz

Na rys. 8 przedstawiono porównanie wykresów dla próbki niezarysowanej – kolor czarny linia przerywana i zarysowanej – kolor niebieski linia ciągła - dla częstotliwości 80Hz i długości największej rysy równej 15 mm. Widać wyraźne różnice wartości dla

częstotliwości przesuniętych o wielokrotności 60Hz względem 58kHz oznaczonej jako zero na dolnym wykresie. Wartości poszczególnych ekstremów bocznych w odniesieniu do amplitudy częstotliwości nośnej stanowią łatwe w interpretacji parametry porównawcze, gdyż ich obecność świadczy o występowaniu strefy zarysowanej. Rys. 9 przedstawia spektra częstotliwościowe dla próbki niezarysowanej i z próbki z pojedynczą rysą o długości 15 mm dla częstotliwości drgań 80 Hz. W tym przypadku modulacja z zastosowaniem częstotliwości zarówno 60 Hz jak i 80 Hz powoduje pojawienie się wyraźnych wstęg bocznych świadczących o wystąpieniu strefy zarysowania.



Rys. 10. Spektrum częstotliwościowe dla próbki zarysowanej ze strefą zarysowania o wysokości 15 mm (linia przerywana) i strefą zarysowania o wysokości 40 mm (linia ciągła)



Rys. 11. Zależność spektrum częstotliwościowego od mocy wzbudnika (linia ciągła – 100% mocy, linia przerywana – 25% mocy)

Na rys. 10 przedstawione są wyniki pomiarów dla próbek ze strefą zarysowania o wysokości 15 mm (linia czarna, przerywana) oraz dla próbek ze strefą zarysowania o wysokości 40 mm (linia niebieska ciągła). Wstęgi boczne w przypadku próbki ze znacznym zarysowaniem są około czterokrotnie większe niż wstęgi boczne dla próbki z małą strefą zarysowania.

Istotnym czynnikiem przy ocenie przydatności zjawiska inter-modulacji fal ultradźwiękowych jest wrażliwość metody na amplitudy drgań niskoczęstotliwościowych.

Zależność spektrum częstotliwościowego od mocy wzbudnika drgań niskiej częstotliwości przedstawiona jest na rys. 11. W badaniach porównano badania przy zastosowaniu 100% mocy wzbudnika oraz przy użyciu tylko 25% jego mocy. Przedstawione wyniki pokazują, że dla badanego elementu betonowego obniżenie mocy o $\frac{3}{4}$ nie powoduje znaczących zmian w wysokościach wstęg bocznych. Oznacza to, że dla badanego przypadku efektywności proponowanej metody nie jest wrażliwa na moc wzbudnika z przedziale od 100 do 24%.

4. Uwagi końcowe

W pracy przedstawiono badania eksperymentalne weryfikujące możliwość wykorzystanie zjawiska inter-modulacji fal ultradźwiękowych z pomocą drgań niskiej częstotliwości. Uzyskane wyniki pozwalają na wyciągnięcie wniosku, że zjawisko to umożliwia rozpoznawanie czy w elemencie betonowym są strefy zarysowane. Dalsze badania są niezbędne do ustalenia zależności pojawiania się wstęg bocznych na spektrach częstotliwościowych sygnałów pomiarowych, w zależności od rozmiaru stref zarysowania.

Literatura

- 1 Tellegen B. D. H. , Interaction between Radio-Waves, Nature 131, 840, 1933.
- 2 Chen X., Wang Y., Experimental and numerical study on microcrack detection using contact nonlinear acoustics, Front. Archit. Civ. Eng. China, 3(2): 137–141, 2009.
- 3 Parsons Z., Staszewski W. J., Nonlinear acoustics with low-profile piezoceramic excitation for crack detection in metallic structures, Smart Mater. Struct. 15, 1110–1118, 2009.
- 4 I. Didenkulov and A. Sutin, "Interaction of sound and vibrations in concrete with cracks," AIP Conference, 2000.
- 5 Bruneau M., Potel C., Materials and Acoustics Handbook, ISTE Ltd, 2009.

Podziękowania

Artykuł wykonano w ramach projektu POIG 01.01.02-10-106/09 „Innowacyjne środki i efektywne metody poprawy bezpieczeństwa i trwałości obiektów budowlanych i infrastruktury transportowej w strategii zrównoważonego rozwoju”. Badania eksperymentalne dofinansowane zostały z dotacji ze środków Wydziału Inżynierii Lądowej i Środowiska Politechniki Gdańskiej, przeznaczonych na wspieranie rozwoju młodych naukowców.

Diagnosics of concrete plate in bending with ultrasonic waves modulated by low frequency oscillations

Błażej Meronk¹, Krzysztof Wilde¹

¹ Department of Structural Mechanics and Bridges, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Gdansk University of Technology, e-mail: blazej.meronk@wilis.pg.gda.pl, krzysztof.wilde@wilis.pg.gda.pl

Abstract: The paper presents the experimental study on the inter-modulation method for the diagnostics of concrete elements. The tests were conducted on a concrete plate subjected to ultrasonic waves and low frequency vibrations. The nonlinear acoustic effects, recorded in the experiments, made it possible to detect the presence of damaged zones. Further studies are necessary to establish the relation between the sidebanes of frequency spectra and the size of the damaged zone.

Keywords: ultrasonic testing, NDT, concrete elements, experimental study

Odporność na pękanie starej stali mostowej

Eliza Mytych-Kumańska¹, Paweł Kossakowski¹

¹ Katedra Wytrzymałości Materiałów, Wydział Budownictwa i Architektury,
Politechnika Świętokrzyska, e-mail: elizak@tu.kielce.pl, kossak@tu.kielce.pl

Streszczenie: Tematyka artykułu jest związana z zagadnieniami odporności na pękanie starej stali mostowej, która została pobrana z mostu kolejowego o okresie eksploatacji przekraczającym 100 lat. Omówiono podstawowe zagadnienia mechaniki pęknięcia, a także podano szczegółowe informacje na temat procedur wyznaczania odporności na pękanie, które są stosowane w badaniach stali mostowych. Omówiono wyniki przeprowadzonych badań, w których oszacowano wartość całki J_Q , określając tym samym odporności na pękanie badanej stali.

Słowa kluczowe: odporność na pękanie, całka J, mosty, stara stal mostowa.

1. Wprowadzenie

Pękanie jest jednym z najniebezpieczniejszych zjawisk, powodujących całkowite zniszczenie zarówno elementów konstrukcyjnych jak i rozmaitych urządzeń, maszyn, obiektów inżynierskich czy nawet środków transportu.

Wystarczy choćby wspomnieć jedną z najbardziej spektakularnych i tragicznych w skutkach katastrof, jaka miała miejsce w historii – zatonięcie transatlantyka Titanic. Podstawową przyczyną jego zatonięcia było oczywiście zderzenie z górą lodową, jednak wg najnowszej hipotezy, zasadniczym czynnikiem który zdecydował o rozszczelnieniu poszycia kadłuba statku były pęknięcia (ścięcia) nitów. Do ich produkcji zastosowano materiał o zbyt wysokiej zawartości węgla, powodującego z jednej strony polepszenie jej kowalności kosztem wzrostu podatności na kruche pękanie.

Na tym przykładzie widać wyraźnie jak niebezpiecznym procesem powodującym gwałtowne niszczenie materiałów metalowych jest kruche pękanie. Problem ten został dostrzeżony już dawno w odniesieniu do szeregu stali konstrukcyjnych, co miało swój efekt w opracowaniu np. Eurokodu 1993-1-10 [1], gdzie podano wymagania w zakresie doboru materiału z uwagi na kruche pękanie i wymaganą udarność oraz ciągliwość międzywarstwową.

Jednymi z konstrukcji inżynierskich, które są szczególnie narażone na negatywne skutki pęknięcia są mosty i wiadukty metalowe o długim okresie eksploatacji. Jest to związane z procesami desktrukcyjnymi, które powodują tzw. starzenie materiału. Podstawowym zjawiskiem degradującym strukturę materiału obiektów komunikacyjnych jest zmęczenie materiału, którego fizycznym objawem są właśnie pęknięcia. Przykład stanu przedawaryjnego mostu Bay Bridge w San Francisco, gdzie pęknięciu uległ jeden z krzyżulców, pokazano na rysunkach 1 i 2.



Rys. 1 Widok mostu Bay Bridge w San Francisco z zaznaczeniem rejonu uszkodzenia [2]

Z inżynierskiego punktu widzenia, w celu oszacowania nośności elementów zawierających pęknięcia, niezbędna jest znajomość podstawowego parametru jakim jest odporności na pękanie materiału, z którego dany element konstrukcyjny został wykonany.



Rys. 2 Widok pęknięcia krzyżulca mostu Bay Bridge w San Francisco [2]

Tematyka ta została poruszona w artykule, gdzie podjęto próbę oszacowania odporności na pękanie stali mostowej, która została podbrana z mostu kolejowego o ponad stuletnim okresie eksploatacji. W oparciu o przeprowadzone badania [3] omówiono i przedyskutowano odporność na pękanie badanej stali mostowej wraz z opisem metodologii i procedur jej wyznaczania. Uzyskane rezultaty mogą być pomocne w analizach nośności i ocenie bezpieczeństwa pracy elementów konstrukcji mostów i wiaduktów o wieku przekraczającym 100 lat, które mogą być prowadzonymi zgodnie z rozwijanymi ostatnio procedurami w tym zakresie np. R-6 i FITNET.

2. Podstawowe zagadnienia i parametry mechaniki pękania

Tematyka szacowania nośności elementów z pęknięciami jest nierozzerwalnie związana ze stosunkowo młodą, interdyscyplinarną dziedziną nauki jaką jest mechanika pękania. Obejmuje ona badania zachowania się elementów z karami pod obciążeniem, podając szczegółowe rozwiązania i zależności.

Podstawowym założeniem mechaniki pękania jest przyjęcie w materiale nieciągłości w postaci szczeliny. Wraz ze wzrostem działającego obciążenia szczelina powiększa się prowadząc do zniszczenia materiału. Najogólniej mówiąc w mechanice pękania podaje się rozwiązania w zakresie obciążeń granicznych jakie materiał ze szczeliną jest w stanie przenieść lub jaki jest rozmiar maksymalnej szczeliny, która dla zadanego obciążenia nie doprowadzi do zniszczenia.

Mechanika pękania dzieli się na dwa podstawowe działy, liniowo-sprężystą i nieliniową mechanikę pękania, co jest związane z charakterem odkształceń towarzyszących rozprzestrzenianiu pęknięcia, tj. odkształceń sprężystych i plastycznych.

W zależności od orientacji obciążenia w stosunku do płaszczyzny pęknięcia i kierunku jego propagacji, w mechanice pękania wyróżnia się trzy podstawowe sposoby obciążenia elementu zawierającego szczelinę, a w efekcie trzy schematy rozwoju pęknięcia: rozrywanie (otwieranie pęknięcia), ścinanie wzdłużne i ścinanie poprzeczne. Schematy te określane są jako tzw. czyste sposoby obciążenia elementu ze szczeliną i oznaczane symbolem odpowiednio I, II i III.

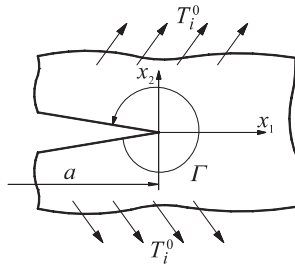
Odporność na pękanie jako właściwość materiałowa jest określana w mechanice pękania za pomocą jednego z kilku parametrów. O ile w zakresie liniowo-sprężystej mechaniki pękania używa się do tego celu krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{Ic} (gdzie $\alpha = I, II, III$ i oznacza orientację obciążenia w elemencie ze szczeliną), to w przypadku materiałów plastycznych stosuje się krytyczną wartość całki J_{Ic} oraz krytyczne rozwarcie wierzchołkowe szczeliny δ_{Tc} .

W przypadku stali konstrukcyjnych stosowanych w mostownictwie, w związku z ich własnościami plastycznymi, zastosowanie znajdują metody nieliniowej mechaniki pękania.

Odporność na pękanie tego typu gatunków stali jest określana w oparciu o tzw. całkę J , a ściślej jej krytyczną wartość J_{Ic} . Całka J jest definiowana następująco:

$$J = \int_{\Gamma} \left(W dx_2 - T_i \frac{\partial u_i}{\partial x_i} ds \right) \quad (1)$$

gdzie: Γ – kontur w obszarze wierzchołka szczeliny, W – gęstość energii sprężystej, definiowana jako $W = \int_0^{\varepsilon_{mn}} \sigma_{ij} d\varepsilon_{ij}$, T_i – składowa naprężenia normalna do konturu ($T_i = \sigma_{ij} n_j$), u_i – wektor przemieszczenia, n_j – wektor jednostkowy normalny do konturu Γ , ds – element konturu Γ wg rysunku 3.



Rys. 3 Schemat szczeliny z oznaczeniem konturu całkowania

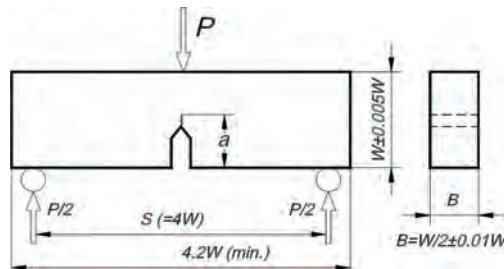
Kryterium pękania oparte na całce J opisane jest następującym związkiem:

$$J_{\alpha} \geq J_{\alpha c} \quad (2)$$

Jak wynika z kryterium (2) proces pękania jest inicjowany jeśli w trakcie obciążenia elementu ze szczeliną przekroczona zostanie krytyczna wartość całki $J_{\alpha c}$ materiału.

3. Metodyka wyznaczania odporności na pękanie za pomocą krytycznej wartości całki J_{Ic}

Istnieje kilka metod wyznaczenia krytycznej całki wartości J_{Ic} , w tym dwie podstawowe, metoda wielu próbek oraz metoda zmiany potencjału. Generalnie, wyznaczenie wartości J_{Ic} opiera się na oszacowaniu umownej wartości odporności na pękanie oznaczanej jako J_Q . W badaniach odporności na pękanie stosuje się różnego rodzaju próbki, w tym próbkę trójpunktowo zginaną z jednostronnym pęknięciem typu SEN(B), pokazana schematycznie na rysunku 4.



Rys. 4 Schemat próbki SEN(B)

Wartość J_Q jest wyznaczana w punkcie przecięcia krzywej odporności J_R oraz prostej równoległej do linii „stopnia”, poprowadzonej w odległości $\Delta a = 0,2$ mm. Umowna odporność na pękanie J_Q może być traktowana jako stała materiałowa J_{Ic} pod warunkiem

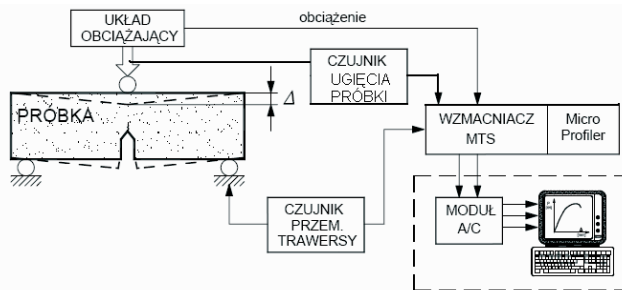
zachowania wymogów normowych podczas badań, a przede wszystkim spełnienia warunku płaskiego stanu odkształcenia (PSO) w próbce użytej podczas badań. Warunek ten w ogólnej formie przedstawia się następująco:

$$B, b_0, a_0 > 25 \frac{J_0}{\sigma_0} \quad (3)$$

gdzie: B – grubość próbki, a_0 – długość pęknięcia, b_0 – długość części próbki, która nie zawiera pęknięcia ($b_0 = W - a_0$), W – szerokość próbki.

Poniżej przedstawiono szczegółowo procedury wyznaczania odporności na pęknięcie w oparciu o metodę wielu próbek i zmiany potencjału.

Wyznaczenie odporności na pęknięcie przy zastosowaniu metody wielu próbek doczekało się w naszym kraju normalizacji i ujęte zostało w PN-88/H-04336 [4]. Metoda wielu próbek wymaga zastosowania specjalnego stanowiska i zestawu pomiarowego, którego przykładowy schemat pokazano na rysunku 5.



Rys. 5 Układu pomiarowy stosowany w metodzie wielu próbek

W celu określenia odporności na pęknięcie badanego materiału, w metodzie wielu próbek sporządza się krzywą odporności J_R dla przynajmniej czterech ważnych punktów. Na ich podstawie w oparciu o metodę najmniejszych kwadratów aproksymowana jest funkcja potęgowa $J_R = C(\Delta a)^n$. Linia poprowadzona równoległe do linii „stopnia” w odległości $\Delta a = 0,2$ mm przecina krzywą J_R , a rzędna tego punktu określa wartość umownej odporności na pęknięcie J_0 . Funkcja określająca linię „stopnia” wyznaczana jest w oparciu o własności wytrzymałościowe materiału zgodnie ze wzorem:

$$J = M \left(\frac{R_e + R_m}{2} \right) \Delta a \quad (4)$$

gdzie: M – współczynnik o wartości z zakresu 2÷4.

Dla każdej próbki dokonuje się pomiaru długości pęknięcia a_0 oraz przyrostu długości pęknięcia Δa za pomocą mikroskopu laboratoryjnego. W przypadku określania wartości Δa stosuje się uśrednienie po grubości próbki.

Zasadą metody wielu próbek jest obciążanie kolejnych próbek tak, aby uzyskane dla nich wartości całki J i przyrostu pęknięcia Δa były różne. Dla poszczególnych próbek całka J jest obliczana wg wzoru:

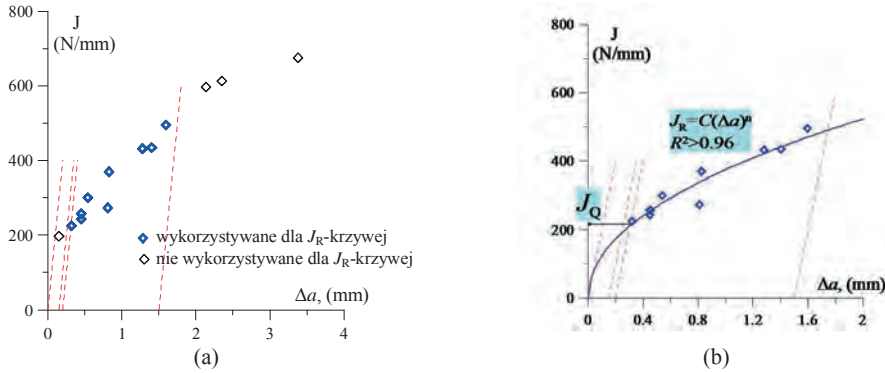
$$J = \frac{\eta A}{B(W - a_0)} \quad (5)$$

gdzie: B – grubość próbki, W – szerokość próbki, a_0 – długość pęknięcia, η – współczynnik zależny od typu próbki i wartości a_0 , A – energia wyznaczana jako pole pod wykresem siła-ugięcia próbki.

Wartość współczynnika η dla próbek typu SEN(B) spełniających warunek $0,45 < a_0/W < 0,65$ wynosi $\eta = 2$.

Wykres niezbędny do wyznaczenia odporności na pęknięcie w metodzie wielu próbek budowany jest przez nanoszenie punktów o współrzędnych odpowiadających obliczonym wartościom całki J oraz przyrostom długości pęknięcia Δa . Krzywa odporności J_R

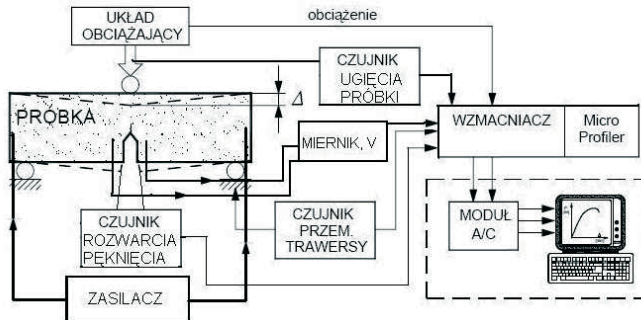
wyznaczana jest jedynie dla punktów znajdujących się pomiędzy liniami ograniczonymi wartościami $J_R = M(R_e + R_m)(\Delta a - 0.15)$ i $J_R = M(R_e + R_m)(\Delta a - 1.5)$. Schemat procedury wyznaczenia krytycznej wartości całki J_{Ic} zgodnie z metodą wielu próbek pokazano na rysunku 6.



Rys. 6 Procedura wyznaczenia krytycznej wartości całki J_{Ic} zgodnie z metodą wielu próbek

Drugą metodą stosowaną do wyznaczenia krytycznej wartości całki J_{Ic} jest metoda zmiany potencjału realizowana przy zastosowaniu jednej próbki.

W tej metodzie wyznaczenie umownej odporności na pękanie J_Q jest analogiczne jak w metodzie wielu próbek, czyli opiera się na wykresie krzywej odporności J_R przy spełnieniu warunku PSO dla badanej próbki. Inna natomiast jest metodologia wyznaczania długości przyrostu pęknięcia Δa , gdyż opiera się ona na pomiarze prądu, który jest przepuszczany przez próbkę trakcie pomiaru. Wzrost długości pęknięcia powoduje zmianę rezystancji próbki, a tym samym zmianę rejestrowanego napięcia (potencjału) prądu. Schemat zestawu pomiarowego stosowanego w metodzie zmiany potencjału pokazano na rysunku 7.



Rys. 7 Układu pomiarowy stosowany w metodzie zmiany potencjału

Przyrost długości pęknięcia Δa jest wyznaczany wg poniższego wzoru [4]:

$$\Delta a_i = \frac{\Delta V_i}{\Delta V_k} \Delta a_k \quad (6)$$

gdzie: Δa_k – całkowity przyrost długości pęknięcia, Δa_i – bieżący przyrost długości pęknięcia, ΔV_k – całkowita zmiana potencjału, ΔV_i – bieżąca zmiana potencjału.

Bieżąca wartość całki J_i w metodzie zmiany potencjału jest obliczana wg wzoru:

$$J_i = \left(J_{i-1} + \left(\frac{\eta}{b_{i-1}} \right) \frac{(A_i - A_{i-1})}{B} \right) \left(1 - \frac{a_i - a_{i-1}}{b_{i-1}} \right) \quad (7)$$

gdzie: B – grubość próbki, a_i – bieżąca długość pęknięcia, a_{i-1} – długości pęknięcia dla poprzedniego kroku iteracji, b_{i-1} – długość części próbki, która nie zawiera pęknięcia dla poprzedniego kroku iteracji, A_i – bieżąca energia wyznaczana jako pole pod wykresem siła-ugięcie próbki, A_{i-1} – energia dla poprzedniego kroku iteracji, η – współczynnik zależny od typu próbki i wartości a_0 .

W porównaniu z metodą wielu próbek metoda zmiany potencjału daje możliwość uzyskania nieporównywalnie większej ilości ważnych punktów pomiarowych, bo około 1000. W metodzie wielu próbek takich punktów można uzyskać około 10 dla 15 próbek.

Z uwagi na fakt, że wynik uzyskany przy zastosowaniu metody potencjału może znacząco różnić się od wartości średniej określonej w oparciu o metodę wielu próbek, odporność na pęknięcie należy przyjmować jako minimalną wartość krytycznej całki J uzyskaną z co najmniej trzech ważnych wykresów.

4. Odporność na pęknięcie starej stali mostowej

Jak już wspomniano we wstępie, przeprowadzone badania [3] obejmowały określenie odporności na pęknięcie stali mostowej, która została pobrana z mostu kolejowego o długim okresie eksploatacji, przekraczającym 100 lat.

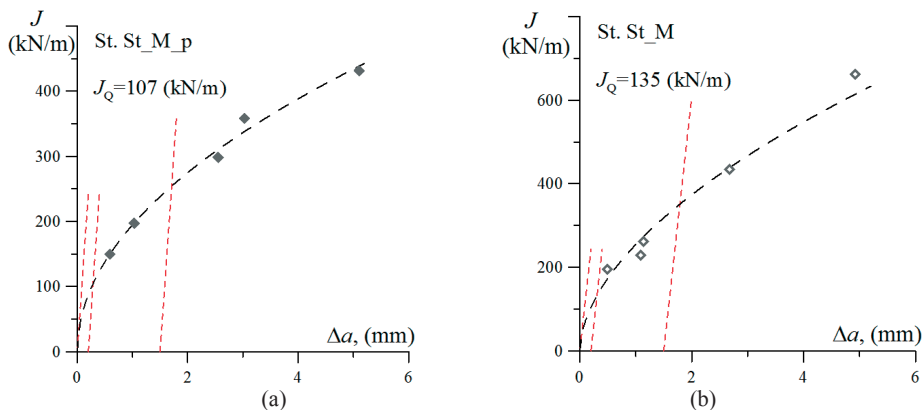
W badaniach jako parametr odporności na pęknięcie przyjęto krytyczną wartość całki J , którą wyznaczono przy zastosowaniu próbek trójpunktowo zginanych typu SEN(B), pokazanych na rysunku 4. Próbki wycinano z blach dźwigaru mostu w dwóch kierunkach, podłużnym i poprzecznym.

Badania wykonano przy zastosowaniu metody wielu próbek oraz porównawczo metody zmiany potencjału, wg omówionych wcześniej procedur.

Badana stal charakteryzuje się niskimi wartościami granicy plastyczności, która średnio wynosi $R_e = 240$ MPa. Sugeruje to mechanizm plastycznego pęknięcia oraz stosunkowo wysokich wartości charakterystyki odporności na pęknięcie.

Próbki zastosowane w badaniach wycinano z blach o grubości 10 mm, a co za tym idzie spełnienie warunków PSO było problematyczne. Aby niejako wymusić płaski stan odkształcenia w badanych próbkach, w płaszczyźnie rozwoju pęknięcia podkrytycznego wykonano dodatkowe, boczne nacięcia o głębokości 1 mm. Z uwagi na problem ze spełnieniem warunku PSO uzyskane wartości umownej odporności na pęknięcie J_Q nie mogły charakteryzować odporności na pęknięcie J_{Ic} , a jedynie mogą mieć charakter orientacyjny.

W pierwszym etapie badań wyznaczono krytyczne całki J_Q w oparciu o metodę wielu próbek. Wyniki tych badań w postaci krzywych J_R pokazano na rysunku 8.



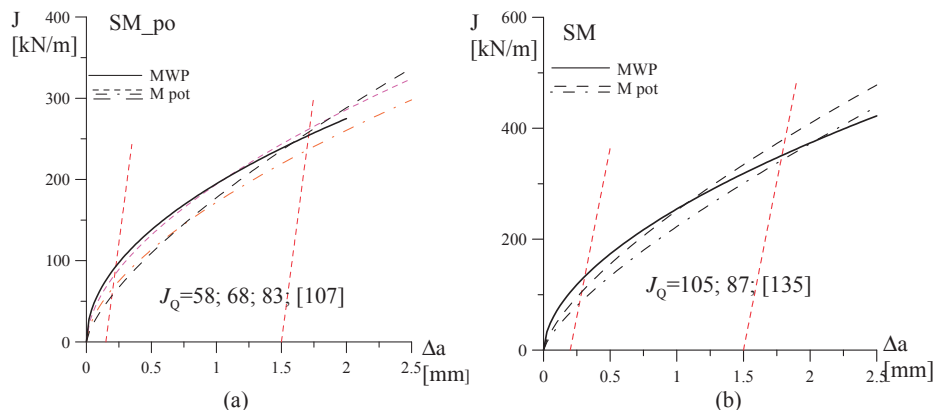
Rys. 8 Krzywe J_R wyznaczone dla próbek: poprzecznych (a) podłużnych (b)

Wartości umownej odporności na pęknięcie J_Q wyznaczone wg metody wielu próbek były następujące:

- kierunek poprzeczny: $J_Q = 107$ kN/m;
- kierunek podłużny: $J_Q = 135$ kN/m.

W kolejnym etapie badań wyznaczono odporność na pękanie stosując metodę zmiany potencjału. W przypadku próbek, w których przyrost długości pęknięcia Δa był mały, nie wyznaczono wartości J_Q z uwagi na brak ważnych punktów w przedziale ważności, określonym liniami granicznymi $J_R = M(R_e + R_m)(\Delta a - 0.15)$ i $J_R = M(R_e + R_m)(\Delta a - 1.5)$.

Rezultaty badań w postaci krzywych J_R , zaznaczonych liniami przerywanymi, uzyskanych na podstawie metody zmiany potencjału pokazano na rysunku 9. Dla porównania, na wykresy nałożono krzywe J_R uzyskane przy zastosowaniu metody wielu próbek w postaci linii ciągłych.



Rys. 9 Krzywe J_R wyznaczone metodą wielu próbek (MWP) i metodą zmiany potencjału (M pot) dla próbek: poprzecznych (a), podłużnych (b)

Charakterystyczne jest, że dla zarówno dla kierunku poprzecznego jak i podłużnego, krzywe J_R wyznaczone w oparciu o metodą wielu próbek znajdują się powyżej krzywych J_R wyznaczonych przy zastosowaniu metody potencjału. Skutkuje to wyższymi krytycznymi wartościami odporności na pękanie J_Q jakie uzyskano wg metody wielu próbek w porównaniu do metody zmiany potencjału. Przyczyn tych różnic należy szukać w daleko mniejszej ilości ważnych punktów pomiarowych w przedziale ważności, jakie uzyskano stosując metodę wielu próbek w porównaniu do metody zmiany potencjału. Efekt odwrotny miał miejsce w przypadku zastosowania metody zmiany potencjału, ilość punktów ważnych była bardzo duża i wystarczająca do poprawnego wyznaczenia krzywej J_R , a co za tym idzie poprawnego oszacowania krytycznej wartości odporności J_Q .

Umowna odporność na pękanie J_Q wyznaczona wg metody potencjału jest następująca:

- kierunek poprzeczny: $J_Q = 58$ kN/m;
- kierunek podłużny: $J_Q = 87$ kN/m.

Uzyskanych wyniki odporności na pękanie wraz z wyznaczonymi parametrami wytrzymałościowymi badanej stali mostowej zestawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Charakterystyki wytrzymałościowe oraz odporność na pękanie badanej stali mostowej

Lp.	Kierunek	R_{eL} (MPa)	R_{eH} (MPa)	R_m (MPa)	A_5 (%)	Z (%)	J_{QMWP} (kN/m)	J_{QMpot} (kN/m)
1	Poprzeczny	239,5	243,8	368,0	36,1	57,3	107,0	58,0
2	Podłużny	236,5	243,3	367,3	37,6	63,0	135,0	87,0

Jak już podano, jako charakterystykę odporności na pękanie należy przyjmować najniższą wartość krytycznej całki J wyznaczoną w trakcie badań.

Najniższą wartość odporności na pękanie uzyskano dla próbek wyciętych w kierunku poprzecznym z materiału mostu

5. Dyskusja wyników i podsumowanie

Podsumowując uzyskane w pracy wyniki w zakresie odporności na pękanie stali mostowej o długim okresie eksploatacji, przekraczającym 100 lat należy stwierdzić kilka

interesujących zależności:

- odporność na pękanie J_Q oszacowana na podstawie metody wielu próbek jest wyższa w porównaniu do rezultatów uzyskanych wg metody potencjału; różnice wynoszą 84 % i 55 % odpowiednio dla kierunku poprzecznego i podłużnego próbek;
- w zagadnieniach inżynierskich zaleca się stosować wartości odporności na pękanie J_Q uzyskane w oparciu o metodę zmiany potencjału z uwagi na wyższą wiarygodność wyznaczonej krzywej krzywej J_R ;
- w przypadku wyznaczenia kilku krzywych J_R i uzyskaniu kilka wartości odporności J_Q w celu oszacowania odporności na pękanie badanego materiału należy przyjmować wartość najniższą;
- najniższa odporność na pękanie $J_Q = 58$ kN/m oszacowana została dla stali mostowej w przypadku badania próbek poprzecznych na podstawie metody zmiany potencjału, stanowiąc wartość referencyjną dla badanego materiału.

Z uwagi badania materiału pobranego z pojedynczego mostu, uzyskane wyniki należy traktować jako porównawcze i uzupełniające wiedzę z zakresu odporności na pękanie stali mostowych z końca XIX wieku. Jednakże uwzględniając przyjęty w badaniach konserwatyzm, przedstawione rezultaty mogą mieć zastosowanie w praktycznych zagadnieniach szacowania nośności i bezpieczeństwa konstrukcji mostowych o podobnym wieku, w których stwierdzono pęknięcia. W tego typu analizach zaleca się stosować nowoczesne metody szacowania bezpieczeństwa konstrukcji z defektami, np. procedury FITNET, w oparciu o oszacowaną w pracy wartość $J_Q = 58$ kN/m. W najogólniejszym przypadku bezpieczeństwo konstrukcji będzie zapewnione gdy wyznaczona całka J dla elementu z pęknięciem będzie niższa od $J_Q = 58$ kN/m, i jednocześnie działające obciążenie będzie niższe od obciążenia granicznego wyznaczonego dla analizowanego elementu z pęknięciem.

Literatura

- 1 PN-EN 1993-1-10:2007 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych - Część 1-10: Dobór stali ze względu na odporność na kruche pękanie i ciągliwość międzywarstwową.
- 2 <http://www.californiabeat.org/2009/09/05/breaking-structural-flaw-may-delay-bay-bridge-reopening>.
- 3 Trąmpczyński W., Kumańska E., Dzioba I. Próba jednoosiowego rozciągania. Wyznaczenie charakterystyk odporności na pękanie. Raport z badań w ramach projektu Nr R 04 007 01, Politechnika Świętokrzyska, Kielce, 2009.
- 4 PN-88/H-04336 Metale – Metoda badania odporności na pękanie przez wyznaczanie krytycznej wartości całki J , J_{IC} .

Fracture toughness of old bridge steel

Eliza Mytych-Kumańska¹, Paweł Kossakowski¹

¹ Department of Strength of Materials and Concrete Structures, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Kielce University of Technology, e-mail: elizak@tu.kielce.pl, kossak@tu.kielce.pl

Abstract: The subject of paper is related to problems the of fracture toughness of old steel bridge which was taken from the railway bridge, that was loaded during more than 100 years. The basic problems of fracture mechanics, as well as detailed information on the procedures of determination of material fracture toughness, which were used in the steel bridge research, are presented. The results of the study, the critical values of J_Q integral, defining the fracture toughness of investigated steel are discussed.

Keywords: fracture toughness, J integral, bridges, old bridge steel.

Wpływ losowych nierówności toru na drgania wybranego układu most zespolony / nawierzchnia kolejowa / pociąg szybkiej

Monika Podworna¹, Marian Klasztorny²

¹ Zakład Dynamiki Budowli, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wrocławska,
e-mail: monika.podworna@pwr.wroc.pl

² Katedra Mechaniki i Informatyki Stosowanej, Wydział Mechaniczny, Wojskowa Akademia
Techniczna, e-mail: m.klasztorny@gmail.com

Streszczenie: Opracowano quasi-ściśle teorię modelowania jednowymiarowego (1D), fizycznego i matematycznego, układu most zespolony / nawierzchnia kolejowa podsypkowa / pociąg szybkiej (BTT), przy uwzględnieniu lepkosprężystych zawieszek pojazdów szynowych na dwuosowych wózkach jezdnych, nieliniowej sztywności kontaktowej Hertza i jednostronnego kontaktu między zestawami kołowymi a szynami, cech lepkosprężystych i bezwładnościowych mostu, lepko sprężystej nawierzchni kolejowej na moście i poza mostem, płyt przejściowych i losowych nierówności toru. Na podstawie tej teorii opracowano zaawansowane algorytmy komputerowe modelowania numerycznego układów BTT oraz program komputerowy do symulacji drgań pionowych tych układów. W ramach wstępnych badań dynamicznych rozważono most zaprojektowany zgodnie z polskimi normami, o rozpiętości teoretycznej przęsła 15,00 m, oznaczony kodem SCB-15. Most obciążono niemieckim pociągiem szybkiej ICE-3, poruszającym się z prędkością krytyczną (270 km/h) i maksymalną (300 km/h).

Słowa kluczowe: most zespolony, nawierzchnia kolejowa podsypkowa, pociąg szybkiej ICE-3, losowe nierówności toru, modelowanie, symulacja, badania numeryczne

1. Wstęp

Mosty zespolone obciążone pociągami szybkiej poruszającymi się z prędkościami do 300 km/h wymagają projektowania lub modernizacji z uwzględnieniem warunku bezpieczeństwa ruchu pociągu (TSC) oraz warunku komfortu pasażerów (PCC) [1,2]. Nierówności toru kolejowego, związane głównie z technologią budowy toru, osiadaniem i zużyciem powierzchni tocznych szyn, są uważane za jeden z głównych czynników wpływających na odpowiedź dynamiczną układu BTT. Pomiar eksperymentalny i/lub modelowanie nierówności toru jest przedmiotem szeregu prac, np. [3-6]. Uznany modelem profili pionowych nierówności toru jest stacjonarny ergodyczny przestrzenny proces Gaussa. Profile te są scharakteryzowane przez jednostronną funkcję gęstości widmowej mocy (PSD). Administracja Dróg Kolejowych USA (FRA) opracowała funkcje PSD dla linii kolejowych stopni 1 – 6 według normy dotyczącej dróg kolejowych USA.

Stan wiedzy do roku 2004 w dynamice mostów kolejowych obciążonych pociągami szybkiej przedstawiono w pracy [7]. W niniejszej pracy przegląd literatury rozszerzono o najważniejsze prace w ostatnich 10 latach. Au i in. [8] zaprezentowali studium drgań 1D kolejowego mostu podwieszonoego z uwzględnieniem losowych nierówności szyn. Belkę główną podzielono na elementy skończone Eulera o sześciu stopniach swobody (6DOF). Założono więzy dwustronne między zestawami kołowymi (masy nieresorowane) a szynami. Profile losowych nierówności toru generowano z wykorzystaniem empirycznej formuły PSD i parametrów FRA. Song i in. [9] opracowali model MES 3D układu most / pociąg szybkiej. Pomost modelowano z zastosowaniem elementów powłokowych płaskich 6DOF. Nawierzchnię kolejową modelowano jako belkę Eulera na sprężystym podłożu dwuparametrowym. Założono więzy dwustronne między zestawami kołowymi (masy nieresorowane) a szynami.

W pracach [10 – 12] rozwinięto teorię 1D modelowania układów BTT. Konstrukcję nośną mostu stalowego modelowano za pomocą lekko sprężystej belki Timoshenki, przyrównanej odcinkami. Szyny odwzorowano za pomocą ciągłej lekko sprężystej belki Eulera. Przytwierdzenia i podsypka są fizycznie nieliniowe, a podkłady są masami skupionymi drgającymi pionowo. Modelem pojazdu szynowego jest czteroosiowy model Matsuury (6DOF). Testowano mosty stalowe obciążone pociągiem Shinkansen.

Lu i in. [6] adoptowali element VBI (interakcja pojazd – most) w teorii niestacjonarnych drgań losowych układów pojazd – most. Element VBI redukuje stopnie swobody pojazdu do stopni swobody mostu przy zastosowaniu schematu całkowania Newmarka. Most jest dyskretyzowany za pomocą belkowych elementów skończonych Eulera. Pojazdy odwzorowano za pomocą czteroosiowego modelu Matsuury (6DOF). Odpowiedź dynamiczną mostu na przejazd pociągów analizowano w pracy [13] z uwzględnieniem nierówności toru. Zastosowano model 3D DBTI (dynamiczna interakcja most – pociąg).

Zaawansowane modelowanie sztywności kontaktowej koło szyna, zgodnie z nieliniową teorią Hertza, zaprezentowano w pracy [5]. Kontakt koło – szyna jest rozpatrywany jako kontakt sprężysty dwóch walców prostopadłych do siebie. Względne skrócenie pionowe między kołem a szyną jest obliczane na podstawie formuły Hertza o postaci

$$u_H = d_H R_1^{2/3} \quad (1)$$

gdzie: u_H – skrócenie pionowe, $d_H = 1/k_H$ – podatność kontaktowa, k_H – sztywność kontaktowa, $R_1 = 0.5R$ – połowa siły interakcji przypadającej na zestaw kołowy. W odniesieniu do pociągu ICE-3 z kołami o promieniu $r_w = 0.46$ m średnia sztywność kontaktowa wynosi $k_H = 0.216 \cdot 10^8 \left[\frac{N^{2/3}}{m} \right]$.

2. Opis profili pionowych losowych nierówności toru

W modelowaniu prób losowych nierówności toru kolejowego uwzględniono tylko profil pionowy, tj. średnią nierówność dwóch szyn typu elewacja [3]. Pominięto nierówności krótkie szyn typu marszczenie oraz nierówności długie wynikające z geometrii toru. Stacjonarny ergodyczny przestrzenny proces Gaussa jest opisany przez jednostronną funkcję PSD, $S_{rr}(\Omega)$, przy czym $\Omega = 2\pi/L_r$ [rad/m] jest tzw. częstością przestrzenną, natomiast L_r jest długością fali. Funkcja $S_{rr}(\Omega)$ opracowana przez FRA, ma postać [3]

$$S_{rr}(\Omega) = kA \frac{\Omega_c^2}{(\Omega^2 + \Omega_c^2)\Omega^2} \left[\frac{\text{mm}^2 \text{m}}{\text{rad}} \right] \quad (2)$$

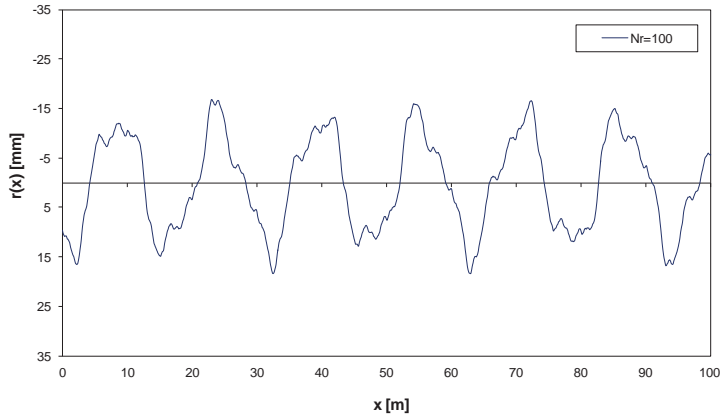
gdzie $k = 0.25$, $\Omega_c = 0.8245 \left[\frac{\text{rad}}{\text{m}} \right]$, natomiast współczynnik A [mm²rad/m] jest specyfikowany dla stopni 1 – 6 linii kolejowych. W niniejszej pracy uwzględniono tylko lepsze linie o stopniach 4 ($A=53.76$), 5 ($A=20.95$), 6 ($A=3.39$).

Próby losowe profili pionowych nierówności toru są generowane za pomocą metody Monte-Carlo, co prowadzi do formuły [4,5]

$$r(x) = 2 \sum_{i=1}^{N_r} \sqrt{S_{rr}(\Omega_i) \Delta\Omega} \cos(\Omega_i x + \varphi_i) \quad [\text{mm}] \quad (3)$$

gdzie: $\Omega_i = \Omega_{\min} + (i - 0.5)\Delta\Omega$ – częstość dyskretna, φ_i – losowy kąt fazowy o rozkładzie równomiernym na przedziale $[0, 2\pi]$ [rad] i niezależny dla $i = 1, 2, \dots, N_r$, $\Delta\Omega = \frac{1}{N_r}(\Omega_{\max} - \Omega_{\min})$ – przyrost częstości, N_r – łączna liczba przyrostów częstości w przedziale $[\Omega_{\min}, \Omega_{\max}]$, $\Omega_{\min} = \frac{2\pi}{L_{r,\max}}$, $\Omega_{\max} = \frac{2\pi}{L_{r,\min}}$ – dolna i górna granica częstości przestrzennej, $L_{r,\min}, L_{r,\max}$ - dolna i górna granica długości fali.

Biorąc pod uwagę dane eksperymentalne podane w pracach [3–6,8,9], przyjęto wartości $L_{r,\min} = 0.10$ m, $L_{r,\max} = 70.00$ m jako adekwatne do symulacji układów BTT z mostami o rozpiętości do 30.00 m. Na podstawie symulacji wstępnych, wartość $N_r = 100$ została oceniona jako adekwatna do generowania prób losowych profili nierówności zgodnych z rzeczywistością. Przykładową próbę losową dla $N_r = 100$ pokazano na rys. 1.



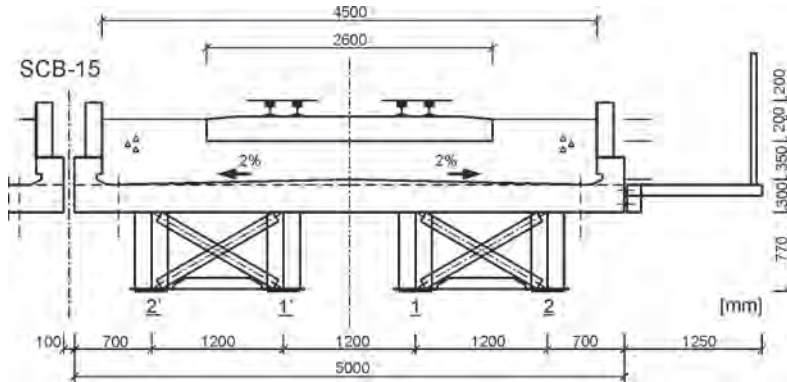
Rys. 1. Próba losowa profilu pionowych nierówności toru dla linii o stopniu 4

3. Modelowanie fizyczne i matematyczne układu BTT

Na rys. 2 pokazano w pełni symetryczny przekrój poprzeczny mostu SCB-15 w środku rozpiętości, z zastosowaniem powłokowych ścianek kompozytowych GFRP do zabezpieczenia bocznego podsypki. Komponenty nawierzchni kolejowej podsypkowej dostosowanej do ruchu pociągów z prędkościami do 300 km/h są następujące: szyny główne i odbojnice 60E1 (UIC-60), przytwierdzenia szyn głównych i odbojnic Vossloh 300-1, podkłady z betonu sprężonego B 320 U60 / B 320 U60-U, podsypka o grubości 35 cm pod podkładem w osi toru, żelbetowe płyty przejściowe, podtorze stabilizowane cementem w strefach przejściowych, piaskowo żwirowa warstwa górna podtorza, nasyp wzmocniony włókniną poza strefami przejściowymi. Charakterystyka sprężysta pary przytwierdzeń Vossloh 300-1 jest nieliniowa. Podsypka jest liniowo sprężysta przy ścisnieniu i nie przenosi rozciągania. Właściwości tłumiące przytwierdzeń i podsypki są aproksymowane modelem tłumienia wiskotycznego.

W modelowaniu fizycznym i matematycznym układu BTT przyjęto następujące główne założenia. Rozpatruje się skończenie długi odkształcalny tor ciągły, obejmujący most, strefy przejściowe i strefy pozap przejściowe. Poza tymi strefami tor jest prostoliniowy nieodkształcalny. Płaszczyzna drgań pionowych układu BTT pokrywa się z płaszczyzną symetrii podłużnej tego układu. Szyny główne i boczne są lepkosprężystymi belkami Eulera. Podkłady są odwzorowane przez masy skupione drgające pionowo. Podsypka jest modelowana przez dyskretne więzy nieliniowe sprężysto-tłumiące pod każdym podkładem. Masa podsypki jest granulowana poza mostem i płytami przejściowymi. Podtorze jest aproksymowane przez zbiór oscylatorów lepko sprężystych. Płyty przejściowe są modelowane jako lepkosprężyste belki Eulera. Zespolona konstrukcja nośna mostu jest odwzorowana przez belkę odcinkowo przyrządkowaną, swobodnie podpartą, odkształcalną giętnie, symetryczną względem środka rozpiętości. Pociąg ICE-3 składa się z ośmiu pojazdów czteroosiowych, modelowanych za pomocą rozszerzonego modelu Matsuury, uwzględniającego nieliniowe, jednostronne sprężyny kontaktowe Hertza. Układ BTT jest liniowy geometrycznie i nieliniowy fizycznie.

Układ BTT podzielono na następujące podukłady (kody od terminów angielskich): BS – konstrukcja nośna mostu, LAS – lewa płyta przejściowa, RAS – prawa płyta przejściowa, LB – lewa warstwa podsypki, RB – prawa warstwa podsypki, SL – podkłady, OR – szyny główne, SR – szyny boczne, $RVi, i = 1, 2, \dots, N_v$ – pociąg ruchomy (N_v – liczba pojazdów). Model fizyczny 1D podukładu nawierzchnia kolejowa / most pokazano na rys. 3. Belki modelujące podukłady OR, SR, LAS, RAS, BS są dyskretyzowane przy zastosowaniu elementów skończonych odkształcalnych giętnie (4DOF) o długości d (rozstaw podkładów).



Rys. 2. Przekrój poprzeczny mostu SCB-15 w środku rozpiętości

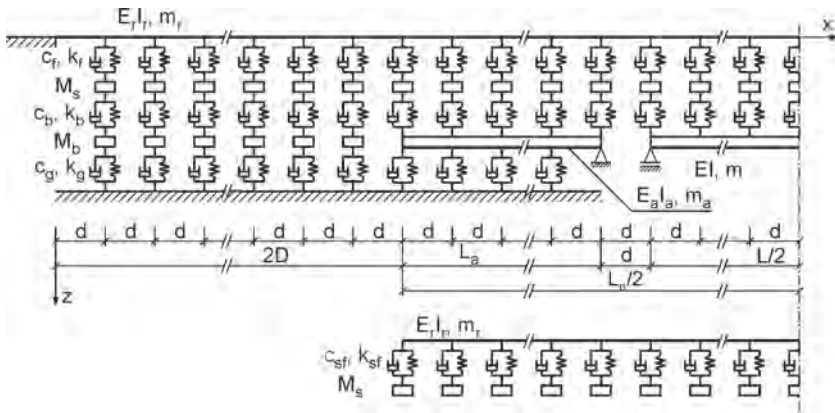
Podukłady tworzące układ BTT są obciążone podukładami pionowych interakcji przenoszonych przez sprężyste lub lepkosprężyste, fizycznie liniowe lub nieliniowe więzy. Stosując równania Lagrange'a i agregację wewnętrzną podukładów dyskretyzowanych zgodnie z metodą elementów skończonych, otrzymuje się macierzowe równania ruchu podukładów, z jawnymi liniowymi stronami lewymi i niejawnymi nieliniowymi stronami prawymi. Sprężenie równań jest ukryte w wektorach stron. Takie sformułowanie daje w wyniku macierzowe równania ruchu o stałych współczynnikach, które są całkowane za pomocą algorytmu rekurencyjno – iteracyjnego.

Drgania nieustalone i quasi-ustalone układu BTT są opisane przez $8 + N_v$ macierzowych równań ruchu o następującej postaci niejawnej:

$$\begin{aligned}
 & \mathbf{B}\ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{q}} + \mathbf{K}\mathbf{q} = \mathbf{F} \\
 & \mathbf{B}_{la}\ddot{\mathbf{q}}_{la} + \mathbf{C}_{la}\dot{\mathbf{q}}_{la} + \mathbf{K}_{la}\mathbf{q}_{la} = \mathbf{F}_{la} \\
 & \mathbf{B}_{ra}\ddot{\mathbf{q}}_{ra} + \mathbf{C}_{ra}\dot{\mathbf{q}}_{ra} + \mathbf{K}_{ra}\mathbf{q}_{ra} = \mathbf{F}_{ra} \\
 & \{\mathbf{M}_b\}\ddot{\mathbf{q}}_{lb} = \mathbf{F}_{lb} \\
 & \{\mathbf{M}_b\}\ddot{\mathbf{q}}_{rb} = \mathbf{F}_{rb} \\
 & \{\mathbf{M}_s\}\ddot{\mathbf{q}}_s = \mathbf{R}_f - \mathbf{R}_b \\
 & \mathbf{B}_r\ddot{\mathbf{q}}_r + \mathbf{C}_r\dot{\mathbf{q}}_r + \mathbf{K}_r\mathbf{q}_r = \mathbf{F}_r \\
 & \mathbf{B}_{sr}\ddot{\mathbf{q}}_{sr} + \mathbf{C}_{sr}\dot{\mathbf{q}}_{sr} + \mathbf{K}_{sr}\mathbf{q}_{sr} = \mathbf{F}_{sr} \\
 & \mathbf{B}_i\ddot{\mathbf{q}}_i = \mathbf{F}_i, \quad i = 1, 2, \dots, N_v
 \end{aligned} \tag{4}$$

gdzie: $\mathbf{q}(t), \mathbf{q}_{la}(t), \mathbf{q}_{ra}(t), \mathbf{q}_{lb}(t), \mathbf{q}_{rb}(t), \mathbf{q}_s(t), \mathbf{q}_r(t), \mathbf{q}_{sr}(t)$ – wektory współrzędnych uogólnionych odpowiednio podukładów BS, LAS, RAS, LB, RB, SL, OR, SR, $\mathbf{q}_i(t), i = 1, 2, \dots, N_v$ – wektory współrzędnych uogólnionych pojazdów ruchomych, $\mathbf{B}, \mathbf{C}, \mathbf{K}, \mathbf{B}_{la}, \mathbf{C}_{la}, \mathbf{K}_{la}, \mathbf{B}_{ra}, \mathbf{C}_{ra}, \mathbf{K}_{ra}, \mathbf{B}_r, \mathbf{C}_r, \mathbf{K}_r, \mathbf{B}_{sr}, \mathbf{C}_{sr}, \mathbf{K}_{sr}$ – macierze bezwładności, tłumienia i sztywności odpowiednio podukładów BS, LAS, RAS, OR, SR, $\{\mathbf{M}_b\}, \{\mathbf{M}_s\}$ – macierze bezwładności podukładów LB, RB, SL, \mathbf{B}_i – macierz bezwładności i -tego pojazdu szynowego (10DOF), $\mathbf{R}_f, \mathbf{R}_{sf}, \mathbf{R}_b, \mathbf{R}_g$ – wektory interakcji przenoszonych przez przytwierdzenia szyn OR, SR, podsypkę, podtorze, \mathbf{R}_{wi} – wektor ruchomych sił nacisku zestawów kołowych i -tego pojazdu na szyny, $\mathbf{F}(\mathbf{R}_b)$ – wektor obciążeń uogólnionych podukładu BS, $\mathbf{F}_{la}(\mathbf{R}_b, \mathbf{R}_g), \mathbf{F}_{ra}(\mathbf{R}_b, \mathbf{R}_g)$ – wektory obciążeń uogólnionych podukładów LAS i RAS, $\mathbf{F}_{lb}(\mathbf{R}_b, \mathbf{R}_g), \mathbf{F}_{rb}(\mathbf{R}_b, \mathbf{R}_g)$ – wektory obciążeń uogólnionych podukładów LB i RB, $\mathbf{F}_r(\mathbf{R}_f, \mathbf{R}_{wi}), i = 1, 2, \dots, N_v, \mathbf{F}_{sr}(\mathbf{R}_{sf})$ – wektory obciążeń uogólnionych podukładów OR i SR, $\mathbf{R}_i = \text{col}(R_{1i} \ R_{2i} \ \dots \ R_{10,i})$ – wektor interakcji przenoszonych przez zawieszenia I i II stopnia i -tego pojazdu, \mathbf{G} – wektor obciążeń uogólnionych odwzorowują-

cy naciski statyczne zestawów kołowych na szyny, $\mathbf{F}_i(\mathbf{R}_i, \mathbf{G}), i = 1, 2, \dots, N_v$ – wektor obciążeń uogólnionych podukładu $RVi, i = 1, 2, \dots, N_v$, $(\dot{}) = d/dt$ – różniczkowanie podług zmiennej czasowej t . Wzory szczegółowe definiujące macierze i wektory w równaniach (4) oraz wartości parametrów fizycznych podukładów podano w raporcie [15]. Niejawne macierzowe równania ruchu (4) całkowano numerycznie metodą Newmarka z parametrami $\beta_N=1/4, \gamma_N=1/2$, rozwiniętą do postaci rekurencyjno – iteracyjnej w pracy [14].



Rys. 3. Model fizyczny 1D podukładu nawierzchnia kolejowa / most

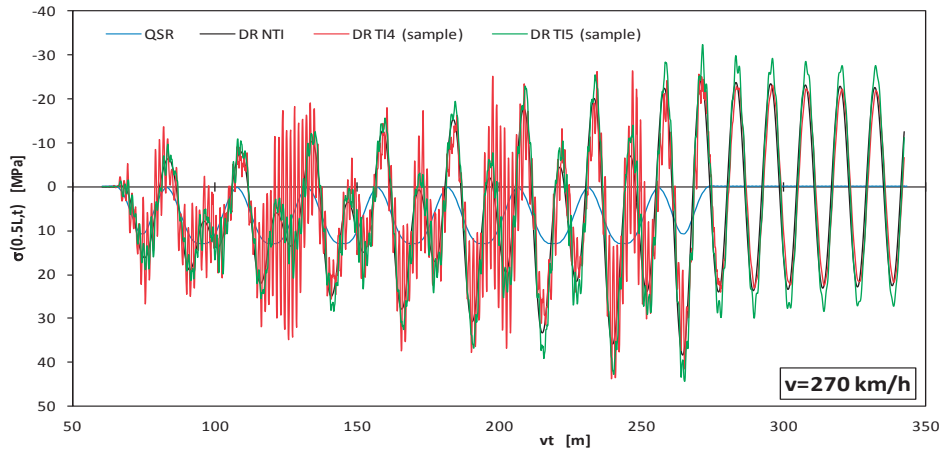
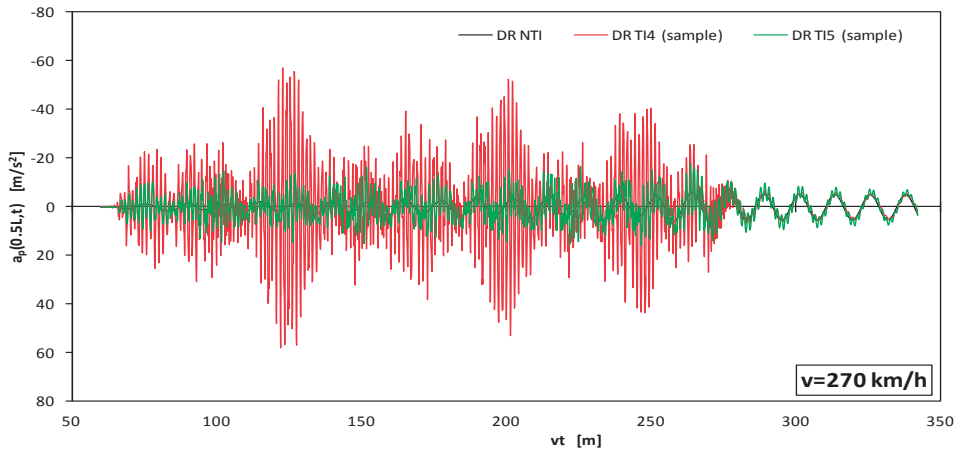
4. Wielkości wynikowe i projektowe oraz wyniki symulacji

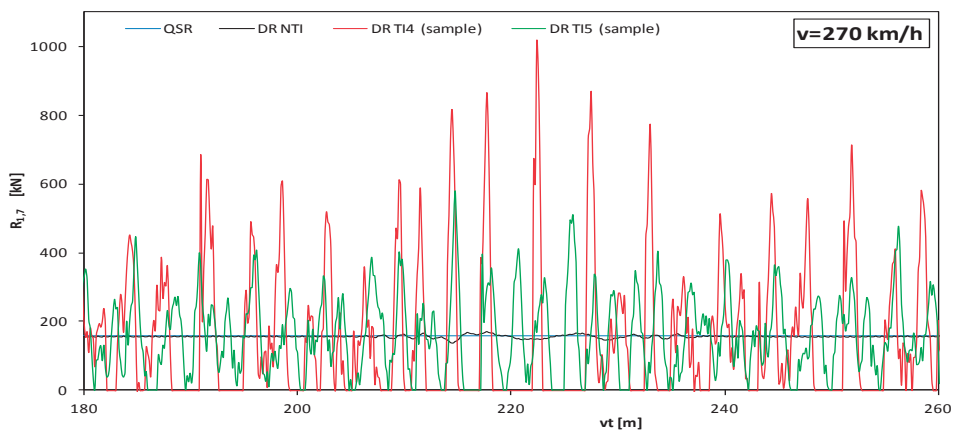
Wprowadzono następujące kody (pierwsze litery określeń angielskich): QSR – odpowiedź quasi-statyczna, DR – odpowiedź dynamiczna, NTI – brak nierówności toru, TI6, TI5, TI4 – nierówności toru odpowiadające stopniom linii kolejowych $L_g = 6, 5, 4$. Odpowiedź dynamiczną układu BTT charakteryzują następujące wielkości wynikowe: $w(0.5L, t)$ – ugięcie konstrukcji nośnej mostu w środku rozpiętości [mm], $\sigma(0.5L, t)$ – naprężenia normalne wzdłużne we włóknach dolnych stalowych belek głównych w środku rozpiętości [MPa], $a_p(0.5L, t)$ – przyspieszenie pionowe pomostu w środku rozpiętości [m/s^2], $R_{ki}(t), k = 1, 2, 3, 4, i = 1, 2, \dots, N_v$ – dynamiczne naciski zestawów kołowych na szyny [kN], $a_{bi}(t), i = 1, 2, \dots, N_v$ – przyspieszenia pionowe rejestrowane nad czopami zawiesznień wózka przedniego i tylnego w każdym nadwoziu [m/s^2]. Ekstremalne wartości wielkości wynikowych nazwano wielkościami projektowymi. Dokładność całkowania sił interakcji wynosi $\varepsilon = 10^{-8}$ N, a dopuszczalna liczba iteracji wynosi 15.

Opracowano algorytmy obliczeniowe i program komputerowy do symulacji deterministycznych i losowych drgań pionowych układów BTT. Badania wstępne przeprowadzono w odniesieniu do pociągu ICE-3 poruszającego się z prędkościami rezonansowymi $v_{31} = 180$ km/h, $v_{21} = 270$ km/h (rezonans 1. układu modalnego z 3. i 2. składową harmoniczną ruchomego obciążenia okresowego) oraz z prędkością operacyjną maksymalną $v_{max} = 300$ km/h. Wartości wielkości projektowych, odpowiadające próbom quasi-statycznym, deterministycznym i losowym, zestawiono w tab. 1, przy czym: $maxw = \max_t w(0.5L, t)$, $max\sigma = \max_t \sigma(0.5L, t)$, $maxap = \max_t |a_p(0.5L, t)|$, $minR = \min_t R_{ki}(t), k = 1, 2, 3, 4, i = 1, 2, \dots, N_v$, $maxab = \max_t |a_{bi}(t)|, i = 1, 2, \dots, N_v$. Przebiegi czasowe wybranych wielkości wynikowych pokazano na rys. 4-6.

Tabela 1. Wartości wielkości projektowych dla układu SCB-15 / nawierzchnia podsypkowa / ICE-3

Task	$maxw$ [mm]	$maxs$ [MPa]	$maxap$ [m/s ²]	$minR$ [kN]	$maxab$ [m/s ²]
$v = 30$ km/h, NTI	2,20	13,00	0,02	156,38	0,03
$v_{31} = 180$ km/h, NTI	6,74	43,29	7,44	141,43	0,24
$v_{31} = 180$ km/h, TI6 (próba losowa)	6,92	44,78	9,56	49,87	0,42
$v_{31} = 180$ km/h, TI5 (próba losowa)	6,39	42,06	12,92	0	0,66
$v_{31} = 180$ km/h, TI4 (próba losowa)	5,76	42,42	16,29	0	1,08
$v_{21} = 270$ km/h, NTI	5,82	38,25	6,12	136,51	0,22
$v_{21} = 270$ km/h, TI6 (próba losowa)	5,99	40,01	10,25	21,16	0,40
$v_{21} = 270$ km/h, TI5 (próba losowa)	6,57	44,39	18,03	0	0,63
$v_{21} = 270$ km/h, TI4 (próba losowa)	4,95	43,62	57,88	0	1,10
$v_{max} = 300$ km/h, NTI	4,37	27,18	3,75	138,74	0,12
$v_{max} = 300$ km/h, TI6 (pr. losowa)	4,28	27,51	6,47	0	0,23
$v_{max} = 300$ km/h, TI5 (pr. losowa)	4,29	29,26	12,71	0	0,41
$v_{max} = 300$ km/h, TI4 (pr. losowa)	4,19	33,84	34,85	0	0,74

Rys. 4. Naprężenie $\sigma(0.5L, t)$ [MPa] odpowiadające prędkości rezonansowej $v_{21} = 270$ km/hRys. 5. Przyspieszenie $a_p(0.5L, t)$ [m/s²] odpowiadające prędkości rezonansowej $v_{21} = 270$ km/h



Rys. 6. Dynamiczny nacisk $R_{1,7}(t)$ [kN] odpowiadający prędkości rezonansowej $v_{21} = 270$ km/h

Na podstawie prac [1, 9] warunek TSC ma postać $maxap \leq a_{p,max} = 3.50$ m/s², natomiast warunek PCC określa wzór $maxab \leq a_{b,max}$, gdzie $a_{b,max} = 1.0, 1.3, 2.0$ m/s² odpowiednio dla bardzo dobrego, dobrego i akceptowalnego poziomu komfortu pasażerów.

5. Wnioski

Na podstawie wstępnych badań układu SCB-15 / nawierzchnia podsypkowa / ICE-3 sformułowano następujące główne wnioski. Wpływ nierówności toru na ugięcia i naprężenia konstrukcji mostu jest mały. Z kolei wpływ nierówności toru na przyspieszenia pomostu, dynamiczne naciski zestawów kołowych i przyspieszenia nadwozi pojazdów może być duży. Losowe nierówności toru mogą wywoływać nieznaczne rozstrojenie układu w rezonansie, co przekłada się na wzrost lub spadek ugięć i naprężeń. Ugięcia mostu SCB-15 nie przekraczają $L/2000 = 7.5$ mm, a zatem warunek użyteczności jest spełniony. Warunek trwałości [7] jest spełniony z marginesem bezpieczeństwa 25%. Warunek TSC jest znacznie przekroczony w przypadku nierówności toru o stopniu $L_g = 5$ i 4, co prowadzi do ryzyka destabilizacji podsypki na moście. Warunek PCC jest spełniony; zapewniony jest bardzo dobry lub dobry komfort podróży. Losowe nierówności toru o stopniu $L_g = 5$ i 4 wywołują serię impulsów. W porównaniu z naciskiem statycznym, dynamiczne naciski zestawów kołowych mogą osiągać wartości kilkakrotnie większe w przypadku krytycznych lub bardzo dużych prędkości pociągu ICE-3. Nierówności toru $L_g = 4$ są niedopuszczalne, gdyż prowadzą do przyspieszonej degradacji powierzchni tocznych kół i szyn.

Praca została wykonana w ramach projektu badawczego własnego N N506 0992 40, finansowanego w latach 2011 – 2013 przez Narodowe Centrum Nauki.

Literatura

- 1 EN 1991-2. Eurocode 1: Actions on structures. Part 2: General actions – traffic loads on bridges. 2003.
- 2 EN 1990. Eurocode: Basis of structural design. Annex A2: Application for bridges, 2004.
- 3 Fryba L. Dynamics of railway bridges. Academia, Praha, 1996.
- 4 Wiriyachai A et al. Bridge impact due to wheel and track irregularities, J Engng Mech Div ASCE 108, 4 (1982) 648 – 666.
- 5 Lei X., Noda N.-A. Analyses of dynamic response of vehicle and track coupling system with random irregularity of track vertical profile. J. Sound and Vibration 258, 1 (2002) 147 – 165.

- 6 Lu F. et al. An algorithm to study non-stationary random vibrations of vehicle – bridge system. *Computers & Structures* 87 (2009) 177 – 185.
- 7 Klasztorny M. *Dynamika mostów belkowych obciążonych pociągami szybkobieżnymi*. WNT, 2005.
- 8 Au F.T.K. et al. Impact study of cable stayed railway bridges with random rail irregularities. *Engineering Structures* 24 (2002) 529 – 541.
- 9 Song M.K. et al. A new three dimensional finite element analysis model of high-speed train – bridge interactions. *Engineering Structures* 25 (2003) 1611 – 1626.
- 10 Podworna M. Vertical vibrations of steel beam bridges induced by trains moving at high speeds. Part 1 – theory. *Archives of Civil Engineering* 51, 2 (2005) 179-209.
- 11 Podworna M. Vertical vibrations of steel beam bridges induced by trains moving at high speeds. Part 2 – numerical analysis. *Archives of Civil Engineering*, 51, 2 (2005) 211-231.
- 12 Podworna M. Determination of the design model for simulating vibrations of steel beam bridges under moving trains. *Archives of Civil and Mechanical Engineering* 4, 1 (2004) 57-69.
- 13 Majka M., Hartnett M. Dynamic response of bridges to moving trains: A study on effects of random track irregularities and bridge skewness. *Computers & Structures*, 87 (2009) 1233 – 1253.
- 14 Podworna M. Dynamics of a bridge beam under a stream of moving elements. Part 1 – Modelling and numerical integration. *Structural Engineering and Mechanics* 38, 3 (2011) 283-300.
- 15 Podworna M. et al. Modelowanie mostów zespolonych obciążonych pociągami szybkobieżnymi z uwzględnieniem losowych nierówności toru, Raport Bad. SPR/8/2013, Inst. Inż. Łądowej PWr, 2013.

Effect of random track irregularities on selected composite bridge / track structure / high-speed train system vibrations

Monika Podworna¹, Marian Klasztorny²

¹ *Department of Structural Dynamics, Faculty of Civil Engineering, Wrocław University of Technology, e-mail: monika.podworna@pwr.wroc.pl*

² *Department of Mechanics and Applied Computer Science, Faculty of Mechanical Engineering, Military University of Technology, Warsaw, e-mail: m.klasztorny@gmail.com*

Abstract: A theory of the quasi-exact physical and mathematical modelling of the composite (steel–concrete) bridge / ballasted track structure / high-speed train system (BTT) was developed, including viscoelastic suspensions of rail-vehicles on two-axle bogies, the non-linear Hertz contact stiffness and one-sided contact between the wheel sets and the rails, the viscoelastic and inertia features of the bridge, the viscoelastic track structure on and beyond the bridge, the approach slabs, and random track irregularities. Based on this theory, advanced computer algorithms for the BTT numerical modelling were written and a computer program to simulate the vertical vibrations of the BTT systems was developed. The bridge subject to the preliminary dynamic analysis and designed according to Polish standards has a 15.00 m span length. The bridge was loaded by the German ICE-3 high-speed train moving at the critical (180 and 270 km/h) and the maximum (300 km/h) operating speeds.

Keywords: steel–concrete composite bridge, ballasted track structure, ICE-3 high-speed train, random track irregularities, modelling, simulation, numerical analysis.

Analiza deformacji układów węzłowych rusztowań budowlanych

Michał Pieńko¹

¹ Katedra Mechaniki Budowli, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e-mail: m.pienko@pollub.pl

Streszczenie: W pracy przedstawiono tematykę związaną z rusztowaniami budowlanymi i ich niewrażliwym punktem jakim jest węzeł. Rusztowanie jest konstrukcją wielokrotnego użytku, które może podlegać różnorodnym formom obciążenia, w zależności od przeznaczenia. Połączenia elementów w rusztowania nie są połączeniami stałymi i jednoznaczными. Wielootworowe rozety umożliwiają połączenie maksymalnie ośmiu elementów, które mogą podlegać dowolnym obciążeniom. Właściwe zaprojektowanie konstrukcji rusztowania wymaga wiedzy na temat sposobu uzyskiwania połączeń pomiędzy poszczególnymi elementami konstrukcji oraz zachowania połączenia pod wpływem obciążenia. Różnorodność obciążeń jak również forma węzła sprawia, iż właściwe określenie granicznych wartości obciążenia i dopuszczalnych odkształceń niezagrażających użytkownikowi konstrukcji wymaga prześledzenia form deformacji poszczególnych układów węzłowych. W pracy przeanalizowane zostaną węzły jednoelementowe poddane każdemu rodzajowi obciążenia (siła normalna, tnąca oraz moment zginający), co będzie stanowić podstawę do dalszych badań węzła z większą liczbą elementów. W pracy przedstawione zostaną autorskie rozwiązania umożliwiające obciążanie węzła na ogólnodostępnych maszynach wytrzymałościowych.

Słowa kluczowe: rusztowanie modułowe, deformacja węzła, odkształcenia plastyczne, kontakt.

1. Wprowadzenie

Rusztowania modułowe są rusztowaniami, znajdującymi coraz szersze zastosowanie zarówno podczas wznoszenia obiektów jak również ich remontów. Ze względu na możliwość optymalnego dostosowania się do gabarytów konstrukcji, rusztowania modułowe wypierają z rynku rusztowania standardowe w postaci ramek, ustawianych bezpośrednio na sobie czy też rusztowania rurowe. Połączenia uzyskiwane poprzez wbicie klina w rozetę w znacznym stopniu skracają czas montażu rusztowania, co w wielu przypadkach ma kluczowe znaczenie w procesie inwestycyjnym. W rusztowaniach typowych zmiana modułu wysokości wynoszącego dwa metry wymaga zastosowania dodatkowych elementów w postaci krótszych ramek. Elementy te są elementami nietypowymi często niedostępnymi u dostawców. W przypadku rusztowań modułowych można w sposób płynny regulować wysokość rusztowania w półmetrowym module. Nie zwiększa to liczby jak również różnorodności elementów. Problem pojawia się w przypadku rusztowań daleko odbiegających od wytycznych zawartych w dokumentacji technicznej systemu rusztowania. Tego typu konstrukcje, zgodnie z obowiązującymi przepisami wymagają przeprowadzenia obliczeń statycznych, potwierdzających zachowanie nośności i stabilności konstrukcji [3]. Właściwe zaprojektowanie rusztowania wymaga jednak zamodelowania połączenia, a więc określenia rodzaju pracy połączenia pomiędzy poszczególnymi elementami [2]. W rusztowaniach występują połączenia, których nie można zakwalifikować ani jako sztywnych ani przegubowych, lecz należy je traktować jako podatne. Właściwe określenie parametrów podatności połączenia wymaga prześledzenia form odkształcenia węzła pod wpływem różnorodnych obciążeń. Węzeł, rozpatrywanego rusztowania modułowego, umożliwia połączenie maksymalnie ośmiu elementów, z którego każdy może być poddany dowolnemu obciążeniu. Standardowe maszyny wytrzymałościowe nie umożliwiają obciążenia węzła ośmioma niezależnymi siłami. Dlatego też w artykule

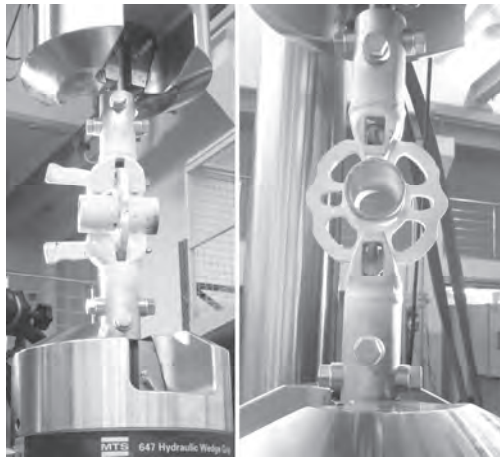
przedstawione zostaną badania węzła jednoelementowego poddanego różnorodnym obciążeniom. Prześledzenie deformacji węzła będzie podstawą do stworzenia modelu numerycznego, odwzorowującego pracę węzła. Model numeryczny umożliwi obciążenie węzła w dowolnej konfiguracji obciążenia oraz liczby elementów. Głównymi elementami tworzącymi węzeł są: rura stojaka, talerzyk, głównie stężenia lub rygła oraz klin. Ze względu na liczne wyokrąglenia i skomplikowaną formę głowni prześledzenie form zniszczenia węzła wskaże niewralgiczne miejsca, które należy z jak największą dokładnością zamodelować w trakcie analiz numerycznych a które można zaniedbać. Takie podejście umożliwi zoptymalizowanie rozmiarów siatki elementów skończonych a co za tym idzie skrócenie czasu obliczeń z jednoczesnym zachowaniem dokładności. Jest to odmienne podejście do problemu w stosunku do istniejących publikacji ([1],[4]) traktujących o konstrukcji rusztowania jako całości i jej stabilności.

2. Przetworzenie stanowisk badawczych

Ze względu na gabaryty jak również złożoność węzła przeprowadzenie badań laboratoryjnych musiało zostać poprzedzone opracowaniem specjalnych uchwytów, umożliwiających przyłożenie obciążenia. Każdy rodzaj obciążenia wymagał opracowania innego rodzaju uchwytu. Zaproponowane rozwiązania są rozwiązaniami autorskimi.

2.1. Stanowisko do badania pracy węzła przy rozciąganiu rygła

Najprostszym z rozpatrywanych układów obciążenia jest węzeł poddany rozciąganiu rygła. W przypadku tego typu obciążenia jedynym problemem była średnica rury rygła. Ponieważ maszyna wytrzymałościowa nie była przystosowana do normatywnej średnicy rury rusztowania, zastosowano trzpienie przykręcane bezpośrednio do rury, mające znacznie większą nośność w stosunku do obciążeń (Rys.1). Średnica jak również grubość ścianki jest określona w normie dotyczącej rusztowań[3]. Zastosowanie śrub oraz wyokrąglonych podkładek umożliwia wielokrotne wykorzystanie tych samych trzpieni w szeregu badań. Śruby te są wkręcane bezpośrednio w trzpień a przekazanie obciążenia następuje zarówno poprzez tarcie jak i powierzchnie styku śruby i rury rygła.

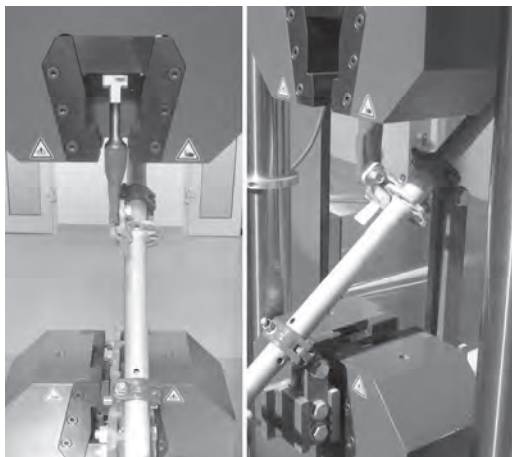


Rys. 1. Uchwyt zastosowany w przypadku rozciągania rygła

2.2. Stanowisko do badania pracy węzła przy rozciąganiu stężenia

Największe problemy napotkano podczas projektowania uchwytu, umożliwiającego obciążenie węzła ze stężeniem. Stężenie znajduje się na pewnym mimośrodku, co skomplikowało formę uchwytu (Rys. 2). Uchwyt musiał umożliwiać przyłożenie obciążenia w maszynie wytrzymałościowej, służącej do osiowego rozciągania próbek. Dodatkowo musiał być na tyle masywny, ażeby nie uległ znacznym odkształceniom pod wpływem

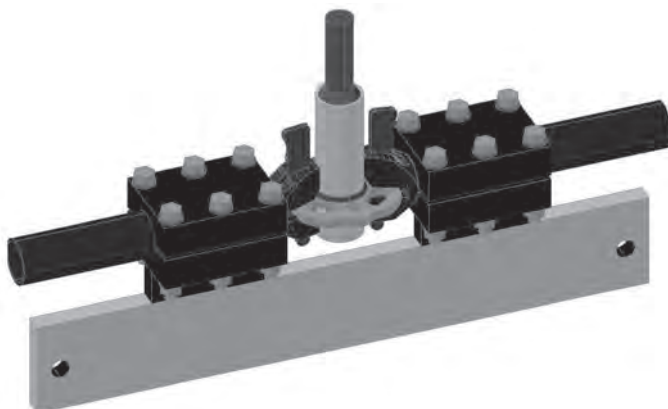
obciążania właściwego elementu oraz nie powodował odkształceń szczęk maszyny wytrzymałościowej. Stężenie, oprócz tego, że pracuje na mimośrodku, to dodatkowo oddziałuje na węzeł pod kątem zależnym od rozmiaru pola rusztowania. Ze względu na ograniczenia gabarytu uchwytu jako wzorcowe pole przyjęto pole o szerokości 2,57m i dla takiego pola ustawiono kąt pomiędzy stężeniem a rurą stojaka. Stężenie przekazuje obciążenie na węzeł za pośrednictwem nitu w specjalnie zaprasowanej rurze, dlatego też w stężeniu może występować tylko siła normalna.



Rys. 2. Uchwyt zastosowany w przypadku rozciągania stężenia

2.3. Stanowisko do badania pracy węzła przy ścinaniu rygła

Uzyskanie czystego ścinania na maszynie wytrzymałościowej służącej do osiowego rozciągania jest praktycznie niemożliwe. Zawsze będziemy mieli do czynienia ze zginaniem. W celu zminimalizowania wpływu zginania na formę odkształcenia pod wpływem ścinania w zaproponowanym uchwycie zminimalizowano ramię działania siły poprzez maksymalne usztywnienie uchwytu (Rys. 3). W masywnym stalowym bloku wyfrezowano wyokrąglenie ściśle przylegające do rury rygła. Blok jest skręcany sześcioma śrubami w taki sposób, że rygiel nie ma możliwości jakiegokolwiek ruchu. Stalowe bloki zostały przyspawane do płaskownika o grubości 20mm, który jest montowany bezpośrednio w uchwycie maszyny. Ze względu na znaczne siły niszczące węzeł poprzez jego ścinanie nie możliwe było zastosowanie trzpieni ze śrubami.

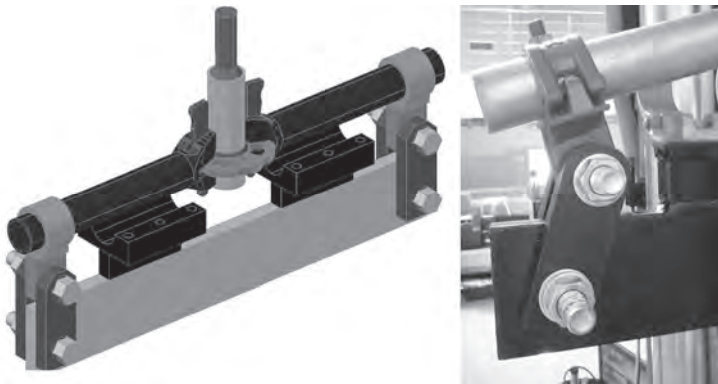


Rys. 3. Uchwyt zastosowany w przypadku ścinania rygła

Dodatkowo układ został „obrócony”. Siła tnąca nie jest przykładana do rygła a do rury stojaka. Ten zabieg wymusił zastosowanie trzpienia bezpośrednio przyspawanego do rury stojaka. Ponieważ stanowisko badawcze umożliwia również skręcanie, zamiana miejscami elementów w uchwycie umożliwi również przyłożenie skręcania w ryglu z wykorzystaniem tego samego uchwytu.

2.4. Stanowisko do badania pracy węzła podczas zginania rygła

Dość nietypowe rozwiązanie zastosowano w celu uzyskania zginania w ryglu. Ponieważ rygiel może ulegać zginaniu konieczne było opracowanie uchwytu, w którym za pomocą osiowego rozciągania uzyskane będzie zginanie. Zgodnie z zasadami mechaniki zginanie uzyskano poprzez zastosowanie ramienia działania siły (Rys. 4). Ponieważ węzeł poddany zginaniu ulega znacznym odkształceniom konieczne było zastosowanie podwójnych przegubów, umożliwiających znaczne odkształcenie. W przypadku zginania również mamy do czynienia z częściowym ścinaniem węzła, jednak wpływ ścinania jest znikomo mały.



Rys. 4. Uchwyt zastosowany w przypadku zginania rygła

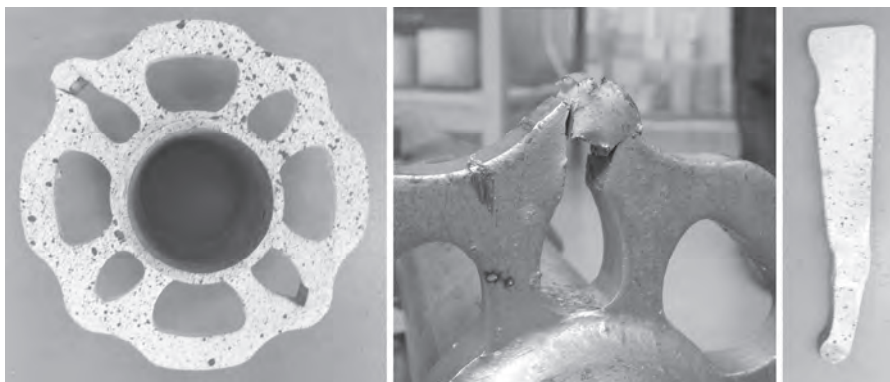
3. Analiza deformacji węzłów

Po wykonaniu uchwytów, umożliwiających obciążenie węzła, wykonano podstawowe badania mające na celu przeanalizowanie zachowania samego węzła jak również nowatorskich uchwytów. Wykonano pojedyncze próby, w wyniku których dokonano pewnych modernizacji uchwytów w celu zminimalizowania błędów, wykrytych podczas pierwszych prób. W badaniach laboratoryjnych, z wykorzystaniem poprawionych uchwytów, uzyskano formy zniszczenia, które zauważono podczas normalnej pracy rusztowań. Należy pamiętać iż w przedstawionym artykule rozpatrywany jest węzeł a nie konstrukcja rusztowania jako całość. Celem było prześledzenie zachowania niewrażliwego punktu rusztowania modułowego jakim jest węzeł. W badaniach laboratoryjnych przeprowadzono analizę węzłów fabrycznie nowych, nie posiadających oznak użytkowania.

3.1. Deformacje węzła z rozciągniętym rygłem

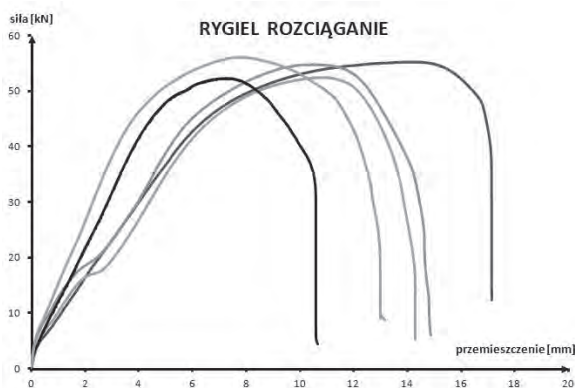
Pierwszym węzłem poddanym obciążeniu był węzeł z rygłem, do którego przyłożono siłę rozciągającą. Już wstępne oględziny rusztowań wskazywały iż najbardziej wyężonym elementem w przypadku rozciągania rygła jest klin oraz talerzyk. W rzeczywistych konstrukcjach zaobserwowano trwałe zmiany w postaci miejscowego uplastycznienia stali w miejscu styku. Już podczas wbijania klina następuje minimalne odkształcenie w miejscu bezpośredniego przekazania obciążenia. Badania laboratoryjne potwierdziły fakt iż podczas rozciągania zniszczeniu ulega talerzyk. Forma zniszczenia ma postać ścięcia talerzyka poprzez klin (Rys. 5). Trwałym odkształceniom uległa głownia rygła w miejscu bezpośredniego oddziaływania klina, jak również sam klin. W przypadku modelowania numerycznego konieczne jest właściwe zamodelowanie miejsca styku klina i talerzyka oraz

właściwe określenie początkowej powierzchni oddziaływania pomiędzy tymi dwoma elementami. Nie zauważono widocznych zmian w obrębie zaproponowanych trzpieni przykręcanych do rury rygla.



Rys. 5. Forma zniszczenia węzła w przypadku rozciągania rygla.

Przeprowadzając poszczególne badania dokonywano pomiaru wartości przemieszczeń oraz sił przyłożonych do węzła. Na rysunku 6 przedstawiono zależność pomiędzy przemieszczeniem i siłą w przypadku rozciągania rygla. Na wykresie możemy zauważyć iż w początkowym etapie obciążenia wykres jest prostoliniowy a następnie ulega zakrzywieniu. Nie występuje jednak żadne gwałtowne załamanie, które mogłoby oznaczać pęknięcie i utratę nośności. Nie da się więc jednoznacznie ustalić momentu utraty nośności. Konieczne jest opracowanie kryteriów, pozwalających na określenie nośności węzła przy zadanym obciążeniu. W uzyskanym połączeniu mogą występować pewne luzy, powodujące rozbieżności pomiędzy poszczególnymi próbami obciążenia. Rusztowania są konstrukcjami podlegającymi wielokrotnemu użytku, dlatego też konieczne jest opracowanie wytycznych określających czy dany element posiadający nieznaczne odkształcenia trwale może zostać jeszcze raz użyty czy też konieczna jest naprawa.



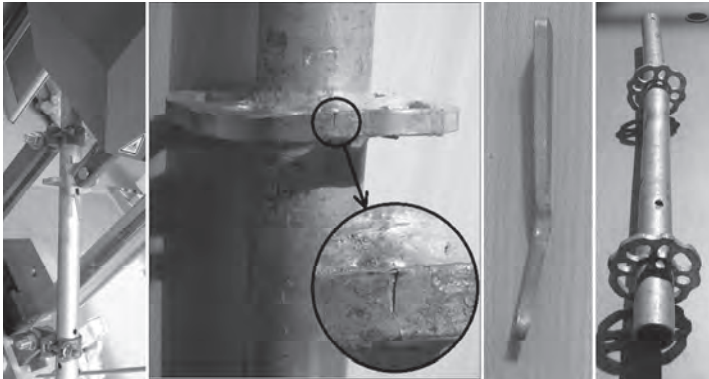
Rys. 6. Wykres zależności siła-przemieszczenie w przypadku rozciągania rygla.

W katalogach producenta graniczna dopuszczalna wartość obciążenia w przypadku siły normalnej wynosi 29.2 kN. Trudno jest jednoznacznie stwierdzić na jakiej podstawie została określona ta wartość. Nie ma również żadnej informacji odnośnie liczby elementów w węźle.

3.2. Deformacja węzła z rozciąganiem stężeniem

Do podobnej formy zniszczenia dochodzi w przypadku węzła z rozciąganiem stężeniem. W przypadku tego typu obciążenia również dochodzi do znacznych odkształceń

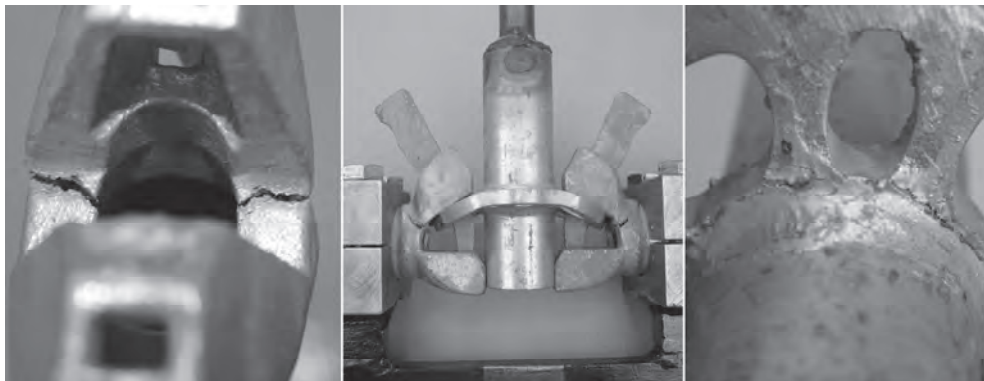
w obrębie bezpośredniego oddziaływania klina na talerzyk. Należy jednak rozpatrzyć aspekt obrotu głowni w wyniku oddziaływania obciążenia. Inne powierzchnie mogą brać udział w przenoszeniu obciążenia. Niewielkie uszkodzenia zostały zaobserwowane również w obrębie płaskiej powierzchni talerzyka (Rys. 7). Klin ulega dużo większym odkształceniom i mają one bardziej rozbudowany charakter. Uzyskane odkształcenia zostały potwierdzone przez osoby, dokonujące przeglądu rusztowań podczas zwrotów elementów wypożyczanych, co może potwierdzać właściwą pracę zastosowanego uchwytu. Ze względu na znaczną długość rury dochodzi również do zniekształcenia rury poprzez odgięcie jej z linii prostej.



Rys. 7. Forma zniszczenia węzła w przypadku rozciągania stężenia.

3.3. Deformacja węzła pod wpływem siły tnącej

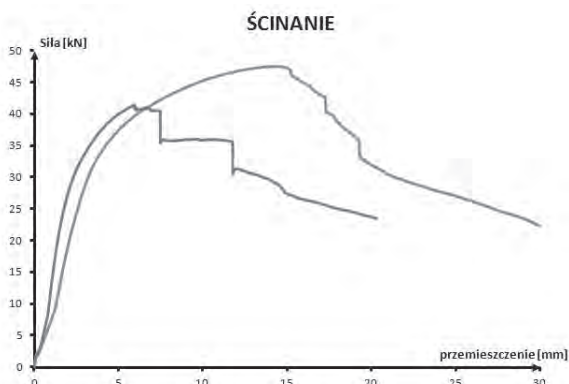
Ciekawych obserwacji dokonano w przypadku przyłożenia do węzła siły tnącej. Przypuszczano iż zniszczeniu ulegnie w głównej mierze talerzyk. Naturalnym zachowaniem może wydawać się sytuacja, gdy pod wpływem ścinania dojdzie do zniszczenia spawu, łączącego talerzyk z rurą stojaka. Tak jednak się nie stało. W głównej mierze zniszczeniu uległy głownie rygli. Jako pierwsze zaczęły pojawiać się pęknięcia w obrębie naroży głowni (Rys. 8). Pod wpływem dalszego obciążenia pęknięcia pojawiły się również w obrębie spawu, ale wystąpiły one znacznie później. Dość nienaturalnym wydaje się być obciążenie w postaci siły tnącej, jednakże z tego typu oddziaływaniem mamy do czynienia w przypadku węzła z rygłem, na którym opiera się podest lub w przypadku gdy rusztowanie jest podwieszane do istniejącej konstrukcji.



Rys. 8. Forma zniszczenia węzła w przypadku siły tnącej.

Przeprowadzone badanie wskazało niewralgiczne miejsca w obrębie głowni oraz nasunęło pytanie czy w przypadku większej liczby elementów w jednym węźle nie

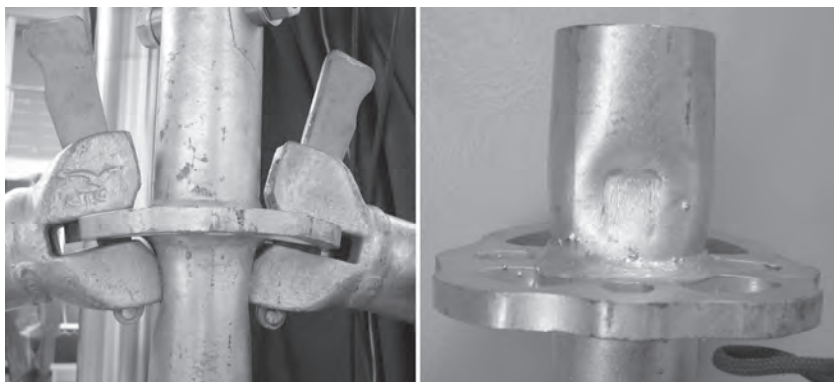
nastąpiłoby ścięcie talerzyka. Ten aspekt zostanie rozważony podczas numerycznego modelowania węzła. W przypadku ścinania otrzymano inny charakter wykresu (Rys.9). Widoczne są momenty w których nastąpiło pęknięcie głównej rygla. Zgodnie z danymi podawanymi przez producenta maksymalna wartość siły tnącej którą może przenieść węzeł wynosi 29.3kN. Również w tym przypadku nie jest podawana liczba elementów w jednym węźle i czy należy podaną nośność zmniejszyć w zależności od konfiguracji węzła.



Rys. 9. Wykres zależności siła-przemieszczenie w przypadku siły tnącej.

3.4. Deformacja węzła pod wpływem zginania

Kolejną rozpatrywaną formą obciążenia było zginanie węzła. W przypadku zginania zniszczenie miało postać znacznego odkształcenia talerzyka, jak również rozległych wgnieceń rury w strefie docisku główki do rur (Rys. 10). Zaprojektowany uchwyt zadziałał prawidłowo, pozwalając na zbliżenie końców rur do siebie. W wyniku tego typu oddziaływania doszło również do znacznych zmian w obrębie klina oraz talerzyka. Tak jak w przypadku rozciągania, doszło do trwałego odkształcenia klina i talerzyka w obrębie bezpośredniego oddziaływania elementów na siebie. Siły użyte do zniszczenia połączenia są dziesięciokrotnie mniejsze niż w przypadku węzła z obciążeniem siłą tnącą.



Rys. 10. Forma zniszczenia węzła w przypadku zginania.

4. Podsumowanie

W pracy dokonano analizy pracy statycznej węzła rusztowania modułowego przy różnych obciążeniach na podstawie badań laboratoryjnych. Każde z obciążeń w zasadzie powodowało zupełnie inną formę uszkodzenia. Do znacznych uszkodzeń doszło w przypadku przyłożenia siły rozciągającej w rygla oraz w przypadku ścinania. Uszkodzenia

zaistniałe w wyniku przyłożonych obciążeń jednoznacznie eliminują dany element z dalszego użytkowania. Graniczne wartości obciążeń podawane przez producentów nie zostały uzależnione od liczby elementów w jednym węźle. Ponieważ rusztowania są wielokrotnie użytkowane w różnorodnych konfiguracjach, konieczne jest określenie poduszczanych obciążeń nie mających wpływu na wielokrotne bezpieczne użytkowanie rusztowania jako całości konstrukcji.

Jak wcześniej napisano w pracy zbadano węzły, w których obciążenia przykładno do pojedynczych elementów. W rzeczywistych konstrukcjach będzie dochodziło do nałożenia się wpływów obciążeń, dlatego kolejnym etapem badań będzie utworzenie modeli numerycznych, zweryfikowanych na podstawie badań, i badania numeryczne pracy układów, łączących kilka elementów, poddanych zestawom obciążeń. Dzięki badaniom laboratoryjnym możliwe będzie zoptymalizowanie modelu numerycznego w taki sposób, ażeby dokładnie odwzorowywał zachowanie węzła pod wpływem dowolnego obciążenia. Stworzenie modelu numerycznego umożliwi przeprowadzenie symulacji węzła wieloelementowego bez konieczności niszczenia elementów.

Literatura

- 1 Liu H, Chen Z, Wang X, Zhou T. Theoretical Analysis and Experimental Research on Stability Behavior of Structural Steel Tube and Coupler Falsework with X-Bracing, *International Journal in Advance Steel Construction*, vol. 6, 4 pp. 949-962, 2010.
- 2 Pieńko, M. and Błazik-Borowa, E., Numerical analysis of load-bearing capacity of modular scaffolding nodes, *Engineering Structures*, vol 48, pp. 1-9, 2013.
- 3 PN-EN 18211-1:2007 Temporary works equipment – Part1: Scaffolds – Performance requirements and general design.
- 4 Whitaker SM, Graves RJ, James M, McCann P. Safety with access scaffolds: Development of a prototype decision aid based on accident analysis, *Journal of Safety Research*, vol 34, pp 249–261, 2003.

The analysis of the deformation of node in a modular scaffolding system

Michał Pieńko¹

¹ Department of Structure Mechanics, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: m.pienko@pollub.pl

Abstract: The paper deals with the deformation of the weakest point of the modular scaffolding systems, which is the node. Scaffoldings are reusable constructions which can have various forms of the load, depending on the destination. The connections between the elements of scaffolding are not permanent and obvious. The multi-hole rosette allows to connect up to eight components, each of which can be loaded in another way. The proper design of scaffolding structures requires knowledge of the behavior of nodes under the load. Every kind of a one-piece load was analyzed in the study (normal force, cutting and bending moment), which will provide the basis for further studies with a larger number of elements. This paper presents original solutions that allow to load the node in the testing machine.

Keywords: modular scaffoldings, plastic deformations, scaffoldings nodes, contact.

Analiza stanu naprężeń i przemieszczeń konstrukcji aluminiowej z wymienianymi elementami

Beata Potrzyszcz-Sut¹, Ewa Pabisek²

¹ Katedra Mechaniki, Konstrukcji Metalowych i Metod Komputerowych, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Świętokrzyska, e-mail: beatap@tu.kielce.pl

² Instytut Technologii Informatycznych, Wydział Inżynierii Łądowej, Politechnika Krakowska, e-mail: epabisek@L5.pk.edu.pl

Streszczenie: Praca dotyczy nieliniowej analizy numerycznej naprężeń i przemieszczeń węzłów kratownicowej wieży aluminiowej. Założono model materiału Ramberga – Osgooda (RO) przedstawiający potęgową zależność między odkształceniem i naprężeniem: $\varepsilon(\sigma)$. W celu identyfikacji zależności odwrotnej – $\sigma(\varepsilon)$, dla materiału aluminiowego, zastosowano sztuczną sieć neuronową (SSN). W związku z koniecznością wzmocnienia konstrukcji, do układu wprowadzono sprężyste elementy stalowe. Przeprowadzono analizę stanu naprężeń i ekstremalnych przemieszczeń podczas cyklicznego obciążania i odciążania układu. Wykonano dwa rodzaje globalnych odciążeń – sprężyste i sprężysto – plastyczne. Przedstawione zostały zależności między wartością parametru obciążenia konfiguracyjnego, a wychyleniem wierzchołka A wieży. Analiza została wykonana za pomocą programu hybrydowego integrującego MES i SSN.

Słowa kluczowe: analiza numeryczna, model materiału Ramberga – Osgooda, sztuczna sieć neuronowa, neuronowy model materiału.

1. Wprowadzenie

Aluminiom jako materiał konstrukcyjny zyskuje w ostatnich latach coraz większą popularność w środowisku projektantów – architektów i konstruktorów. Przy tworzeniu niektórych projektów aluminium może być konkurencyjne dla stali, szczególnie gdy wymagane jest zastosowanie lekkiego, odpornego na korozję atmosferyczną, estetycznego materiału. Innymi zaletami konstrukcji aluminiowych są: łatwość montażu, wzmocnień i demontażu, możliwość pełnego recyklingu, duża wytrzymałość w niskich temperaturach oraz odporność na działanie wielu czynników chemicznych. Około 20% wyrobów ze stopów aluminium wykorzystuje się różnych branżach budownictwa. Pokrycia fasad i dachów to najczęstsze zastosowanie aluminium w budownictwie. Obszar projektowy to głównie konstrukcje wieżowe i masztowe, ale znane są również przykłady mostów, wiaduktów, kładek, przekryć prętowych, kopuł i zbiorników. Z uwagi na wysokie koszty wytwarzania, niską odporność na wysokie temperatury (w temperaturze 120°C wytrzymałość zmniejsza się o 50 – 75%) oraz małą sztywność ($E \approx 70\text{GPa}$) zakres zastosowań aluminium w konstrukcjach inżynierskich jest zawężony [1].

Wzmacnianie konstrukcji jest jedną z bardziej efektywnych metod zwiększania nośności oraz przedłużania okresu ich eksploatacji. Konieczność wzmocnienia często zachodzi w przypadku zmiany warunków użytkowania, wad konstrukcyjnych, zużycia eksploatacyjnego a także w związku z przypadkowymi uszkodzeniami.

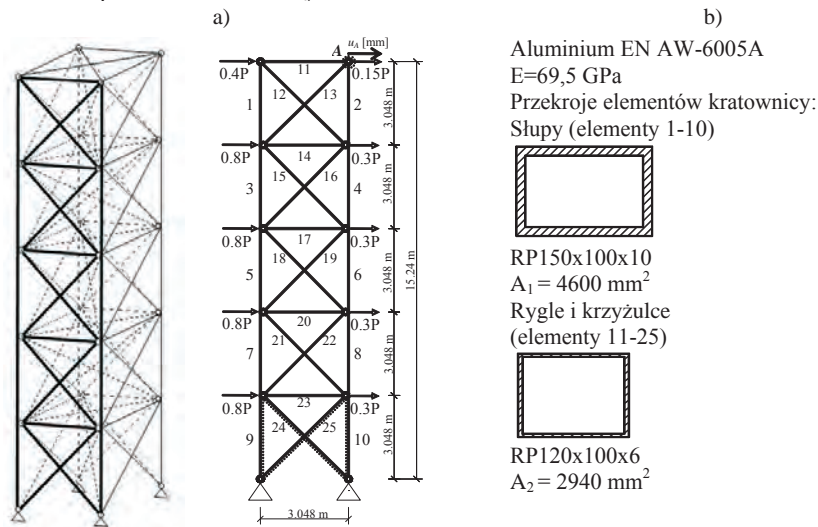
W niniejszej pracy przedstawiono dwuetapową analizę numeryczną wieży kratowej z aluminium przy założeniu nieliniowych właściwości fizycznych materiału. W pierwszej kolejności rozpatrywano pracę układu zamodelowanego w całości z aluminium. Analizie poddano naprężenia wyznaczone w elementach o największym wyężeniu oraz ekstremalne przemieszczenia. W związku z przekroczeniem II stanu granicznego zdecydowano wzmocnić konstrukcję przez wymianę kolejnych elementów ukośnych i poziomych (el.17-25, por. rys. 1a) na sprężyste stalowe. Ponownie przeprowadzono analizę dla różnych konfiguracji obciążania i odciążania układu.

2. Opis modelu numerycznego analizowanej kratownicy

2.1. Geometria i obciążenie układu

Analizowany układ prętowy jest krótszym bokiem wieży o wymiarach podstawy 3,048 m x 6,069 m i wysokości 15,24 m (rys. 1a). Konstrukcja została zamodelowana elementami kratowymi i obciążona działaniem wiatru zastąpionego węzłowymi siłami skupionymi. Schemat statyczny kratownicy został zaczerpnięty z prac J. Ghaboussiego [2], E. Pabisek [3] oraz K. Hoan-Kee [4], w których zaproponowano różne metody formułowania neuronowego modelu materiału (NMM).

W pracy zaprojektowano geometrię przekrojów elementów i dobrano materiał powołując się na normy europejskie [5, 6, 7]. Do analizy przyjęto stop aluminium EN AW-6005A, stosowany w elementach budowlanych i konstrukcyjnych, dla których wymagana jest wysoka wytrzymałość. Profile z tego stopu dobrze poddają się wszelkim rodzajom obróbki mechanicznej oraz termicznej. Szczegółowe parametry geometryczne i materiałowe przedstawiono na rysunku 1b.



Rys. 1. a) geometria i obciążenie, b) charakterystyki materiału i przekrojów analizowanego układu kratowego.

2.2. Model materiału Ramberga – Osgooda

Powołując się na normę [5], w przypadku materiałów bez wyraźnej granicy plastyczności, takich jak stopy aluminium, można stosować prawo potęgowe Ramberga – Osgooda (RO) [8]. Prawo to zakłada, że odkształcenia plastyczne występują nawet dla niskich wartości naprężeń. W ogólnym przypadku zależność RO przyjmuje następującą postać:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + \varepsilon_{o,e} \left(\frac{\sigma}{f_e} \right)^n, \quad (1)$$

gdzie:

f_e – umowna granica plastyczności,

$\varepsilon_{o,e}$ – odkształcenie trwałe dla naprężenia f_e ,

n – wykładnik potęgowy, określający stopień wzmocnienia materiału.

W przykładzie omawianym w pracy, przyjęto zmodyfikowany model RO, w którym odkształcenie $\varepsilon(\sigma)$ podczas procesu obciążania opisuje krzywa szkieletowa (2):

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + \frac{2\sigma_o}{3E} \left(\frac{\sigma}{\sigma_o} \right)^n, \quad (2)$$

natomiast proces odciążania jest opisany za pomocą rodziny pętli histerezy, por. [9]:

$$\varepsilon - \varepsilon_R^e = \frac{\sigma - \sigma_R^e}{E} + \frac{4\sigma_o}{3E} \left(\frac{\sigma - \sigma_R^e}{2\sigma_o} \right)^n \quad (3)$$

gdzie:

σ_o – naprężenie odpowiadające odkształceniu trwałemu 0,2% ,

ε_R^e , σ_R^e – odkształcenia i naprężenia, w chwili rozpoczęcia procesu odciążania.

Parametry występujące w równaniach (2 i 3) przyjęto zgodnie z [2]: $\sigma_o = 71,6$ MPa; $n = 5$.

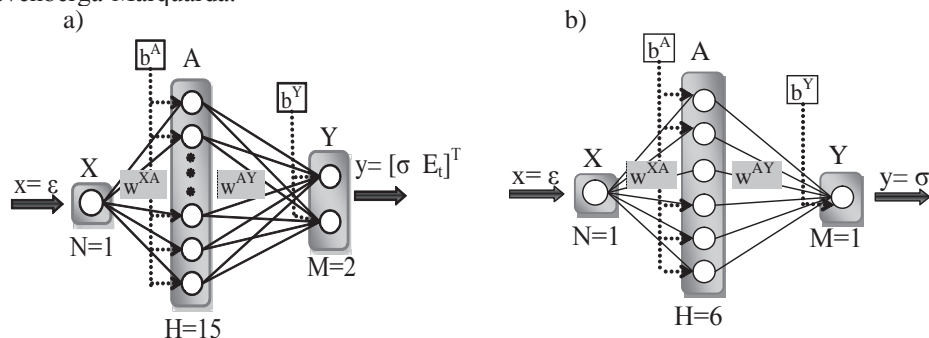
3. Identyfikacja neuronowego modelu materiału

Sieci neuronowe, ze względu na swój sposób działania są bardzo efektywne w analizie problemów identyfikacji. W pracy zastosowano jedną z możliwych kategorii sieci: jednokierunkową sieć warstwową (ang. multilayer perceptron) – powszechnie znaną jako sieć ze wsteczną propagacją błędu (SWPB).

Sieci SWPB charakteryzują się jednokierunkowym przepływem sygnałów – od wejścia do wyjścia sieci. Można w nich wyróżnić następujące warstwy: wejściową, wyjściową oraz warstwy ukryte. Ten typ sieci jest często przedstawiany jako uniwersalny aproksymator zdolny do modelowania (przy odpowiedniej liczbie warstw i neuronów) funkcji

o prawie dowolnej złożoności. Modelowanie za pomocą SWPB polega na iteracyjnym poszukiwaniu nieliniowego związku rozważanego modelu za pomocą zadanego zbioru danych bez konieczności podania założeń dotyczących struktury modelu.

W analizowanym zadaniu do identyfikacji zależności $\sigma(\varepsilon)$ zastosowano sieć SWPB, formułowaną za pomocą wzorców wygenerowanych na podstawie potęgowego prawa RO przedstawiającego zależność $\varepsilon(\sigma)$. Wygenerowano 100 wzorców uczących oraz 60 wzorców testujących sieć SWPB. Po wykonaniu obliczeń wstępnych, do dalszej analizy zaakceptowano dwie architektury sieci SWPB (por. rys. 2.). W obu sieciach założono bipolarne sigmoidalne funkcje aktywacji dla neuronów warstwy ukrytej oraz liniowe w warstwie wyjściowej. Definiowanie sieci przeprowadzono w trybie *off line* za pomocą skrzynki narzędziowej (Neural Network Toolbox), pracującej w środowisku obliczeniowym MATLAB [10]. Do uczenia zastosowano pseudogaussowską metodę Levenberga-Marquarda.



Rys. 2. Architektura sieci MLP: a) wariant I, b) wariant II.

W każdym przypadku identyfikacji sygnałem wejściowym do sieci było odkształcenie ε . Odpowiedź sieci zależała od rozpatrywanego wariantu obliczeń:

- wariant I – naprężenie σ oraz moduł styczny E_t (por. rys. 2a),
- wariant II – naprężenie σ (por. rys. 2b). W tym podejściu, moduł styczny E_t został

wyznaczony na podstawie wcześniej sformułowanego modelu materiału (sieci SWPB), opisującego związek między odkształceniami i naprężeniami por. Y. Hashash et al.[2].

Dla wariantu II wyjściowe sygnały neuronów kolejnych warstw A i Y sieci przyjmują następujące wartości:

$$A_i = \tanh(w_{i1}^{XA} x + b_i^A), \quad y = \sum_{i=1}^H (w_{i1}^{AY} A_i) + b^Y, \quad \text{dla } i=1,2, \dots, H \quad (4)$$

gdzie:

H – liczba neuronów w warstwie ukrytej,

w_{i1}^{XA}, w_{i1}^{AY} – wagi połączeń warstw sieci,

b_i^A, b^Y – biasy neuronów kolejnych warstw.

Powyższe wzory wskazują, że neuronowy operator styczny E_i wyprowadzony z neuronowego modelu materiału (4), przyjmuje postać:

$$E_i = \frac{\partial \sigma}{\partial \varepsilon} = \frac{\partial y}{\partial x} = \frac{S_\sigma}{S_\varepsilon} \sum_{i=1}^H [w_{i1}^{AY} (1 - A_i^2) w_{i1}^{XA}] \quad (5)$$

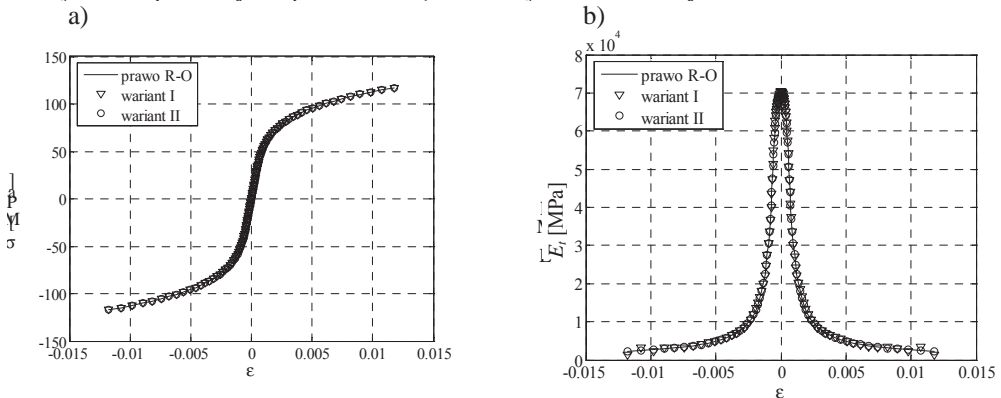
gdzie:

S_σ, S_ε – czynniki skalujące.

Warto podkreślić, że wartości składowych równania (5) są w sposób jawny określone przez znane wartości parametrów sieci (wagi i biasy). W tym sensie sieć neuronowa przestaje być „czarną skrzynką”.

Proces formułowania sieci SWPB: 1-15-2 (por. rys. 2a) został zakończony po $S = 362$ epokach uczenia dla wartości błędów średniokwadratowych uczenia i testowania: $MSE_l = MSE_t = 3,97e-7$ oraz błędów względnych procentowych $AP_l = 0,12\%$, $AP_t = 0,11\%$. Sieć SWPB: 1-6-1 została zbudowana po wykonaniu $S = 28$ epok oraz odpowiednio $MSE_l = MSE_t = 3,69e-6$, $AP_l = 0,49\%$, $AP_t = 0,48\%$.

Na rysunku 3a,b przedstawiono wzorcowe i prognozowane wartości naprężeń – $\sigma(\varepsilon)$, oraz operatora stycznego – $E_i(\varepsilon)$, wyznaczone za pomocą dwóch sformułowanych sieci SWPB. Na podstawie otrzymanych wyników można stwierdzić, że obie opracowane sieci poprawnie odtwarzają prawo fizyczne RO oraz moduł styczny. W związku z większą efektywnością numeryczną wariantu II, do dalszych obliczeń wybrano sieć SWPB: 1-6-1.



Rys.3. Porównanie danych wzorcowych i symulacji sieci: a) zależności: $\varepsilon(\sigma)$, $\sigma(\varepsilon)$, b) zależność $E_t(\varepsilon)$.

Przygotowaną w trybie *off line* sieć SWPB: 1-6-1 włączono do programu MES. W ten sposób powstał program hybrydowy MES/SSN integrujący obliczenia numeryczne i neuronowe. Program ten został zastosowany do analizy wcześniej zaprojektowanej konstrukcji kratowej.

4. Analiza kratownicy

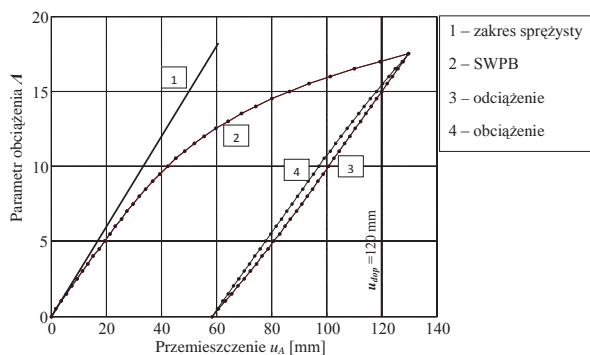
4.1. Obliczenia numeryczne zaprojektowanego układu

Przygotowaną w trybie *off line* sieć SWPB: 1-6-1 włączono do programu MES. W ten sposób powstał program hybrydowy MES/SSN integrujący obliczenia numeryczne i neuronowe. Program ten został zastosowany do analizy wcześniej zaprojektowanej konstrukcji kratowej.

W analizowanym przykładzie kratownicy (rys. 1), obliczenia wykonano za pomocą przyrostowej metody Newtona-Raphsona. Przyjęto obciążenie konfiguracyjne $P^*=1,95$ kN oraz 35 jednakowych przyrostów parametru obciążenia $\Delta A=0,5$. Obciążenie $P=AP^*$ osiągnęło maksymalną wartość 34,125 kN podczas obciążania układu oraz 0 kN dla całkowitego odciążenia. Po zrealizowaniu cyklu obciążenia badano naprężenia w najbardziej wyężonych elementach układu, czyli elementach: 9, 10, 25, 24 oraz przemieszczenie poziome – u_A węzła A kratownicy, por. rys. 1a. W tym przypadku warunek nośności ze względu na wyboczenie elementów ściskanych został spełniony, natomiast przekroczony został II stan graniczny, dla którego wg [5] maksymalne przemieszczenie $u_{dop}=120$ mm. Wyniki analizy oraz obliczone wartości graniczne zestawiono w tabeli 1. Na rysunku 4 porównano ścieżki równowagi $A(u_A)$ wyznaczone za pomocą obiektywnego (nieliniowego) neuronowego modelu materiału oraz materiału sprężystego.

Tabela 1. Zestawienie naprężeń i przemieszczeń dla zaprojektowanego układu

Wartości graniczne wg [5]		Wartości ekstremalne $P_{max}=34,125$ kN	Wartości po odciążeniu $P=0$ kN
Nr el.	$\sigma_{cr}/\sigma_{b,Rd}$ [MPa]	Naprężenia $\sigma_{x,Ed}$ [MPa]	Naprężenia resztkowe [MPa]
9	216,33 / 103,86	85,86	-0,10
10	216,33 / 103,86	-85,71	-0,10
24	76,24 / 43,27	-41,83	0,22
25	76,24 / 43,27	41,50	0,22
Przemieszczenie u_{dop} [mm]		Przemieszczenie u_A [mm]	Przemieszczenie trwałe u_A [mm]
120,0		129,8	58,5



Rys. 4. Ścieżki równowagi $A(u_A)$ obliczone za pomocą programu MES/SSN dla zaprojektowanej konstrukcji aluminiowej.

Z przeprowadzonej analizy wynika, że przy założeniu materiału RO, układ pracuje w zakresie bliskim sprężystego w stanie granicznym nośności. Największe naprężenie resztkowe stanowi 0,54% początkowego naprężenia w elemencie. Natomiast ekstremalne przemieszczenie plastyczne stanowi 45,07% wartości przemieszczenia obliczonego w chwili rozpoczęcia odciążania. Ze względu na przyjęcie jednoparametrowego, proporcjonalnego obciążenia, po ponownym obciążeniu konstrukcji otrzymano wartości przemieszczeń i naprężeń takie same jak dla pierwszego cyklu obciążenia.

4.2. Obliczenia dla układu z wymienionymi elementami

W drugim etapie analizy zmodyfikowano numeryczny obraz kratownicy aluminiowej. Modyfikacja polegała na wymianie kolejnych elementów aluminiowych układu na stalowe wykonane ze stopu S215 ($E_s=210$ GPa). Dla tych elementów założono materiał liniowo-sprężysty. Profile stalowe zaprojektowano zgodnie z wytycznymi Eurokodu 3 [11], tak aby naprężenia w wymienionych elementach nie przekroczyły dopuszczalnych. Zastosowane profile stalowe miały na celu zredukowanie przemieszczenia poziomego węzła A kratownicy. Parametry wprowadzonych elementów oraz chronologię wymiany przedstawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Etapy modyfikacji modelu kratownicy

Etap wzmocnienia	Nr el. (rys. 1)	Materiał	Przekrój
I	1-10	Aluminium EN AW-6005A	RP150x100x10
	11-22		RP120x100x6
	23-25	Stal S215	RK100x100x6
II	1-10	Aluminium EN AW-6005A	RP150x100x10
	11-19		RP120x100x6
	20-25	Stal S215	RK100x100x6
III	1-10	Aluminium EN AW-6005A	RP150x100x10
	11-16		RP120x100x6
	17-25	Stal S215	RK100x100x6

Dla kolejno modyfikowanej konstrukcji wykonano powtarzalne obliczenia za pomocą programu MES/SSN, w którym dwukrotnie zrealizowano proces: obciążenia → odciążenia → obciążenia, gdzie przyjęto:

1. NMM dla całej analizy,
2. NMM podczas obciążania oraz materiał liniowo sprężysty podczas odciążania konstrukcji.

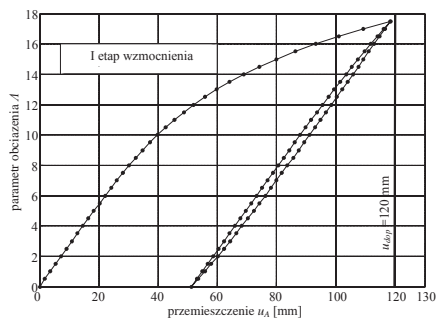
Tabela 3. Zestawienie naprężeń i przemieszczeń wyznaczonych za pomocą SWPB:1-6-1

Nr el.	Naprężenia $\sigma_{x,Ed}$ [MPa], $P_{max}=34,125$ kN			Naprężenia resztkowe σ_x [MPa], $P=0$ kN		
	I etap	II etap	III etap	I etap	II etap	III etap
9	83,69	83,69	83,69	-0,09	-0,09	-0,09
10	-83,59	-83,59	-83,59	-0,09	-0,09	-0,09
24	-53,95	-53,95	-53,95	0,28	0,27	0,27
25	53,65	53,66	53,66	0,28	0,27	0,27
u_{dop} [mm]	Przemieszczenie u_A [mm]			Przemieszczenie trwałe u_A [mm]		
120,0	118,5	116,8	115,7	51,3	51,2	51,2

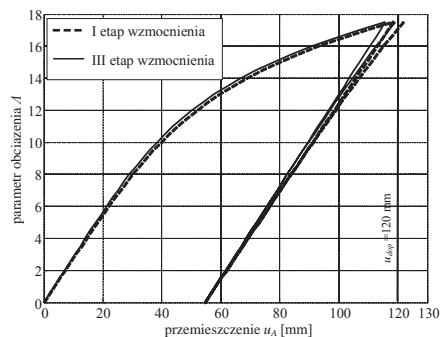
Tabela 4. Zestawienie naprężeń i przemieszczeń wyznaczonych podczas obciążania SWPB:1-6-1, odciążania sprężystego

Nr el.	Naprężenia $\sigma_{x,Ed}$ [MPa], $P_{max}=34,125$ kN			Naprężenia resztkowe σ_x [MPa], $P=0$ kN			Naprężenia $\sigma_{x,Ed}$ [MPa], $P_{max}=34,125$ kN (II cykl)		
	I etap	II etap	III etap	I etap	II etap	III etap	I etap	II etap	III etap
9	83,69	83,69	83,69	-0,09	-0,09	-0,09	83,67	83,67	83,67
10	-83,59	-83,59	-83,59	-0,09	-0,09	-0,09	-83,63	-83,61	-83,61
24	-53,95	-53,95	-53,95	0,28	0,27	0,27	-53,89	-53,89	-53,89
25	53,65	53,66	53,66	0,28	0,27	0,27	53,72	53,72	53,72
u_{dop} [mm]	Przemieszczenie u_A [mm]			Przemieszczenie trwałe u_A [mm]			Przemieszczenie u_A [mm]		
120	118,5	116,8	115,7	54,7	54,6	54,6	122,0	120,2	119,1

a)



b)



Rys. 5. Ścieżki równowagi $A(u)$: a) obciążenie i odciążenie materiał SWPB:1-6-1, b) obciążenie materiał SWPB:1-6-1 - odciążenie sprężyste

W tabelach 3 i 4 zestawiono wybrane naprężenia i przemieszczenia obliczone po wykonaniu całego procesu obciążenia, a na rysunku 5 przedstawiono wyznaczone ścieżki równowagi $A(u_A)$. Wyniki przedstawione w tabelach wskazują, że 1 proces obciążenia nie powoduje przekroczenia stanów granicznych. Natomiast proces 2 typu ma istotny wpływ na II stan graniczny konstrukcji wyznaczony dla pierwszego i drugiego etapu wzmocnienia kratownicy (por. rys. 5b). W tym przypadku 3 etap wzmocnienia układu spełnia stan graniczny użytkowania.

5. Wnioski

Z punktu widzenia mechaniki budowli wymiana prętów wpływa istotnie na naprężenia w nich występujące, w odniesieniu do naprężeń dopuszczalnych. Natomiast wymiana prętów wykratowania nie ma większego wpływu na globalną sztywność kratownicy, ponieważ największe siły osiowe oraz naprężenia dla układu występują w słupach (el. 7,8,9,10).

W pracy sformułowano sieci SWPB, pełniącą rolę neuronowego modelu materiału (NMM) oraz pokazano jej praktyczne zastosowanie. Model NMM był zdefiniowany w trybie *off line* za pomocą wzorców wygenerowanych z potęgowego prawa Ramberga – Osgooda. Oprócz predykcji zależności $\sigma(\varepsilon)$ dla kratowego elementu skończonego, sieć NMM umożliwiła także analityczne obliczenie modułu stycznego E_t . Przygotowana sieć posłużyła do zbudowania programu hybrydowego MES/SSN. Program MES/SSN został zastosowany do analizy kratownicy płaskiej, która ze względu na przekroczenie II stanu granicznego była modyfikowana przez wymianę prętów aluminiowych na stalowe. Przeprowadzona analiza wskazuje, że sieć SWPB jest efektywna numerycznie i może z powodzeniem zastępować prawo fizyczne RO w programie MES.

6. Kierunki dalszych prac

Planowane jest rozwinięcie zagadnienia przez wprowadzenie dwuparametrowego obciążenia, które pozwoli na analizę procesu przystosowania konstrukcji pod działaniem obciążeń nisko-cyklicznych.

Literatura

- 1 Gwóźdź M. Problemy projektowe współczesnych konstrukcji aluminiowych. Czasopismo techniczne. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej z. 4-A/2007, s. 281 – 286.

- 2 Hashash Y. M., Jung S. and Ghaboussi J. Numerical implementation of a neural network based material model in finite element analysis, *Int. J. Num. Meth. Eng.*, 59:989-1005, 2004.
- 3 Pabisek E. Systemy hybrydowe integrujące MES i SSN w analizie wybranych problemów mechaniki konstrukcji i materiałów, Monografia 369, Politechnika Krakowska, Seria Inżynieria Lądowa, Kraków, 2008.
- 4 Hoan-Kee Kim, Multi-scale nonlinear constitutive models using artificial neural networks. Ph.D. dissertation, Georgia Institute of Technology, 2008.
- 5 PN-EN 1999-1-1:2011 Projektowanie konstrukcji aluminiowych. Część 1-1: Reguły ogólne.
- 6 PN-EN 1991-1-4:2008 Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wiatru.
- 7 PN-EN 1993-3-1:2008/AC Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 3-1: Wieże, maszty i kominy. Wieże i maszty.
- 8 Ramberg W., Osgood W. R. Description of stress-strain curves by three parameters. Technical Note No 902, National Committee for Aeronautics, Washington DC., 1943.
- 9 Akazawa T, Nakashima M, Sakaguchi O., Simple model for simulating hysteretic behavior involving significant strain hardening. Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 264.
- 10 Neural Network Toolbox for Use with MATLAB. User's Guide. The MathWorks, Inc., 2011.
- 11 PN-EN 1993-1-1:2006 Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

The analysis of stresses and displacements in the aluminium structure with replaceable elements

Beata Potrzyszcz-Sut¹, Ewa Pabisek²

¹ *Department of Mechanics, Metal Structures and Computer Methods, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Kielce University of Technology, e-mail: beatap@tu.kielce.pl*

² *Institute for Computational Civil Engineering, Faculty of Civil Engineering, Cracow University of Technology, e-mail: epabisek@L5.pk.edu.pl*

Abstract: The paper concerns the non-linear analysis of stresses and displacements in an aluminium truss tower. The Ramberg – Osgood material model was assumed. This model introduced power type relation between stresses and strains. In order to identify the inverse relation, a neural network was used. Because of the need to strengthen the tower, a number of aluminium bars was replaced by steel bars. The perfect elastic material model was assumed for the steel bars. The analysis of stresses and extreme displacements was performed during the cyclic loading and unloading of the system. Two global unloading processes were considered: elastic and elastic-plastic processes. The relationship between the load factor and deflection of the top of the tower is shown. Analysis was performed using a hybrid FEM/ANN program.

Keywords: numerical analysis, Ramberg – Osgood material model, artificial neural network, neural material model.

Badania wstępne parametrów dynamicznych w konstrukcjach wielomateriałowych z dodatkiem zeolitu

Jacek Szulej¹

1 Katedra Mechaniki Budowli, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e-mail: j.szulej@pollub.pl

Streszczenie: Celem artykułu jest przedstawienie wyników wstępnych badań parametrów tłumienia drgań w konstrukcjach z dodatkiem zeolitu. Część pierwsza artykułu opisuje właściwości i zastosowanie zeolitów. Opisano głównie wpływ dodatku zeolitu na parametry betonu. Część główna artykułu przedstawia wyniki badań parametrów tłumienia drgań trzech modeli płytowo-belkowych. Modele posiadają zmodyfikowane spoiwo, w którym część cementu zastąpiono zeolitem (z ponad 85% zawartością Klinoptylolitu). Wartości współczynników tłumienia drgań określano metodą kolokacyjną i metodą opartą na szacowaniu energii kinetycznej drgającego układu. Określano współczynniki tłumienia trzech pierwszych postaci drgań własnych modeli.

Słowa kluczowe: parametr tłumienia drgań, zeolit, klinoptylolit, beton.

1. Wprowadzenie

Projektując coraz bardziej złożone, mosty, kładki, wiadukty, o znacznej rozpiętości i małej sztywności, ważne jest prawidłowe określenie dynamicznej odpowiedzi konstrukcji. Istotny jest również okres użytkowania konstrukcji, a zwłaszcza jej stan, który może znacznie zwiększać efekty dynamiczne (np.: ubytki w jezdni). Dlatego projektując konstrukcje złożone z wielu materiałów (najczęściej ze stali, żelbetu, drewna i innych), oraz określając wartości współczynnika tłumienia drgań należy umiejętnie te materiały łączyć, ale jednocześnie szukać nowych materiałów i modyfikować już stosowane. Podążając tym tokiem myślenia postanowiono rozpoznać cechy dynamiczne zmodyfikowanego żelbetu. Modyfikacja polega na zastąpieniu części cementu zeolitem, czyli nowym składnikiem mieszanki betonowej. Cechy wytrzymałościowe takich betonów są już częściowo rozpoznane, brakuje jednak badań cech dynamicznych, takich jak wcześniej wspomniany współczynnik tłumienia drgań. Do badań poziomu tłumienia wykorzystano złożone modele żelbetowo-stalowe. Badania polegały na wzbudzeniu drgań wymienionych modeli i określeniu wielkości tłumienia drgań na podstawie analizy przebiegów czasowych drgań (metoda kolokacyjna). Druga metoda określa współczynnik tłumienia drgań na podstawie szacowania energii kinetycznej związanej z danym materiałem modelu. Wzięto pod uwagę trzy pierwsze postacie drgań własnych modeli. Identyfikację parametrów dynamicznych modeli przeprowadzono wykorzystując program MES Algor. W obliczeniach rozpatrywano tylko zakres małych drgań swobodnych.

2. Informacje wstępne o zastosowaniu zeolitu jako dodatku do betonu

Właściwości zeolitu i możliwości jego zastosowania opisano w takich pracach jak [1, 2, 3, 4, 5]. Nazwy „zeolit”, (z greckiego: wrzący kamień) użył w 1765 roku szwedzki mineralog Freiherr Axel von Cronstedt. Zeolity są to krystaliczne, uwodnione glinokrzemiany przede wszystkim takich metali, jak: Ca, Mg, Na, K, Sr i Ba. Wyróżnić można zeolity naturalne, modyfikowane oraz syntetyczne.

Zeolity naturalne powstają głównie jako utwory hydrotermalne. Najczęściej występują

w szczelinach i pustych przestrzeniach wśród skał wylewnych (np. bazaltów) lub jako produkty przeobrażenia skałeni i skałenoidów. W naturalnych warunkach proces tworzenia

zeolitów z popiołów wulkanicznych, przy podwyższonej temperaturze i ciśnieniu, trwa kilka tysięcy lat.

Grupa zeolitów naturalnych to około 40 minerałów, wśród których najczęściej występujące i wykorzystywane to:

- klinoptylolit $\text{Na}_6[(\text{AlO}_2)_6(\text{SiO}_2)_{30}] \cdot 24\text{H}_2\text{O}$,
- chabazyt $\text{Ca}_2[(\text{AlO}_2)_4(\text{SiO}_2)_8] \cdot 13\text{H}_2\text{O}$,
- mordenit $\text{Na}_8[(\text{AlO}_2)_8(\text{SiO}_2)_{40}] \cdot 24\text{H}_2\text{O}$.

Rozpoznanie procesów syntezy zeolitów w warunkach naturalnych, stworzyło możliwość podjęcia działań w skali laboratoryjnej. Początkowo stosowano w tym celu popioły wulkaniczne. Później podjęto próby wykorzystania popiołów lotnych z procesów spalania węgla.

Zeolity wyróżnia szereg wyjątkowych cech fizyczno-chemicznych, wśród których należy wymienić:

- wysoką pojemność adsorpcyjną,
- zdolność molekularno-sitową,
- selektywność,
- pojemność jonowymienną,
- odporność na działanie kwasów i podwyższonej temperatury.
- bardzo rozwiniętą powierzchnię, dochodzącą do $1,5 \text{ tys. m}^2 \cdot \text{g}^{-1}$.

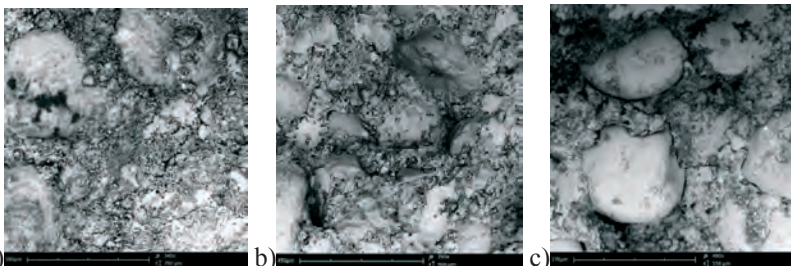
Przeprowadzone badania próbek betonowych z dodatkiem Zeolitu dowodzą znacznej efektywności naturalnego zeolitu oddziałującego na:

- penetrację wodną i jonów chlorku,
- stopień korozji oraz skurcz betonu,
- zwiększenie wytrzymałości i trwałości,
- odporność na korozję.

3. Badania na modelach

Wykonano trzy modele płytowo-belkowe, różniące się składem mieszanki betonowej, tj. z 5%, 20% i 40% udziałem zeolitu zamiast cementu. Stosowano zeolit o frakcji do $200 \mu\text{m}$ z ponad 85% zawartością klinoptylolitu. Każdy model składał się z płyty o grubości 8cm, o wymiarach poziomych 2,64m na 2,64m, opartych na dwuteownikach o wysokości 100mm o rozstawie 2m. Belki stalowe podparto przegubowo na końcach.

W celu uzyskania charakterystyk materiałowych zmodyfikowanego betonu przeprowadzono badania na betonowych próbkach sześciennych ($15\text{cm} \times 15\text{cm} \times 15\text{cm}$). Na podstawie badań otrzymano między innymi wytrzymałości betonu na ściskanie i moduły Younga. Zdjęcia próbek betonowych z mikroskopu skaningowego, przedstawiono na rys. 1a (5% zeolitu), rys 1b (20% zeolitu), 1c (40% zeolitu), zaś parametry betonu zestawia tab.1.



Rys. 1. Zdjęcia próbek betonowych (z 5%, 20% i 40% zawartością klinoptylolitu)

Tabela 1. Parametry materiałowe sześciennych próbek betonowych

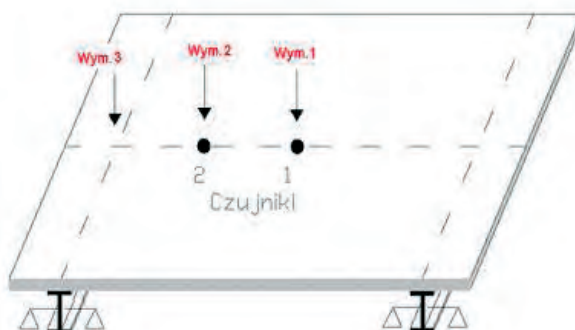
Nr próbki modelu (% zawartość Zeolitu)	$f_{c,cube}$ (MPa)	E_{cm} (GPa)
1 (5%)	13,24	28,0
2 (20%)	15,76	30,6
3 (40%)	9,96	23,4

Poziom tłumienia drgań modeli określano wykorzystując metodę kolokacyjną, opisaną w pracy [10]. Metoda kolokacyjna wymaga przeprowadzenia pomiarów drgań swobodnych modeli. W tym celu wykonano badania przy użyciu sprzętu HBM: akcelerometrów B200, analizatora Spider i programu sterującego Catman 5.0. Drgania wymuszano przez uderzenie drewnianą belką, a modele użyte w badaniach przedstawia rys. 2.



Rys. 2. Modele wykorzystane w badaniach

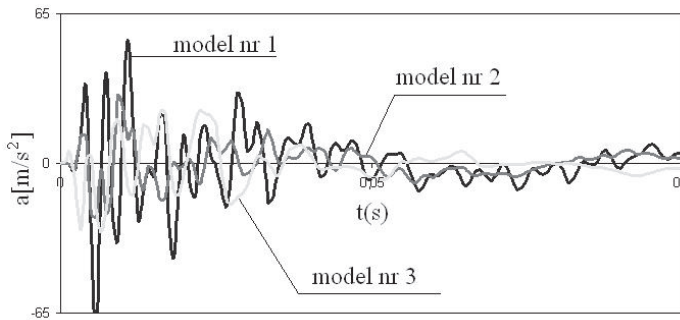
Na każdym modelu zamocowano dwa akcelerometry (w 1/2 i 1/4 rozpiętości pomiędzy dwuteownikami). Wykonano pomiary przyspieszeń od wymuszeń w trzech miejscach. Miejsce zamocowania czujników i miejsca wymuszenia pokazuje rys. 3.



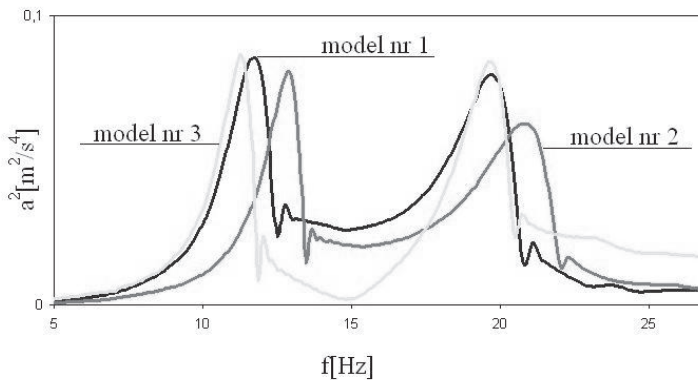
Rys. 3. Rozmieszczenie czujników przyspieszeń i miejsc wymuszeń drgań

Wynikami pomiarów są przyspieszenia drgań w czasie, próbkowane z częstotliwością 1200 Hz o szerokości pasma 150 Hz dla każdego z trzech modeli. Na podstawie przebiegów czasowych wykonano analizę widmową drgań – programem Catman 5.0, FFT: Auto Power Spectrum – Amplitudowe.

Na następnej stronie przedstawiono przykładowy przebieg czasowy przyspieszeń (rys. 4) oraz widmo amplitudowe (rys. 5).



Rys. 4. Przykładowy przebieg czasowy drgań



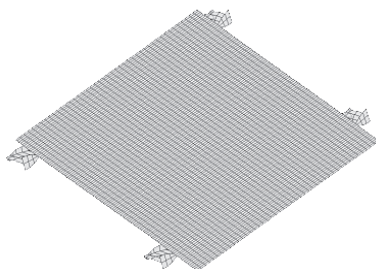
Rys. 5. Przykładowy widmo amplitudowe przyspieszeń drgań

Częstotliwości drgań własnych uzyskane z badań zweryfikowano przez obliczenia programem Algor (program MES). Uzyskano bardzo zbliżone formy drgań i wartości częstotliwości własnych z niewielkim rozbieżnościami. Częstotliwości własne uzyskane z badań i obliczeń pokazano w tab. 2.

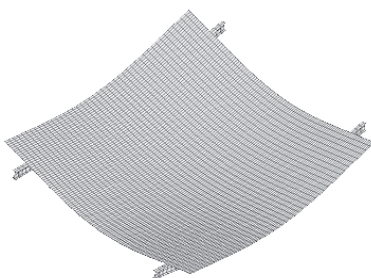
Tab. 2. Porównanie uzyskanych częstotliwości własnych

Mode	f (Hz)	f (Hz)	Numer / forma drgań
1	badania	Algor	
Nr 1	11,62	12,23	1 / obrót belki i przemieszczenie pionowe płyty
	19,63	19,94	2 / zginanie symetryczne belki i płyty
	32,17	36,31	3 / zginanie antysymetryczne płyty i belki
Nr 2	12,92	12,65	1 / obrót belki i przemieszczenie pionowe płyty
	20,90	22,43	2 / zginanie symetryczne belki i płyty
	33,87	38,13	3 / zginanie antysymetryczne płyty i belki
Nr 3	11,36	12,09	1 / obrót belki i przemieszczenie pionowe płyty
	19,85	20,68	2 / zginanie symetryczne belki i płyty
	-	35,03	3 / zginanie antysymetryczne płyty i belki

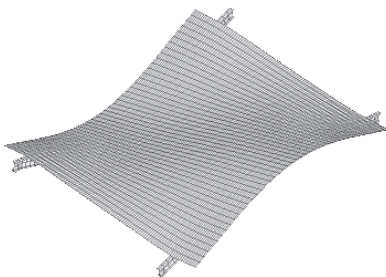
Poniżej pokazano pierwszą, drugą i trzecią postać drgań własnych uzyskaną w programie Algor (rys. 6, 7, 8).



Rys. 6. Pierwsza postać drgań własnych modeli ($f_1=12,23\text{Hz}$, $12,65\text{Hz}$, $12,09\text{Hz}$)



Rys. 7. Druga postać drgań własnych modeli ($f_2=19,94\text{Hz}$, $22,43\text{Hz}$, $20,68\text{Hz}$)



Rys. 8. Trzecia postać drgań własnych modeli ($f_3=36,31\text{Hz}$, $38,13\text{Hz}$, $35,03\text{Hz}$)

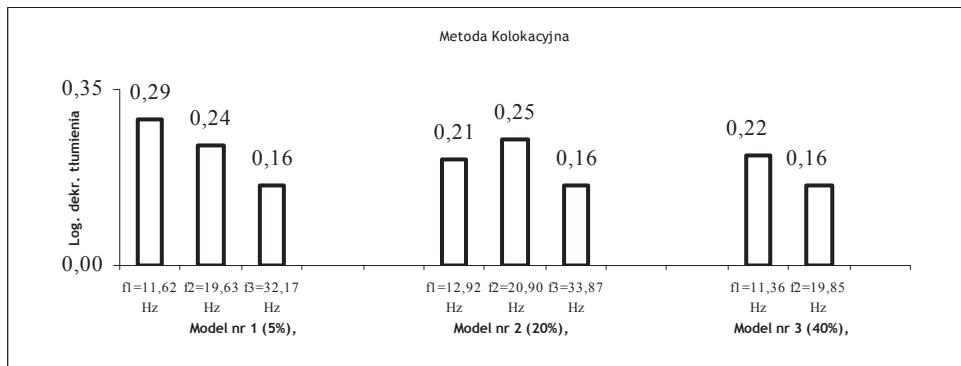
4. Parametry tłumienia drgań

Wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia trzech pierwszych postaci drgań oszacowano wykorzystując metodę kolokacyjną [10] i energetyczną [6, 7, 8, 9]. W metodzie kolokacyjnej otrzymujemy parametr tłumienia związany z formą drgań bez informacji o wpływie konkretnego materiału na poziom tłumienia drgań konstrukcji, dlatego wykorzystano metodę energetyczną, w której można wyodrębnić współczynniki tłumienia związane z konkretnym materiałem składowym konstrukcji. Oczywiście trzeba pamiętać o wpływie tłumienia konstrukcyjnego i zewnętrznego na ogólny wynik parametru tłumienia. Jednak ich wpływ w tych modelach jest niewielki.

Czyli dopiero jednoczesne użycie metody kolokacyjnej i energetycznej pozwoli na określenie parametrów tłumienia związanych z odpowiednim materiałem, w tym przypadku zmodyfikowanym betonem.

4.1. Metoda kolokacyjna

W obliczeniach uwzględniano amplitudy pików widm nie różniące się od wartości pików maksymalnych o więcej niż 30 %. Wyniki logarytmicznego dekrementu tłumienia odnoszące się do trzech modeli (z 5%, 20%, i 40% zawartością zeolitu w mieszance betonowej) przedstawia rys. 9. Obróbkę danych, wykorzystywanych w metodzie kolokacyjnej przeprowadzono w programie Catman 5.0. Wyniki trzeciej postaci drgań dotyczące trzeciego modelu odrzucono ze względu na jej znikomy udział w widmach.



Rys. 9. Średnie wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia pierwszej, drugiej i trzeciej postaci drgań uzyskane stosując metodę kolokacyjną

4.2. Metoda oparta na szacowaniu energii kinetycznej

Korzystając z podstawowych założeń metody energetycznej [6, 7, 9], określono wartości tłumienia, opierając się na energii kinetycznej układu wg [8]. Współczynnik tłumienia określa się uwzględniając maksymalną energię kinetyczną E_{ij} . Energia kinetyczna może być wyrażona w następującej formie:

$$E_{ij} = \frac{1}{2} \boldsymbol{\varphi}_i^T \mathbf{M}_j \boldsymbol{\varphi}_i \omega_i^2 \quad (1)$$

gdzie: \mathbf{M}_j - macierz bezwładności j -tego materiału w konstrukcji (lub fragmentu konstrukcji), ω_i - częstość kołowa drgań własnych i -tej postaci, $\boldsymbol{\varphi}_i$ - unormowany wektor własny i -tej postaci drgań.

Wartość logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań w odniesieniu do i -tej postaci drgań wynosi:

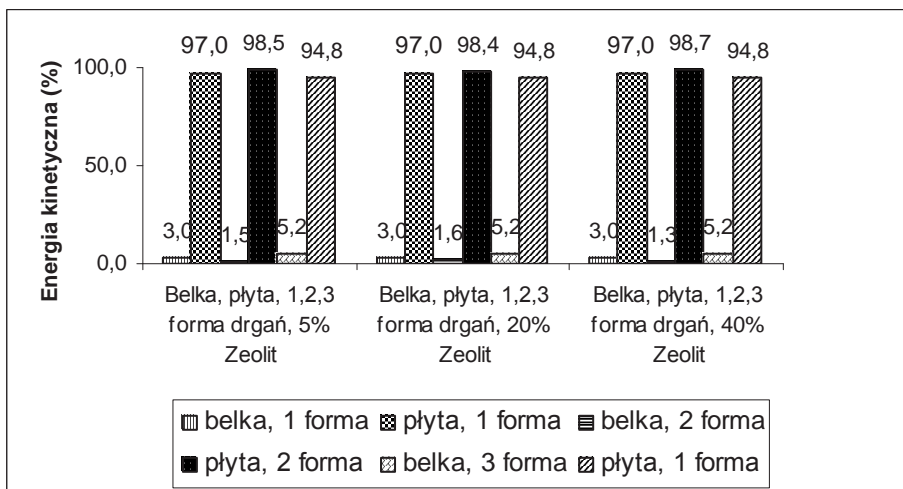
$$\Delta_i = \frac{1}{2} \frac{\sum_j E_{ij} \delta_j}{\sum_j E_{ij}} \quad (2)$$

gdzie: E_{ij} - udział energii kinetycznej j -tego materiału w konstrukcji przy i -tej formie drgań, δ_j - logarytmiczny dekrement tłumienia związany z danym materiałem, wg [9].

Logarytmiczne dekrementy tłumienia drgań odpowiadające zmodyfikowanemu betonowi w metodzie energetycznej przyjmowano tak, aby wartości współczynników tłumienia drgań odpowiadające danej postaci drgań liczone uwzględniając dwie metody były zbliżone. Wybrano drugą postać drgań własnych modeli, ponieważ ta forma drgań charakteryzowała się w przeważającym stopniu drganiami płyty żelbetowej. Sytuacja ta odpowiada prawie wyłącznie wpływowi płyty na drgania, a przez to na tłumienie drgań.

Dla dwuteownika stalowego przyjęto $\delta_1=0,05$, dla żelbetu $\delta_2=0,24$ (model z 5% udziałem zeolitu), $\delta_2=0,25$ (20% udział zeolitu) $\delta_2=0,16$ (40% udział zeolitu).

Korzystając z zależności (1) otrzymano wartości energii (rys. 10), natomiast w tab. 3 zestawiono wartości δ trzech modeli dla drugiej formy drgań własnych.



Rys. 10. Proporcje energii kinetycznej 1, 2 i 3 postaci drgań własnych modeli z 5%, 20% i 40% zawartością zeolitu

Tabela 3. Wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia, drugiej formy drgań trzech modeli płytowych

Model	2 Forma drgań
Nr 1 (5% Zeolite)	0,237
Nr 2 (20% Zeolite)	0,247
Nr 3 (40% Zeolite)	0,158

Jak można zaobserwować ww. zasada określania parametrów tłumienia jest właściwa. W celu dokładniejszego rozpoznania wpływu zeolitu na beton wymagane jest wykonanie większej liczby modeli i przeprowadzenie większej liczby badań.

Podsumowanie

Określając tłumienie wzięto pod uwagę trzy pierwsze postaci drgań własnych modeli (metoda kolokacyjna). Pierwsza postać cechuje się obrotem dwuteowników i przemieszczeniem pionowym płyty, która deformuje się w małym stopniu. Druga postać drgań to symetryczne drgania dwuteownika i płyty. Trzecia to drgania antysymetryczne płyty i dwuteownika. Rozpatrując wyniki uzyskane stosując metodę kolokacyjną obserwujemy dość znaczny spadek wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań w modelu nr 2 i 3, dotyczy to pierwszej postaci drgań. Rozpatrując drugą postać drgań, która to najdokładniej powinna pokazać wpływ zeolitu na poziom tłumienia drgań widoczny jest wzrost poziomu tłumienia modelu nr 2 i duży spadek tłumienia dotyczący modelu 3. Jak się wydaje ma to związek z nieodwracalnymi zmianami struktury płyty modelu 3 przez udział zbyt dużej ilości zeolitu, co skutkuje większym zapotrzebowaniem na wodę. Jest to także potwierdzone przez spadek wytrzymałości na ściskanie. Model nr 2 wraz ze wzrostem wartości wytrzymałości na ściskanie cechuje nieznaczny wzrost wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań. Podsumowując model 1 i 2 wykazują prawie identyczny poziom tłumienia, czyli wymiana 5% lub 20% cementu portlandzkiego na zeolit cechuje prawie ten sam poziom tłumienia drgań.

Przeprowadzone będą kolejne badania modeli z zawartością Zeolitu, nie tylko jako spoiwo, ale również jako kruszywo.

Literatura

- 1 Winczaszek B. Analiza możliwości zastosowania zeolitów syntetycznych z popiołów lotnych w procesie oczyszczania ścieków. Rozprawa doktorska (promotor prof. dr hab. inż. Wojciech Adamski), Wrocław 2006,

- 2 Meysam Najimi i inni. An experimental study on durability properties of concrete containing zeolite as a highly reactive natural pozzolan. *Construction and Building Materials* 35 (2012) 1023–1033,
- 3 Ahmadi B., Shekarch M. Use of natural zeolite as a supplementary cementitious material. *Cement & Concrete Composites* 32 (2010) 134–141,
- 4 Yilmaz B. i inni. Properties of zeolitic tuff (clinoptilolite) blended portland cement. *Building and Environment* 42 (2007) 3808–3815,
- 5 Bilim C. Properties of cement mortars containing clinoptilolite as a supplementary cementitious material. *Construction and Building Materials* 25 (2011) 3175–3180,
- 6 Yamaguchi H., Ito M. Mode-dependency of structural damping in cable-stayed bridges, 9th International Conference on Wind Engineering, New Delhi, India (1995) 928-937,
- 7 Yamaguchi H., Adhikari R. Energy-based evaluation of modal damping in structural cables with and without damping treatment, *Journal of Sound and Vibration* 181 (1995) 71-83,
- 8 Flaga A., Szulej J. Metoda wyznaczania współczynników tłumienia drgań konstrukcji zespolonych. Konferencja naukowa, Krynica (2005) 49-54,
- 9 Bachmann H. i inni. Vibration problems in structures. Practical Guidelines. Wien, Bulletin D'Information, No 209, Lausanne, 1991.
- 10 Flaga A., Szulej J. Metoda kolokacyjna wyznaczania parametrów tłumienia drgań w konstrukcjach budowlanych. Konferencja naukowa Dynkon 2008, Rzeszów-Bystre (2008) 65-72,

The initial research of dynamic parameters for composite structures containing Zeolite

Jacek Szulej¹

¹ *Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: j.szulej@pollub.pl*

Abstract: The article aims at presenting the initial results of damping parameters of vibrations in constructions with zeolite. The initial part of the article describes the properties and application of zeolite. The influence of zeolite on concrete parameters was examined. The main part of the article displays the results of the analysis of damping parameters of vibration of three plate-beam models. The models contain modified binder in which the part of cement was replaced by zeolite (containing more than 85% of clinoptilolite). The analyses were based on the induction of vibration of models, the measurements of vibrations, the spectrum treatment of time course as well as the determination of values of damping coefficients of vibration. Hence the collation method was used. Moreover, the damping coefficients of the first three modes of free vibrations of models were determined.

Keywords: the damping coefficient of vibration, zeolite, clinoptilolite, concrete.

Strojenie tłumików masowych na przykładzie Stadionu Miejskiego w Poznaniu

Piotr Wielgos¹

¹ *Katedra Mechaniki Budowli, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e-mail: p.wielgos@pollub.pl*

Streszczenie: W pracy przedstawiono tematykę związaną z doбором wielokrotnych, strojonych tłumików masowych na przykładzie Stadionu Miejskiego w Poznaniu. Skupiono się na zagadnieniach projektowych, w szczególności doborze parametrów tłumików masowych, ich rozmieszczenia na konstrukcji głównej stadionu (w tym celu przeprowadzona została pełna analiza modalna ustroju) oraz optymalizacji parametrów tłumików pod kątem oddziaływania dynamicznego wiatru za pomocą autorskiego programu optymalizującego. Przeprowadzono także weryfikację przyjętych założeń projektowych, poprzez badania dynamiczne zaprojektowanych strojonych tłumików masowych (STM) oraz przedstawiono wyniki badań dynamicznych na rzeczywistym obiekcie. W podsumowaniu przedstawiono wnioski płynące z analiz numerycznych i doświadczalnych.

Słowa kluczowe: tłumiki masowe, wielokrotne strojone tłumiki masowe, optymalizacja, analiza dynamiczna.

1. Wprowadzenie

Wielokrotne, strojone tłumiki masowe (WSTM) stanowią obecnie coraz liczniejszą grupę rozwiązań eliminujących różnego rodzaju drgania wywołane obciążeniami dynamicznymi. Wypierają one rozwiązania oparte na pojedynczych, strojonych tłumikach masowych (STM). W związku z tym, istotne staje się poszukiwanie optymalnych parametrów takiego typu tłumików. Obliczone częstości drgań własnych ustrojów budowlanych różnią się nieznacznie od rzeczywiście pomierzonych częstości na zrealizowanych obiektach, dlatego też, stosowanie WSTM nastrojonych na częstości bliskie częstości rezonansowej, może przynieść lepsze efekty w postaci redukcji drgań, niż pojedynczy STM nastrojony dokładnie na częstość rezonansową (por Igusa i Xu [1]). W pracach Zhang i Soong [2] można znaleźć procedury umożliwiające przyjęcie jak najlepszego rozkładu WSTM na konstrukcji głównej przy stałych, zadanych parametrach WSTM. Sam proces optymalizacji może odbywać się za pomocą różnego rodzaju metod optymalizacyjnych (por. Li i Ni [3]).

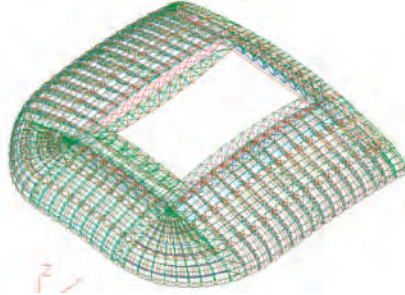
W pracy skupiono się na doborze parametrów WSTM oraz ich optymalizacji, dla rzeczywistej konstrukcji. Nie opisano autorskich metod optymalizacyjnych oraz modelu matematycznego budowy równań ruchu konstrukcji z zainstalowanymi WSTM. Szczegółowo opisane są one w pracach Flaga i Wielgos [4,5] oraz Wielgos [6]. Przedstawione zostaną także wyniki analiz numerycznych i wyniki badań dynamicznych WSTM oraz Stadionu Miejskiego w Poznaniu z zainstalowanymi WSTM.

2. Projekt strojonych tłumików masowych na przekryciu Stadionu Miejskiego w Poznaniu

Przekrycie stadionu Miejskiego w Poznaniu zaprojektowano, jako przekrycie wielkopołaciowe. Analizowane przekrycie, było przedmiotem pełnej analizy dynamicznej przy oddziaływaniu wiatru na ustrój oraz analizy ustroju z dołączonymi WSTM (por. Flaga i in. [7]). Ustrój główny nośny stanowią cztery dźwigary łukowe oparte na czterech pylonach żelbetowych. Na konstrukcji głównej wsparte są łukowe kratownice. Membrana powłoki rozparta jest na dodatkowych elementach łukowych, które przekazują obciążenia

na kratownice łukowe.

Model MES przekrycia stadionu został opracowany na podstawie modelu obliczeniowego z programu **ROBOT**. Wszystkie elementy zamodelowano jako elementy ramowe lub kratownicowe. Na Rys. 1 przedstawiono schemat modelu ustroju.



Rys. 1. Model MES konstrukcji przekrycia Stadionu Miejskiego w Poznaniu (system ALGOR)

W celu określenia podatności ustroju oraz miejsc o największych wartościach postaci drgań własnych przeprowadzono analizę modalną. Na jej podstawie zostało wyznaczonych pięćdziesiąt wartości i postaci drgań własnych ustroju (tabela 1 zawiera zestawienie podstawowych postaci drgań).

Tabela 1. Częstotliwości drgań własnych konstrukcji stadionu

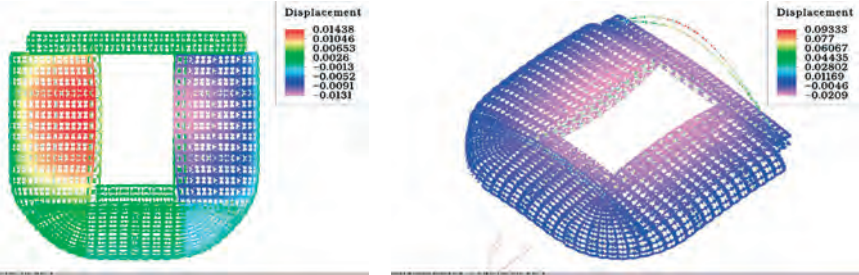
Nr postaci drgań	Częstotliwość f_i [Hz]	Opis formy drgań
1	0,61551	Drgania ustroju głównego po kierunku Y
2	0,78427	Drgania ustroju głównego na kierunku Z
3-10	od 0,79824 do 0,83556	8 form drgań kabli dźwigarów
11	0,97861	Drgania antysymetryczne dźwigarów podłużnych i powłok
12	1,0406	Drgania symetryczne ustroju po kierunku Z oraz X
13	1,2042	Drgania antysymetryczne ustroju po kierunku Y

Z punktu widzenia dynamicznego oddziaływania wiatru na przedmiotowe przekrycie najbardziej istotne są następujące częstotliwości i związane z nimi postaci drgań własnych:

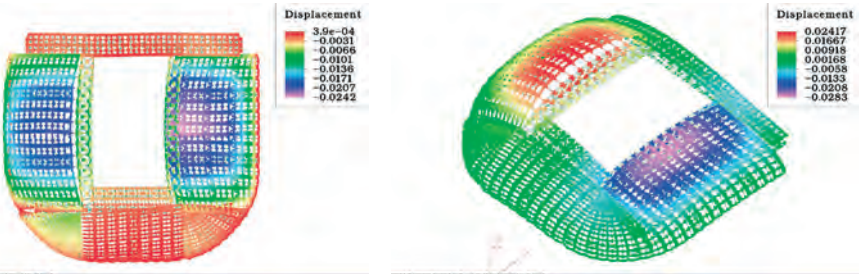
- 1 postać drgań własnych (drżania ustroju głównego po kierunku Y), której odpowiada częstotliwość $f_1=0,616$ Hz);
- 2 postać drgań własnych (drżania ustroju głównego na kierunku Z) przedstawiona na rys. 2, której odpowiada częstotliwość $f_2=0,784$ Hz);
- 11 postać drgań własnych (drżania antysymetryczne dźwigarów podłużnych i powłok) przedstawiona na rys. 3, której odpowiada częstotliwość $f_{11}=0,979$ Hz).

Druża oraz jedenasta postać drgań charakteryzuje się dużymi rzędnymi na kierunku Z. W postaciach tych występują bardzo małe rzędne na dźwigarze południowym i ramach kratowych w tym rejonie. Będą one miały podstawowe znaczenie przy oddziaływaniu wiatru na przekrycie stadionu. Poza omówionymi postaciami w zakresie do 2Hz drgań istnieje szereg postaci, w których biorą udział dźwigary podłużne wraz z przylegającymi kratownicami drugorzędnymi. Podsumowując, należy stwierdzić, iż przedmiotowe przekrycie charakteryzuje się prawie 50 częstościami drgań własnych poniżej 2Hz, a więc w zakresie częstości odpowiadających oddziaływaniu wiatru. Część postaci drgań własnych będzie stanowiła istotny składnik w drżaniach ustroju przy oddziaływaniu wiatru dla określonych kierunków natarcia.

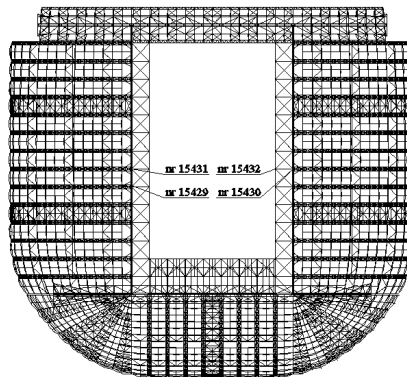
Tłumiki drgań zdecydowano się ulokować w miejscach największych amplitud drgań możliwych do wzbudzenia przez wiatr. Przyjęto lokalizację WSTM w środku rozpiętości dźwigarów głównych. Miejsca usytuowania STM pokazano na Rys. 4. Należy stwierdzić, iż pierwsza postać drgań własnych ($f_1=6.1551E-01$ Hz) oraz postacie od 12 do 14 (częstotliwości $f_{12}=1,041$ Hz do $f_{14}=1.2391E+00$ Hz) będzie bardzo słabo tłumiona przez dodatkowo zainstalowane STM (brak rzędnych postaci drgań na kierunku Z).



Rys. 2. Druga postać drgań własnych, $f_2=0,78427$ Hz; rzędne postaci na kierunku X oraz Z



Rys. 3. Jedenasta postać drgań własnych, $f_{11}=0,97861$ Hz; rzędne postaci na kierunku X oraz Z

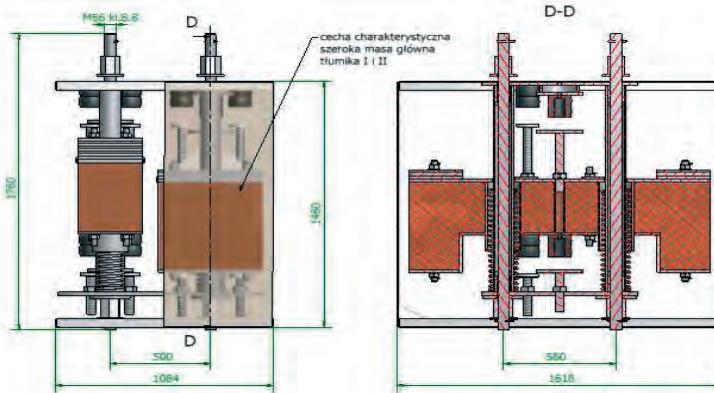


Rys. 4. Schemat umiejscowienia WSTM

Uwzględniając fakt bliskości częstotliwości drgań własnych – zdecydowano się na zastosowanie wielokrotnych strojonych tłumików masowych (WSTM), w liczbie ośmiu (po 4 na każdym z dźwigarów kratowych podłużnych). Charakterystyki STM leżących po stronie wschodniej i zachodniej stadionu były jednakowe. Przyjęto cztery podwójne strojone tłumiki drgań. Rys. 6 jest rysunkiem złożeniowym tłumików WSTM. STM I oraz STM II zblokowany został w jeden WSTM o wspólnym zamocowaniu do konstrukcji głównej, zaś STM III oraz IV także został zblokowany w WSTM (podwójny STM) o wspólnym zamocowaniu do konstrukcji nośnej ustroju. WSTM z tłumikami STM I oraz STM2 został dołączony w węzle 15431 oraz 15432, zaś WSTM z tłumikami STM I oraz STM2 został dołączony w węzle 15429 oraz 15430.

Projekt techniczny STM został opracowany przez zespół prof. Andrzeja Flagi. Tłumik składa się z płyty dolnej i płyty górnej, na których dospawane są tuleje (Rys. 5). Na tulejach są osadzone grubościennie rury. Pasowanie tych elementów jest suwliwe, umożliwiając demontaż całego tłumika. Na dwóch sprężynach osadzona jest masa główna tłumika, strojona na odpowiednią częstotliwość. Zespolecie dwóch takich systemów stanowi jeden podwójny tłumik masowy. Masy główne tłumików składają się z dwóch płyt stalowych

ocynkowanych połączonych ze sobą rurą prowadzącą (przewodzenie zewnętrzne sprężyn) i wypełnione betonem B25. Dodatkowo na masach głównych instalowane są masy doważające (niezbędne do dostrojenia tłumików). W górnej i dolnej części tłumika zainstalowane są tubusy spełniające rolę elementów tłumiących w górnym zakresie przemieszczeń mas głównych.



Rys. 5. Wymiary gabarytowe „tłumika masowego I i II” z częściowo zdjętą osłoną akustyczną.

W tabeli poniżej przedstawiono charakterystyczne wielkości charakteryzujące prace pojedynczych STM. Zaprojektowano sprężyny o podanych charakterystykach. Przyjęto minimalną masę każdego z STM oraz określono masę dodatkową wynikającą z nastrojenia STM oraz nośności sprężyn. Dla określonych mas – masy minimalnej i maksymalnej określono częstotliwości drgań własnych STM odpowiednio maksymalne i minimalne. Takie przyjęcie parametrów częstotliwościowych pozwoliło na pokrycie prawie całego pasma częstotliwości drgań własnych od 0,76Hz do 1,32Hz.

Tabela 2. Zestawienie charakterystyk STM

Nr STM	Stała pojed. sprężyny	Stała układu sprężyn	Zakres częstotliwości			Zakres masy (strojenie tłumika)			Masa dodatkowa
			f_{min}	f	f_{max}	m_{max}	m	m_{min}	
	[N/m]	[N/m]	[Hz]	[Hz]	[Hz]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]
I	12120	24240	0,75788	0,77950	0,80310	1 069	1 011	952	117
II	12120	24240	0,88497	0,93390	0,99196	784	704	624	160
III	21000	42000	0,99574	1,01953	1,04512	1 073	1 024	974	99
IV	21000	42000	1,23457	1,27738	1,32498	698	652	606	92

3. Optymalizacja parametrów WSTM

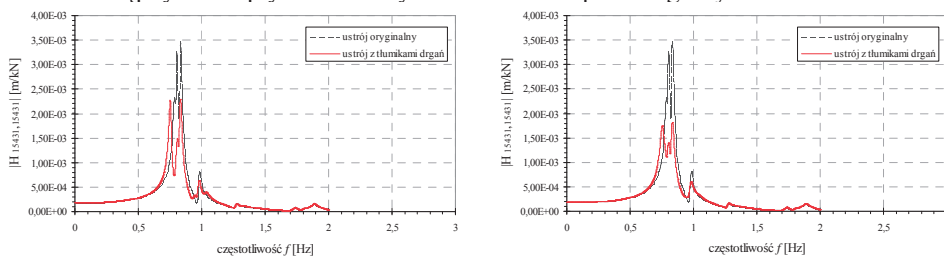
W procesie optymalizacji wykorzystano autorski program DAMP-SYM [5,6]. Przyjęto stałą wartość k_{ii} , oraz γ_i i optymalizowano parametr m_{ii} poszczególnych STM. Zastosowano optymalizację metodami genetycznymi i symulowanego wyżarzania. Funkcję celu przyjęto w postaci sumy całek oznaczonych z modułu transmitancji $H_{kk}(\lambda)$ po k -tych stopniach swobody ustroju, gdzie zamocowano WSTM.

$$F3 = \sum_{k=1}^{N_k} \int_{\lambda_1}^{\lambda_2} |H_{kk}(\lambda)| d\lambda \quad (1)$$

Przedział częstotliwości przy określaniu funkcji celu wynosił od 0,5Hz do 1,4Hz. Ponieważ wszystkie elementy są wykonane ze stali, przyjęto w programie wartość $\Delta=0,06$ dla całej konstrukcji, zaś ułamek tłumienia krytycznego dla wszystkich STM przyjęto równy $\gamma_{ii}=0,04$. W tabeli 3 przedstawiono wartości optymalnego nastrojenia STM otrzymane po zakończeniu procesu optymalizacji. Można zaobserwować, iż maksymalne

masy wynikające z nośności sprężyny dla niektórych tłumików zostały przekroczone. Wynika to z braku możliwości ograniczenia zmiennych decyzyjnych osobno dla każdego STM. W rzeczywistości, po przeprowadzeniu badań drgań własnych na wybudowanym obiekcie, parametry tłumików STM II oraz STM IV można będzie dostosować do rzeczywistych częstotliwości. Należy też zwrócić uwagę na pełen zakres działania STM przy częstotliwościach 0,8Hz-1,05Hz oraz 1,23-1,32Hz.

Poniżej przedstawiono wykresy modułów transmitancji w węzłach, gdzie dołączono STM dla wstępnych i zoptymalizowanych wartości mas poszczególnych STM.



Rys. 6. Funkcja przenoszenia w węźle 15431 na kier Z przed procesem optymalizacji oraz po procesie optymalizacji

Z powyższych wykresów wynika, że we wszystkich przypadkach obserwujemy redukcję współczynnika wzmocnienia (modułu transmitancji) w analizowanym obszarze częstotliwości od 0,75Hz-1,1Hz. Dla wyższych częstotliwości drgań (powyżej 1,3Hz) nie obserwujemy znaczących zmian wartości modułów transmitancji mechanicznej, a jedynie nieznaczne przesunięcie widma.

Tabela 3. Wartości parametrów początkowych i po procesie optymalizacji poszczególnych STM

Nr STM	Nr węzła	m_{i1}	m_{i1_opt}	k_{i1}	γ_{i1}
		[kg]	[kg]	[N/m]	[-]
I	15431	1011	1017,3	24240	0,04
I	15432	1011	1012,4	24240	0,04
II	15431	704	984,8	24240	0,04
II	15432	704	1007,1	24240	0,04
III	15429	1024	1106,5	42000	0,04
III	15430	1024	1118,6	42000	0,04
IV	15429	652	1133,4	42000	0,04
IV	15430	652	1141,8	42000	0,04

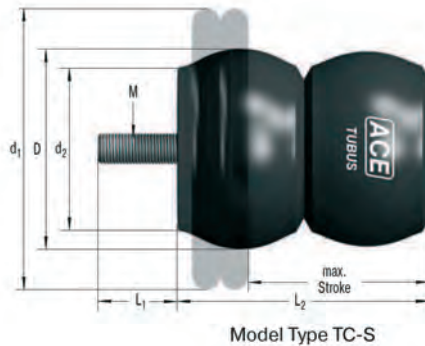
4. Badania strojonych tłumików masowych do redukcji drgań

Program badań obejmował zastosowanie różnych elementów tłumiących zastosowanych w konstrukcji STM spełniających rolę tłumików w górnym zakresie przemieszczeń mas głównych. Ze względu na specyficzną pracę STM (praca z luzem pomiędzy elementem tłumiącym - tubusem a płytą oporową) określono tłumienie własne pojedynczych STM w dwóch fazach:

- faza tłumienia własnego elementów STM (tarcie w sprężynach, prowadnicach itd);
- faza oddziaływania tubusa elastomerowego.

Analizowano trzy rodzaje tubusów oraz wielkość luzu tubusa dla których znane były charakterystyki pracy dynamicznej [7]. W badaniach przyjęto oznaczenia tubusów elastomerowych, jako: TC134-146-S, TC74-76-S, TCPL.

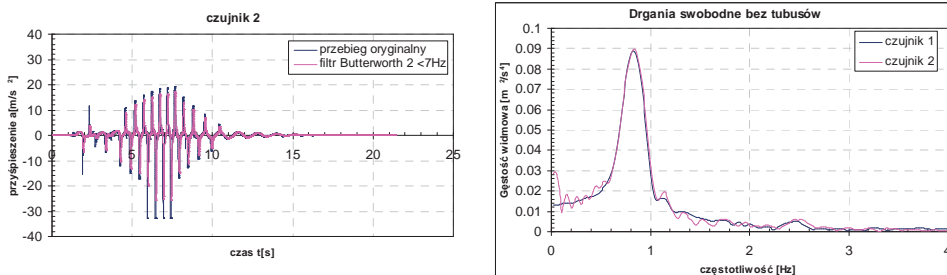
Układ pomiarowy zastosowany w badaniach składał się akcelerometrów B200, firmy HBM, mierzących przyspieszenia w jednym kierunku, analizatora analogowo-cyfrowego Spider 8, firmy HBM, komputera przenośnego z oprogramowaniem Catman 4.0. Komputer i oprogramowanie służyło zapisywaniu sygnału z wcześniej określoną częstotliwością. Program Catman 4.0 pozwalał również na obróbkę danych (przeprowadzenie filtracji i transformat Fouriera na uzyskanych przebiegach przyspieszeń).



Rys. 7. Schemat tubusa elastomerowego TC134-146-S

Wzbudzenie drgań następowo przez ręczne wymuszenie drgań przez dwie osoby. Wymuszenie realizowane było z częstotliwością bliską częstotliwości drgań własnych poszczególnych STM. Czas trwania drgań wymuszonych wynosił około 10-15s. Potem następował faza drgań swobodnych tłumionych, w której można było wyróżnić fazę oddziaływania tubusów (elementów tłumiących) oraz fazę drgań swobodnych z tłumieniem sprężyn (tarcie elementów) bez oddziaływania tubusa.

Częstotliwość próbkowania dla wszystkich przeprowadzonych serii badań wynosiła 600Hz, krok czasowy wynosił $\Delta t=0.00167s$. Na pomierzonych sygnałach przeprowadzono filtrację dolnoprzepustową filtrem Butterworth drugiego rzędu. Granicę filtracji przyjęto $<7Hz$. Przykładowy przebieg czasowy przyspieszeń i gęstości widmowej mocy przyspieszeń dla STM I z TC134-146-S z luzem na tubusie wynoszącym 50mm przedstawiono poniżej.



Rys. 8. Przebieg czasowy przyspieszeń oraz gęstość widmowa mocy przyspieszeń po obróbce

Tabela 4. Wartości częstotliwości i ułamka tłumienia krytycznego dla wszystkich STM

STM	masa drgająca [kg]	luz tubusa [mm]	częstotliwość obliczeniowa f_0 [Hz]	oddziaływanie tubusa		bez oddziaływania tubusa	
				średnia częstotliwość	ułamek tłumienia krytycznego	częstotliwość	ułamek tłumienia krytycznego
				f_1 [Hz]	γ [-]	f_1 [Hz]	γ [-]
STM1	952	50	0,803	0,980	0,048	0,830	0,045
	952	100	0,803	0,900	0,029	0,830	0,028
STM2	624	50	0,992	1,180	0,039	1,020	0,031
	624	100	0,992	1,080	0,024	1,020	0,025
STM3	974	50	1,045	1,060	0,022	1,040	0,020
	974	100	1,045	1,050	0,035	0,990	0,030
STM4	606	50	1,325	1,350	0,032	1,320	0,022
	606	100	1,325	1,330	0,019	1,320	0,022

Na podstawie wykresu gęstości widmowych mocy odczytano częstotliwości drgań własnych poszczególnych STM. W analizowanym przypadku była to częstotliwość $f=0,85\text{Hz}$.

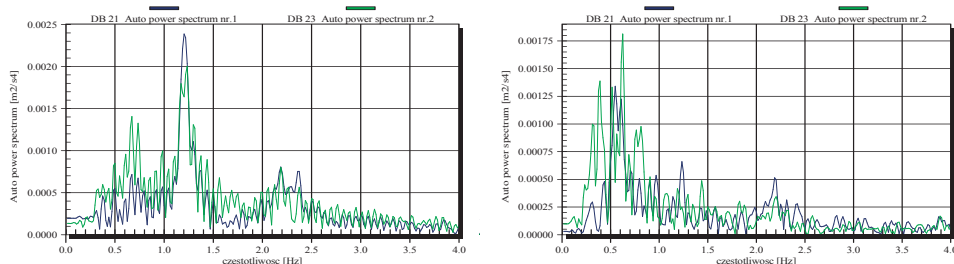
W celu określenia wartości tłumienia pojedynczego STM wyznaczono wartości minimalne i maksymalne dla całego przebiegu poddanego filtracji filtrem dolnoprzepustowym, odcięto wartości odpowiadające wymuszeniu i zamieniono wartości ujemne na dodatnie (por. Bendat i Piersol [8]). Dla tak otrzymanych wartości dopasowano krzywą Ae^{Bt} w programie Catman 4.0 dla obu faz pracy tłumika. Otrzymano wartości współczynników A oraz B . Ze współczynnika B wyznaczono ułamek tłumienia krytycznego $\gamma=B/(4\pi f)$.

Po przeprowadzeniu założonego programu badań określono rodzaj tubusa oraz wielkość luzu, które będą najkorzystniejsze pod względem pracy STM. Przyjęto luz 75mm oraz tubus TCPL. W tabeli 4 zestawiono parametry wszystkich STM z TCPL. Ułamki tłumienia krytycznego oscylują w granicach $0,19<\gamma<0,45$ dla różnych faz pracy STM.

5. Badania dynamiczne stadionu z zainstalowanymi WSTM

Celem badań była identyfikacja częstotliwości drgań własnych konstrukcji Stadionu Miejskiego w Poznaniu wraz z oddziaływaniem WSTM zainstalowanych na tej konstrukcji. Identyfikacja ta pozwoliła stwierdzić zgodność założeń projektowych z charakterystyką dynamiczną wykonanych STM. Program badań obejmował pomiar przebiegów drgań umożliwiających określenie charakterystyki dynamicznej konstrukcji z zablokowanymi tłumikami STM oraz określenie wpływu tłumików na zachowanie dynamiczne konstrukcji (odblokowane STM).

W celu identyfikacji częstotliwości drgań własnych konstrukcji przyjęto wymuszenia w połowie rozpiętości dźwigara podłużnego oraz na krańcach południowym i północnym. Dwa czujniki nr 1 oraz 2 zostały rozmieszczone na dźwigarze, pierwszy w połowie rozpiętości dźwigara, drugi przy końcu dźwigara. Natomiast cztery akcelerometry zostały rozmieszczone bezpośrednio na masach drgających strojonych tłumików masowych STM1 do STMIV (czujniki nr 3-6). Omówiony sposób rozmieszczenia pozwolił na identyfikację drgań konstrukcji głównej (czujniki 1 oraz 2), oraz zachowania strojonych tłumików masowych (czujniki 3-6). Wymuszenie realizowane było na pomoście poprzez skakanie 6 osób z częstotliwością około 1Hz na pomoście roboczym umiejscowionym wzdłuż dźwigara wschodniego. Częstotliwość próbkowania dla wszystkich przeprowadzonych serii badań wynosiła 4096Hz, krok czasowy wynosił $\Delta t=0.0002441\text{s}$. Na pomierzonych sygnałach przeprowadzono obróbkę danych jak podczas badań dynamicznych STM. Przykładowe wykresy gęstości widmowej mocy przyspieszeń dla akcelerometrów przy zablokowanych i odblokowanych STM przedstawiono na rys. 9.



Rys. 9. Gęstość widmowa mocy przyspieszeń przy zablokowanych odblokowanych WSTM

Na wykresach gęstości widmowej możemy zaobserwować częstotliwości drgań własnych konstrukcji wynoszące 1,21Hz, 2,18Hz oraz 2,40Hz. Niestety w granicach częstotliwości do 1,25Hz z obliczeń MES otrzymano szereg postaci drgań własnych, więc identyfikacja postaci drgań własnej odpowiadającej 1,21Hz jest bardzo trudna. Rozpatrując wykresy gęstości widmowych mocy przebiegów drgań w przypadku zablokowanych tłumików i nie zablokowanych możemy stwierdzić iż STM działają skutecznie w okolicy częstotliwości 1,21 Hz (zmniejszenie rzędnych spectrum dla odblokowanych STM).

Pozostałe częstotliwości drgań własnych nie są redukowane (częstotliwości 2,18Hz oraz 2,40Hz).

6. Podsumowanie

W pracy przedstawiono pełen tok postępowania przy projektowaniu wielokrotnych strojonych tłumików masowych na przykładzie Stadionu Miejskiego w Poznaniu. Poprzez zastosowanie autorskiego programu optymalizacyjnego oraz własnego modelu matematycznego budowy równań ruchu konstrukcji z zainstalowanymi WSTM, możliwe było zaprojektowanie, dobór parametrów STM oraz ich optymalizacja.

Należy także nadmienić, iż częstotliwości drgań własnych mogą z czasem ulec zmianie. Dlatego też istnieje możliwość dostrojenia parametrów tłumików STM, jest to możliwe dzięki pełnemu zakresowi działania STM przy częstotliwościach 0,8Hz-1,05Hz oraz 1,23-1,32Hz.

Literatura

- 1 Igusa T., Xu K. Vibration control using multiple tuned mass dampers. *Journal of Sound and Vibration* 175, Issue 4 (1994) 491–503.
- 2 Zhang R. H., Soong T. T. Seismic design of viscoelastic dampers for structural applications. *Journal of Structural Engineering* 118 (1992) 1375–1392.
- 3 Li H. N., Ni X. L. Optimization of non-uniformly distributed multiple tuned mass damper. *Journal of Sound and Vibration* 308, Issues 1–2 (2007) 80–97.
- 4 Flaga, A., Wielgos, P. Zagadnienia optymalizacji parametrów wielokrotnych strojonych tłumików masowych. *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej. Mechanika* 74 [258] (2008) 73–84.
- 5 P. Wielgos, A. Flaga. The optimisation of multiple tuned mass dampers parameters. The theoretical basis and numerical examples in: *Recent Advances in Research on Environmental Effects on Buildings and People.* (ed. Flaga A., Lipecki T.) Polish Association For Wind Engineering, Cracow 2010, s.423-432.
- 6 Wielgos P. Rozprawa doktorska: Ocena skuteczności działania wielokrotnych, strojonych tłumików masowych w konstrukcjach budowlanych; Politechnika Lubelska; Lublin 2010.
- 7 Z. Siekierda, A. Flaga, P. Wielgos, T. Lipecki, Tuned mass dampers with elastomeric limiters. Theory and research in: *Recent Advances in Research on Environmental Effects on Buildings and People.* (ed. Flaga A., Lipecki T.) Polish Association For Wind Engineering, Cracow, Poland 2010, s. 433-442.
- 8 Bendat J., Piersol A. *Metody analizy i pomiaru sygnałów losowych*, PWN, Warszawa 1976.

The tune of mass dampers for the Municipal Stadium in Poznan

Piotr Wielgos¹

¹ *Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: p.wielgos@pollub.pl*

Abstract: This paper presents the issues related to the design of the multiple tuned mass dampers (MTMD) for the Municipal Stadium in Poznan. It is focused on the design issues, in particular the selection of parameters of mass dampers, their location at the main structure (in this case the full modal analysis was carried out) and the optimization of dampers parameters (the optimization algorithm DAMP-SYM application was used). The verification of the assumptions made during the design stage was carried out, taking into account the dynamic tests of TMD as well as the measurements on the real object of Municipal Stadium in Poznan.

Keywords: dynamic analysis, tuned mass damper, optimisation.