

Politechnika Lubelska
Wydział Budownictwa i Architektury

BUDOWNICTWO
I ARCHITEKTURA

Vol. 13(2) 2014

Politechnika Lubelska
Lublin, 2014

Politechnika Lubelska
Wydział Budownictwa i Architektury

BUDOWNICTWO I ARCHITEKTURA



Vol. 13(2) 2014

Politechnika Lubelska
Lublin, 2014

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 (Politechnika Koszalińska)
Adam Goliger (The Council for Scientific and Industrial Research - CSIR)
Zbyněk Keršner (Brno University of Technology)
Halit Cenani Mertol (Atılım University)
Carlos M. Mozos (University of Castilla - La Mancha)
Adam Nadolny (Politechnika Poznańska)
Sandro Parrinello (Pavia University)
Stanislav Pospíšil (Institute of Theoretical and Applied Mechanics)
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)
Thomas Thiis (Norwegian University of Life Sciences)
Viktor Tur (Technical University of Brest)
Tim K.T. Tse (The Hong Kong University of Science and Technology)

Kolegium Redakcyjne

Redaktor naczelny: **Wojciech Franus**

Redaktorzy Tematyczni:

Stanisław Fic, Joanna Giecewicz, Anna Halicka, Piotr Jaśkowski, Wojciech Kosiński,
Jan Kukielka, Tomasz Lipecki, Marek Łagoda, Wojciech Piasta, Jadwiga Roguska,
Małgorzata Rozbicka, Elżbieta Ryńska, Bogusław Szymgin, Maciej Trochonowicz,
Magdalena Wdowin, 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 2014

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

Geotechnika

Ewa Daniszewska:

- Zastosowanie ANFIS w analizie wyników badań gruntów
Application of the ANFIS to analysis of results from soil testings7

Lucjan Gazda, Małgorzata Franus:

- Właściwości fizykochemiczne i mechaniczne wybranych gruntów spoistych
Lubelszczyzny do zastosowań hydroizolacyjnych
*Physicochemical and mechanical properties of selected cohesive soils of Lublin
region used in waterproofing applications*17

Aleksandra Gorączko, Maria Gadomska, Maciej K. Kumor:

- Monitorowanie przemieszczeń wybranego budynku posadzonego na podłożu
ekspansywnym
Monitoring the movements of the building founded on expansive clays25

Karolina Knapik, Joanna Bzówka, Giacomo Russo:

- Compressibility of kaolinite treated with fly ash from fluidized bed combustion
Ścisłość mieszaniny kaolinu i popiołu lotnego z fluidalnego spalania węgla33

Krzysztof Nepelski:

- Weryfikacja parametrów podłoża gruntowego z wykorzystaniem analizy
wstecznej na przykładzie wiaduktu drogowego
The verification of subsoil parameters based on back analysis of a bridge39

Grzegorz Straż:

- Identyfikacja lokalnych gruntów organicznych na podstawie wyników badań
sondą statyczną CPT
Identification of local organic soils based on cone penetration test results49

Krzysztof Wilk:

- Znaczenie efektywnych wartości parametrów gruntu w określaniu nośności
podłoża spoistego
*The meaning of effective soil parameters for determining of the bearing
capacity of cohesive soils*57

Inżynieria Materiałów Budowlanych

Waldemar Budzyński, Jacek Góra, Wojciech Piasta, Tadeusz Turkiewicz:

- Moduł sprężystości betonów z kruszywami łamanymi z polskich i ukraińskich
skał magmowych
*Modulus of elasticity of concretes from Polish and Ukrainian crushed aggregates
from igneous rocks*65

Małgorzata Franus, Lidia Bandura:

- Właściwości kruszyw lekkich modyfikowanych zużytymi sorbentami
mineralnymi
*Properties of the lightweight aggregate modified with the spent zeolite
sorbents after sorption of diesel fuel*73

Grzegorz L. Golewski:

- Zastosowanie nanowgłębnika Berkovicha do badań warstw stykowych
w betonach z dodatkiem popiołów lotnych
*The application of Berkovich nanoindenter to the study of interfacial
transition zone in concretes containing fly-ash*85

Stefania Grzeszczyk, Krystian Jurowski:

- Wpływ stopnia rozdrobnienia metakaolinu na właściwości samozagęszczalnych betonów do robót podwodnych
The influence of the fineness of metakaolin on the properties of self-compacting underwater concrete93

Józef Jasiczak, Marcin Kanoniczak, Łukasz Smaga:

- Normowe pojęcie rodzina betonów na przykładzie ciągłej produkcji płyt Spiroll
Standard term concrete families on the example of continuous production of Spiroll slabs99

Sławomir Karaś, Beata Klimek:

- Badania stuletniego betonu z mostu na ul. Zamojskiej w Lublinie
Diagnosis of 100 years old concrete from M. Lutoslawski Bridge in Lublin109

Paweł Lukowski, Joanna Julia Sokolowska, Maja Kępnia:

- Wstępna ocena możliwości zastosowania odpadowego pyłu perlitowego w budowlanych kompozytach polimerowych
The introductory evaluation of possibility of using waste perlite powder in building polymer composites119

Oksana Poznyak, Andryy Melnyk:

- Non-autoclaved aerated concrete made of modified binding composition containing supplementary cementitious materials127

Izabela Skrzypczak, Lidia Buda-Ożóg:

- Wskaźnik jakości produkowanego betonu a niezawodność w odniesieniu do próby o małej liczebności
The quality index for produced concrete and reliability in relation to the small size sample135

Mechanika konstrukcji i materiałów**Wiesław Baran:**

- Możliwości obliczeniowe a wymagania wg Eurokodu 3 przy wyznaczaniu sił przekrojowych konstrukcji powłokowych
Calculation possibilities and Eurokod 3 requirements used to calculate internal forces in shell structures143

Damian Bęben, Michał Wrzecziono:

- Analiza numeryczna mostu gruntowo-stalowego
Numerical analysis of soil-steel bridge153

Grzegorz Bosak:

- Badania modelowe działania wiatru na budynek wysoki
Wind tunnel tests of wind action on a high-rise building163

Tadeusz Chmielewski, Piotr Górski, Peter Breuer, Eduard Konopka:

- Porównanie obliczonych i pomierzonych techniką GPS charakterystyk dynamicznych komina przemysłowego
Comparison of computed and measured dynamic characteristics of industrial chimney by GPS technology173

Jacek Chróścielewski, Marian Klasztorny, Mikołaj Miśkiewicz,**Łukasz Pyrzowski, Magdalena Rucka, Krzysztof Wilde:**

- Kompozyt przekładkowy GFRP z rdzeniem PET w powłokowej konstrukcji kładki dla pieszych
GFRP sandwich composite with PET core in shell structure of footbridge183

Jakub Gontarz, Jerzy Podgórski:

- Wyznaczanie wytrzymałości na rozciąganie betonu i skał metodą „brazylijską” w konfrontacji z zastosowanym kryterium zniszczenia materiału
Determination of tensile strength of concrete and rocks by using the Brazilian test in the confrontation with the failure criteria191

Piotr Górski, Stanislav Pospíšil, Sergej Kuznetsov, Marcin Tatara, Ante Marušić:

- Badania modelowe liczby Strouhala oblodzonego ciężna mostu podwieszonoego
Model investigations of Strouhal number of iced cable of cable-stayed bridge201

Szymon Imielowski, Aniela Glinicka, Cezary Ajdukiewicz:

- Analiza eksperymentalna ścieżek wyboczenia prętów ściskanych w przypadku obciążenia sterowanego przemieszczeniem
Experimental buckling path of compressed bars under displacement control209

Barbara Kaleta, Bartosz Różycki:

- Drgania własne belki na stochastycznym dwuwarstwowym podłożu o znacznie różniących się grubościach
Natural vibrations of a beam on stochastic two-layered subsoil with significantly different thickness215

Krzysztof Koziol, Waldemar Bzdula:

- Wpływ sprężenia elementów konstrukcji rozbudowy teatru na odpowiedź spowodowaną ruchem metra
The effect of compression design elements for the development of theater-Tell caused by the subway movement223

Maciej Kulpa, Tomasz Siwowski:

- Badania pomostów kompozytowych do zastosowań w mostach drogowych
Research on FRP decks for road bridge applications231

Tomasz Lipecki:

- Oddziaływanie wiatru na dachy płaskie
Wind action on flat roofs239

Tomasz Lipecki, Jarosław Bęc, Paulina Jamińska:

- Oddziaływanie wiatru na kominy stalowe w ujęciu przepisów normowych
Wind action on steel chimneys according to standards247

Marek Łagoda, Maciej Kowal:

- Wzmacnianie płaskich, zginanych elementów stalowych materiałami kompozytowymi FRP
FRP composite materials strengthening of flat steel elements257

Marek Łagoda, Krzysztof Śledziwski:

- Praca stalowo-betonowej belki zespolonej z uwzględnieniem zarysowania płyty
Operation of a steel-concrete composite beam considering slab cracking265

Maciej Major, Izabela Major Judyta Różycka:

- Zastosowanie warstwowego kompozytu gumowego w celu redukcji oddziaływań dynamicznych na konstrukcje stalowe
Application of a layered rubber composite to reduce dynamic effects on steel structures275

Błażej Meronk, Krzysztof Wilde:

- Modulowane fale ultradźwiękowe w diagnostyce zginanych płyt betonowych
Ultrasonic modulated waves for diagnostics of concrete elements in bending283

Paweł Poneta, Tomasz Siwowski:

- Badania dźwigara mostowego z kompozytów FRP pod obciążeniem statycznym
Research on the FRP bridge girder under static load291

Magdalena Rucka, Rafał Kędra:

- Numeryczna i doświadczalna analiza propagacji fal sprężystych przez stalowe połączenie śrubowe
A study on propagation of elastic waves in steel bolted joints299

Magdalena Rucka, Jacek Lachowicz:

- Analiza numeryczna i doświadczalna propagacji pola elektromagnetycznego w badaniach metodą georadarową
Numerical and experimental analysis of electromagnetic field propagation for ground penetrating radar inspection307

Jacek Szulej, Michał Pieńko, Wojciech Franus:

- Wstępne badania parametrów dynamicznych i materiałowych elementów żelbetowych z dodatkiem tufów zeolitowych
Preliminary studies of the dynamic and material parameters of reinforced concrete elements with the addition of zeolite tuffs317

Rusztowania budowlane**Ewa Błazik-Borowa, Jakub Gontarz:**

- Wpływ imperfekcji na pracę statyczno-wytrzymałościową typowego rusztowania
The impact of values and modelling method on the static-strength work of a typical scaffolding325

Ewa Błazik-Borowa, Jacek Szer:

- Analiza etapów tworzenia i użytkowania rusztowań z uwagi na bezpieczeństwo użytkowników
The analysis of stages of creation and operation of scaffoldings with regard to safety of users333

Paulina Jamińska:

- Praca statyczna rusztowania pod działaniem rzeczywistego oraz normowego obciążenia wiatrem
Static work of scaffolding loaded by actual and standards driven wind forces341

Michał Pieńko:

- Analiza deformacji jednoelementowego układu węzłowego rusztowania modułowego
The analysis of the deformation of single node in a modular scaffolding system349

Aleksander Robak:

- Analiza nośności stalowych pomostów rusztowań
Capacity analysis of steel scaffolding decks357

Szczepan Woliński:

- Projektowanie konstrukcji wspomagane analizą ryzyka
Risk aided design of building structures367

Zastosowanie ANFIS w analizie wyników badań gruntów

Ewa Daniszewska

*Katedra Geotechniki i Budownictwa Drogowego, Wydział Nauk Technicznych, Uniwersytet
Warmińsko-Mazurski, e-mail: ewa.dybiec@uwm.edu.pl*

Streszczenie: Adaptacyjny system wnioskowania neuronowo-rozmytego ANFIS (Adaptive Neuro-Fuzzy Inference System) w programie Matlab posłużył modelowaniu i określaniu relacji między prędkością ścinania a parametrami wytrzymałościowymi gruntu. Sprawdzono możliwości i umiejętności narzędzia ANFIS w interpretacji wyników badań trójosiowego ściskania ilów pobranych z okolic Olsztyna. Model neuronowo-rozmyty został zbudowany na podstawie zbioru wartości, którymi dysponowano po szeregu badań eksperymentalnych, łącznie z wartościami parametrów wytrzymałościowych gruntu na ścinanie. Baza danych wykorzystana do modelowania neuronowo-rozmytego składa się z 6 różnych parametrów gruntowych dla każdej z 12 prędkości ścinania stosowanych podczas badań trójosiowych. Umiejętność uczenia zweryfikowano na bazie danych testowych - model neuronowo-rozmyty zbudowany został z zestawów szkoleniowych, a dokładność została zweryfikowana przez zestawy testów, z którymi model miał do czynienia po raz pierwszy. Wyniki z modelu ANFIS nie odbiegały znacznie od tych, które zostały uzyskane bezpośrednio z badań fizycznych. System ANFIS okazał się narzędziem niezwykle uniwersalnym i nieskomplikowanym w obsłudze. Pozwolił uwzględnić wieloaspektowość wzajemnych relacji parametrów gruntowych.

Słowa kluczowe: adaptacyjny system neuronowo-rozmyty, logika rozmyta, trójosiowe badanie gruntu, prędkość ścinania.

1. Wprowadzenie

Podczas badań w aparacie trójosiowego ściskania modelujemy przybliżony przebieg obciążenia gruntu, odpowiadający warunkom naturalnym, co pozwala uzyskiwać wiarygodniejsze wartości parametrów geotechnicznych [1], wykorzystywanych w obliczeniach konstrukcyjnych. Proces rzeczywistych zmian zachodzących w gruncie pod wpływem prędkości przykładanych obciążeń i jego wpływu na dalsze zachowanie się gruntu jest procesem nieliniowym. Parametry gruntowe zmieniają się wraz ze zmianą prędkości ścinania. Podczas badań trójosiowych ważny jest zatem dobór prędkości ścinania gruntu. Prędkość ścinania powinna uwzględniać charakter obciążeń naturalnych, oraz wiele innych niepewności (obiektywnych i subiektywnych) związanych z właściwościami gruntu, z nieokreślonym stanem naruszenia struktury gruntu w czasie pobierania, transportu i przygotowania próbki oraz związanych z parametrami przyjmowanymi przez operatora w czasie badań. Natomiast w aparacie trójosiowego ściskania układy sterowania są liniowe. Jesteśmy w stanie, co najwyżej, tak dobrać przebieg badania, aby uzyskać właściwe działanie w danym punkcie pracy lub w przedziale czasu. Ta konieczność przestrojenia, zmiany przebiegu i metody badania, stały się przyczyną zainteresowania modelem wnioskowania adaptacyjnego.

2. ANFIS

Można wymienić kilka rodzajów systemów neuronowo-rozmytych, które znane są w literaturze pod jedną krótką nazwą ANFIS (Adaptive Neuro-Fuzzy Inference System). System ANFIS jest adaptacyjnym systemem wnioskowania neuronowo - rozmytym, o właściwościach ekwiwalentnych do układów rozmytych, który pozwala na zbudowanie modelu rozmytego o parametrach dostosowanych przez sieć neuronową. Stanowi zatem połączenie pewnej formy zmodyfikowanego lingwistycznie modelu wnioskowania rozmytego z metodami i umiejętnościami uczenia się sztucznej sieci neuronowej.

System wnioskowania został zastosowany w wielu różnych dziedzinach począwszy od kontroli procesów przetwarzania obrazów, przez oceny i klasyfikacje, do podejmowania decyzji i zarządzania w ekonomii [2]. Natomiast przez geotechników i geologów został użyty dopiero w ostatnim dziesięcioleciu [3, 4, 5, 6, 7]. Przewidywanie zachowań przy użyciu ANFIS zostało niedawno zbadane przez Provenzano et al. [8], a wyniki ich badań mogą zachęcić do wykorzystania ANFIS jako narzędzia wspierającego optymalizację i symulację modelu. Dwa modele opracowane przez zespół kierowany przez Kayadeleną [9] były w stanie nauczyć się złożonych relacji między podstawowymi właściwościami gruntu (np. wielkości poszczególnych frakcji gruntu, granicy płynności, stopnia zagęszczenia) a kątem tarcia wewnętrznego - wyniki uzyskane z implementacji komputerowej okazały się być zbliżone do wyników uzyskanych na drodze eksperymentalnej. Gokceoglu et al. [10] skonstruowali neuronowo-rozmyty model przewidywania modułu deformacji skał. Zespół Rangela (Rangel et al. [11]) zaproponował alternatywną ocenę stabilności tunelu w trakcie budowy przy użyciu właśnie systemu neuronowo-rozmytego. Wyniki skuteczności obu opracowanych modeli wykazały lepsze przybliżenie niż inne, powszechnie stosowane techniki. Przy pomocy ANFIS powstało wiele interesujących prac, godne polecenia są: [12, 13, 14]. ANFIS okazał się równie przydatny w ocenie regionalnej podatności podłoża do powstawania osuwisk [15]. Bardzo ważna publikacja należy do Cabalara, Cevika i Gokceoglu [7]. W pracy przedstawiono modele opracowane w ANFIS dla mieszanki piasku i miki na bazie badań przeprowadzonych w aparacie trójosiowego ściskania. Chociaż techniki logiki rozmytej są szeroko stosowane w aplikacjach inżynierskich, bo od 1980 roku, to do tej pory nie zostały zastosowane w dobieraniu prędkości ścinania gruntów w zależności od zmieniających się parametrów gruntowych podczas badań trójosiowych.

Modele rozmyte posiadają bardzo istotną zaletę – potrzebują znacznie mniej informacji o systemie, aniżeli konwencjonalne modele probabilistyczne. W dodatku informacje te mogą mieć charakter rozmyty, nieprecyzyjny. Adaptacyjny system wnioskowania neuronowo-rozmytego ANFIS wydaje się być odpowiedni do modelowania złożonych problemów, tam gdzie zależność między danymi czynnikami modelu nie jest znana. Stało się to przyczynkiem do wykorzystania systemu neuronowo-rozmytego w rozpoznaniu korelacji wyników badań trójosiowych gruntu.

Głównym celem niniejszej pracy było zbudowanie systemu neuronowo-rozmytego ANFIS na podstawie dostępnych parametrów gruntu. Postanowiono sprawdzić, czy gotowe narzędzie ANFIS działające w programie Matlab, ucząc się, będzie dobierać wartość prędkości ścinania v , nawet wówczas gdy nie posiada kompletnych danych - parametrów gruntowych, których nie było wcześniej w bazie danych.

3. Analiza wyników – obliczenie numeryczne

Adaptacyjny system wnioskowania neuronowo - rozmytego ANFIS, wykorzystany w niniejszej pracy, stanowi model systemu rozmytego z wnioskowaniem rodzaju Takagi-

Sugeno. Szczegółowy opis tej procedury można odszukać w pracy Janga [16], Daniszewskiej [17]. Eksperymentalna baza danych wykorzystana do modelowania neuronowo-rozmytego opierała się na badaniach laboratoryjnych iltu, w tym na badaniach w aparacie trójosiowego ściskania. Jak wykazano, istotny wpływ na uzyskiwane parametry wytrzymałościowe gruntu mają nie tylko zmienne podczas badań trójosiowych i parametry fizyczne danego gruntu, ale także prędkość przyrostu obciążeń w trakcie badania. Bardzo ważne jest, by mając wstępną charakterystykę danego gruntu tak dostosowywać prędkość ścinania, aby mieć wpływ na uzyskiwane wielkości parametrów wytrzymałościowych gruntu. Na wstępie, postawiono zatem problem znalezienia prędkości ścinania v , w zależności od zmiennych parametrów gruntowych: $c, \phi, I_L, w, e, \gamma$ w dopuszczalnych przestrzeniach: $C, \Sigma, \Xi, W, E, \Gamma$:

$$\{c \in C, \phi \in \Sigma, I_L \in \Xi, w \in W, e \in E, \gamma \in \Gamma\} \rightarrow v \quad (2)$$

Pierwszym krokiem było przyjęcie prędkości ścinania v , w zależności od warunków obciążenia i wstępnych charakterystyk gruntu. Następnym krokiem było wykonanie badania trójosiowego w celu przedłożenia informacji o fizycznych korelacjach między wartością prędkości ścinania v , a ustalonymi parametrami wytrzymałościowymi gruntu. Wytrzymałość badano seriami, 12 razy po 5 próbek dla danej prędkości ścinania. Prędkość przesuwny wynosiła: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12 mm/h. Model neuronowo-rozmyty został zbudowany na podstawie pełnego zbioru wartości, którymi dysponowano po szeregu badań eksperymentalnych, łącznie z wartościami parametrów wytrzymałościowych gruntu na ścinanie. Założono, że wartość prędkości ścinania v będzie wynikiem wnioskowania rozmytego Fuzzy Inference.

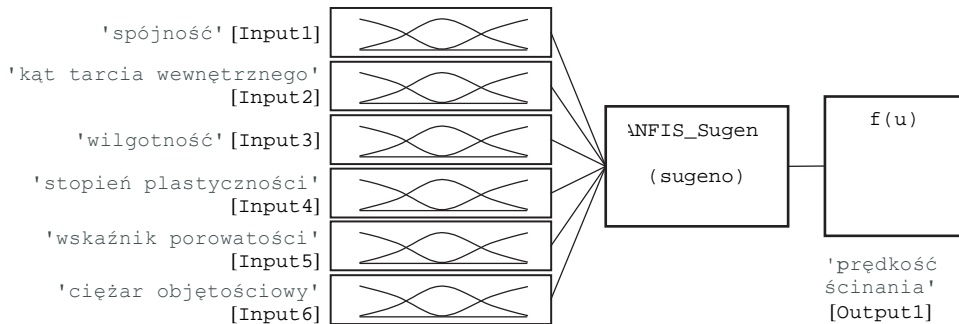
Tabela 1. Baza danych wykorzystana do trenowania w ANFIS

Prędkość ścinania v [mm/h]	Spójność c [kPa]	Kąt tarcia wewnętrznego ϕ [°]	Wilgotność w [%]	Wskaźnik porowatości e	Ciężar objętościowy γ [kN/m ³]	Stopień plastyczności I_L
1	25,42	7,03	32,99	0,91	18,75	0,04
2	35,4	3,10	29,9	0,88	18,56	-0,03
3	37,9	1,94	34,02	0,98	18,23	0,02
4	37,25	1,82	31,33	0,96	18,04	0
5	35,05	3,74	32,69	0,98	18,06	0,01
7	29,29	7,09	32,5	0,97	18,08	-0,03
8	25,38	7,94	32,03	0,97	18,08	-0,02
10	20,04	9,35	32,35	0,92	18,63	0,02
11	18,13	10,36	32,44	0,92	18,63	0,02
12	12,86	11,98	33,95	0,99	18,17	0,06

Tabela 2. Zbiór danych do testowania w ANFIS

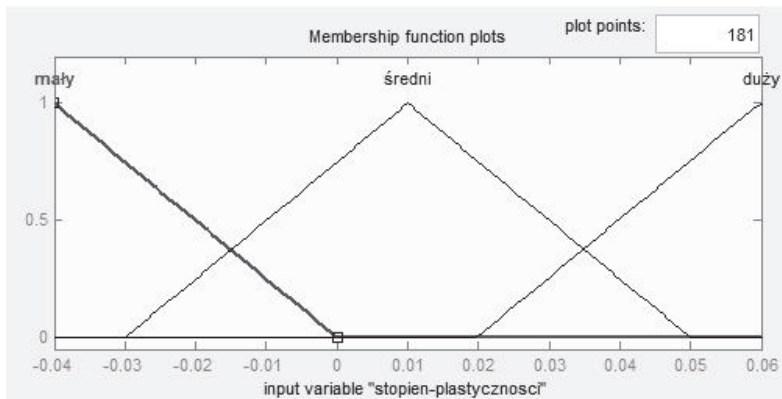
Prędkość ścinania v [mm/h]	Spójność c [kPa]	Kąt tarcia wewnętrznego ϕ [°]	Wilgotność w [%]	Wskaźnik porowatości e	Ciężar objętościowy γ [kN/m ³]	Stopień plastyczności I_L
6	33,44	5,96	31,03	0,95	18,06	-0,03
9	22,4	8,73	30,27	0,93	18,17	-0,04

Przed modelowaniem wyniki badań podzielono losowo na dwa zestawy: szkoleniowe (Tabela 1.) i testowe (Tabela 2.). Aby uniknąć nadmiernego dopasowania, procentowy udział parametrów w obu tych zestawach stanowił odpowiednio 83% danych szkoleniowych i 17% danych testowych, które sprawdzały umiejętność uczenia się modelu neuronowo-rozmytego.



Rys. 1. Diagram wejść i wyjść modelu rozmytego

Analizę wyników rozpoczęto od wyboru wstępnej struktury i parametrów regulatora rozmytego, podano liczbę zmiennych wejścia i wybrano wielkość wyjścia systemu. Wartościami wejścia były parametry gruntowe uzyskane podczas badań laboratoryjnych: spójność [Input1], kąt tarcia wewnętrzznego [Input2], wilgotność [Input3], stopień plastyczności [Input4], wskaźnik porowatości [Input5], ciężar objętościowy [Input6]. Wielkością wyjścia była wartość prędkości ścinania [Output1].



Rys. 2. Funkcje przynależności zbioru rozmytego wartości wejścia [Input4] - stopnia plastyczności

Następnie określono zakres sygnałów i wybrano trójkątny kształt funkcji przynależności trimf opisującej zbiór rozmyty dla każdej zmiennej wejściowej (Rys. 2). Spośród dostępnych 10 różnych funkcji przynależności wybrano trójkątny kształt trimf , jako jedną z najbardziej popularnych i czytelnych funkcji, które oferuje program. Podano zakres funkcji przynależności [Range], stanowiący zakres otrzymanych wielkości poszczególnych sześciu parametrów gruntowych dla całego zakresu wprowadzanych prędkości podczas przeprowadzonych badań trójosiowych. Każda ze zmiennych lingwistycznych została określona trzema funkcjami przynależności NumMFs o następujących nazwach: *mały/mała*, *średni/średnia*, *duży/duża* (Tabela 3.).

Tabela 3. Parametry wejść modelu

Nazwa (Name)	Zakres (Range)	Funkcja przynależności		
		Liczba	Nazwa	Zakres
[Input1] 'spójność'	[12.86 37.9]	MF1	'mała'	[2.844 12.86 22.88]
		MF2	'ś- rednia'	[15.36 25.38 35.4]
		MF3	'duża'	[27.88 37.9 47.92]
[Input2] 'kąt-tarcia- wewnętrznego'	[1.82 11.98]	MF1	'mały'	[-2.244 1.82 5.884]
		MF2	'średni'	[2.836 6.9 10.96]
		MF3	'duży'	7.916 11.98 16.04]
[Input3] 'stopień- plastyczności'	[-0.04 0.06]	MF1	'mały'	[-0.08 -0.04 6.939e-018]
		MF2	'średni'	[-0.03 0.01 0.05]
		MF3	'duży'	[0.0197 0.0597 0.0997]
[Input4] 'wilgotność'	[29.9 34.02]	MF1	'mała'	[28.25 29.9 31.55]
		MF2	'ś- rednia'	[30.31 31.96 33.61]
		MF3	'duża'	[32.37 34.02 35.67]
[Input5] 'wskaźnik- porowatości'	[0.88 0.99]	MF1	'mały'	[0.836 0.88 0.924]
		MF2	'średni'	[0.891 0.935 0.979]
		MF3	'duży'	[0.946 0.99 1.034]
[Input6] 'ciężar- objętościowy'	[18.04 18.75]	MF1	'mały'	[17.76 18.04 18.32]
		MF2	'średni'	[18.11 18.4 18.68]
		MF3	'duży'	[18.47 18.75 19.03]

System ANFIS rozwiązuje problem zgodnie z regułą Takagi-Sugeno:

$$\text{Jeżeli } (x_1 \text{ jest } A_1) \text{ i } (x_2 \text{ jest } A_2) \dots \text{i } (x_n \text{ jest } A_n) \text{ to } y=f(x_1, x_2, \dots, x_n) \quad (2)$$

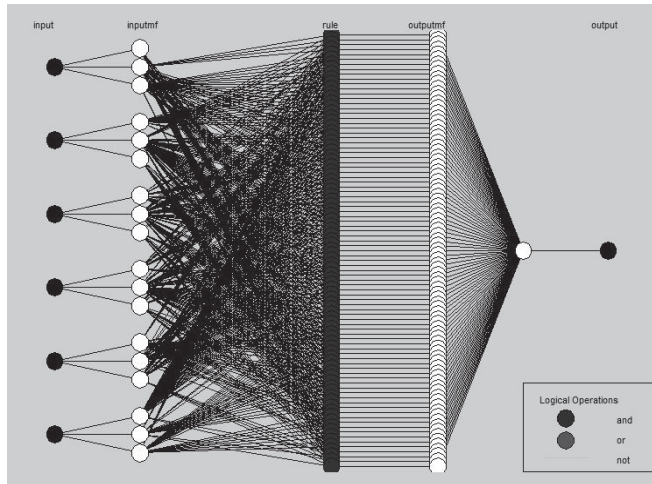
gdzie: x_1, x_2, x_n – zmienne wejściowe; A_1, A_2, \dots, A_n – zbiory rozmyte, y – zmienna wyjściowa, $f(x_1, x_2, \dots, x_n)$ – funkcja.

W programie Matlab Fuzzy Logic Toolbox funkcja $f(x_1, x_2, \dots, x_n)$ jest wielomianem zerowego lub pierwszego rzędu. Konkluzję n -tej reguły można zapisać w postaci:

$$y = f(x_1, x_2, \dots, x_n) = c_0 + c_1 x_1 + c_2 x_2 + \dots + c_n x_n \quad (3)$$

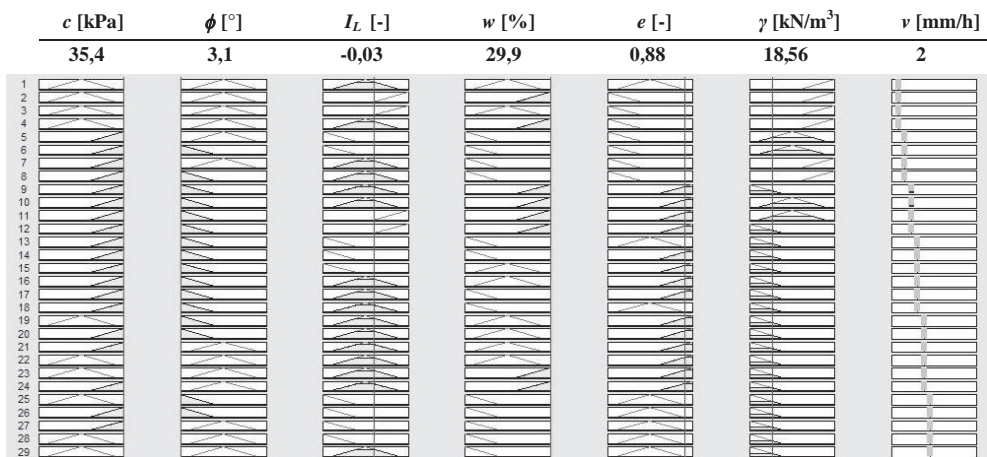
gdzie: $c_0, c_1, c_2, \dots, c_n$ – współczynniki wielomianu.

W ten sposób tworzona jest baza reguł, inaczej nazywana modelem lingwistycznym, który stanowi swoisty zapis sposobu zachowania się sterowanego modelu. Przykład zapisu pojedynczej reguły: „**Jeżeli** (spójność jest mała) **i** (kąt tarcia wewnętrznego jest średni) **i** (stopień plastyczności jest średni) **i** (wilgotność jest średnia) **i** (wskaźnik porowatości jest mały) **i** (ciężar objętościowy jest duży) **to** (prędkość ścinania jest duża)”. W niniejszej pracy określono zbiór 98 instrukcji warunkowych. W procesie uczenia się sieci na zadanych wartościach pomiarowych reguły ulegają modyfikacji. W taki sposób uzyskano samosterujący się regulator rozmyty bazujący na danych pomiarowych rodzaju wejście - wyjście (input - output) (Rys. 3.).

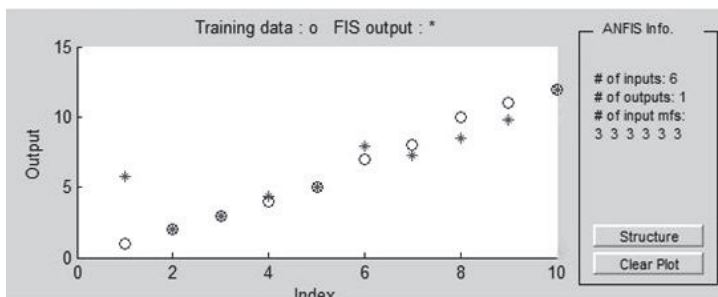


Rys. 3. Wizualizacja regulatora rozmytego

Na rysunku (Rys. 4.) zaprezentowano sposób wnioskowania obrazujący działanie zbudowanego regulatora rozmytego. Po wprowadzeniu do systemu wartości wszystkich parametrów gruntowych, takimi jakimi dysponowano po serii badań fizycznych, regulator dopasował prędkość ścinania (tutaj $v = 2$ [mm/h]). Wynik ten jest zgodny z tym co zostało wprowadzone na wejściu systemu. Jest to wyłącznie sprawdzenie i potwierdzenie poprawnego działania systemu.

Rys. 4. Sposób wnioskowania systemu ANFIS. Prędkość $v = 2$ [mm/h] dla parametrów gruntowych uzyskanych w ATS przy prędkości $v = 2$ [mm/h]

Zdaniem autora, obserwacja zmienności proponowanej prędkości ścinania - wielkości wyjścia modelu ANFIS (gwiazdki, Rys. 5), jest warta uwagi ze względu na zgodność z wartościami prędkości ścinania zadaną podczas badań w aparacie trójosiowego ściskania (kółeczka, Rys. 8.). Otrzymane wyniki świadczą o możliwościach systemu do jednoczesnej analizy wielu czynników (1) wpływających na ostateczny wynik.



Rys. 5. Wyniki uzyskane podczas szkolenia na danych uczących

Natomiast umiejętność uczenia się regulatora zweryfikowano na bazie danych testowych (Tabela 4), z którymi model miał do czynienia po raz pierwszy.

Tabela 4. Porównanie wyników prędkości ścinania uzyskanych z badań fizycznych v [mm/h] i w ANFIS v^* [mm/h] dla zbiorów danych uczących oraz testowych

v	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
v^*	5,81	2	3	4,4	5	7,19	7,95	7,25	8,48	8,01	9,78	12

gdzie: v [mm/h] – prędkość ścinania gruntu uzyskane z badań eksperymentalnych,

v^* [mm/h] - prędkość ścinania gruntu uzyskane z ANFIS

Wyniki z modelu ANFIS (wielkości prędkości ścinania v^*) nie odbiegają znacznie od tych, które zostały uzyskane bezpośrednio z badań fizycznych, oprócz wyniku pierwszego, dla $\text{Output1}(v)=1$ [mm/h]. Powodów takiego stanu rzeczy może być wiele, m. in. bardzo nieliniowa zależność między parametrami. Zdaniem autora przyczyną rozbieżności wyników jest to, że dla wartości początkowej nie została trafnie określona wystarczająca liczba reguł z powodu ograniczenia możliwości wykorzystania zmiennych lingwistycznych. Zatem, aby lepiej rozumieć prawidłowości i móc na drodze obserwacji i porównań wyjaśnić choćby takie sytuacje jak powyżej, wymagana jest znacznie większa liczba badań laboratoryjnych oraz komputerowych.

4. Podsumowanie

Operowanie gotowym narzędziem oprogramowania komputerowego ANFIS z wbudowanym systemem neuronowo-rozmytym, jest współczesnym sposobem modelowania niepewności, mogącym radzić sobie z tak złożonym, zmiennym i często niejednorodnym materiałem, jakim jest grunt. Integracja geotechniki z technologią informacyjną pozwala przewidywać i podejmować decyzje inteligentniej, wykorzystując rozmytą optymalizację wielokryterialną, rozumowanie rozmyte a zarazem technikę obliczeń inteligentnych przy wykorzystaniu doświadczenia inżynierskiego (rządzonego zasadami nie tylko logicznymi). Wynika to z faktu, że w trakcie budowy układu rozmytego czy neuronowo-rozmytego można zawrzeć w nim wiedzę eksperta.

Okazuje się, że integracja badań eksperymentalnych wykorzystujących najnowszą aparaturę badawczą wraz z modelowaniem numerycznym, w którym stosowane są zasady logiki rozmytej w połączeniu z doświadczeniem inżynierskim jest możliwe. Co więcej, takie podejście jest niezwykle pomocne, aby uzyskiwać lepsze wyniki w trudnych i złożonych analizach zależności parametrów gruntowych. ANFIS ma zdolność uzupełniania brakującej wiedzy eksperta i umiejętność uczenia się i tworzenia nowych reguł. Jest zatem odpowiednie

dzią na poszukiwanie gotowego narzędzia, które pozwala na analizę obszernych i skomplikowanych baz danych w kompleksowy sposób. Stwarza możliwość stosowania metod rozmytych w geotechnice w przypadku rozpatrywania zadania złożonego czy niedokładnie określonego, ze skomplikowanymi współzależnościami, zbyt złożonymi, by je analizować metodami tradycyjnymi. Warto jednak podkreślić, że taka metoda jest doskonałym uzupełnieniem badań fizycznych, lecz nie jest ich zamiennikiem.

Literatura

- 1 Suchnicka H., Wytrzymałość gruntów – opis i badania. XI Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania – Gdańsk, 25-27 czerwca 1997, s. 47-74.
- 2 Rutkowski, L. Flexible neuro-fuzzy systems: structures, learning and performance evaluation. Kluwer Academic Publishers, 2004.
- 3 Akgun A., Sezer E.A., Nefeslioglu H.A., Gokceoglu C., Pradhan B. An easy-to-use MATLAB program (MamLand) for the assessment of landslide susceptibility using a Mamdani fuzzy algorithm. Computers and Geosciences, Volume 38, Issue 1, s. 23-34.
- 4 Gokceoglu C., Zorlu K. A fuzzy model to predict the uniaxial compressive strength and the modulus of elasticity of a problematic rock. Engineering Applications of Artificial Intelligence 2004, Vol. 17(1), s. 61–72.
- 5 Gokceoglu, C. A fuzzy triangular chart to predict the uniaxial compressive strength of Ankara agglomerates from their petrographic composition. Engineering Geology 2002, Vol. 66, s. 39–51.
- 6 den Hartog M.H., Babuska R., Deketh H.J.R., Alvarez Grima M., Verhoef P.N.W., Verbruggen H.B. Knowledge-based fuzzy model for performance prediction of a rock-cutting trencher. International Journal of Approximate Reasoning 1997, Vol.16, s. 43–66.
- 7 Cabalar A.F., Cevik A., Gokceoglu C. Some applications of Adaptive Neuro-Fuzzy Inference System (ANFIS) in geotechnical engineering. Computers and Geotechnics Vol. 40, March 2012, s. 14–33.
- 8 Provenzano P., Ferlisi S., Musso A. Interpretation of a model footing response through an adaptive neural fuzzy inference system. Computers and Geotechnics 2004, Vol.31, s.251–66.
- 9 Kayadelen C., Gunaydin O., Fener M., Demir A., Ozvan A. Modeling of the angle of shearing resistance of soils using soft computing systems. Expert Systems with Applications 2009, Vol.36,s.11814–26.
- 10 Gokceoglu C., Yesilnacar E., Sonmez H., Kayabasi A.A. Neuro-fuzzy model for modulus of deformation of jointed rock masses. Computers and Geotechnics 2004, vol. 31, s.375–83.
- 11 Rangel J.L., Iturraran-Viveros U., Ayala A.G., Cervantes F. Tunnel stability analysis during construction using a neuro-fuzzy system. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 2005, Vol. 29, s.1433–56.
- 12 Zounemat-Kermani M., Beheshti A.A., Ataie-Ashtiani B, Sabbagh-Yazdi S.R. Estimation of current-induced scour depth around pile groups using neural network and adaptive neuro-fuzzy inference system. Applied Soft Computing 2009, Vol.9, s.746–55.
- 13 Kalkan E., Akbulut S., Tortum A., Celik S. Prediction of the unconfined compressive strength of compacted granular soils by using inference systems. Environmental Geology 2008, Vol.58, s.1429–40.
- 14 Kayadelen C., Taskiran T., Gunaydin O., Fener M. Adaptive neuro-fuzzy modeling for the swelling potential of compacted soils. Environmental Earth Sciences 2009, Vol. 59, s.109–15.
- 15 Pradhan B., Sezer E.A., Gokceoglu C., Buchroithner M.F. Landslide susceptibility mapping by neuro-fuzzy approach in a landslide-prone area (Cameron Highlands, Malaysia). IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing 2010, Vol.48[12], s. 4164–77.
- 16 Jang, J.S.R. ANFIS: Adaptive-Network-based Fuzzy Inference Systems. IEEE Transactions on Systems, Man, and Cybernetics 1993, vol. 23, s. 665-685.
- 17 Daniszewska E. Zastosowanie adaptacyjnego, neuronowo-rozmytego systemu wnioskowania ANFIS w analizie wyników badania trójosiowego ściskania gruntów. Praca doktorska, Olsztyn 2012.

Application of the ANFIS to analysis of results from soil testings

Ewa Daniszewska

Department of Geotechnics and Road Construction, The Faculty of Technical Sciences, University of Warmia and Mazury in Olsztyn, e-mail: ewa.dybiec@uwm.edu.pl

Abstract: The article was analyzed in order to test applicability and capability of the ANFIS tool used for interpretation of results of triaxial shear tests on loamy soils sampled near Olsztyn. The ANFIS system in the Matlab software programme was used to model and determine relationships between the shear stress and soil resistance parameters in a triaxial shear test apparatus. It has been demonstrated that the achieved shear strength parameters are significantly affected by the variables tested during the triaxial experiments and physical parameters of a given soil sample, but also by the loading increment rate during the tests. It is extremely important to adjust the rate of loading during a test according to the preliminary characterization of a tested ground sample so as to have some control over the obtained ground strength parameters. The neuro-fuzzy model has been constructed based on a set of values obtained after a series of experimental tests, including values of ground shear strength parameters. The database used for the neuro-fuzzy modelling consisted of 6 different ground parameters for each of the 12 shear stress rates applied during the triaxial tests. The learnability was verified on a database composed of the test results – a neuro-fuzzy model was built from learning sets and its accuracy was verified by sets of tests to which the model was applied for the first time. The results obtained from the ANFIS model did not diverge substantially from the ones obtained directly by performing the physical tests. The ANFIS proved to be highly universal and easy to operate. It accounted for the multi-faceted nature of interrelationships between ground parameters.

Keywords: adaptive neuro-fuzzy inference system, fuzzy logic, soil triaxial testing, shear speed.

Właściwości fizykochemiczne i mechaniczne wybranych gruntów spoistych Lubelszczyzny do zastosowań hydroizolacyjnych

Lucjan Gazda¹, Małgorzata Franus²

*^{1,2}Katedra Geotechniki, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e-mail:
¹l.gazda@pollub.pl, ²m.franus@pollub.pl*

Streszczenie: W artykule przedstawiono wstępną charakterystykę wybranych gruntów spoistych Lubelszczyzny możliwych do wykonywania przesłon hydroizolacyjnych stosowanych w geotechnice i budownictwie. Badania i analizę wykonano w nawiązaniu do kryteriów stosowalności materiałów na mineralne przesłony hydroizolacyjne wypracowane w ostatnich latach w Instytucie Techniki Budowlanej. Na podstawie cech petrograficznych, mineralnych, filtracyjnych, strukturalnych i mechanicznych wykazano przydatność iłłów Bychawa i Łążek Ordynacki oraz gliny pylastej Markowicze oraz nie spełnianie wszystkich kryteriów przez glinę glaukonitową Gawłówka. Wykazano, że większość parametrów określających ich kryteria przydatności wynika z ich petrografii i mineralogii. Nie wytypowano gruntu spełniającego wszystkie kryteria przydatności do tych celów, ale wykazano uzupełnianie się parametrów w poszczególnych rodzajach gruntów, co stwarza możliwość uzyskiwania materiałów kompozytowych.

Słowa kluczowe: przesłony hydroizolacyjne, grunty spoiste, minerały ilaste

1. Wprowadzenie

Wykonywanie przesłon hydroizolacyjnych z mineralnych materiałów, naturalnego, złożowego pochodzenia jest działaniem wieloaspektowo trudnym. Szczególnie wykonywanie wielkoobszarowych uszczelnień składowisk odpadów, zarówno na etapie ich realizacji jak i rekultywacji staje się bardzo odpowiedzialnym przedsięwzięciem inżynierskim oraz, co jest nie mniej istotnym, także ekonomicznym [1]. Właściwym rozwiązaniem jest użytkowanie lokalnych materiałów, o określonych właściwościach i parametrach fizykochemicznych, filtracyjnych i mechanicznych, odpowiednich do zachowania długotrwałej funkcjonalności, z reguły 30-100 lat, zabezpieczającej bezpieczeństwo geotechniczne: wytrzymałość, odkształcalność i ekologiczne: ekranowanie migracji zanieczyszczeń z realizowanych obiektów, np. składowisk odpadów niebezpiecznych, komunalnych i in. Dotychczas, poza lessem [2], nie były rozważane do tych celów grunty spoiste Lubelszczyzny. Przedstawione w referacie wstępne wyniki badań wybranych gruntów spoistych są fragmentem wyników badań podjętych w granice „Analiza przydatności surowców ilastych Lubelszczyzny do budowy mineralnych przesłon izolacyjnych składowisk odpadów” Kryteria przydatności gruntów spoistych do wykonywania przesłon hydroizalacyjnych”

Zasady oceny przydatności gruntów spoistych do wykonywania mineralnych przesłon hydroizalacyjnych oraz zakresu wykonywanych badań do ich oceny opracowano w ITB [2]. Przesłony wykonywane z naturalnych gruntów mineralnych spoistych powinny charakteryzować się [1]:

- składem ziarnowym (głównie zawartość frakcji ilastej) umożliwiającym po zagęszczeniu uzyskiwanie wymaganej szczelności: współczynnik wodoprzepuszczalności $k < 10^{-9}$ m/s
- wysokimi właściwościami adsorpcyjnymi i sorpcyjnymi
- optymalną wilgotnością, konsystencją i stanem zapewniającymi dobrą urabialność i zagęszczalność
- wystarczającą wytrzymałością na ścinanie i odkształcalnością
- długotrwałością i stabilnością chemiczną, zapewniającą niezmienną wodoprzepuszczalności i parametrów mechanicznych

Pozwala to sformułować kryteria przydatności gruntów spoistych do celów hydroizolacyjnych. Podstawowym jest kryterium granulometryczne, a szczególnie zawartość frakcji ilastej min. 20% , optymalnie min. 35%.

Pomijane jest kryterium mineralogiczne, lecz z uwagi na zachowanie parametrów trwałości i minimalnego poziomu zdolności adsorpcyjnych i sorpcyjnych koniecznym jest zachowanie min. 20% zawartości minerałów ilastych, maksymalnie 15% węglanów i 5% części organicznych.

Z technologicznego punktu widzenia istotnym jest kryterium formowania, definiowane zakresem stopnia plastyczności, który powinien zawierać się w przedziale $-0,1 \leq I_L \leq 0,1$ oraz plastyczności wyznaczane w oparciu o badania Cassagrande'a. Obszaru gruntów przydatnych do wykonywania barier hydroizalacyjnych zawarty są w zakresie wskaźnika plastyczności I_L 15% do 70% i granicy płynności do 110%.

Kryterium sorpcji i adsorpcji, istotne do określenia skuteczności stabilizacji zanieczyszczeń możliwe jest do określenia pomiarami bezpośrednimi lub pośrednio na podstawie powierzchni właściwej i charakterystyki składu minerałów ilastych.

Głównym kryterium, wynikającym z unormowań prawnych [3] jest parametr szczelności, określanej współczynnikiem wodoprzepuszczalności.

Kryterium odkształcalności wyznacza wartość modułu, służącego do oceny osiadań. Moduł ściśliwości M_o nie powinien być niższy od 5 MPa. Kryterium wytrzymałości charakteryzowane jest kątem tarcia wewnętrznego ϕ min. 3^0 i minimalną spójnością 35 kPa.

1.1. Metodyka badań

Analizie poddano cztery surowce ilaste z Lubelszczyzny (Tab. 1):

- mioceński ił z Bychawy (Wyżyna Lubelska),
- oligoceńska glina z Gawłówki (Nizina Lubartowska),
- mioceńska glina z Markowicz (Równina Biłgorajska),
- mioceński ił z Łążka Ordynackiego (Równina Biłgorajska).

Żaden z tych surowców nie był dotychczas użytkowany i rozpatrywany jako materiał hydroizolacyjny. Poza gliną z Gawłówki są one wykorzystywane w produkcji ceramiki.

Próby o naturalnej wilgotności pobierano w istniejących wyrobiskach eksploatacyjnych. W trakcie poboru prób dokonywano ich opisu makroskopowego oraz wykonywano pomiar wodoprzepuszczalności przy użyciu sondy BAT. W ramach badań laboratoryjnych wykonano analizy petrograficzne i mineralogiczne z wykorzystaniem aparatury RTG, SEM i DTA. Powierzchnię właściwą oznaczano metodą adsorpcji azotu.


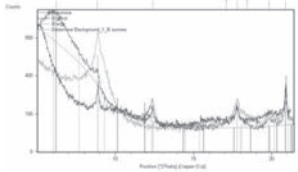
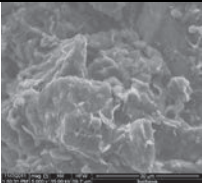

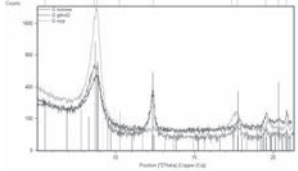
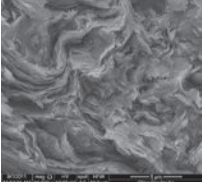

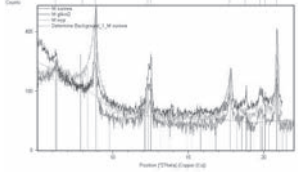
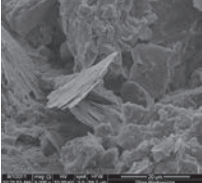
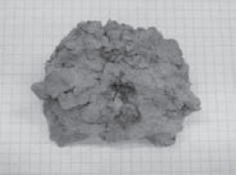
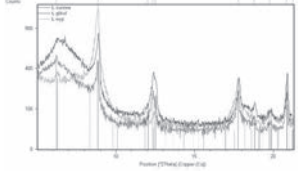
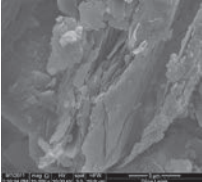
Z cech fizycznych określono wilgotność, zawartość węglanów wapnia oraz granice konsystencji Atterberga na podstawie norm [4, 5]. Badania cech mechanicznych gruntów wykonano w aparacie bezpośredniego ścinania zgodnie normą [6]. Pomiary przeprowadzono w warunkach wstępnej konsolidacji prób bez odpływu wody w czasie ścinania (CU), przy naprężeniach normalnych 120, 170 i 229 kPa. Obciążenie konsolidujące było

jednakowe dla wszystkich próbek gruntu. Jako wytrzymałość τ_f badanych próbek na ścinanie przyjęto maksymalną wartość naprężeń ścinających τ_{max} . Badania ścisłości gruntów wykonano w edometrze na podstawie normy [7].

2. Petrografia i mineralogia badanych surowców

Wykonane badania makroskopowe oraz instrumentalne badania składu mineralnego i struktury pozwoliły określić rodzaj petrograficzny surowca oraz pólnościowo udział i skład minerałów ilastych, tlenków i wodorotlenków żelaza oraz węglanu wapnia, faz decydujących o wodoprzepuszczalności, aktywności powierzchniowej i trwałości tych parametrów. Wyniki badań zestawiono w formie tabelarycznej (Tabela 1, 2 i 3).

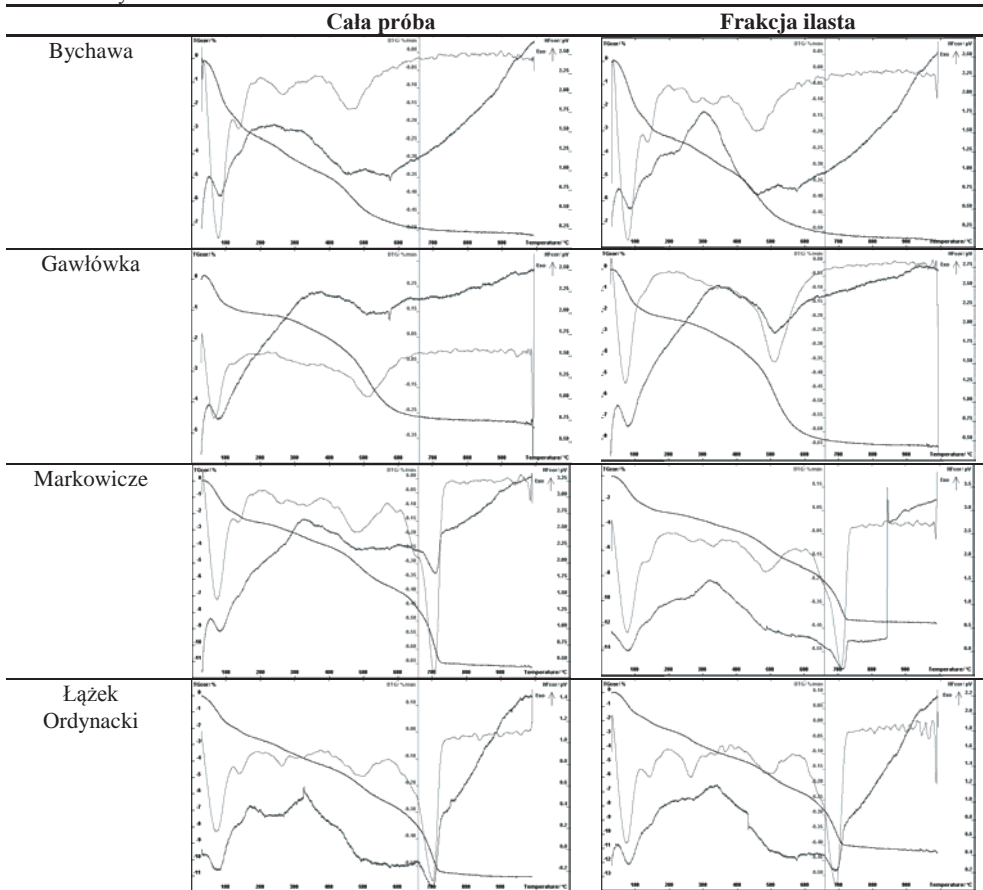
Tabela 1. Wyniki badań RTG i SEM

	Fot. makro	RTG frakcji ilastej	SEM
Bychawa			
Gawłówka			
Markowicze			
Łązek Ordynacki			

II Bychawa jest jasno rdzawo-żółtym gruntem kaolinitowo-illitowo-smektytowym, w obrazie SEM o wyraznie bardzo drobno cząsteczkowej i koloidalnej strukturze.

- Grunt Gawłówka jest zieloną gliną piaszczystą o składzie kaolinitowo-illitowym o agregatowej budowie cząsteczek ilastych. Istotnym składnikiem tej gliny jest glaukonit, który stanowi także znaczny udział części ziarnistych tego gruntu.
- Grunt Markowicze jest szarą pylastą gliną kaolinitowo-illitową z wyraźnym udziałem struktur mieszano pakietowych illit/smektyt.
- Grunt Łązek Ordynacki jest rdzawo-oliwkowym iłem kaolinitowo-smektytowo-illitowym o grubo krystalicznym pokroju cząstek ilastych.

Tabela 2. Wynik badań DTA



Na podstawie wyników analizy termicznej (Tabela 2) gruntów i wydzielonej frakcji ilastej ustalono półilościowy skład minerałów ilastych oraz aktywnych wodorotlenków żelaza i węglanu wapnia (Tabela 3). Wszystkie analizowane grunty nie zawierają istotnych ilości (mierzalnych w reakcjach analizy termicznej) substancji organicznej.

II Bychawa i Łązek Ordynacki charakteryzują się zbliżonym zestawem minerałów ilastych. Miarą zestawu minerałów ilastych jest stosunek mało aktywnego kaolinitu K do pęczniejących, aktywnych illitów J, smektytów S i struktur mieszanych illit/smektyt J-S. Udział sumy minerałów ilastych jest zdecydowanie wyższy w ile Bychawa (Tabela 3). II Bychawa jest bezwęglanowy i z wysoką zawartością aktywnych form żelaza. II Łązek Ordynacki zawiera mniej aktywnych form żelaza oraz jest wyraźnie węglanowy (10% CaCO_3).

Tabela 3. Półilościowe wyniki badań mineralogicznych

Rodzaj gruntu	Minerały ilaste [%]	K/J+J-S	FeOOH [%]	CaCO ₃ [%]
Bychawa	90	0,11	8	-
Gawłówka	50	0,66	-	-
Markowicze	50	0,25	-	10
Łązek Ordynacki	60	0,11	5	10

Glina Gawłówka zawiera ok. 50 % mineralów ilastych z dominującym kaolinitem. Znaczna część mineralów ilastych występuje w formie ziarnistych (powyżej 2μ) agregatów formie przerostów illitu i smektytu, tworzących glaukonit. Jest to glina bezwęglanowa. Glina pylasta Markowicze jest gliną bezwęglanową, bez aktywnych form żelaza, o średniej proporcji mało aktywnego kaolinu do pęczniejącego illitu i smektytu. Mineralnie wszystkie te grunty spełniają wymogi stawiane materiałom do wykonywania przesłon hydroizalacyjnych [1, 2]. Zawierają powyżej 35% mineralów ilastych, są pozbawione substancji organicznej i są bezwęglanowe lub zawierają do 10% węglanów.

3. Właściwości wodoprzepuszczalności i aktywności powierzchniowej

Wyniki wodoprzepuszczalności przy użyciu sondy BAT oraz wyniki powierzchni rozwiniętej analizowanych gruntów zestawiono w tabeli (Tabela 4).

Tabela 4. Wyniki badań wodoprzepuszczalności i powierzchni rozwiniętej

Rodzaj gruntu	Współczynnik filtracji [m/s]	Powierzchnia rozwinięta BET [m ² /g]
Bychawa	$2,41 \times 10^{-9}$	48,08
Gawłówka	$4,73 \times 10^{-10}$	25,38
Markowicze	$1,00 \times 10^{-10}$	17,72
Łązek Ordynacki	$1,37 \times 10^{-10}$	34,31

Jedynie wartość współczynnika filtracji ilu Bychawa nieistotnie przewyższa preferowany dla materiałów hydroizalacyjnych, który określa się na poziomie 1×10^{-9} m/s. Z rodzaju petrograficznego, składu mineralów ilastych i określonej powierzchni właściwej należałoby spodziewać się wyniku zdecydowanie niższego. Brak wyraźnej korelacji wodoprzepuszczalności z rodzajem petrograficznym, składem mineralnym i powierzchni rozwiniętej jest efektem wpływu mikroporowatości i szczelinowatości w wystąpieniu złożowym. W warunkach technicznego formowania przesłon w ramach zagęszczania lub półpłynnego formowania, korelacja ta powinna wykazywać związek z zawartością sumy mineralów ilastych, zawartością silnie pęczniejących mineralów ilastych i wielkością powierzchni rozwiniętej.

4. Badania wybranych właściwości fizycznych i mechanicznych

Najistotniejszymi parametrami określającymi użyteczność technologiczną gruntów spoistych do wykonywania przesłon hydroizalacyjnych są granice konsystencji. Parametry te są transpozycją petrografii, mineralogii oraz wilgotności naturalnej i konsolidacji tych materiałów.

Tabela 5. Wartości parametrów konsystencji

Rodzaj gruntu	Wilgotność naturalna w_n [%]	Granica płynności w_L [%]	Granica plastyczności w_p [%]	Wskaźnik plastyczności I_p [%]	Stopień plastyczności I_L [%]
Bychawa	25	52,12	24,64	27,48	0,013
Gawłówka	15	27,22	14,94	12,28	0,005
Markowicze	14	50,90	27,22	23,68	-0,558
Łązek Ordynacki	24	58,80	24,56	34,24	-0,016

Wyznaczone wartości wskaźnika plastyczności I_p oraz granice płynności w_L określają przydatność technologiczną analizowanych gruntów mineralnych do formowania przesłon hydroizolacyjnych [1, 2]. Il Bychawa i glinę Markowicze można uznać jako bardzo przydatne, a il Łązek Ordynacki, jako grunt przydatny. Glinę Gawłówka, z uwagi na niski wskaźnik plastyczności należy traktować jako nieprzydatną lub wymagającą modyfikacji przed jej użyciem.

Do charakterystyki przydatności geotechnicznej określono edometrycznie moduły ścisłości pierwotnej M_0 i wtórnej M oraz w aparacie bezpośredniego ścinania kąt tarcia wewnętrznego i spójności. Wyniki zestawiono w tabeli 6.

Tabela 6. Parametry mechaniczne wybranych gruntów

Rodzaj gruntu	Moduł ścisłości pierwotnej M_0 [kPa]	Moduł ścisłości wtórnej M [kPa]	Kąt tarcia wewnętrznego Φ [°]	Spójność C_u [kPa]
Bychawa	4803	8824	8	61
Gawłówka	3500	16628	23	28
Markowicze	27000	79000	24	41
Łązek Ordynacki	5300	12400	8	41

Wszystkie analizowane grunty spełniają kryterium odkształcalności [2], mierzone modułem ścisłości, który wynosi ponad 5 MPa. W stanie naturalnym grunty Bychawa i Gawłówka charakteryzują się niskimi modułami, co świadczy o ich niskiej konsolidacji (parametr istotny przy charakterystyce podłoża, a mniej do oceny tworzonych warstw hydroizolacyjnych). Kryterium wytrzymałościowe spełniają il Bychawa i Łązek Ordynacki oraz glina Markowicze. Gлина Gawłówka przy bardzo wysokim kącie tarcia wewnętrznego charakteryzuje się zbyt małą spójnością, co jest wynikiem mniejszej zawartości minerałów ilastych, a przede wszystkim dużego udziału kaolinitu w stosunku do illitu i smektytu.

5. Analiza i wnioski

Badaniom poddano grunty spoiste Lubelszczyzny dotychczas nie rozpatrywane jako materiały hydroizolacyjne. Petrograficznie i mineralnie wszystkie analizowane grunty spełniają oczekiwania stawiane gruntom nieprzepuszczalnym. Potwierdzają to badania wodoprzepuszczalności sondą BAT. Uzyskany wynik współczynnika filtracji dla ilu Bychawa nie znajduje uzasadnienia w składzie minerałów ilastych i ich strukturze oraz powierzchni rozwiniętej. Jest to zapewne efekt występowania w złożu makroporowatości, co nie będzie mieć wpływu na uzyskiwania odpowiednich parametrów filtracyjnych warstw mechanicznie zagęszczanych lub formowanych przez upłynnienie tego wybitnie plastycznego gruntu. Zróżnicowanie przydatności do celów hydroizolacyjnych analizowanych gruntów wynika głównie z ich składu mineralnego oraz właściwości mechanicznych i reologicznych (granice konsystencji). Wszystkie analizowane grunty są pozbawione części organicznych, a więc o ich długotrwałej stabilności mechanicznej i ekologicznej decydować będzie głównie węglan wapnia, który stwierdzony w glinie Markowicze i ile Łązek Ordynacki nie stanowi jednak bariery stosowalności. Poza gliną Gawłówka, wszystkie analizowane grunty spełniają podstawowe kryteria stosowania do wykonywania mineralnych przesłon hydroizolacyjnych. Jednak z uwagi na szczególne właściwości glaukonitu zawartego w glinie Gawłówka [8] na tym etapie badań nie można wykluczać możliwości wykorzystania tego gruntu do tych zastosowań. Rozważyć należy możliwość wykonywania barier kompozytowych, łączących i uzupełniających kryteria przydatności mechanicznej i fizyko-

chemicznej, decydujących o długotrwałej skuteczności i stabilności parametrów barier hydroizolacyjnych. Można rozważać wykonywanie barier z dwóch rodzajów gruntów w formie warstw lub materiału uzyskiwanego z homogenizacji dwóch rodzajów gruntów.

Podziękowania

Badania finansowane z projektu nr 7550/B/T02/2011/40 „Analiza przydatności surowców ilastych Lubelszczyzny do budowy mineralnych przesłon izolacyjnych składowisk odpadów”.

Literatura

- 1 Wysokiński L. Zasady budowy składowisk odpadów. ITB, Instrukcje, Wytyczne, Poradniki nr 444/2009.
- 2 Zasady oceny przydatności gruntów spoistych Polski do budowy mineralnych barier izolacyjnych. Pod red. L. Wysokińskiego (praca zespołowa). ITB, Ministerstwo Środowiska, Warszawa 2007.
- 3 Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 24 marca 2003 r. w sprawie szczegółowych wymagań dotyczących lokalizacji, budowy, eksploatacji i zamknięcia, jakim powinny odpowiadać poszczególne typy składowisk odpadów, Dz. U. 2003 nr 61, poz. 549.
- 4 PKN-CEN ISO/TS 17892-1:2009 – Badania geotechniczne. Badania laboratoryjne gruntów. Część 1-Oznaczenie wilgotności.
- 5 PKN-CEN ISO/TS 17892-12:2009 – Badania geotechniczne. Badania laboratoryjne gruntów. Część-Oznaczenie granic Atterberga.
- 6 PKN-CEN ISO/TS 17892-10:2009 – Badania geotechniczne. Badania laboratoryjne gruntów. Część 10 –Badanie w aparacie bezpośredniego ścinania.
- 7 PKN-CEN ISO/TS 17892-5:2009 – Badania geotechniczne. Badania laboratoryjne gruntów. Część 5–Badanie edometryczne gruntów.
- 8 Gazda L., Franus M., Franus W., Krzowski Z. Wstępna ocena możliwości zastosowania osadów glaukonitowych Lubelszczyzny w inżynierii środowiska. Monografie Komitetu Inżynierii Środowiska PAN, 2002.

Physicochemical and mechanical properties of selected cohesive soils of Lublin region used in waterproofing applications

Lucjan Gazda¹, Małgorzata Franus²

^{1,2}*Department of Geotechnics, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: ¹l.gazda@pollub.pl, ²m.franus@pollub.pl*

Abstract: In this paper preliminary characteristics of selected cohesive soils of Lublin region that can be used in waterproofing applications in geotechnics and constructions is presented. The investigations and analysis were made according to the applicability criteria of materials used as mineral waterproofing barriers which have been elaborated in the last years in Institute of Building Techniques. On the basis of petrographical, mineral, filtering, structural and mechanical properties, the usability of slits from Bychawa and Łążek Ordynacki and powdery clay from Markowicze was confirmed, whereas glauconitic clay from Gawłówka did not meet all the criteria. The study has shown that a great number

of parameters that determine the usability criteria, are resulting from petrography and mineralogy of the soils. A perfect suitable soil for that purpose has not been found, but a complementation of parameters in particular types of soils has been detected. This result gives a possibility to obtain composite materials (multilayered and homogenized).

Keywords: waterproofing applications, cohesive soils, clay minerals

Monitorowanie przemieszczeń wybranego budynku posadowionego na podłożu ekspansywnym

Aleksandra Gorączko¹, Maria Gadomska², Maciej K. Kumor³

^{1,3} *Katedra Geotechniki, Wydział Budownictwa Architektury i Inżynierii Środowiska, Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy w Bydgoszczy, e-mail: ¹aleksandra.goraczko@utp.edu.pl, : ³maciej.kumor@utp.edu.pl*

² *Katedra Budownictwa Ogólnego i Fizyki Budowli, Wydział Budownictwa Architektury i Inżynierii Środowiska, Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy w Bydgoszczy, e-mail: maria.gadomska@utp.edu.pl*

Streszczenie: W artykule zaprezentowano metodykę i wyniki wieloletniego monitoringu budynku, który uległ awarii z przyczyn geotechnicznych. Obiekt, zlokalizowany w Bydgoszczy, posadowiony jest bezpośrednio w strefie ilów o wysokiej ekspansywności. Błędy wykonawcze i eksploatacyjne doprowadziły do naruszenia naturalnej wilgotności podłoża, aktywowania procesów pęcznienia i skurczu i w konsekwencji stanu awarii konstrukcji. Wyniki monitoringu geotechnicznego, prowadzonego po wykonaniu wzmocnienia fundamentów mikropalami i napraw konstrukcji, obejmującego między innymi systematyczne pomiary przemieszczeń pionowych, wykazały długotrwały proces stabilizacji przemieszczeń budynku. Wskazuje to na zasadność prowadzenia obserwacji nawet przez kilkanaście lat po wykonaniu zabezpieczenia tego typu obiektów.

Słowa kluczowe: monitoring geotechniczny, podłoże ekspansywne, przemieszczenia, awarie konstrukcji.

1. Wprowadzenie

Przemieszczenia budynków, posadowionych w strefie aktywnego oddziaływania zjawisk ekspansywnych, często obserwuje się przez cały okres ich eksploatacji. Fluktuacje wilgotności podłoża ilastego powodują zmiany objętości gruntów i wymuszają przemieszczenia konstrukcji, które są bardzo trudne do prognozowania. Czynniki mające wpływ na charakter i wielkość przemieszczeń są zróżnicowane i często specyficzne dla każdego obiektu. Między innymi są to oddziaływania klimatyczne, awarie sieci i przyłączy wodociągowych, wpływ roślinności, rodzaj konstrukcji obiektu czy po prostu błędy projektowe i wykonawcze. Konsekwencją są często co najmniej uciążliwe, a niekiedy katastrofalne usterki i uszkodzenia elementów użytkowych i konstrukcyjnych budynków lub ich części. W celu uniknięcia awarii budowlanej niezbędne są prace zabezpieczające.

W Bydgoszczy, w rejonach płytkiego zalegania prekonsolidowanych ilów neogenicznych o bardzo wysokim stopniu ekspansywności [8],[10], bardzo częste są przypadki awarii i uszkodzeń konstrukcji budynków, których bezpośrednią przyczyną są zjawiska zmian objętości gruntu w podłożu [9], [4].

W przypadku pojawienia się uszkodzeń istotny jest monitoring obiektu, w ramach którego wykonywane są pomiary przemieszczeń przede wszystkim pionowych oraz w niektórych przypadkach poziomych, a także obserwacja stanu technicznego obiektu. Monitoring geotechniczny uwzględnia również właściwości materiałowe podłoża i wpływ

czynników zewnętrznych takich jak klimat, sposób zagospodarowania terenu, dobór i wzrost roślinności itp. Monitoring ma za zadanie, między innymi sprawdzenie słuszności poczynionych założeń projektowo-konstrukcyjnych i posadowienia i upewnienie się, że po zakończeniu budowy czy prac zabezpieczających konstrukcja będzie nadal zachowywać się zgodnie z wymaganiami. Długość okresu monitorowania po zakończeniu prac zwykle nie przekracza 3 do 5 lat i może być zmienna w wyniku analizy uzyskiwanych bieżących obserwacji. Zakres monitoringu obiektu zależy od kategorii geotechnicznej obiektu.

Zgodnie z zasadami geodezyjnymi należy odróżnić [3], [11]:

- monitoring planowy (monitoring zaplanowany rozpoczynany przed przystąpieniem do robót budowlanych),
- monitoring interwencyjny (prowadzony po zaistnieniu awarii bądź katastrofy budowlanej).

Problemy geotechnicznego monitoringu planowego dotyczą zasadniczo budowli nowo wznoszonych i jest on realizowany w odniesieniu do zaleceń Eurokodu 7 [13]. Ponadto zgodnie z zaleceniami Europejskiego Komitetu Normalizacji, obserwacje i pomiary samej konstrukcji oraz jej otoczenia, powinny być prowadzone nie tylko podczas budowy, ale i po jej zakończeniu.

W monitorowaniu interwencyjnym, wagi nabiera współpraca specjalistów z różnych dziedzin, szczególnie geodetów i geotechników oraz konstruktorów, bowiem bardzo istotne są takie elementy jak:

- ustalenie miejsca i elementów podlegających kontroli,
- dokładność i wiarygodność wyników pomiaru,
- ocena stanu obiektu,
- prognoza zagrożeń,
- forma prezentacji wyników badań w celu prawidłowej interpretacji i analizy oceny stanu bezpieczeństwa obiektu,
- wpływ zmian naturalnych w środowisku gruntowo-wodnym,
- antropopresja zaznaczająca się w bliższym i dalszym otoczeniu obiektu.

Z dotychczasowych doświadczeń budownictwa na podłożu ekspansywnym wynika, że monitorowanie obiektów najczęściej przeprowadza się wycinkowo, zwykle jako monitoring interwencyjny, często po raz pierwszy po wielu latach od zakończenia budowy [3],[4],[6], [11]. Praktycznie w momencie, gdy wydarzyła się już katastrofa lub obiekt jest w stanie widocznego zagrożenia. Wtedy to w konstrukcji są już wyraźnie zauważalne makroskopowo uszkodzenia w postaci pęknięć, rys, rozwarstwień, zmiany kształtu obiektu, przemieszczeń poziomych, odchyłeń od pionu, itp.

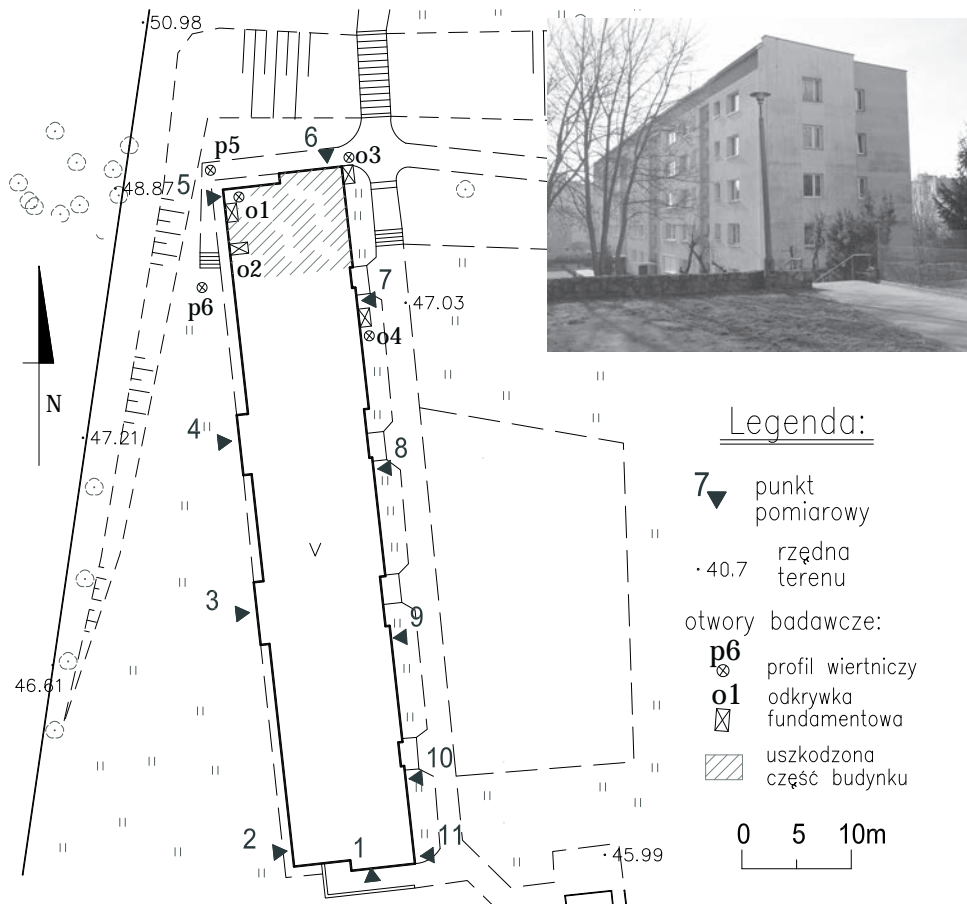
W artykule zaprezentowano metodykę monitoringu geotechnicznego i wyników dla przykładowego obiektu z terenu miasta Bydgoszczy.

2. Metodyka badań

2.1. Charakterystyka obiektu

Badania prowadzono w centralnej części Bydgoszczy, na osiedlu Bielawy, gdzie od lat 50. ubiegłego wieku notowana jest szczególnie duża liczba awarii budowlanych. Iły występują tu szczególnie płytko, często tuż przy powierzchni terenu. W znacznej większości przypadków problemy dotyczą niskich jedno i dwukondygnacyjnych budynków, które są najbardziej podatne na zjawiska ekspansywne w podłożu [11], niemniej uszkodzeniom ulegają także większe konstrukcje.

Opisywany obiekt jest pięciokondygnacyjnym budynkiem mieszkalnym wykonanym w technologii wielkopłytywowej w latach 70.XXw. (Rys. 1).



Rys. 1. a) . Rzut budynku z rozmieszczeniem punktów kontrolowanych oraz widok budynku od strony północnej (po modernizacji)

Budynek posadowiony jest na zmiennej głębokości od 0,5 do 2,0 m p.p.t., bezpośrednio w kompleksie łąk, północnym szczytem wcinając się w przylegającą kilkumetrową skarpe. Charakterystykę parametrów geotechnicznych przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Parametry geotechniczne łąk w strefie uszkodzeń budynku

Wartość średnia / odchylenie standardowe						
wartość minimalna - wartość maksymalna						
liczba prób						
Wilgotność naturalna w _{nśr} [%]	Wskaźnik plastyczności I _p [%]	Stopień plastyczności I _L [1]	Zawartość frakcji łąkowej f _i [%]	Ciśnienie pęcznienia p _c [kPa]	Wskaźnik pęcznienia ε [%]	Ciśnienie pęcznienia p _c [kPa]
24,5 /5,4	79,3 /4,1	-0,05 /0,09	67,7	100	20	120
12,1 - 34,9	68,6 - 83,0	-0,15 - 0,11	65,3 - 70,2	50 - 130	15 - 45	30 - 200
62	5	62	3	5	5	5

Analizując charakterystykę geotechniczną iłó w podłożu należy zauważyć, że ich stan był półzwały. Z tego względu należało się spodziewać pęcznienia iłó, a w mniejszym stopniu jego skurczu.

W roku 2002 północna ściana szczytowa budynku w części uległa poważnej awarii. Bezpośrednimi przyczynami stanu awaryjnego był z jednej strony skurcz podłoża, spowodowany niewystarczającą izolacją ciepłociągu pod posadzką części parterowej z drugiej zaś uaktywnienie się procesów pęcznienia na skutek lokalnych wycieków wody z nieszczelnych instalacji. Wywołało to dużą nierównomierność przemieszczeń podłoża i ław fundamentowych.

Zaznaczyć należy, że niekorzystny przebieg instalacji spowodowany był zmianami projektu na etapie wykonywania budynku. Pierwotnie szczytowy segment kondygnacji parterowej wkomponowany był w przylegającą od strony północnej skarpę. Wygospodarowanie dodatkowego pomieszczenia mieszkalnego w tej części i zmniejszenie głębokości posadowienia naraziło tę część budynku na wpływ ekspansywnych zmian w podłożu i późniejsze przemieszczenia prowadzące do awarii. Dodatkowo niewłaściwe punktowe podparcie ław fundamentowych w 1998 roku, mające zapobiec postępującym uszkodzeniom, spowodowało ich pękanie i pogłębiło proces destrukcji konstrukcji obiektu. W 2002 roku, wykonano podchwycenie fundamentów mikropalami oraz wzmocniono północną część obiektu ściągamymi stalowymi. Wykonano także docieplenie i remont elewacji.

Przed pracami remontowymi i w trakcie wykonywania robót nie prowadzono pomiarów geodezyjnych. Bezpośrednio po wykonaniu wzmocnienia i napraw konstrukcji na budynku zamontowano repery ścienne umożliwiające monitoring przemieszczeń.

2.2. Metodyka pomiarów przemieszczeń budowli

Badania zrealizowano zgodnie z zasadami pomiarów przemieszczeń obiektów budowlanych [1],[14],[16] z uwzględnieniem specyfiki monitoringu budynków posadowionych na gruntach ekspansywnych [2], [3], [6].

Do wyznaczenia przemieszczeń pionowych założono sieć kontrolno-pomiarową składającą się z 11 punktów kontrolowanych (Rys. 1) oraz 6 punktów odniesienia (reperów) osadzonych na 5 sąsiednich budynkach, nie wykazujących według wcześniejszej oceny wystąpienia przemieszczeń oraz ewentualnych ruchów lokalnych każdego z nich. Aktualnie bazę odniesienia stanowi 5 punktów, ponieważ do jednego z nich nie ma dostępu ze względu na wykonaną izolację cieplną ze styropianu. Repery na badanym budynku osadzono w pobliżu narożników i wzdłuż budynku na przedłużeniu ścian poprzecznych. Repery wykonane były z ocynkowanej stali $\phi 20-25$, z naspawaną kulką łożyskową i osadzone około $40 \div 50$ cm nad terenem.

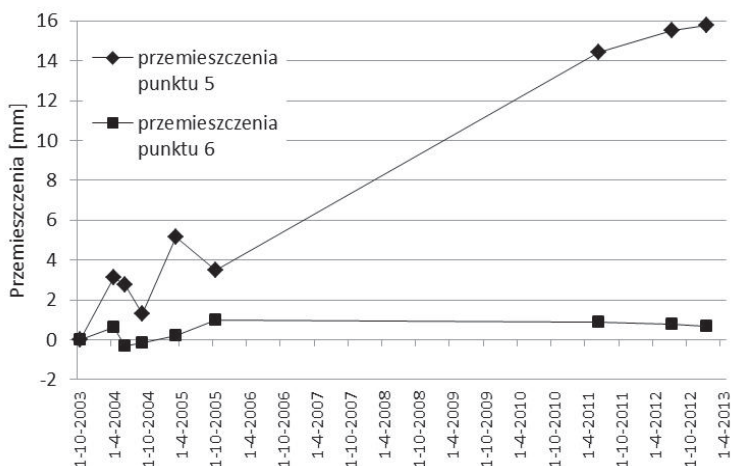
Pomiar wyjściowy (pierwotnego) dokonano w październiku 2003 roku. Pomiary wykonano metodą niwelacji precyzyjnej za pomocą niwelatora NI 007 Carl Zeiss Jena i ław inwarowych.

Po każdym pomiarze sprawdzano poprawność wykonanych pomiarów poprzez wyznaczenie niezamknięć obwodnic i porównanie z dopuszczalnymi błędami niezamknięć każdej obwodnicy. W celu identyfikacji bazy odniesienia dokonano sprawdzenia wzajemnej stałości punktów odniesienia metodą analityczno-graficzną Hermanowskiego. Następnie wyrównano całą sieć kontrolną metodą pośredniczącą i wyznaczono przemieszczenia punktów kontrolowanych. Dokonano również wyznaczenia błędów dotyczących całej sieci jak i wyznaczonych przemieszczeń punktów kontrolowanych na obiekcie. Błędy średnie wyznaczonych przemieszczeń mieszczą się w przedziale $0,25 \div 0,35$ mm. Przeprowadzono także ocenę istotności przemieszczeń punktów znajdujących się na badanym obiekcie.

W latach 2004-2006 wykonywano pomiary dwukrotnie w ciągu roku w odniesieniu do rocznego cyklu zmian warunków hydrometeorologicznych w rejonie Bydgoszczy oraz oddziaływania roślinności 5. Pomiarów dokonywano wiosną, ze względu na występujące roztopy przy małym parowaniu terenowym oraz jesienią, pod koniec okresu wegetacyjnego co pozwoliło na uzyskanie przemieszczeń ekstremalnych w przypadku wystąpienia cyklicznych zmian sezonowych. Natomiast w następnych latach pomiary kontrolne prowadzone były średnio raz w roku.

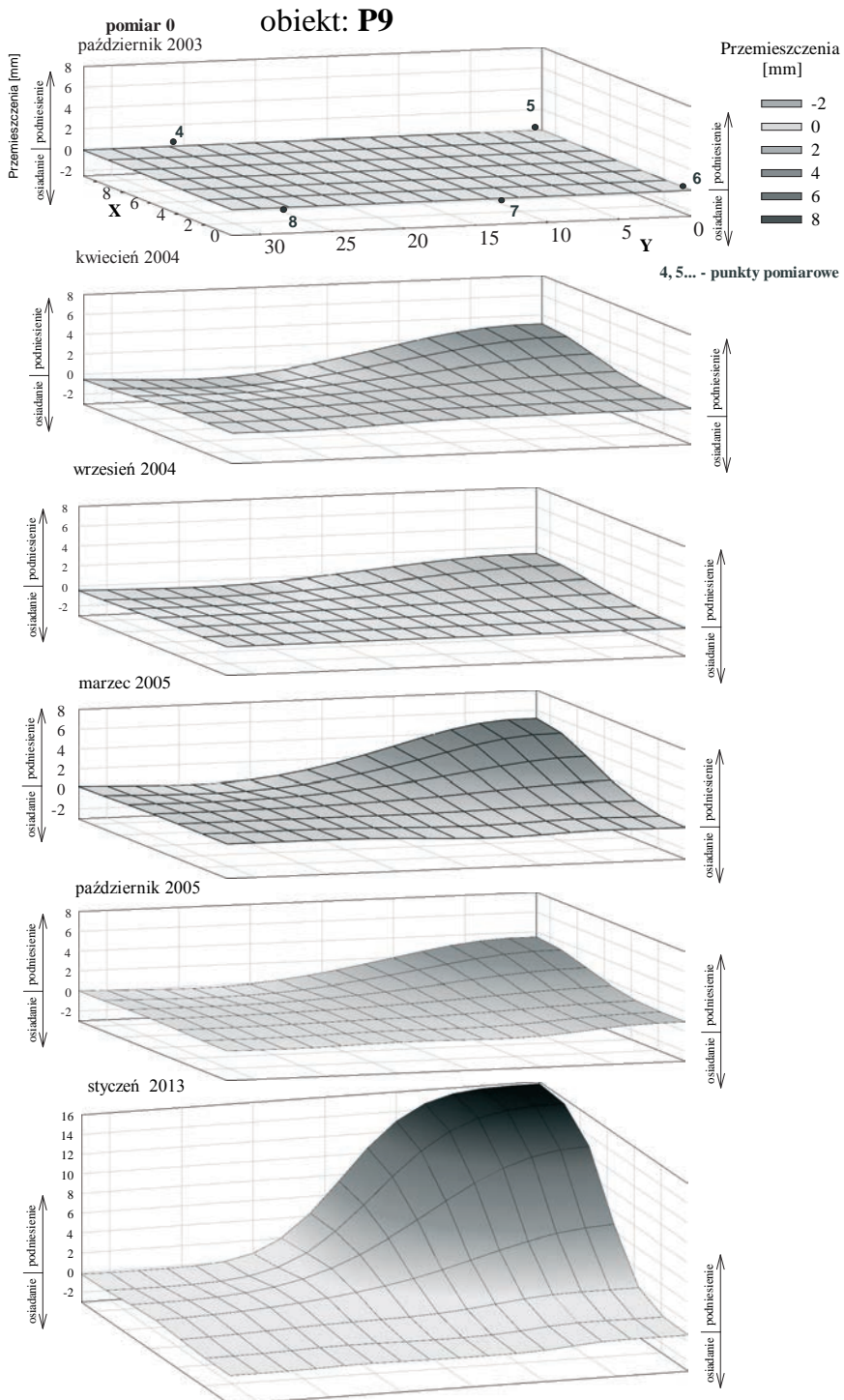
3. Wyniki badań

Pomiary geodezyjne wykazały istotne przemieszczenia reperów położonych w północnej części obiektu (Rys. 1), która przed rozpoczęciem badań uległa poważnej awarii. Największe przemieszczenia zarejestrowano punktu nr 5 na północno-zachodnim narożniku, a także mniejsze przemieszczenia punktu nr 6 (Rys.2).



Rys. 2. Przebieg przemieszczeń pionowych punktów nr 5 i nr 6

W latach 2003-2006 charakter zmian był wyraźnie cykliczny. Następnie zanotowano systematyczny przyrost przemieszczeń punktu 5. Pozostałe części budynku nie wykazały znaczących przemieszczeń (Rys. 3).



Rys. 3. Przemieszczenia pionowe północnej części obiektu w latach 2003-2013

4. Podsumowanie

Historia awarii i wyniki obserwacji monitorowanego budynku w Bydgoszczy wskazują na zasadnicze trudności przy prognozowaniu przemieszczeń obiektów posadowionych na gruntach ekspansywnych. Jak wykazują wyniki przemieszczeń pionowych północnej części obiektu, podniesienie o około $\Delta s=5$ mm, zarejestrowano już po 2 latach po zabezpieczeniu fundamentów. Podniesienie wzrosło do niemal $\Delta s=16$ mm po 10 latach licząc od momentu naprawy. Systematyczne podnoszenie jednego z narożników budynku, biorąc pod uwagę zakres wcześniejszych napraw obejmujących między innymi wykonanie mikropali w celu stabilizacji fundamentów tej części budynku, trudne jest do jednoznacznej interpretacji i może wskazywać na dalszy rozwój i wpływ procesów ekspansywnych w podłożu.

Wśród najczęstszych przyczyn prowadzących do uszkodzeń obiektów posadowionych na gruntach ekspansywnych są między innymi oddziaływania klimatyczne, głównie przesuszanie podłoża, dodatkowo pogłębiane przez ingerencję systemów korzeniowych drzew. Są to zagadnienia stosunkowo dobrze i szczegółowo rozpoznane [15], [5], wraz z ogólnymi zasadami zapobiegania ich negatywnym skutkom. Jak dowodzą obserwacje awarie obiektów wynikają często z zaniedbań oraz zdarzających się podczas normalnej eksploatacji uszkodzeń sieci wodociągowych, kanalizacyjnych i ciepłociągów. Ponadto wykazano, że w przypadku budynków posadowionych w gruntach silnie ekspansywnych, naprawa konstrukcji i jej fundamentów, nawet zgodnie z zasadami sztuki budowlanej, nie zawsze skutkuje całkowitą stabilizacją przemieszczeń.

Przedstawiony przykład monitoringu geotechnicznego obiektu wykracza znacznie poza przyjęty przedział monitorowania podobnych przypadków. Należy zatem szczególnie w przypadkach obiektów uszkodzonych z przyczyn gruntów ekspansywnych zalecić do powszechnego stosowania coroczny monitoring geotechniczny przez co najmniej 10 – 15 lat. Właściciel lub zarządca powinni odnotowywać stan przemieszczeń w tym okresie, co pozwoli na skuteczną i szybką interwencję techniczną.

Literatura

- 1 Bryś H., Przewłocki S. Geodezyjne metody pomiarów przemieszczeń budowli. Wyd. Nauk. PWN, 1998.
- 2 Gadomska M., Gadomski J. Geodezyjna interpretacja wyników przemieszczeń pionowych w aspekcie deformacji. Problemy geotechniczne w regionie bydgoskim – Konferencja środowiskowa, Bydgoszcz 1997, s. 79-86.
- 3 Gadomska M., Gadomski J., Monitoring obiektów po wykonaniu prac zabezpieczających przed katastrofą?. Czasopismo Techniczne, Budownictwo R. 104 z. 1-B (2007) 47-54.
- 4 Gorączko A. Monitoring uszkodzeń budynku posadowionego na łąch ekspansywnych. Zesz. Nauk. Polit. Śląskiej Nr 1644, Budownictwo Z. 102 (2004) 147-154.
- 5 Gorączko A. Badanie przemieszczeń pionowych podłoża ekspansywnego w Bydgoszczy na przykładzie wybranych obiektów. Praca doktorska. WBiIŚ Uniw. Techn.-Przyrodniczy w Bydgoszczy, Bydgoszcz 2007
- 6 Gorączko A., Gadomski J., Gorączko M., Charakterystyka przemieszczeń budynków posadowionych na podłożu ekspansywnym na przykładach z Bydgoszczy, w: Problemy geotechniczne i środowiskowe z uwzględnieniem podłoża ekspansywnych, Wyd. UTP, Bydgoszcz 2009, s. 335-342.
- 7 Gorączko A., Kumor M.K. Próba określenia zależności funkcyjnej sezonowych zmian wilgotności podłoża ekspansywnego. Zesz. Nauk. Polit. Gdańskiej, Nr 603, Budownictwo Lądowe LX (2006) 47-53.
- 8 Gorączko A., Kumor M.K. Pęcznienie miopliocenijskich ilów serii poznańskiej z rejonu Bydgoszczy na tle ich litologii. Biuletyn PIG Nr 446 (2) (2011) 305-314.

- 9 Kumor M.K. Awarie budynków posadowionych na ekspansywnych ilach trzeciorzędowych w Bydgoszczy. Przegląd Budowlany, nr 11 (1990) 471 - 476.
- 10 Kumor M.K. Charakterystyczne parametry geotechniczne serii poznańskiej rejonu Bydgoszczy. w: Geologiczno-inżynierskie problemy serii poznańskiej, Acta Universitatis Wratislaviensis, No 1354, Prace Geologiczno-Mineralogiczne XXVI, Wrocław 1992, s. 67-90.
- 11 Kumor M.K., Gadomska M., Gadomski J.: Monitoring interwencyjny przemieszczeń budowli posadowionej na podłożu ekspansywnym. Konferencja 45 Geotechniki w Łodzi, Łódź 2003
- 12 Madej J., Najder J., Werno M. Awarie budynków mieszkalnych w dzielnicy Bielawki w Bydgoszczy. Inżynieria i Budownictwo, nr 6 (1966) 211-213.
- 13 PN-EN 1997-1 Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne – Część 1: Zasady ogólne
- 14 Prószyński w., Kwaśniak M. Podstawy geodezyjnego wyznaczania przemieszczeń. Pojęcia i elementy metodyki. Oficyna Wyd. PW, Warszawa 2006.
- 15 Przysański J. [red.], Posadowienie budowli na gruntach ekspansywnych. Rozprawy nr 244, Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej 1991.
- 16 Wolski B.: Pomiary geodezyjne w geotechnice. Politechnika Krakowska im. Tadeusza Kościuszki, Kraków 2001

Monitoring the movements of the building founded on expansive clays

Aleksandra Gorączko¹, Maria Gadomska², Maciej K. Kumor³

^{1,3} *Department of Geotechnics, Faculty of Civil and Environmental Engineering and Architecture, University of Technology of Life Sciences in Bydgoszcz, e-mail: ¹aleksandra.goraczko@utp.edu.pl, ²maciej.kumor@utp.edu.pl*

² *Department of Building Engineering and Building Physics, Faculty of Civil and Environmental Engineering and Architecture, University of Technology of Life Sciences in Bydgoszcz, e-mail: maria.gadomska@utp.edu.pl*

Abstract: The paper presents the methodology and results of the monitoring of the building, which failed geotechnical reasons. The building is located in Bydgoszcz, and founded into the clays of high expansiveness. Faults in the design of structure and during exploitation led to the activation of the processes of swelling and shrinkage, and consequently the failure state of the structure. After the strengthening of the foundations and repair construction, geotechnical monitoring was conducted, covering, inter alia, systematic measurements of vertical displacements. Monitoring results showed a very slow process of stabilizing movements of the building. This indicates the legitimacy of observation even for several years after the repair of this type of buildings.

Keywords: geotechnical monitoring, expansive clay, displacements, failure of the structure

Compressibility of kaolinite treated with fly ash from fluidized bed combustion

Karolina Knapik^{1,3}, Joanna Bzówka², Giacomo Russo³

^{1,2} *Department of Geotechnics and Roads, Faculty of Civil Engineering, The Silesian University of Technology, e-mail: ¹karolina.knapik@polsl.pl; ²joanna.bzowka@polsl.pl*

³ *Department of Civil and Mechanical Engineering, University of Cassino and Southern Lazio, e-mail: giarusso@unicas.it*

Abstract: Waste products such as fly ash can be an economically advantageous alternative for lime and cement in ground improvement techniques. Current state of knowledge indicates the possibility of using this material successfully in various engineering projects. However, the chemical composition of fly ash is related to the type of coal and combustion technology used in power plant. This fact indicates need for further studies aiming determination the effect of fly ash addition on soil properties. Rate of soil improvement considered in macro level includes designation of treated soil mechanical properties, inter alia compressibility characteristics. Presented results of laboratory tests are a part of a larger experimental work aiming to determine the suitability of fly ash from fluidized bed combustion for the purpose of soil strengthen with the use of selected ground improvement.

Keywords: kaolinite, fly ash, fluidized bed combustion, porosity index, volume strain.

1. Introduction

Fly ash from fluidized bed combustion is a waste material produced in power plants. Given the nature of combustion technology fluidal fly ash can contain relatively high amount of calcium compounds. Part of calcium is present as a free and highly reactive CaO. Due to the fact that this material contains also SiO₂ (from 5 to 50% [1]) and Al₂O₃ (from 4 to 25% [1]) it can show pozzolanic – hydraulic activity and can be considered as a material used in ground improvement techniques.

Under certain conditions lime addition to the fine grained soil results in cation exchange and pozzolanic reaction. These mechanisms, referred to as modification and stabilization of treated soils respectively ([2], [9]) develop simultaneously but with different time scale.

Cation exchange involves replacing ions from clay minerals with calcium ions from lime. This may occur at very short time and results in flocculation of soil particles during fabric formation. Important factors affecting kaolinite fabric formation are described in literature [7], [8], [10]. These include the pH and particle – particle interactions. Particles can be charged negatively or positively due to the pH value. Surface charge modification occurs through the process of protonation, deprotonation and cation complexation. In kaolinite at low pH of environment aluminum dissociates preferentially and at high value of the pH this phenomena refers to silica [8].

Upon contact with water free CaO from fly ash or lime reacts in short term. This time depends on amount of available free CaO and ambient temperature [1]. Usually hydration

takes place within 2 to 7 hours [4]. Pozzolanic reaction between $\text{Ca}(\text{OH})_2$ and pozzolanic compounds occurs in longer term provides stable products such as hydrated calcium silicates and aluminates [2], [3], [5]. Important factor is relatively high pH value, which determines the possibility of dissolution of silica and alumina and their connection with calcium ions. Last research results carried out by the authors confirmed the variation of the pH value in time and increasing pH value with increasing fly ash or lime quantity [6].

The aim of this experimental work is to demonstrate compressibility behavior of fine grained soil treated with fly ash from fluidized bed combustion without (or with) lime addition. Mixtures were prepared in various composition in order to highlight the impact of individual components on compressibility tested at different curing time.

2. Experimental procedures

In experimental procedure mentioned below following materials were used:

- fine grained soil - Speswhite kaolinite (specific gravity 2,60 g/cm^3),
- fluidal fly ash (specific gravity 2,77 g/cm^3),
- quicklime.

In order to detect differences in compressibility behavior between natural soil and soil treated with fly ash or with fly ash and lime, oedometer tests were performed. Air dried components were mixed by hand with distilled water and stored in closed containers in order to prevent water loss. Proportions of materials in the mixtures are shown in Table 1.

Table 1. Proportions of components in mixtures used for oedometer tests

Mixture	Soil [g]	Fly ash [g]	Lime [g]	Water [g]
Kaolinite	100	-	-	100
FA 10%	100	10	-	110
FA 10% + 1% lime	100	10	1	111
FA 20%	100	20	-	120
FA 30%	100	30	-	130
FA 40%	100	40	-	140

After required time (after 21 hours for mixtures tested at 0 day of curing time and after 7 days) material was put in oedometer ring.

Oedometer test was performed with cell filled with water. In order to monitor the consolidation process settlements were read in 1 sec. intervals. Sample was loaded with 12 steps (up to the load 1220 kPa) and unloaded with 6 steps. At the end of the test water content was measured.

3. Results

Figures 1, 2, 3 and 4 present the results obtained from oedometer tests carried out for natural soil and treated soil at 0 day of curing time and after 7 days of curing time. Data are plotted in terms of void ratio e and vertical stress σ'_v . It can be noted that addition of fly ash leads to increase void ratio e both at 0 day and after 7 days of curing.

The behaviour upon loading of the treated soil, for high percentage of fly ash and longer curing time, shows a well defined transition between the reversible and the not reversible behaviour, allowing the identification of the yield stress. Significant role of curing time can be observed for mixtures of soil and fly ash in amount of 40% (Figure 4).

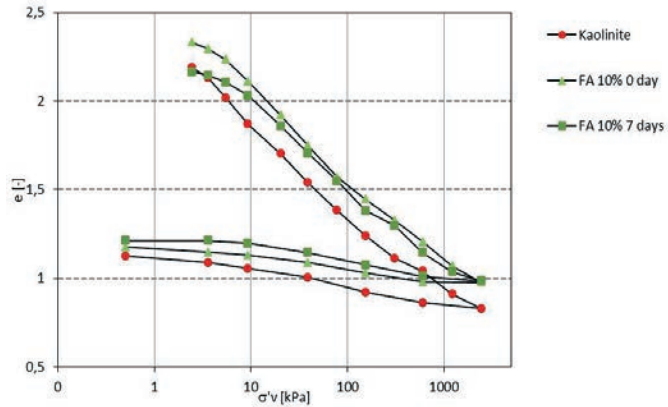


Fig. 1. Compressibility curves from oedometer tests obtained for natural soil and mixture FA 10% – relations between vertical stress σ'_v and void ratio e

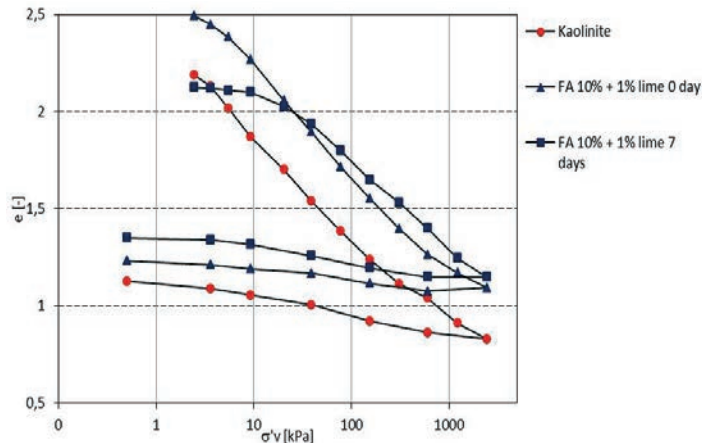


Fig. 2. Compressibility curves from oedometer tests obtained for natural soil and mixture FA 10% + 1% lime – relations between vertical stress σ'_v and void ratio e

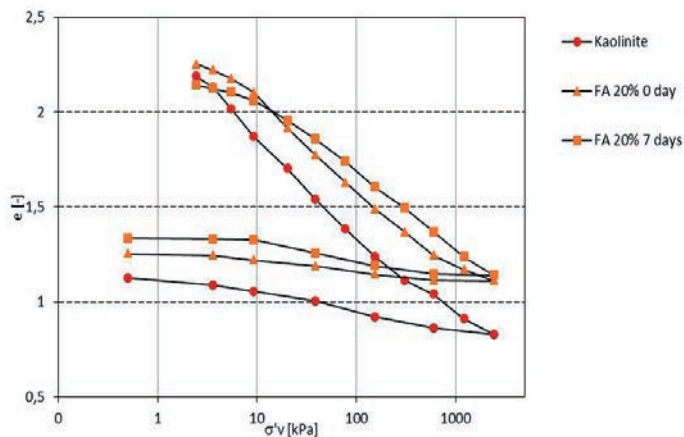


Fig. 3. Compressibility curves from oedometer tests obtained for natural soil and mixture FA 20% – relations between vertical stress σ'_v and void ratio e

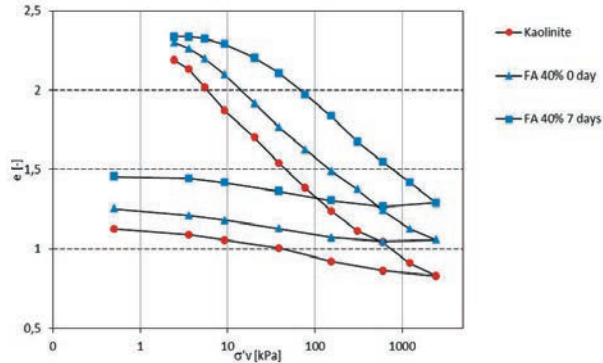


Fig. 4. Compressibility curves from oedometer tests obtained for natural soil and mixture FA 40% – relations between vertical stress σ'_v and void ratio

Larger void ratio changes can be noted for vertical stress higher than 9,3 kPa. Table 2. presents compression index C_c obtained for normal compression line (NCL). There is no significant impact of fly ash, lime addition and curing time in comparison with natural soil. However, swelling index obtained for unloading curves tends to decrease with increasing fly ash content. That data reveals higher stiffness of treated material.

Table 2. Comparison of compression index C_c and swelling index C_s

Name	Compression index C_c [-]		Swelling index C_s [-]	
	0 day	7 days	0 day	7 days
Kaolinite	0,42		0,08	
FA 10%	0,45	0,42	0,05	0,06
FA 10% + 1% lime	0,46	0,42	0,04	0,05
FA 20%	0,39	0,39	0,04	0,05
FA 40%	0,41	0,44	0,05	0,05

The same data are plotted in the Figures 5 and 6 in terms of volume strain ε_v and vertical stress σ'_v , in order to compare loading paths without influence of different initial void ratio for each mixture. Compressibility curves obtained for soil treated with 10% of fly ash and 1% of lime, 20% of fly ash and 40% of fly ash after 7 days of curing time (Figure 6) reveal increased stiffness. For mixture of soil treated with 10% of fly ash compressibility curve was obtained as the intermediate result.

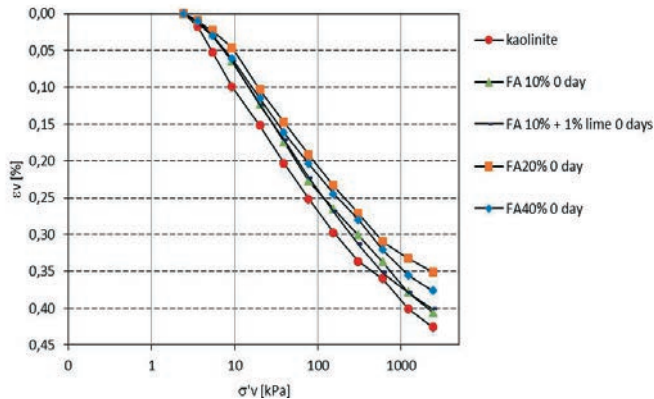


Fig. 5. Compressibility curves from oedometer tests at 0 day of curing time – relations between vertical stress σ'_v and volume strain ε_v

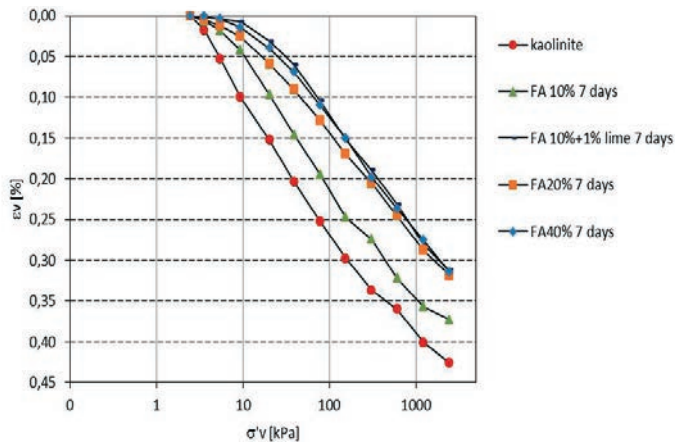


Fig. 6. Compressibility curves from oedometer tests after 7 days of curing time – relations between vertical stress σ'_v and volume strain ε_v

4. Conclusions

In the paper some results of an ongoing experimental research on the soil treatment by addition of fly ashes and lime have been discussed, with reference to the mechanical behaviour of treated samples during one dimensional compression tests (oedometer tests). The samples were prepared at high water content (above the liquid limit of the treated soils) by mixing kaolin with various amount of fly ash and lime, and cured for different time intervals.

The results evidenced the improvement of the mechanical behavior of the treated soil in the short term, with a decrease of compressibility which is relevant for high percentages of fly ash and tends to increase with longer curing times. The addition of lime enhances this trend. The behaviour upon loading of the treated soil, for high percentage of fly ash and longer curing time, shows a well defined transition between the reversible and the not reversible behaviour, allowing the identification of the yield stress. The increase of yield stress over the time is probably due to the effects of bonding compounds forming at the microstructure level, as a result of the pozzolanic activity favoured by the highly alkaline environment induced by calcium cations. Further investigation are currently running to investigate the effects of fly ash and lime on the evolution of the mechanical behaviour of the kaolin, with reference to different scales of observation.

Karolina Knapik is a scholar of the project "DoktoRIS - Scholarship program for innovative Silesia" co-financed by the European Union - European Social Fund.

References

- 1 Bulewicz E. M. Specyfika składu i właściwości popiołów z procesów fluidalnego spalania węgla. Popioły z energetyki. Zakopane, 21-24 października 2009, 9-19.
- 2 Cecconi M., Pane V., Marmottini, Russo G., Croce P., dal Vecchio S. Lime stabilization of pyroclastic soils, in: Soil improvement techniques based on the use of lime and cement. Research Project Funded by C.N.R. Università degli Studi di Cassino e del Lazio Meridionale, Università degli Studi di Perugia, Università Politecnica delle Marche. Hevelius Edizioni & Betelgeuse s.r.l. da Aesse Stampa – Benevnto, 2013, 164-168.

- 3 Eades J.L. & Grim R.E. A quick test to determine lime requirements for lime stabilization. Highway Research Records, No. 139 (1966), 61-72.
- 4 Giergiczny Z. The role of calcium and siliceous fly ash in the formulation of modern binders and cementous materials' properties (in Polish). Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków, 2006.
- 5 Glenn G.R., Handy R.L. Lime clay mineral reaction products. Highway Research Record, No 29 (1963), 70-82.
- 6 Knapik K., Bzówka J., Russo G. The pH value of kaolinite treated with fluidal fly ash and lime. Reinforcement, sealing and anchoring of rock massif and building structures 2014, Ostrava 27 – 28 February, 87-93.
- 7 Mitchell J. K., Soga K. Fundamentals of Soil Behavior. Third Edition, John Wiley & Sons, INC., Hoboken, New Jersey, 2005.
- 8 Palomino A. M., Santamarina J. C. Fabric map kaolinite: effects of pH and ionic concentration on behavior. Clays and Clay Minerals, Vol. 53, No. 3 (2005), 209-222.
- 9 Rogers C.D.F., Glendinning S. Modification of Clay Soils using Lime, in: Lime Stabilisation. (Rogers C.D.F., Glendinning S., Dixon N. (eds.)). Thomas Telford, London 1996, p. 99-126.
- 10 Van Olphen H. An introduction to Clay Colloid Chemistry. Interscience publishers a division of John Wiley & Sons, New York, 1977.

Ściślliwość mieszaniny kaolinu i popiołu lotnego z fluidalnego spalania węgla

Karolina Knapik^{1,3}, Joanna Bzówka², Giacomo Russo³

^{1,2} *Katedra Geotechniki i Dróg, Wydział Budownictwa, Politechnika Śląska,
e-mail: ¹karolina.knapik@polsl.pl; ²joanna.bzowka@polsl.pl*

³ *Dipartimento di Ingegneria Civile e Meccanica, Università di Cassino e del Lazio Meridionale,
e-mail: giarusso@unicas.it*

Streszczenie: Odpady takie jak popioły lotne mogą stanowić korzystną pod względem ekonomicznym alternatywę dla wapna i cementu w technikach wzmacniania podłoża gruntowego. Obecny stan wiedzy wskazuje na możliwość wykorzystywania tego materiału z powodzeniem w różnych przedsięwzięciach inżynierskich. Jednakże skład chemiczny popiołów lotnych jest związany z rodzajem węgla oraz technologią spalania przyjętą w elektrowni. Ten fakt wskazuje na konieczność poszerzenia bazy doświadczalnej, mającej na celu określenie wpływu dodatku popiołu lotnego na właściwości gruntu. Stopień wzmocnienia gruntu rozpatrywany w skali makro obejmuje oznaczenie mechanicznych właściwości gruntu wzmacnianego, w tym charakterystyki ściślliwości. Przedstawione wyniki badań laboratoryjnych stanowią część projektu badawczego, mającego na celu określenie przydatności popiołów lotnych pochodzących z fluidalnego spalania węgla do celów wzmacniania gruntu przy wykorzystaniu wybranych technik wzmacniania podłoża gruntowego.

Słowa kluczowe: kaolin, popiół lotny, fluidalne spalanie węgla, fly ash, fluidized bed combustion, wskaźnik porowatości, odkształcenie objętościowe

Weryfikacja parametrów podłoża gruntowego z wykorzystaniem analizy wstecznej na przykładzie wiaduktu drogowego

Krzysztof Nepelski

*Katedra Geotechniki, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska,
e-mail: k.nepelski@pollub.pl*

Streszczenie: W pracy zaproponowano metodę modelowania niejednorodnego podłoża oraz dobór jego parametrów. W artykule opisano analizę posadowienia wiaduktu drogowego. Wykonano obliczenia numeryczne MES podpory wiaduktu łącznie z bryłą podłoża gruntowego zdefiniowanego modelem Cam Clay. Przeprowadzono szereg obliczeń z wykorzystaniem zmiennych parametrów podłoża. Wyniki porównano z pomiarami geodezyjnymi. Postępując zgodnie z zasadami analizy wstecznej zweryfikowano właściwości podłoża wyznaczone za pomocą badań laboratoryjnych oraz odwiertów.

Słowa kluczowe: projektowanie fundamentów, Cam Clay, podłoże gruntowe, analiza wsteczna

1. Wprowadzenie

Rozwój nauki oraz technologii spowodował, że coraz powszechniejsze stały się obliczenia projektowe konstrukcji łącznie z bryłą podłoża zdefiniowaną za pomocą zaawansowanych modeli gruntowych. Zaawansowane obliczenia realniej odzwierciedlają rzeczywistość pracę układu budowla-podłoże oraz pozwalają lepiej przewidzieć zachowanie obiektu. Problemem często bywa dobór parametrów modelu podłoża. Bardzo ważna jest weryfikacja przyjętych w obliczeniach charakterystyk, którą najlepiej wykonać stosując monitoring obiektu.

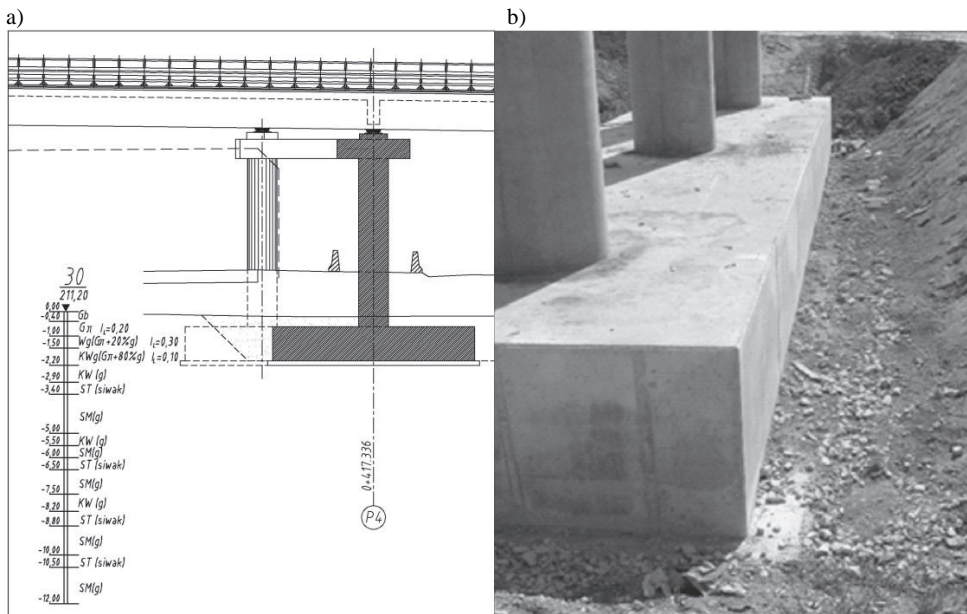
W artykule przedstawiono analizę pracy układu: podłoże o skomplikowanym układzie warstw i podpory wiaduktu. Zamodelowanie podłoża z uwzględnieniem dokładnego układu warstw jest niemożliwe, ponieważ wykonano zbyt mało badań gruntu. Z kolei, gdyby nawet się udało dokładnie zidentyfikować poszczególne warstwy w całym obszarze oddziaływania fundamentu, to model gruntu zawierałby tak dużo stopni swobody, że utrudnione byłoby modelowanie konstrukcji na nim posadowionym. Dlatego w artykule przedstawiono badania, które miały na celu sprawdzenie, czy możliwe jest zastosowanie jednorodnego gruntu zastępczego i, jeżeli tak, to jakimi parametrami ten grunt powinien być opisany. W tym celu przedstawiono wyniki obliczeń identyfikujące parametry podłoża gruntowego z wykorzystaniem analizy wstecznej. W opisywanym przypadku, poprzez analizę wsteczną rozumie się określenie odkształcalnych parametrów podłoża w wyniku obliczeń numerycznych, na podstawie pomiarów geodezyjnych obiektu. Bazując na częściowo znanej charakterystyce podłoża zdefiniowano wyjściowy model obliczeniowy. Początkowe parametry gruntu wyznaczono z badań laboratoryjnych, a następnie w wyniku obliczeń skorygowano je na podstawie geodezyjnych pomiarów osiadania obiektu w wydzielonych fazach budowy. Ostatecznie wynik doboru własności podłoża gruntowego został zastosowany do wyznaczenia całkowitego osiadania obiektu.

2. Opis analizowanej konstrukcji

Wiadukt będący przedmiotem analizy znajduje się w ciągu obwodnicy Lublina. Budowla składa się z płyty pomostu grubości 0,30 m, opartej na trzech belkach żelbetowych o wysokości 1,50 m, biegnących wzdłuż obiektu w rozstawie 3,5 m. Belki połączone są ze sobą poprzecznkami żelbetowymi o przekrojach 0,80x1,20 m. Całość oparto za pomocą łożysk na dwóch przyczółkach oraz pięciu podporach pośrednich. Łożyska belek skrajnych pozwalają na przesuw wielokierunkowy, a łożyska belki środkowej wzdłuż osi obiektu. Centralne łożysko zlokalizowane na środkowej podporze jest podporą stałą, bez możliwości przesuwu. Podpory pośrednie składają się z trzech słupów o średnicy 1,20 m, są zwieńczone oczepem grubości 0,80 m i posadowione na wspólnej stopie o wymiarach 5,00x15,40 m i wysokości 1,4 m.

Bezpośrednio pod fundamentami wiaduktu zalegają grunty nośne. Na rys. 1 przedstawiono warstwy gruntowe z otworu wiertniczego, zlokalizowanego w rejonie podpory P4 oraz widok gruntu w wykopie fundamentowym. Powyżej posadowienia znajdują się gliny pylaste w stanie twardoplastycznym. W poziomie posadowienia oraz na niewielkiej głębokości poniżej znajduje się zwierzelina, składająca się z części skalistych połączonych gliną pylastą w stanie twardoplastycznym. Na podstawie oceny makroskopowej podłoża w wykopie oszacowano obecność skał w granicach 20÷30%. Głębsze warstwy stanowią przewarstwienia skał miękkich, twardych oraz zwierzeliny gliniastej.

Jeżeli założymy, że pod fundamentem jest zachowany układ warstw, pokazany na rys.1, oraz, że w podłożu występuje 20% zwierzeliny gliniastej (w tym ok. 70% gliny), 60% skały miękkiej przemieszanej z niewielką ilością gliny (założmy, że około 30%) i około 20% skały twardej, to można szacować, że w podłożu do głębokości 10m występuje około 30% gliny i 70% skały.



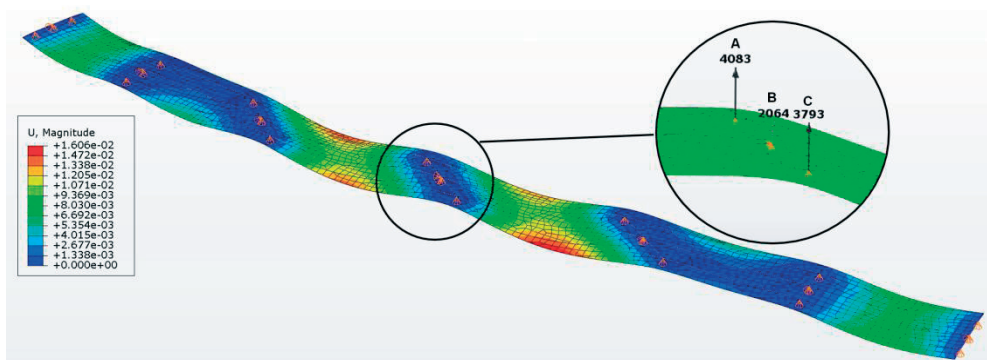
Rys. 1. Warunki gruntowe pod analizowanym wiaduktem: a) uwarstwienie podłoża, b) widok podłoża w wykopie fundamentowym

3. Analiza numeryczna

W celu wyznaczenia osiadań przeprowadzono analizę numeryczną wiaduktu. W pierwszym etapie stworzono model ustroju nośnego. Płytę pomostu zamodelowano elementem płytowym, natomiast belki nośne oraz poprzecznice elementami prętowymi. Do tak stworzonej konstrukcji przypisano warunki brzegowe blokujące możliwość przesuwu zgodnie z zastosowanymi łożyskami. Stworzono kroki obliczeniowe, w których dodawano kolejno obciążenia od: ciężaru własnego ustroju nośnego, nawierzchni jezdni oraz wyposażenia wiaduktu. W wyniku obliczeń otrzymano reakcje podporowe w kolejnych fazach budowy, które następnie posłużyły do wyznaczenia obciążenia rozłożonego na górnej powierzchni oczepu słupa (Tab.1).

Tabela 1. Reakcje z płyty pomostu przekazywane na podporę P4

Krok obliczeniowy	Reakcja [kN]			Obciążenie powierzchniowe [kPa]		
	Słup A	Słup B	Słup C	Słup A	Słup B	Słup C
PŁYTA	3231	2159	2971	2859	1910	2628
NAWIERZCHNIA	3726	1896	3447	3296	1677	3050
WYPOSAŻENIE	4083	2061	3793	3612	1823	3355



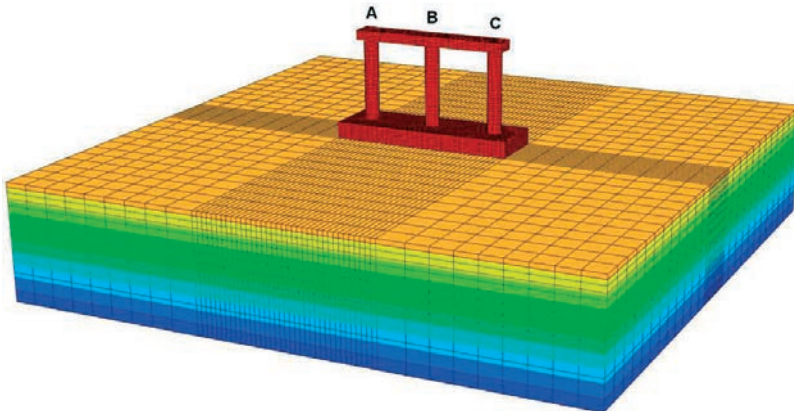
Rys. 2. Mapa bitowa przemieszczeń [m] płyty pomostu i szczegół z reakcjami na podporze P4.

W drugim etapie analizy wydzielono środkową podporę obiektu P4 i stworzono jej model numeryczny wraz z podłożem gruntowym zalegającym poniżej (Rys. 3). Część betonową zamodelowano za pomocą prostopadłościennych, ośmiowęzłowych elementów bryłowych C3D8R o długości boku 0,214 m i przypisano im właściwości sprężyste betonu C30/37, przyjmując moduł sprężystości $E=34,6$ GPa.

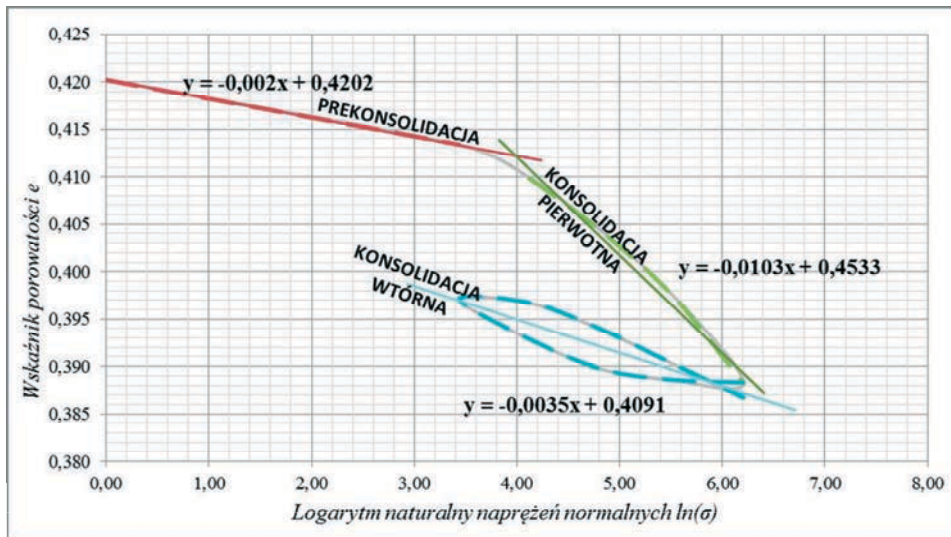
Podłoże gruntowe zamodelowano jako bryłę o wymiarach 50x50 m w planie oraz 10 m głębokości, co odpowiada dwóm szerokościom fundamentu. Zastosowano prostopadłościennie elementy dwudziestowęzłowe C3D20R o zmiennej długości boku w zakresie 0,428÷2,50 m wg zasad zaproponowanych w [1] i [2]. Podłoże zdefiniowane zostało za pomocą konstytutywnego modelu Cam Clay (por. [1, 2, 3, 4]). Przyjęte do obliczeń parametry modelu wyznaczone zostały na podstawie laboratoryjnych badań ścisłości gruntu. Badania przeprowadzono na próbce gliny pylastej o nienaruszonej strukturze pobranej bezpośrednio z wykopu fundamentowego.

Badaną próbkę poddano obciążeniu, przykładanemu stopniowo (31, 62, 124, 248, 496 kPa). Następnie odciążono próbkę stopniowo do wartości 31,0 kPa. Po czym ponownie, również stopniowo przyłożono obciążenie aż do uzyskania obciążenia o wartości 496,0 kPa. Efektem badania były zmiany wysokości próbki w kolejnych etapach, na

podstawie których wyznaczono krzywe: prekonsolidacji, konsolidacji pierwotnej oraz konsolidacji wtórnej [5]. Wynik badań pokazano na Rys. 4. Kąt tarcia wewnętrznego dla gliny równy $\varphi=15^\circ$ określono na podstawie normy [6], natomiast analizując prace [7] i [8] dla skały przyjęto $\varphi=45^\circ$. Pozostałe niezbędne charakterystyki skał przyjęto zgodnie z badaniami opok i geźów z terenów Lubelszczyzny, przedstawionymi w pracy [9].



Rys. 3. Model metody elementów skończonych podpory P4 wraz z bryłą podłoża



Rys. 4. Krzywe konsolidacji gruntu pod fundamentem

W podłożu zalega grunt, który w poziomie posadowienia stanowi zwietrzelina gliniasta będąca mieszanką gliny i skał, oraz na większych głębokościach przewarstwień samych skał. Ze względu na występujące warunki gruntowe zdecydowano się zastosować parametry wyznaczone z badań laboratoryjnych skorygowane o właściwości skał. Niewiadomą jest procentowa zawartość gliny w podłożu w stosunku do skał. Obliczenia osiadania konstrukcji posadowionej na skałach dla naprężeń charakterystycznych, występujących pod analizowanym fundamentem (średnie około 175,0 kPa) dają znikome wartości, dlatego też w rozważanym przypadku, skałę przyjęto jako materiał nieściśliwy. Przeprowadzono

analizę, w której obliczeniom poddano model podpory wraz z podłożem opisywanym parametrami zmiennymi w zależności od przyjętej proporcji gruntu gliniastego w stosunku do materiału skalnego. Skorygowane charakterystyki wyznaczono stosując zasadę zmniejszania wyniku osiadania próbki edometrycznej i kąta tarcia wewnętrznego o wartość procentowej ilości skał w gruncie. W wyniku tego zabiegu zmieniało się nachylenie krzywych konsolidacji, a co za tym idzie parametry λ (nachylenie krzywej konsolidacji pierwotnej) i κ (nachylenie krzywej konsolidacji wtórnej). Nachylenie linii stanu krytycznego oznaczone symbolem M określono ze wzoru:

$$M = \frac{6 \sin \varphi}{3 - \sin \varphi} \quad (1)$$

Parametr a_0 , mówiący o zasięgu obwiedni plastyczności, określony w [4] jako „the size of the yield surface” wyznaczono ze wzoru:

$$a_0 = \frac{1}{2} e^{\frac{e_1 - e_0 - \kappa \ln p_0}{\lambda - \kappa}} \quad (2)$$

Ostateczne parametry przyjęte do obliczeń zestawiono w tab. 2.

Warunki początkowe stanu naprężeń podłoża gruntowego zadano przyjmując naprężenia prekonsolidacji w poziomie posadowienia 53,4 kPa wyznaczone z badania edometrycznego [10]. Model podłoża obejmował jedynie grunt zalegający poniżej poziomu posadowienia. Aby odwzorować rzeczywiste warunki oraz uniknąć efektu odprężenia podłoża po pierwszym kroku obliczeniowym (Geostatic), przyjęto zastępcze naprężenie powierzchniowe równe naprężeniu prekonsolidacyjnemu.

Tabela 2. Parametry modelu Cam Clay

Zawartość gliny	Parametry modelu Cam Clay				
	λ	κ	M	a_0	p_0
100%	0,0103	0,0035	0,572	6,852	53,4
90%	0,0092	0,0032	0,699	6,639	53,4
80%	0,0082	0,0028	0,938	6,812	53,4
70%	0,0071	0,0024	1,242	6,908	53,4
60%	0,0061	0,0021	1,542	6,741	53,4
50%	0,0051	0,0017	1,775	7,043	53,4
40%	0,0040	0,0014	1,919	6,594	53,4
30%	0,0030	0,0010	1,986	7,048	53,4
20%	0,0020	0,0007	2,009	6,599	53,4
10%	0,0010	0,0003	2,015	8,051	53,4

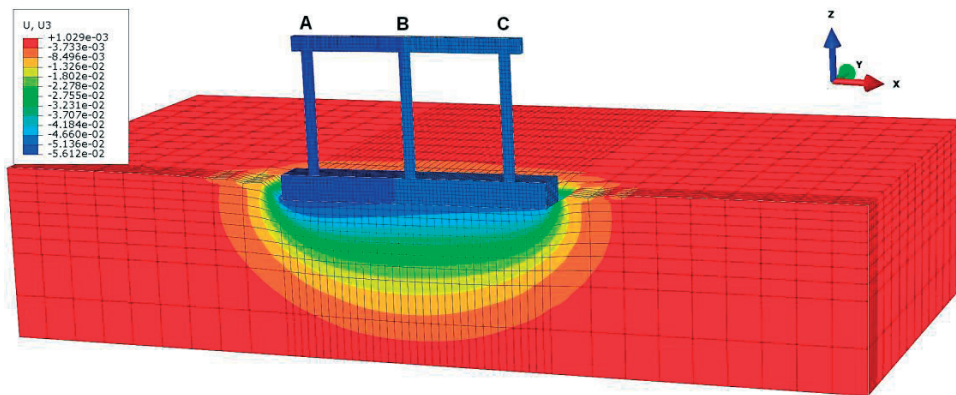
Analizę podzielono na pięć kroków obliczeniowych:

- GEOSTATIC – wprowadzenie stanu naprężeń podłoża oraz obciążenia zastępczego,
- WYKOP – zdjęcie obciążenia zastępczego z powierzchni wykopu, wprowadzenie konstrukcji podpory oraz obciążenia zasypem wykopu (założono, że konstrukcja została wzniesiona na tyle szybko, że nie dojdzie do odprężenia podłoża, stąd jednoczesne zdjęcie obciążenia gruntem z wprowadzeniem konstrukcji),
- PŁYTA – wprowadzenie reakcji z płyty pomostu w formie naprężenia powierzchniowego w miejscach usytuowania łożysk,
- NAWIERZCHNIA – zwiększenie reakcji o ciężar nawierzchni drogowej,
- WYPOSAŻENIE – zwiększenie reakcji o ciężar wyposażenia wiaduktu.

4. Wyniki

Rezultatem obliczeń obciążenia podpory, posadowionej na podłożu zdefiniowanym odmiennymi parametrami, były różne wartości osiadania konstrukcji. Widok mapy odkształceń podłoża gruntowego w jednym z rozważanych przypadków przedstawiono na rys. 5. Z analiz odczytano osiadania w dole części słupów i zestawiono w tab. 3÷5.

Do weryfikacji obliczeń posłużono się geodezyjnymi pomiarami osiadań [11], udostępnionymi przez generalnego wykonawcę, firmę Dragados. Umieszczenie reperów na konstrukcji oraz wykonanie pierwszych odczytów w fazie budowy dokonano po wykonaniu ustroju nośnego w lipcu 2013. W analizie numerycznej odpowiada to krokowi „PŁYTA”. Następnie po ukończeniu budowy i oddaniu obiektu do użytkowania w marcu 2014 wykonano kolejne pomiary. Dla analizowanej podpory osiadania wyniosły odpowiednio 1,3 mm dla słupa A, oraz 1,1 mm dla słupa C.



Rys. 5. Mapa przemieszczeń [m] na kierunku Z, w przekroju przez środek podpory

Porównując wyniki obliczeń z pomiarami geodezyjnymi (Rys. 6) można przyjąć, że niejednorodny grunt pod fundamentem może być zamodelowany zastępczym gruntem jednorodnym z zawartością części gliniastej w gruncie około 35%. Wyznaczona w ten sposób ilość jest zbliżona do składu oszacowanego w p.2. Jednak ocena przedstawiona w tamtym punkcie nie jest pewna, ponieważ nieznanym jest dokładny skład poszczególnych warstw. Natomiast wyniki badań potwierdzają obliczenia całego układu podłoże-grunt. Na podstawie wyników można zauważyć nierównomierne osiadanie fundamentu, co jest wynikiem różnych wartości reakcji przekazywanych na skrajne słupy. Obraz przemieszczenia konstrukcji wyznaczony w obliczeniach pokrywa się z wykonanymi pomiarami geodezyjnymi. Zarówno w obliczeniach numerycznych, jak i w pomiarach rzeczywistych osiadanie słupa A było większe w porównaniu do słupa C.

Tabela 3. Osiadanie słupa A

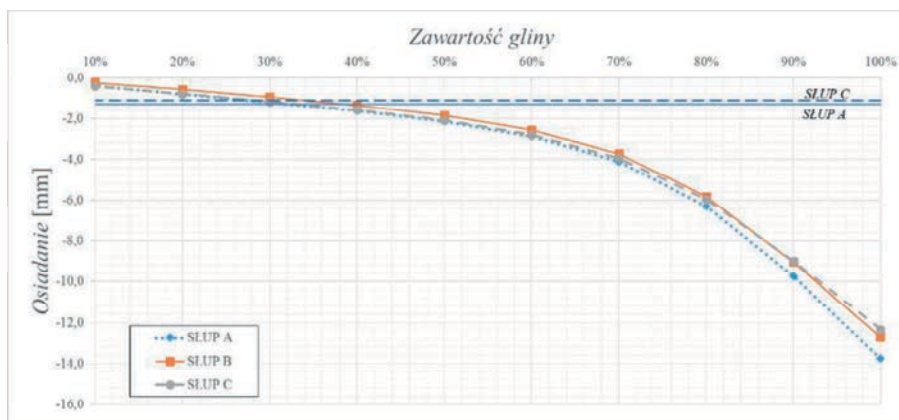
		SŁUP A									
KROK OBLICZENIOWY		100%	90%	80%	70%	60%	50%	40%	30%	20%	10%
GEOSTATIC	1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
WYKOP	2	0,6	0,5	0,5	0,4	0,3	0,3	0,2	0,1	-0,9	-0,5
PŁYTA	3	-48,5	-41,2	-30,8	-21,4	-15,4	-11,5	-8,6	-6,3	-4,2	-2,1
NAWIERZCHNIA	4	-54,7	-45,6	-33,7	-23,3	-16,7	-12,5	-9,3	-6,8	-4,6	-2,3
WYPOSAŻENIE	5	-62,3	-51,0	-37,1	-25,5	-18,2	-13,6	-10,2	-7,5	-5,1	-2,6
ROŻNICA:	5-3	-13,8	-9,7	-6,3	-4,1	-2,9	-2,2	-1,6	-1,2	-0,8	-0,4

Tabela 4. Osiadanie słupa B

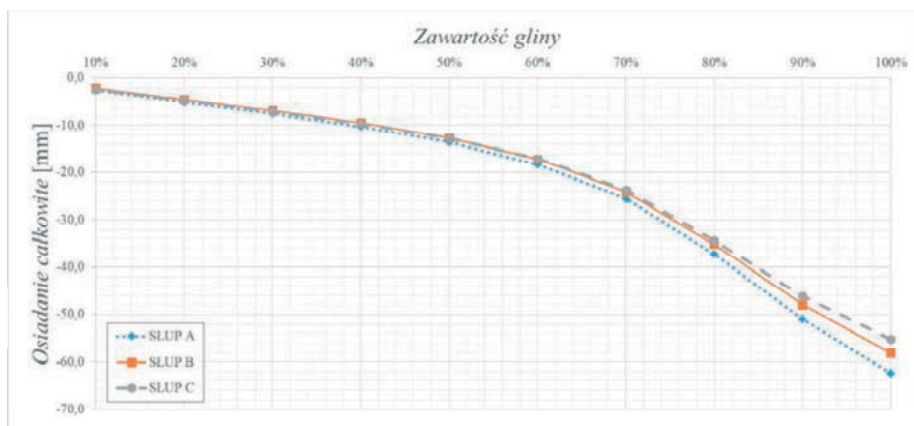
		SŁUP B									
KROK OBLICZENIOWY		100%	90%	80%	70%	60%	50%	40%	30%	20%	10%
GEOSTATIC	1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
WYKOP	2	0,6	0,5	0,5	0,4	0,3	0,3	0,2	0,2	-0,8	-0,4
PLYTA	3	-45,4	-38,9	-29,3	-20,3	-14,6	-10,8	-8,1	-5,9	-3,9	-1,9
NAWIERZCHNIA	4	-50,9	-42,8	-31,8	-22,0	-15,6	-11,6	-8,6	-6,2	-4,1	-2,0
WYPOSAŻENIE	5	-58,1	-47,9	-35,1	-24,1	-17,1	-12,7	-9,4	-6,8	-4,5	-2,2
RÓŻNICA: 5-3		-12,7	-9,0	-5,8	-3,7	-2,6	-1,9	-1,3	-0,9	-0,6	-0,3

Tabela 5. Osiadanie słupa C

		SŁUP C									
KROK OBLICZENIOWY		100%	90%	80%	70%	60%	50%	40%	30%	20%	10%
GEOSTATIC	1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
WYKOP	2	0,6	0,5	0,4	0,4	0,3	0,3	0,2	0,1	-0,9	-0,4
PLYTA	3	-42,9	-37,1	-28,3	-19,8	-14,3	-10,7	-8,0	-5,9	-4,0	-2,0
NAWIERZCHNIA	4	-48,3	-41,1	-31,0	-21,6	-15,5	-11,6	-8,7	-6,4	-4,4	-2,2
WYPOSAŻENIE	5	-55,2	-46,1	-34,2	-23,7	-17,0	-12,8	-9,6	-7,0	-4,8	-2,4
RÓŻNICA: 5-3		-12,3	-9,0	-6,0	-3,9	-2,8	-2,1	-1,6	-1,2	-0,8	-0,4



Rys. 6. Różnice osiadania słupów pomiędzy fazami budowy PLYTA i WYKOŃCZENIE w zależności od zawartości gliny w podłożu



Rys. 7. Całkowite osiadanie słupów w zależności od zawartości gliny w podłożu

Zakładając zgodnie z wynikami cząstkowego osiadania, że zachowanie podłoża odpowiada 35% zawartości gliny można wyznaczyć całkowite osiadanie konstrukcji. Z wykresu na Rys. 7 wynika, że wyniosło ono ok. 9 mm. Stosując się do zaleceń normy Eurokod [12], parametry podłoża Cam Clay, wyznaczone podczas analizy, mogą posłużyć jako „doświadczenie porównywane” do obliczeń konstrukcji zlokalizowanych na rozpatrywanym terenie.

Ze względu na to, że podczas klasycznego projektowania, osiadanie liczy się najczęściej na podstawie modułów ścisłości, porównano moduły oszacowane różnymi metodami. Zestawienie pokazano w tablicy 6.

Tabela 6. Zestawienie edometrycznych modułów ścisłości

Metoda wyznaczania	Edometryczny moduł ścisłości [kPa]			
	Zakres 31÷248 kPa		Zakres 31÷496 kPa	
	M_0	M	M_0	M
Badanie edometryczne	19 440	44 438	26 198	63 342
Zastępczy – 35% gliny	55 719	128 332	75 088	181 549
Norma PN-81/B-03020 [6]*	29 401	49 011	29 401	49 011

* w normie nie podano zakresu naprężeń dla którego obowiązuje moduł

Z przeprowadzonych przez autora w laboratorium badań edometrycznych w zakresie naprężeń 31÷496 kPa wynika, że podłoże gliniaste charakteryzuje się modułem ścisłości pierwotnej $M_0=26198$ kPa oraz modułem ścisłości wtórnej $M=63342$ kPa. Jednak na powierzchni bezpośrednio pod fundamentem przekazywane naprężenia rozkładają się (pomijając jednostkowe wartości ekstremalne) nierównomiernie w zakresie 100÷250 kPa, średnio 175 kPa. Z tych samych badań edometrycznych wyznaczając moduły dla zakresu 31÷248 kPa, otrzymamy $M_0=19440$ kPa oraz $M=44438$ kPa.

Kontynuując obliczenia tokiem postępowania korygowania parametrów gruntu o właściwości skał, opisanym w p.3 wyznaczono zastępcze moduły ścisłości. Dla podłoża zawierającego 35% gliny, moduły ścisłości w zakresie 31÷496 kPa wynoszą $M_0=75088$ kPa oraz $M=181549$ kPa. Dla zakresu 31÷248 kPa wynoszą $M_0=55719$ kPa oraz $M=128332$ kPa. Odczytując wartości z normy [6], dla konsolidacji typu „C” otrzymamy $M_0=29401$ kPa oraz $M=49011$ kPa.

Podsumowując, wyznaczone z badań moduły odbiegają od wartości normowych. Co prawda, dla zakresu 31÷496 kPa moduły ścisłości pierwotnej niewiele się różnią, to wyznaczony moduł ścisłości wtórnej jest większy o 30%. Natomiast dla zakresu 31÷248 kPa moduły ścisłości wtórnej różnią się niewiele, ale wyznaczony moduł ścisłości pierwotnej jest 35% mniejszy od normowego. Na podstawie tego można stwierdzić, że przyjęcie na etapie projektowania modułu z normy [6] skutkowałoby nieprawdziwym oszacowaniem osiadania.

Biorąc pod uwagę zbieżność wyników analizy numerycznej z pomiarami geodezyjnymi wyznaczono zastępczy moduł ścisłości podłoża z założeniem 35% zawartości gliny. Następnie na jego podstawie wyznaczono osiadanie metodą normową [6] z założeniem aktywnego podłoża do głębokości na której naprężenia dodatkowe są mniejsze od 20% (wg [12]) oraz od 30% (wg [6]) naprężeń pierwotnych. W pierwszym przypadku osiadanie wyniosło 11,2 mm, natomiast w drugim 9,4 mm. Oszacowane w ten sposób wartości są zbliżone do osiadania wyznaczonego z analizy numerycznej. Autor uważa, że tak oszacowane osiadanie jest poprawniejszym rozwiązaniem niż korzystanie z modułów normowych [6].

5. Podsumowanie i wnioski

Mimo braku możliwości dokładnego zweryfikowania rozpoznania gruntu na głębokości, a co z tym jest związane z rozpoznaniem parametrów mechanicznych wielu warstw i następnie wprowadzenie ich do modelu numerycznego, autor uważa przyjęcie podłoża jednorodnego o zastępczych właściwościach za rozwiązanie poprawne. Dodatkowo, wyznaczony zastępczy moduł ściśliwości może służyć w przyszłości do szacowania osiadania metodą normową w zbliżonych warunkach gruntowych.

Stosowanie zaawansowanych modeli gruntowych w obliczeniach projektowych skutkuje otrzymywaniem wyników obliczeniowych coraz bardziej zbliżonych z rzeczywistym zachowaniem konstrukcji. Przyjęcie odpowiednich charakterystyk podłoża jest kluczowym elementem analiz. Oprócz laboratoryjnych badań gruntu nieodłącznym elementem procesu modelowania podłoża powinna być wiedza uzyskana z analiz porównywanych obiektów posadowionych w zbliżonych warunkach gruntowych. Parametry uzyskiwane z wykorzystaniem analizy wstecznej zaliczają się do jednych z lepszych metod projektowych. Zaproponowana metoda modelowania zastępczego gruntu jednorodnego oraz dobór jego parametrów może być stosowana do analizy osiadania w całym procesie wznoszenia i użytkowania konstrukcji oraz pracy statycznej tego obiektu. Dalszym etapem prac jest stworzenie modelu całego wiaduktu oraz obliczenia z wykorzystaniem wyznaczonych parametrów.

Literatura

- 1 Capasso G., Mantica S. Numerical Simulation of Compaction And Subsidence Using ABAQUS. ABAQUS Users' Conference 2006.
- 2 Hugel H.M., Henke S., Kinzler S., High-performance Abaqus simulations in soil mechanics. ABAQUS Users' Conference 2008.
- 3 Lechowicz Z., Szymański A. Odształcenia i stateczność nasypów na gruntach organicznych. cz. II Metodyka Obliczeń. Wydawnictwo SGGW, Warszawa 2002
- 4 Abaqus analysis User's Manual, vol 3., Simulia, 2009
- 5 Helwany S. Applied soil mechanics with ABAQUS Applications. John Wiley & Sons, 2007.
- 6 PN-81/B-03020 Grunty budowlane - Posadowienie bezpośrednie budowli - Obliczenia statyczne i projektowanie.
- 7 Pinińska J. Właściwości geomechaniczne opok. Górnictwo i Geoinżynieria. Zeszyt 1 (2008)
- 8 Podręcznik użytkownika GEO 5, wersja 5.9, Fine Ltd. 2009, s.293-301.
- 9 Santera U. Kąt tarcia wewnętrznego i spójność skał zwięzłych i spękanych. Warsztaty „Zagrożenia naturalne w górnictwie”, 2002, 393-404.
- 10 Britto A. 1 Dimensional Consolidation. University of Cambridge Help, 2013.
- 11 Raport z geodezyjnych pomiarów osiadań obiektu W-21 w km 0+340,85 łącznicy J6 nad projektowaną drogą S-17, marzec 2014.
- 12 PN-EN 1997-1 Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne.

The verification of subsoil parameters based on back analysis of a bridge

Krzysztof Nepelski

*Department of Geotechnical Engineering, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin
University of Technology, e-mail: k.nepelski@pollub.pl*

Abstract: The paper presents the analysis of foundation of the road bridge. The numerical calculation of the bridge abutment was made in FEM Software with subsoil modelled as solid defined by Cam Clay model. Number of calculations was made by using variable parameters of soil. Results were compared with geodetic measurements. Soil properties designated by lab test and geological boreholes, were verified with computer back analysis results.

Keywords: foundation design, Cam Clay, subsoil, back analysis.

Identyfikacja lokalnych gruntów organicznych na podstawie wyników badań sondą statyczną CPT

Grzegorz Straż

Katedra Geodezji i Geotechniki im. Kaspra Weigla, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Rzeszowska, e-mail: gstraz@prz.edu.pl

Streszczenie: W pracy zaprezentowano wyniki prób identyfikacji gruntów organicznych na podstawie rezultatów badań przeprowadzonych w warunkach *in situ* za pomocą sondy statycznej CPT. Przeanalizowano wyniki wybranych 439 sondowań, które odzwierciedlały zachowanie lokalnych gruntów organicznych zawierających od 6,3 do 17,4% części organicznych. Postawę rozpoznania gruntów stanowiły wartości pomierzone oporu pod stożkiem (q_c) i na pobocznicy walcowej końcówki sondy (f_s) oraz obliczony na ich podstawie współczynnik tarcia (R_f). Do identyfikacji gruntów organicznych wykorzystano wybrane kryteria zaprezentowane między innymi przez: Mayne'a [1], Marra [2,3,4], Bergmanna [2], Schmertmanna [2], Capanellę oraz Robertsona [3,4,5,6] i Młynarka [3,7]. Przeprowadzona analiza wykazała, że identyfikacja rodzajów gruntów organicznych w aspekcie współczesnej klasyfikacji normowej [8,9] z uwzględnieniem przyjętych kryteriów jest niejednoznaczna i nie pozwala na ich dokładne rozpoznanie na podstawie sondowań CPT.

Słowa kluczowe: grunty organiczne, torf, sonda statyczna CPT

1. Wprowadzenie

Precyzyjne rozpoznanie rodzaju gruntów organicznych współcześnie jest możliwe wyłącznie na podstawie badań laboratoryjnych próbek poprzez oznaczenie zawartości organicznej, najczęściej metodą prażenia lub utleniania. Niestety, pozyskanie właściwej jakości próbek gruntów organicznych, z uwagi na ich wyjątkowo dużą ściśliwość, niejednorodną budowę szkieletu gruntowego oraz zaleganie często poniżej zwierciadła wody gruntowej jest bardzo trudne, czasochłonne i nie zawsze próby te zakończone są sukcesem [10,11]. Dlatego w skali globalnej prowadzone są prace badawcze mające na celu wykreowanie wiarygodnych metod rozpoznania podłoża zbudowanego z gruntów organicznych na podstawie interpretacji wyników badań w warunkach *in situ* [2,5,6,12,13,14], które są bardzo korzystną alternatywą, gdyż eliminują proces badania samych próbek, w którym na każdym z etapów (pozyskanie, transport, przechowanie, przygotowanie do badań, montaż w aparaturze badawczej, zadanie właściwych parametrów testów) istnieje niebezpieczeństwo uszkodzenia czy nawet zniszczenia materiału badawczego, co jest szczególnie istotne właśnie w przypadku gruntów organicznych. Największą zaletą badań w warunkach *in situ* jest zapewnienie podczas testu niezmienności rzeczywistych warunków, co przekłada się bezpośrednio na wiarygodność uzyskanych wyników. Obecnie spektrum aparatury badawczej do badań polowych jest bardzo szerokie [7,12,13,15] a metody interpretacji wyników badań z roku na rok stają się coraz doskonalsze.

W niniejszym opracowaniu wykorzystano rezultaty badań lokalnych gruntów organicznych za pomocą sondy statycznej CPT, na podstawie których podjęto próbę rozpoznania podłoża poprzez identyfikację rodzaju gruntu organicznego. Zainteresowanie tym

zagadnieniem spowodowane było nie tylko coraz powszechniejszym wykorzystaniem w Polsce do badań sond statycznych CPT oraz CPTu, ale przede wszystkim bardzo ogólnymi i oszczędnymi w treści informacjami dotyczącymi możliwości klasyfikowania gruntów organicznych na ich podstawie, mimo iż obecnie istnieje wiele kryteriów z propozycjami klasyfikacji gruntów mineralnych. Zdarza się również, że korzystanie z danego kryterium jest uwarunkowane przynależnością do konkretnej grupy genetycznej [15]. Na wielu diagramach klasyfikacyjnych, również w skali globalnej, grunty organiczne nie są nawet wyszczególnione, np. propozycja Marra [3], a często opisywane są tylko jako torf (Bergman) [2], Robertson i Capanella [2]. Istnieją również schematy traktujące grunty organiczne ogólnie, podporządkować je jednemu nieokreślonego rodzajowi (Robertson, Młynarek) [3,5,7] lub charakteryzują je jako grunty mieszane, obejmujące również organiczne ropy (Schmertmann) [2]. Szczególnie dotyczy to warunków polskich, gdzie brakuje szczegółowych krajowych wytycznych, a ustalenie rodzaju gruntu organicznego do celów np. wykonania profilu gruntowego nie jest jednoznaczne i wymaga posiłkowania się dodatkowymi badaniami. Analizując niniejszą problematykę zaprezentowano umiejscowienie badanych lokalnych gruntów organicznych na różnych, najczęściej stosowanych diagramach klasyfikacyjnych.

2. Rozpoznanie geotechniczne

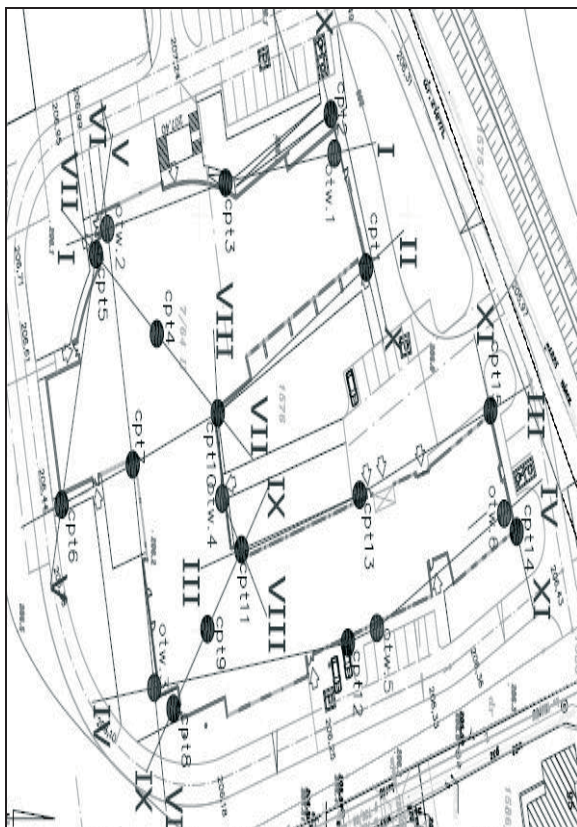
Przedmiotem analizy są wyniki rozpoznania podłoża przy ulicy Witolda w Rzeszowie, na terenie, gdzie obecnie zlokalizowany jest budynek dydaktyczny Uniwersytetu Teologiczno-Pastoralnego. Rozpoznanie wykonano w warunkach *in situ* poprzez sondowania sondą statyczną CPT oraz wiercenia kontrolne. Teren, na którym przeprowadzono badania, geograficznie zlokalizowany jest na terenie Pogórza Rzeszowskiego, w obrębie makroregionu Kotliny Sandomierskiej. Pod względem morfologicznym badany obszar położony jest w dolinie rzeki Młynówki, wznoszącej się lokalnie na wysokość ok. 206m n.p.m. zaś geologicznie, umiejscowiony jest w południowej części Zapadliska Przedkarpackiego [16].

W obrębie działki wykonano 15 sondowań sondą statyczną CPT, sięgających głębokości od 8,6m do 15,4m p.p.t. oraz 6 odwiertów kontrolnych, których lokalizację zaprezentowano na rysunku 1, do głębokości sięgającej maksymalnej do 15m p.p.t. Punkty pomiarowe znajdowały się na obszarach, gdzie zalegały grunty organiczne o różnej zawartości części organicznych.

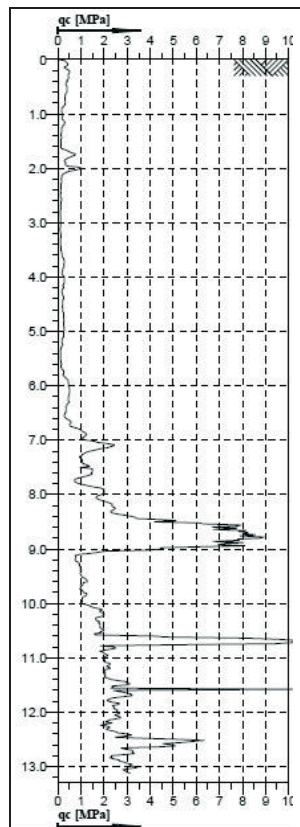
W ramach niniejszego opracowania analizie poddano 439 wyników sondowań sondą CPT w aspekcie rozpoznania podłoża, z którego wyselekcjonowano dane dotyczące tylko gruntów organicznych. Określona metodą wyrażania średnia zawartość części organicznych wybranych gruntów zawierała się w przedziale od 6,3 do 17,4%. Mając do dyspozycji tylko wyniki sondowań CPT, bez pomiaru ciśnienia wody w porach gruntu, na potrzeby niniejszego opracowania przyjęto i rozpatrywano wartości pomierzone (niekorygowane) podstawowych parametrów, tj.: opór pod stożkiem (q_c) i opór na poboczniczy (f_s) oraz dodatkowo, obliczony na ich podstawie współczynnik tarcia (R_f):

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} 100\% \quad (1)$$

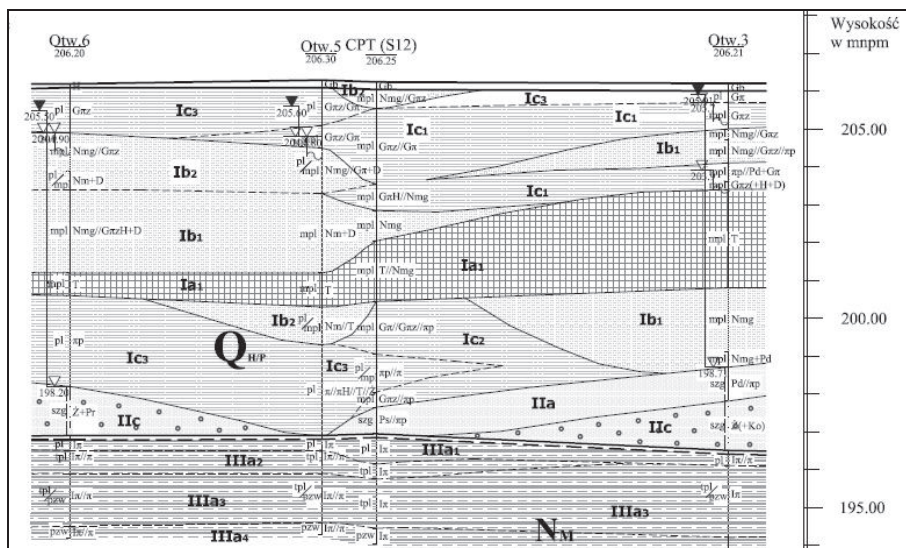
Przykładowe wyniki pomiarów oporu pod stożkiem dla sondowania CPT nr 11 [16] przedstawiono w postaci wykresu na rysunku 2.



Rys. 1. Mapa dokumentacyjna rozpatrywanego terenu z lokalizacją miejsc wykonania [16]



Rys. 2. Przykładowa zależność oporu pod stożkiem (q_c) sondy CPT w funkcji głębokości [16]

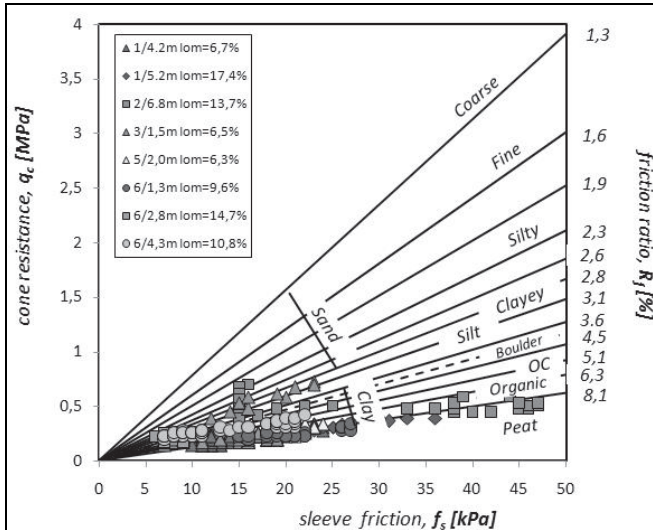


Rys. 3. Przykładowy przekrój geologiczno-inżynierski IV-IV dokumentujący lokalne warunki geotechniczne [16]

3. Identyfikacja rodzaju gruntów organicznych

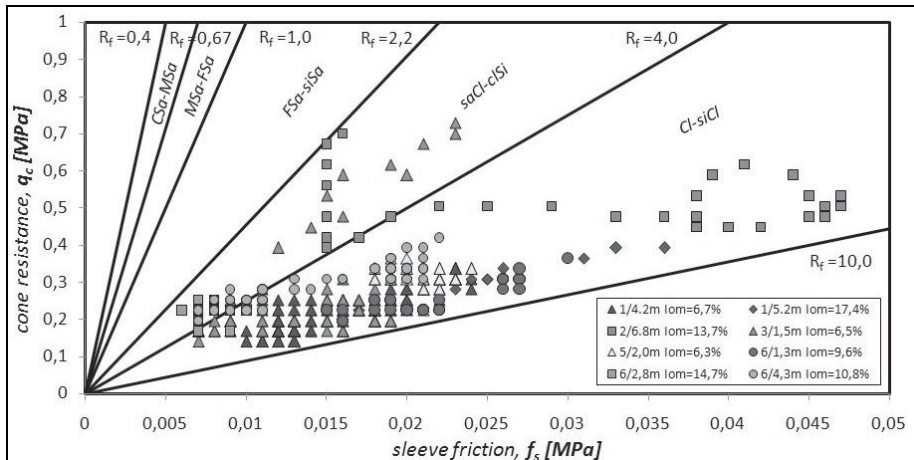
Polskie normy nie zawierają szczegółowych wytycznych dotyczących interpretacji wyników badań gruntów organicznych sondą CPT w aspekcie określenia ich rodzaju, więc do identyfikacji wykorzystano wybrane, najczęściej stosowane w praktyce światowej kryteria. Grunty organiczne, mimo że nie są gruntami prekonsolidowanymi, często charakteryzują się podobnymi do tych gruntów właściwościami [17,18], dlatego w pracy wykorzystano również wytyczne zawarte w normie do badań polowych PN-B-04452:2002 [3], dotyczące klasyfikowania gruntów prekonsolidowanych na podstawie sondowań CPT.

Pierwszą próbę identyfikacji gruntów przeprowadzono nanosząc wyniki badań na wykres (rys. 4) przedstawiający jeden z wcześniejszych systemów klasyfikacji gruntów na podstawie sondowań statycznych (Kulhawy, Mayne)[1].



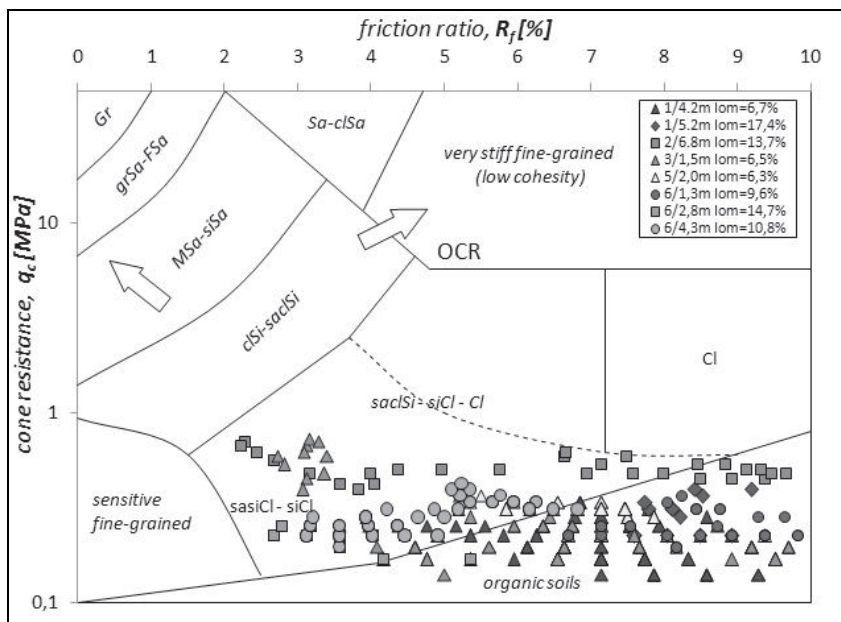
Rys. 4. Przykład wstępnej interpretacji wyników badań lokalnych gruntów organicznych sondą CPT

Następnie wykorzystano zmodyfikowany pierwszy z normowych wykresów, czyli diagram zaproponowany przez Marra [2,3,4], a rezultaty przedstawiono na rysunku nr 5.



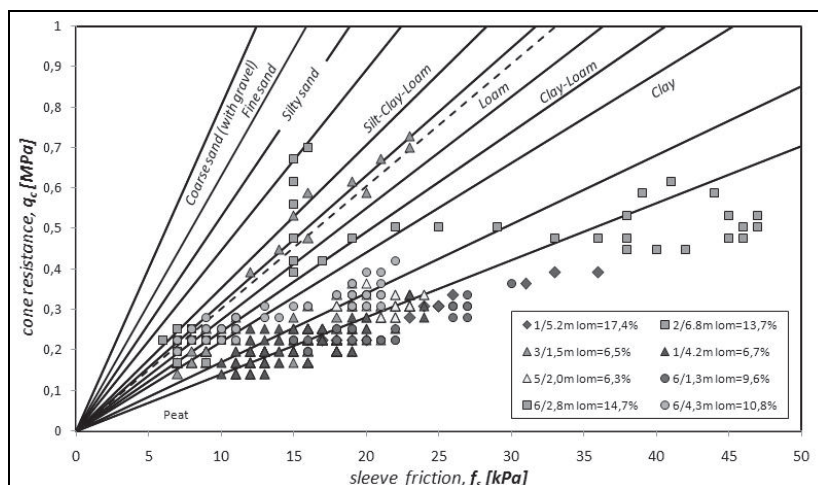
Rys. 5. Identyfikacja rozpatrywanych gruntów organicznych wg kryterium Marra

Kolejne przedstawione w pracy kryterium identyfikacyjne (rys.6) zawiera wytyczne przestawione na nomogramie Robertsona, zaadoptowanym do warunków polskich (Młynarek i inni) [4,5] i zaprezentowanym w normie [3] w odniesieniu do gruntów grupy genetycznej A, B i D.



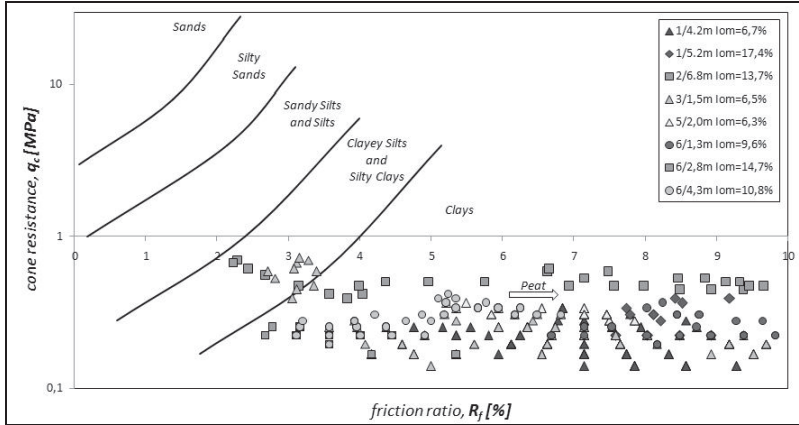
Rys. 6. Identyfikacja gruntów wg nomogramu Robertson'a zaadoptowanego dla warunków polskich

Rezultaty sondowań CPT naniesione na diagram Bergmanna [2] przedstawiono na rysunku 7, zaś Robertsona i Campanelli [2] na rysunku nr 8.

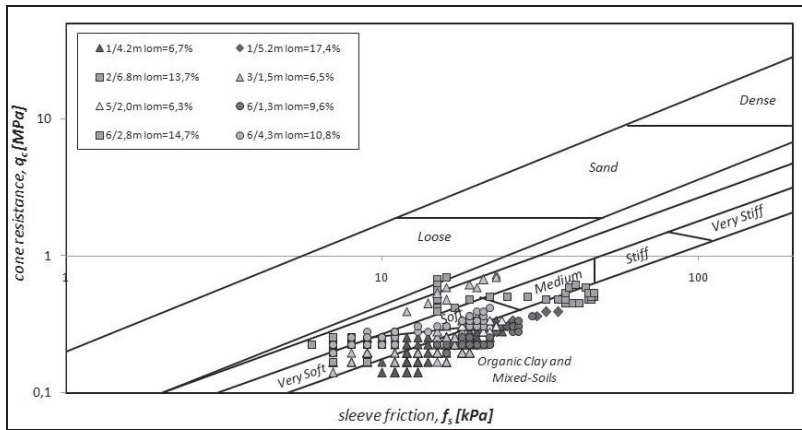


Rys. 7. Lokalizacja badanych gruntów organicznych na nomogramie zaproponowanym przez Bergmanna

Ostatni z przedstawionych wykresów (rys. 9) przedstawia wartości pomierzone parametrów badanych gruntów organicznych naniesione na schemat opracowany przez Schmertmanna, a uwzględniający kryterium Bergmanna [2].



Rys. 8. Klasyfikacja gruntów według nomogramu autorstwa Robertsona i Campanelli



Rys. 9. Nomogram Schmertmanna uwzględniający kryterium Bergmanna

4. Wyniki przeprowadzonych analiz

Analiza wyników sondowań sondą statyczną CPT w aspekcie ich przydatności do identyfikacji lokalnych gruntów organicznych, która byłaby pomocna do sporządzenia profili gruntowych czy przekrojów geotechnicznych nie przyniosła jednoznacznych rezultatów. Mimo iż wszystkie badane grunty należały wg podziału normowego [19] tylko do jednego rodzaju: gruntów organicznych (6-20% zawartości części organicznych), to umiejscowienie wartości pomierzonych wiodących parametrów, czyli oporu pod stożkiem i na pobocznicy oraz obliczonego na ich podstawie współczynnika tarcia na diagramach reprezentujących różne kryteria klasyfikacyjne wykazało, że znajdują się w obszarach przypisanych różnym rodzajom gruntów. Na pierwszym diagramie (rys.4) wyraźnie widać, że wyniki lokalizowane są zarówno w obszarze gruntów prekonsolidowanych (Peat, clOr), jak i normalnie skonsolidowanych (Cl, Si a nawet clSa, siSa). Kryterium Marra (rys.5) definiuje badane grunty jako grunty ilaste (saCl-Cl-siCl). Na wykresie (rys.6) normowym (adoptowanym Robertsona) zasięg punktów identyfikacyjnych niemal w połowie przypadków wykraczał poza część wydzieloną dla gruntów organicznych, lokalizując je w paśmie glin (sasiCl, saclSi), iłów pylastych (siCl) i samych iłów (Cl). Natomiast diagram Bergmanna (rys.7)

przyporządkowuje omawiane grunty do torfów (Peat), ilów (Cl), glin (Loam) i mieszanych (Clay-Loam, Loam, Silt-Clay-Loam). Klasyfikacja gruntów według diagramu autorstwa Robertsona i Campanelli (rys.8) określiła badane grunty jako torfy (Peat) graniczące z ilami (Cl) i w niewielkim stopniu gruntami mieszanymi pylasto-ilastymi (clSi, siCl). Przyjmując za układ odniesienia schemat Schmertmanna uwzględniający kryterium Bergmanna (rys.9) stwierdzono, że poddane analizie grunty zaliczane są do bardzo słabych, słabych i średniej wytrzymałości ilów organicznych (orCl) oraz gruntów mieszanych (Mixed Soils). Należy podkreślić, że bardzo istotny wpływ na uzyskane wyniki ma niewątpliwie również wyjątkowa w odniesieniu do gruntów mineralnych niejednorodność szkieletu gruntowego, w którym rozmieszczenie części organicznych jest losowe.

Z przeanalizowanych kryteriów najbardziej przydatny wydaje się być sposób identyfikacji oparty na systemie Schmertmanna, gdyż oprócz, jednoznacznego zdefiniowania gruntu w pewnych granicach umożliwi rozróżnienie tych gruntów pod względem wytrzymałości jako bardzo słabe, słabe i średnie, przy pomierzonym oporze pod stożkiem nie przekraczającym 700kPa i 50kPa na pobocznicy, co może być istotne do celów inżynierskich. Zobrazowane w pracy wyniki badań gruntów organicznych sondą statyczną CPT nie umożliwiają szczegółowego rozpoznania rodzaju gruntu organicznego ze względu na zwartość części organicznych czy genezę, dlatego zdaniem autora konieczne jest opracowanie nowych wytycznych, które pozwolą na podstawowe klasyfikowanie gruntów zgodnie z zaleceniami współczesnych norm klasyfikacyjnych [3,8,9].

Niniejsza praca powstała dzięki współpracy z Zakładem Usług Geotechnicznych GEOTECH sp. z o.o. z siedzibą w Tyczynie, który udostępnił autorowi obszerną dokumentację geotechniczną wraz z wynikami badań sondą statyczną CPT i wyraził zgodę na wykorzystanie do celów naukowo-badawczych, za co serdecznie dziękuję.

Literatura

- 1 Kulhawy F.H., Mayne P.W. Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design. Research Project 1493-6. Cornell University, 1990.
- 2 Eslami A., Fellenius B.H. CPT and CPTu data for soil profile interpretation: review of methods and proposed new approach. Iranian Journal of Science & Technology. Transaction B. Vol.28. No B1. Shiraz University (2004) 71-86.
- 3 PN-B-04452:2002 Geotechnika Badania polowe.
- 4 Pietrzykowski P. Emskie gytie I kreda jeziorna z Warszawy jako przykład “mocnych” gruntów organicznych. Biuletyn PIG 446 (2011) 385-386.
- 5 Robertson P. K., Cabal (Robertson) K.L. Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering. Gregg Drilling & Testing, Inc., 2012.
- 6 Robertson P. K. Interpretation of in-situ tests – some insights. Mitchell Lecture - ISC'4 Brazil (2012) 1-22.
- 7 Młynarek Z., Tschuschke W., Wierzbicki J. Klasyfikacja gruntów pod łoża budowlanego metodą statycznego sondowania, XI Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania. Geotechnika w budownictwie i transporcie (1997) 119-126.
- 8 PN-EN ISO 14688-1. Badania geotechniczne. Oznaczanie i klasyfikowanie gruntów. Część 1. Oznaczenie i opis.
- 9 PN-EN ISO 14688-2. Badania geotechniczne. Oznaczanie i klasyfikowanie gruntów. Część 2. Zasady klasyfikowania.
- 10 Straż G. O niektórych problemach związanych z określaniem parametrów geotechnicznych rzeszowskich gruntów organicznych, w: Badania i analizy wybranych zagadnień z budownictwa. (ed. Bzówka J.) Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2011, s.143-150.

- 11 Straż G. Parametry wytrzymałościowe rzeszowskich namulów i torfów. Oficyna wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej. Rzeszów, 2011
- 12 Młynarek Z., Wierzbicki J. Nowe możliwości i problemy interpretacyjne polowych badań gruntów. *Geologos* 11 (2007) 97-118.
- 13 Młynarek Z. Regional report for CPT in east European countries. *Architecture Civil Engineering Environment*. Vol.4, no.1 (2011) 55-75.
- 14 National Cooperative Highway Research Program. Cone Penetration Testing. A Synthesis of Highway Practice. Transportation Research Board. Washington, 2007.
- 15 PN-EN 1992-1. Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 2: Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego.
- 16 Dokumentacja geologiczno-inżynierska na rozpoznanie warunków geologiczno – inżynierskich dla potrzeb budowy budynku wielopiętrowego przy ul. Witolda w Rzeszowie. GEOTECH sp. z o.o., Zakład Usług Geologicznych i Projektowych Budownictwa i Ochrony Środowiska. Rzeszów, 2010.
- 18 Lechowicz Z., Szymański A. Odkształcenia i stateczność nasypów na gruntach organicznych. Cz.1. Metodyka badań. Wydawnictwo SGGW. Warszawa, 2002.
- 19 Wolski W. Geotechnical properties of peats and peaty soils. Methods of their determination. General report, Proc. 2nd Baltic Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tallin, 1988.

Identification of local organic soils based on cone penetration test results

Grzegorz Straż

Department of Geodesy and Geotechnics, Faculty of Civil Engineering and Environmental Engineering, Rzeszów University of Technology, e-mail: gstraz@prz.edu.pl

Abstract: This paper presents the results of attempts to identify organic soils on the basis of test results performed under in situ conditions by cone penetration testing (CPT). The results of 439 selected tests were analysed which reflected the behaviour of local organic soils of organic matter ranging from 6,3 to 17,4%. Crucial to soil investigation were values measured of cone resistance (q_c) and sleeve friction (f_s) and the friction ratio (R_f) estimated according to those values. To identify organic soils, selected criteria were used, proposed among others by: Mayne, Marr, Bergmann, Schmertmann, Capanella and Robertson [2,5]. An analysis showed that an identification of organic soil types in terms of the present classification of standards, in view of the criteria used, is ambiguous and does not allow to identify them precisely by CPT.

Keywords: organic soils, peat, cone penetration CPT

Znaczenie efektywnych wartości parametrów gruntu w określaniu nośności podłoża spoistego

Krzysztof Wilk

Katedra Geodezji i Geotechniki im. Kaspra Weigla, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Rzeszowska im. Ignacego Łukasiewicza, e-mail: kwilk@prz.edu.pl

Streszczenie: W pracy zaprezentowane zostały analizy wpływu wzrostu ciśnienia wody w porach gruntu (podczas wyznaczania parametrów wytrzymałościowych) na nośność podłoża spoistego określaną w oparciu o metodykę podaną w normie PN-EN-1997-1 [1]. Parametry służące określeniu wytrzymałości gruntu mogą być wyznaczane poprzez bezpośrednie badania (w aparacie trójosiowego ściskania) lub metodami pośrednimi. Wykorzystywane w poprzedniej normatywie PN-81/B-03020 [2] korelacje parametrów fizycznych i wytrzymałościowych odnoszą się do parametrów całkowitych – nie uwzględniając w jakiej części obciążenia przenoszone są przez wzrost ciśnienia wody w porach gruntu, a w jakiej przez szkielet gruntowy. Problem skuteczności rozpraszania nadmiernego ciśnienia wody w porach gruntu podczas obciążenia dotyczy zwłaszcza gruntów o drobnym uziarnieniu – gruntów spoistych. Brak jest zdefiniowanych zależności, które można wykorzystać przy pośrednim określeniu parametrów takich gruntów celem wyznaczenia nośności podłoża spoistego wg PN-EN-1997-1.

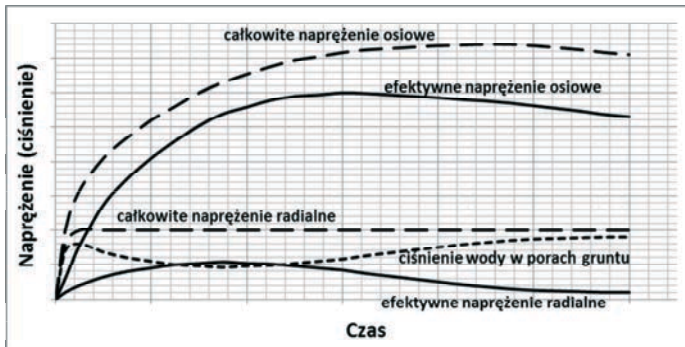
Słowa kluczowe: nośność podłoża, parametry efektywne, badania trójosiowe, normatywy

1. Wprowadzenie

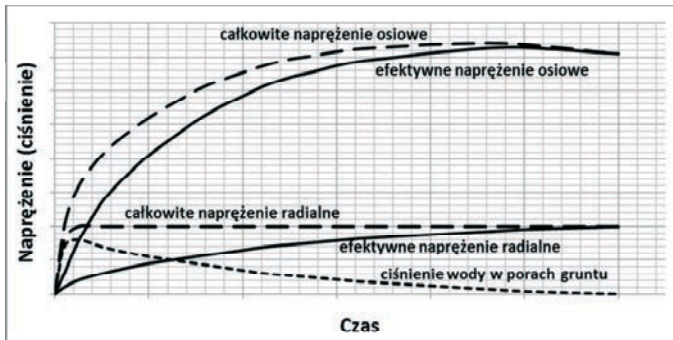
Wprowadzenie normy PN-EN-1997-1:2008 „Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne” [1] zmieniło w niektórych aspektach podejście do projektowania konstrukcji geotechnicznych, w tym również projektowania posadowień bezpośrednich. Nowa norma jest dosyć oszczędna w podawaniu szczegółów zalecanych metod kalkulacyjnych, skupiając się na ogólnych wskazówkach i zaleceniach dla projektantów obiektów budowlanych. Stało się to bezpośrednim przyczynkiem powstania szeregu publikacji opisujących nową metodykę projektowania [3, 4, 5], jak również analiz porównawczych nowych i wcześniej obowiązujących normatywów [6, 7]. Wspomniane zestawienia odnosiły się do określania nośności fundamentów bezpośrednich, gdyż jedynie w nawiązaniu do takich zagadnień podana w załączniku D normy [1] procedura jest jednoznaczna. W przytoczonych wcześniej analizach [6, 7] porównywana jest jednak nośność podłoża przy założeniu takich samych wartości parametrów wytrzymałościowych, kąta tarcia wewnętrznego i spójności gruntu. Tymczasem w obliczeniach prowadzonych w oparciu o PN-EN-1997-1:2008 [1] wykorzystywane powinny być efektywne wartości parametrów gruntu, natomiast we wcześniej obowiązującej normie PN-81/B-03020 [2] stosowane były parametry całkowite (pozorne). Ta „subtelna” różnica może mieć istotne znaczenie dla sprawdzanych warunków nośności podłoża pod fundamentami bezpośrednimi.

2. Znaczenie wzrostu ciśnienia wody w porach gruntu

Podstawowym sposobem określania parametrów wytrzymałościowych są badania wykonywane w aparacie trójosiowego ściskania. W wyniku obciążania próbki gruntu umieszczonej w komorze aparatu trójosiowego ściskania zwiększa się ciśnienie wody zawartej w porach gruntu. Intensywność zwiększania się tego ciśnienia zależy od stopnia nasycenia próbki, porowatości (uziarnienia) oraz lokalnych niejednorodności struktury gruntu. Jeżeli badanie prowadzone jest w warunkach bez odpływu, ciśnienie wody wraz ze wzrostem odkształcenia próbki wzrasta (rys. 1.). Na początku takiego badania często zauważalny jest intensywny wzrost wspomnianego ciśnienia spowodowany m. in. szybszym przyrostem odkształceń (wskutek przyłożenia obciążenia – zwłaszcza radialnego) oraz koncentracją wody w dolnej części próbki, a następnie jego częściowe zmniejszenie związane z przemieszczaniem się wody w porach. W przypadku umożliwienia odpływu wody z badanej próbki ciśnienie wody po początkowym wzroście cały czas maleje (rys. 2.).



Rys. 1. Schemat zmian wartości naprężenia działającego na próbkę gruntu oraz zmian wartości ciśnienia wody w porach gruntu podczas badania w aparacie trójosiowego ściskania gruntu spoiowego w warunkach bez odpływu



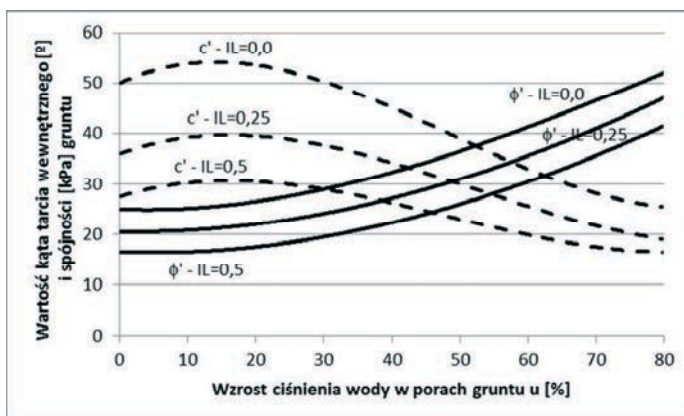
Rys. 2. Schemat zmian wartości naprężenia działającego na próbkę gruntu oraz zmian wartości ciśnienia wody w porach gruntu podczas badania w aparacie trójosiowego ściskania gruntu spoiowego w warunkach z odpływem

Parametry efektywne gruntu (ką tarcia wewnętrzny, spójność) odnoszą się do wytrzymałości samego szkieletu gruntowego – obciążenia działające na próbkę należy zredukować o wartość ciśnienia wody zawartej w gruncie w momencie jej zniszczenia (rys. 1., rys. 2.). Równorzędne traktowanie zatem parametrów efektywnych i całkowitych jest zasadne jedynie w przypadku, gdy ciśnienie wody w badanej próbce będzie równe 0 – ich wartości będą wówczas takie same.

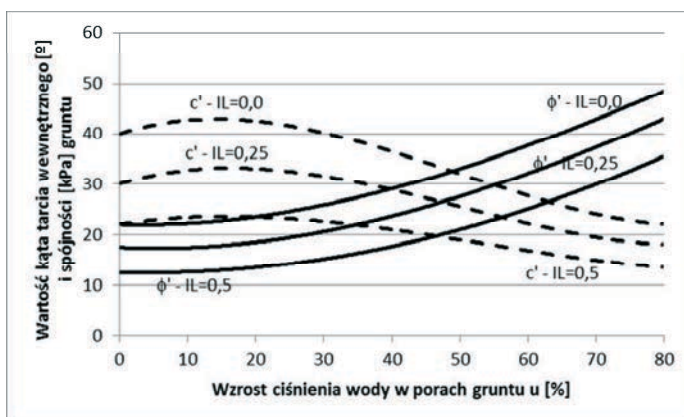
3. Wpływ wzrostu ciśnienia wody w porach gruntu na wartości parametrów wytrzymałościowych

Odptyw wody z próbek gruntów o większym uziarnieniu i tym samym większych wymiarach porów – gruntów niespoistych, podczas badań trójosiowych jest stosunkowo szybki, w związku z powyższym można założyć, że ciśnienie wody w trakcie badań rozproszy się całkowicie. Można tym samym uznać, że wartości parametrów całkowitych będą porównywalne (równe) z parametrami efektywnymi. Uzasadnia to wykorzystanie podanych w normie [2] zależności celem ustalenia nośności fundamentów bezpośrednich posadowionych na podłożu niespoistym według [1].

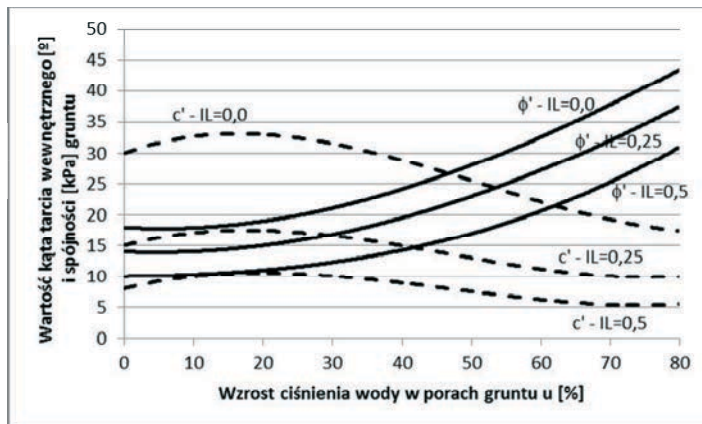
W odniesieniu do gruntów spoistych podobne rozumowanie nie ma uzasadnienia. W związku z powyższym przeprowadzone zostały analizy zróżnicowania wartości parametrów efektywnych względem całkowitych zależnie od poziomu ciśnienia wody w porach gruntu podczas hipotetycznych badań trójosiowych. Wyniki przeprowadzonych analiz przedstawiono na rysunkach 3., 4., 5. i 6. Nawiązano w nich do zamieszczonych w uprzedniej normie [2] zależności pomiędzy fizycznymi i wytrzymałościowymi parametrami gruntów spoistych z uwzględnieniem ich podziału na podstawie genezy.



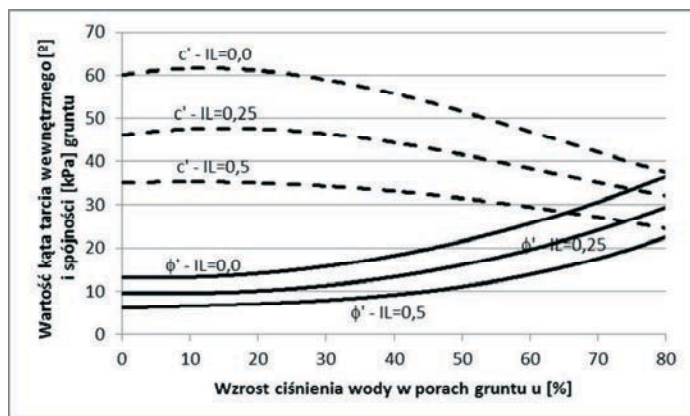
Rys. 3. Zmiany wartości parametrów wytrzymałościowych w zależności od udziału ciśnienia wody w porach gruntu w stosunku do radialnego obciążenia próbki dla gruntów o genezie A



Rys. 4. Zmiany wartości parametrów wytrzymałościowych w zależności od udziału ciśnienia wody w porach gruntu w stosunku do radialnego obciążenia próbki dla gruntów o genezie B



Rys. 5. Zmiany wartości parametrów wytrzymałościowych w zależności od udziału ciśnienia wody w porach gruntu w stosunku do radialnego obciążenia próbki dla gruntów o geniezie C



Rys. 6. Zmiany wartości parametrów wytrzymałościowych w zależności od udziału ciśnienia wody w porach gruntu w stosunku do radialnego obciążenia próbki dla gruntów o geniezie D

W przeprowadzonych wyżej analizach przyjęto, że wzrost ciśnienia wody w porach gruntu u jest proporcjonalny do całkowitego obciążenia radialnego działającego na próbkę badaną w aparacie trójosiowego ściskania. Zmiany wartości parametrów przedstawione zostały dla różnych wartości stopnia plastyczności, co stanowi nawiązanie do zależności proponowanych w normie PN-81/B-03020 [2].

Dla wszystkich typów podłoża wraz ze wzrostem ciśnienia wody w porach gruntu efektywny kąt tarcia wewnętrznego gruntu zwiększa swoją wartość. Intensywność zmian tego parametru zauważalna jest szczególnie, gdy ciśnienie wody przekracza około 20% obciążenia radialnego próbek. Spójność efektywna w gruncie przy ciśnieniu wody mniejszym od około 15% rośnie, natomiast powyżej tej wartości maleje.

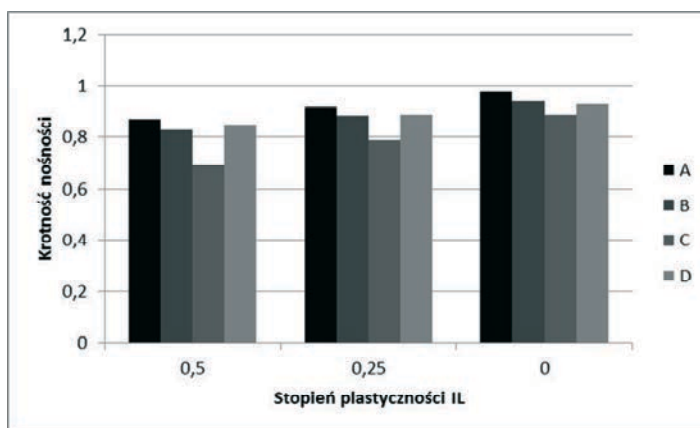
4. Nośność podłoża spoistego a wartości parametrów efektywnych

Poniżej przedstawione zostały wyniki analiz nośności podłoża gruntowego pod fundamentami bezpośrednimi, przeprowadzonych w oparciu o wartości parametrów określone jak w uprzednim rozdziale. Obliczenia wykonane zostały zgodnie z załącznikiem D normy PN-EN-1997-1 [1] i porównane z nośnością określoną w oparciu o PN-81/B-03020 [2].

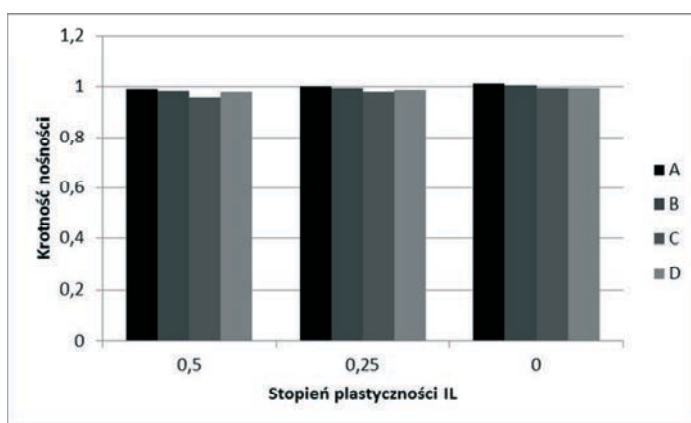
Kalkulacje według obu norm przeprowadzono na charakterystycznych wartościach parametrów gruntowych, bez uwzględniania współczynników częściowych również wobec nośności podłoża.

Analizy dotyczyły nośności pionowej podłoża pod fundamentem bezpośrednim w postaci stopy kwadratowej o wymiarach boków 1,0 x 1,0 m, posadowionej na głębokości 1,0 m, na gruncie o gęstości $2,0 \text{ t/m}^3$, przy braku mimośrodu przyłożenia wypadkowej obciążenia pionowego oraz braku obciążenia poziomego. Analizie poddano również nośność ławy fundamentowej o wymiarach 1,0 x 10,0 m, przy pozostałych założeniach identycznych z opisanymi wcześniej dla stopy.

Zaznaczyć należy, że nośność podłoża spoiestego określana na parametrach charakterystycznych wg [2] jest w większości sytuacji większa niż określana wg [1] dla takich samych wartości parametrów. Dotyczy to zwłaszcza fundamentów o wymiarach kwadratowych lokalizowanych na słabszym podłożu (rys. 7., rys. 8.).



Rys. 7. Porównanie nośności fundamentu kwadratowego 1,0 x 1,0 m na podłożu spoiestym obliczonej wg norm [1] i [2] przy braku wzrostu ciśnienia wody w porach gruntu



Rys. 8. Porównanie nośności fundamentu pasmowego 1,0 x 10,0 m na podłożu spoiestym obliczonej wg norm [1] i [2] przy braku wzrostu ciśnienia wody w porach gruntu

Pomimo pozornych strat nośności podłoża przy założeniu równych wartości parametrów całkowitych i efektywnych gruntu, wraz z ewentualnym wzrostem ciśnienia wody w porach gruntu (podczas badania trójosiowego) zwiększa się w sposób wykładniczy nośność

określana według PN-EN-1997-1 [1] w oparciu o odpowiednie efektywne parametry wytrzymałościowe.

W tabeli 1. i tabeli 2. przedstawiono wyniki uzyskane dla gruntów spoistych o różnej przeszłości geologicznej oraz parametrach efektywnych ustalonych dla 4 różnych wartości ciśnienia wody w porach gruntu (wynoszących 0%, 20%, 50% oraz 80% obciążenia radialnego).

Tabela 1. Porównanie nośności fundamentu kwadratowego 1,0 x 1,0 m na podłożu spoistym, obliczonej wg norm [1] i [2] zależnie od wzrostu ciśnienia wody w porach gruntu

Udział ciśnienia wody w porach badanego gruntu [%]	Symbol genezy geologicznej gruntu wg PN-81/B-03020 [2]			
	A	B	C	D
Dla $I_L=0,00$				
0	0,977	0,938	0,887	0,928
20	1,179	1,118	1,036	1,009
50	2,600	2,285	1,931	1,538
80	21,734	15,817	10,536	5,237
Dla $I_L=0,25$				
0	0,919	0,885	0,787	0,889
20	1,121	1,033	0,949	0,945
50	2,136	1,908	1,607	1,285
80	13,929	10,265	7,467	3,396
Dla $I_L=0,50$				
0	0,870	0,828	0,693	0,850
20	1,021	0,939	0,889	0,906
50	1,756	1,499	1,248	1,085
80	9,071	5,775	5,004	2,227

Tabela 2. Porównanie nośności fundamentu pasmowego 1,0 x 10,0 m na podłożu spoistym, obliczonej wg norm [1] i [2] zależnie od wzrostu ciśnienia wody w porach gruntu

Udział ciśnienia wody w porach badanego gruntu [%]	Symbol genezy geologicznej gruntu wg PN-81/B-03020 [2]			
	A	B	C	D
Dla $I_L=0,00$				
0	1,011	1,005	0,995	0,994
20	1,210	1,187	1,153	1,074
50	2,619	2,373	2,089	1,568
80	23,137	17,013	11,568	5,119
Dla $I_L=0,25$				
0	1,001	0,994	0,979	0,987
20	1,209	1,152	1,170	1,046
50	2,250	2,065	1,936	1,372
80	15,167	11,226	8,962	3,433
Dla $I_L=0,50$				
0	0,991	0,982	0,958	0,980
20	1,154	1,106	1,212	1,039
50	1,930	1,713	1,674	1,213
80	10,014	6,506	6,585	2,359

Analiza zamieszczonych wyżej wyników prowadzi do następujących konkluzji:

- charakter zmian (wzrostu) nośności podłoża gruntowego jest znacznie bardziej intensywny, niż zmiany wartości efektywnych parametrów gruntu związane ze wzrostem ciśnienia wody w porach gruntu podczas wyznaczania tych parametrów,
- zaznacza się dominujący wpływ kąta tarcia wewnętrznego gruntu na nośność podłoża pod fundamentami bezpośrednimi – obserwowany zwłaszcza dla gruntów „mocniejszych” (skonsolidowanych, przy niskiej wartości stopnia plastyczności),
- im „słabsze” podłoże, tym mniejszy przyrost nośności jest zauważalny – spostrzeżenia te dotyczą zarówno zmian konsystencji gruntu, jak i jego skonsolidowania,
- wyjątki od powyższego stwierdzenia stanowią wyniki uzyskane dla gruntów nieskonsolidowanych o symbolu C, gdzie dla małych przyrostów ciśnienia wody w porach (20%) ze wzrostem wartości stopnia plastyczności zwiększają się proporcje przyrostu nośności podłoża.

Uwzględniając wszelkie współczynniki stosowane przy sprawdzaniu warunków nośności podłoża według normy PN-EN-1997-1 (współczynniki częściowe z zestawów A1, M1 i R2 dla podejścia obliczeniowego 2.) oraz normy PN-81/B-03020 (współczynniki obciążenia, materiałowe i współczynnik korekcyjny (metoda B)), zakładając równocześnie taką samą wartość parametrów wytrzymałościowych (całkowitych i efektywnych) należy zauważyć, że dla „mocniejszych” gruntów spoistych zapas nośności określony według obu norm jest podobny, natomiast dla podłoża słabszego większe „bezpieczeństwo” uzyskuje się prowadząc kalkulacje w oparciu o nowy normatyw. W związku z tym, zakładając iż rzeczywiste (efektywne) wartości parametrów szkieletu gruntowego mogą „korzystnie” odbiegać od powszechnie stosowanych parametrów całkowitych, należy stwierdzić, że niedoszacowanie nośności podłoża spoistego może być znacznie większe.

5. Podsumowanie

Przeprowadzone wyżej analizy teoretyczne wykazały, że nieuwzględnianie wpływu ciśnienia wody w porach gruntu na wartości parametrów geotechnicznych może być przyczyną nieekonomicznych rozwiązań bezpośredniego fundamentowania obiektów budowlanych. Ten sam skutek powodować będzie wykorzystywanie dotychczasowych zależności korelacyjnych (zawartych w [2]) celem znalezienia parametrów podłoża spoistego. Takie zależności są wciąż wykorzystywane w znaczącej części dokumentacji geotechnicznych wykonywanych dla potrzeb inwestycji o mniejszym i średnim znaczeniu gospodarczym. Równocześnie w opracowaniach tych można spotkać się z zaleceniami, aby sprawdzenie nośności podłoża zostało przeprowadzone w oparciu o zapisy normy PN-EN-1997-1. Wytyczne takie stanowią sprzeczność, która nie zawsze zostaje zauważona przez projektantów.

Należy podkreślić potrzebę umożliwienia inżynierom pośredniego określania parametrów podłoża szczególnie dla przypadków inwestycji zakwalifikowanych do pierwszej oraz częściowo drugiej kategorii geotechnicznej. Oczywiście najlepszym sposobem wyznaczania parametrów podłoża są i pozostaną bezpośrednie badania prowadzone w laboratorium. Analizy takie są jednak dosyć skomplikowane i wymagają użycia zaawansowanej aparatury. Powoduje to, iż ich wyznaczanie jest kosztowne i czasochłonne, zwłaszcza w odniesieniu do gruntów spoistych. Sama norma Eurokod 7 [1], wskazując na zasadność sprawdzania nośności podłoża z wykorzystaniem efektywnych parametrów wytrzymałościowych nie wyklucza ich określania metodami pośrednimi.

Literatura

- 1 PN-EN-1997-1:2008. Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne.
- 2 PN-81/B-03020. Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- 3 Wysokiński L., Kotlicki W., Godlewski T. Projektowanie geotechniczne według Eurokodu 7. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa, 2011.
- 4 Puła O. Projektowanie fundamentów bezpośrednich według Eurokodu 7. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław, 2012.
- 5 Kotlicki W. Projektowanie posadowień bezpośrednich wg EC7. XXIV Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji. Wisła, 17-20.03.2009 r., Wykłady T.1, PZITB Oddział Małopolski w Krakowie, Kraków, 2009, s. 205-245
- 6 Gosk W. Nośność podłoża gruntowego pod ławą fundamentową według Eurokodu 7 oraz PN-81/B-03020. Budownictwo i Inżynieria Środowiska, Oficyna Wydawnicza Politechniki Białostockiej, Białystok, 2010, s. 127-130.
- 7 Nepelski K. Ocena nośności podłoża gruntowego pod fundamentem bezpośrednim w nawiązaniu do norm europejskich. Budownictwo i Architektura 12(3) 2013, Politechnika Lubelska, Lublin, 2013, s. 113-120.

The meaning of effective soil parameters for determining of the bearing capacity of cohesive soils

Krzysztof Wilk

Department of Geodesy and Geotechnics, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Rzeszow University of Technology, e-mail: kwilk@prz.edu.pl

Abstract: The paper presents the analysis of the bearing capacity of cohesive soils, which was calculated based on the PN-EN-1997-1 methodology. This computations take into account the effect of pore water pressure on the soil strength parameters. The parameters for calculating the strength of the soil can be determined by direct tests (triaxial apparatus) or by indirect methods. Used in the previous norm PN-81/B-03020 correlations of physical parameters and strength parameters relate to the total stress. They do not include, what part of the stress is carried by an increase the pore water pressure, and what part acts on the soil skeleton. The problem of dispersion efficiency of excessive the pore water pressure during load relates in particular the soils with the fine particle sizes - cohesive soils. There is no defined dependencies, which can be used in indirect determining the bearing capacity of cohesive substrate according to PN-EN-1997-1.

Keywords: bearing capacity, effective parameters, triaxial tests, norms

Moduł sprężystości betonów z kruszywami łamanymi z polskich i ukraińskich skał magmowych

Waldemar Budzyński¹, Jacek Góra², Wojciech Piasta³, Tadeusz Turkiewicz⁴

^{1,2} *Katedra Budownictwa Ogólnego, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e-mail: ¹w.budzynski@pollub.pl; ²j.gora@pollub.pl*

³ *Zakład Technologii Betonu i Prefabrykacji, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Świętokrzyska w Kielcach, e-mail: wpiasta@tu.kielce.pl*

⁴ *Instytut Nauk Technicznych i Lotnictwa, Państwowa Wyższa Szkoła Zawodowa w Chełmie, e-mail: turkiewicz@pwsz.chelm.pl*

Streszczenie: Przedstawiane wyniki badań dotyczą modułu sprężystości i wytrzymałości na ściskanie betonów zwykłych z różnymi kruszywami grubymi. Analizowane są także wyniki badań kruszyw (3 łamanych granitowych, 3 bazaltowych, granodiorytowego i naturalnego żwiru). Czynnikiem zmiennym w badaniach jest rodzaj kruszywa grubego. Na podstawie analiz regresji i korelacji stwierdzono statystycznie istotny wpływ wskaźnika rozkruszenia kruszywa na moduł sprężystości betonu w przeciwieństwie do nieistotnego wpływu wytrzymałości betonu na moduł. W przypadku 4 betonów: z 2 granitami polskimi, granitem ukraińskim oraz bazaltem ukraińskim, stwierdzono mniejsze wartości modułów sprężystości w porównaniu z odpowiednimi wartościami normowymi.

Słowa kluczowe: beton, moduł sprężystości, kruszywo grube, granit, bazalt, granodioryt

1. Wprowadzenie

Ważnymi czynnikami kształtującymi właściwości wytrzymałościowe i odkształceniowe betonu są przyczepność pomiędzy zaczynem cementowym a ziarnami kruszywa grubego oraz mikrostruktura warstwy przejściowej, w obszarze, której pod obciążeniem występuje koncentracja naprężeń z powodu różnicy modułów sprężystości stwardniałego zaczynu cementowego i kruszywa [1]. Ze względu na rodzaj zastosowanego kruszywa różnica ta, jak i przyczepność mogą się zmieniać w betonach o tym samym składzie ilościowym. Dlatego wpływ rodzaju kruszywa grubego na właściwości odkształceniowe jest zwykle znaczący [2,3,4,5]. W związku z tym, że moduł sprężystości charakteryzuje odkształcalność betonu poniżej lub na poziomie naprężenia inicjującego (pierwszego naprężenia krytycznego), wyznaczającego rozpoczęcie powstawania nowych mikrorys pod obciążeniem doraźnym, wpływ przyczepności zaczynu do kruszywa na moduł sprężystości może być istotniejszy niż jego wpływ na wytrzymałość betonu [6]. Ponadto należy pamiętać, że kruszywo grube zajmuje około połowy objętości betonu, dlatego odkształcalność betonu pod obciążeniem jest także bezpośrednio związana z właściwościami mechanicznymi kruszywa.

Ze względu na niedobór we wschodnich regionach Polski kruszyw grubych ze skał magmowych o uniwersalnym przeznaczeniu, w tym do wykonywania betonów drogowych i mostowych, kruszywa te zaczęto importować ze złóż w zachodniej Ukrainie. Jakość i przydatność kruszyw ukraińskich do betonów należy zbadać i sprawdzić, czy mogą zastąpić odpowiednie kruszywa polskie.

2. Materiały i metodyka badań

Badaniom poddano 7 grubych kruszyw łamanych ze skał magmowych i jedno żwirowe. Cztery kruszywa pochodziły z południowo-zachodniej Polski – bazalt z Winnej Góry k. Piotrowic, bazalt z Gracze, granit z Siedlimowic k. Strzegomia i granit z Granicznej k. Strzegomia. Trzy kruszywa pochodziły z zachodniej Ukrainy – bazalt z kopalni Iwaniczki, granit z kopalni Vyryvskij Karjer oraz granodioryt z kopalni Klesov. Ponadto porównawczo zastosowano kruszywo naturalne otoczkowe z KSM Suwałki. Kruszywa badano w zakresie gęstości objętościowej, wytrzymałości na miążdżenie (określono wartości wskaźników rozkruszenia), zawartości ziaren nieforemnych oraz zawartości pyłów mineralnych [8]. Jako kruszywo drobne zastosowano piasek naturalny, płukany z KSM Suwałki. Dla piasku wykonano badania gęstości objętościowej i zawartości pyłów mineralnych, które wyniosły odpowiednio 2,65 kg/dm³ i 0,43%. Z każdym z badanych kruszyw wykonano beton o współczynniku w/c = 0,55. Ze względu na różne gęstości objętościowe stosowanych kruszyw grubych przyjęto zasadę zachowania stałej objętości składników w każdym betonie. Stosowano cement portlandzki CEM I 42,5 R. Skład mieszanek betonowych podano w tabeli 1.

Tabela 1. Skład mieszanek betonowych

składniki betonu	oznaczenie betonu (rodzaj kruszywa grubego)							
	bazalt PL (Winna Góra)	bazalt PL (Gracze)	bazalt UA (Iwaniczki)	granit PL (Siedlimowice k.Strzegomia)	granit PL (Graniczna k.Strzegomia)	granit UA (Vyryvskij Karjer)	granodioryt UA (Klesov)	żwir PL (KSM Suwałki)
cement, kg/m ³	350							
kruszywo 2÷8 mm, kg/m ³	644	657	626	569	578	580	576	576
kruszywo 8÷16mm, kg/m ³	644	657	626	569	578	580	576	576
piasek, kg/m ³	681							
woda, dm ³ /m ³	193							

Z każdego betonu wykonano 6 próbek walcowych o średnicy 150 mm i wysokości 300 mm (3 przeznaczono do badania wytrzymałości na ściskanie, 3 do badania modułu sprężystości betonu). Próbki zbadano po 28 dniach dojrzewania w wodzie. Górne powierzchnie próbek oszlifowano, uzyskując gładkość i równoległość podstaw.

3. Analiza wyników badań

3.1. Kruszywa

Na podstawie wyników badań wytrzymałości na miążdżenie (tab. 2), polskie kruszywa granitowe sklasyfikowano do najniższej marki - 20, natomiast pozostałe kruszywa jako najwyższej jakości w swojej klasie petrograficznej [8]. Wyniki badań zawartości ziaren nieforemnych oraz pyłów mineralnych, w przypadku wszystkich kruszyw, są zgodne z odpowiednimi normowymi wartościami granicznymi. Największą porowatość całkowitą stwierdzono w przypadku ziaren bazaltu ukraińskiego (2,72%) i polskiego granitu z Siedlimowic (2,62%). Wartości te są nieznacznie większe od porowatości żwiru (2,59%).

Tabela 2. Wyniki badań zastosowanych kruszyw grubych

Rodzaj kruszywa	Frakcja mm-mm	Badana właściwość								
		Gęstość objętościowa kg/dm ³	Gęstość właściwa kg/dm ³	Porowatość całkowita %	Wskaźnik rozkruszenia		Zawartość ziaren nieforemnych %		Zawartość pyłów mineralnych %	
					Xri %	Xrm %	Zni %	Znm %	Zpi %	Zpm %
bazalt PL (Winna Góra)	2-8	2,94	3,01	2,33	4,3	4,6	5,7	4,2	0,40	0,35
	8-16				4,9		2,7		0,30	
bazalt PL (Gracze)	2-8	3,00	3,06	1,96	3,9	4,0	8,1	7,9	0,50	0,44
	8-16				4,0		7,9		0,30	
bazalt UA (Iwaniczi)	2-8	2,86	2,94	2,72	3,9	6,6	6,1	6,6	0,68	0,66
	8-16				8,5		6,9		0,65	
granit PL (Siedlimowice k. Strzegomia)	2-8	2,60	2,67	2,62	14,9	15,1	4,9	3,0	0,16	0,13
	8-16				15,3		1,6		0,10	
granit PL (Graniczna k. Strzegomia)	2-8	2,64	2,69	1,86	14,5	14,8	8,5	8,3	0,90	0,69
	8-16				15,3		8,2		0,30	
granit UA (Vyriwskij Karjer)	2-8	2,65	2,67	0,75	5,9	8,0	3,5	4,2	0,27	0,26
	8-16				9,8		4,8		0,24	
granodioryt UA (Klesov)	2-8	2,63	2,66	1,13	6,2	6,0	10,3	8,3	0,28	0,26
	8-16				5,8		6,7		0,24	
żwir PL (KSM Suwałki)	2-8	2,63	2,7	2,59	7,5	9,3	0,7	3,1	0,22	0,21
	8-16				10,6		5,0		0,20	

3.2. Betony

W tabeli 3 podano wartości średnie modułów sprężystości E_{cm} , wytrzymałości na ściskanie f_{cm} oraz klasy wytrzymałości betonów, a także normowe wartości $E_{cm,PN}$, odpowiadające klasom [7].

Tabela 3. Właściwości badanych betonów

właściwości	oznaczenie betonów							
	bazalt PL (Winna Góra)	bazalt PL (Gracze)	bazalt UA (Iwaniczi)	granit PL (Siedlimowice k. Strzegomia)	granit PL (Graniczna k. Strzegomia)	granit UA (Vyriwskij Karjer)	granodioryt UA (Klesov)	żwir (KSM Suwałki)
E_{cm} [GPa]	34,9	35	27,7	23,6	26,2	30,7	33	31,3
f_{cm} , cyl [MPa]	44,2	48,8	40,8	39,7	39,1	40,1	37,9	38
	wartości normowe							
1. wytrz. betonu	C40/50	C40/50	C35/45	C35/45	C35/45	C35/45	C30/37	C30/37
$E_{cm, PN}$ [GPa]	35,0*)/42,0	35,0*)/42,0	34,0*)/40,8	34	34	34	32	32

*) - zgodnie z PN-EN 1992-1-1:2008 wartości E_{cm} należy zwiększyć o 20% dla kruszywa bazaltowego

Wyniki badań modułu sprężystości sześciu betonów, wykonanych z innymi kruszywami niż polskie kruszywa bazaltowe, wskazują na inną zależność od rodzaju kruszywa niż wytrzymałość na ściskanie. Mimo praktycznie jednakowej wytrzymałości, moduł sprężystości tych betonów jest znacząco zróżnicowany (od 23,6 do 33,0 GPa), co nie potwierdza „mocnej” zależności modułu od wytrzymałości betonu. Najbardziej charakterystyczna jest bardzo mała wartość modułu sprężystości betonów z polskimi kruszywami granitowymi z Siedlimowic i Granicznej, który był odpowiednio równy 23,6 i 26,2 GPa, mimo że ich wytrzymałość wynosiła 39,7 i 39,1 MPa. Zgodności z małą wytrzymałością nie wykazał także beton z kruszywem granodiorytowym o stosunkowo dużym module sprężystości (33,0 GPa).

Małe wartości modułu E_{cm} oraz wytrzymałości f_{cm} betonu z ukraińskim kruszywem bazaltowym są zbieżne z małą gęstością objętościową bazaltu ukraińskiego wynoszącą 2,86 kg/dm³, mniejszą od typowych gęstości kruszyw bazaltowych 2,95-3,05 kg/dm³, oraz dużym wskaźnikiem rozkruszenia frakcji 8-16 mm tj. 8,5%. Mniejsza gęstość objętościowa ukraińskiego bazaltu, gorsze właściwości kruszywa bazaltowego i wykonanego z niego betonu mogą być konsekwencją częściowego zwietrzenia skały, potwierdzonego przez występowanie w jego składzie fazowym minerału ilastego - nontronitu [9].

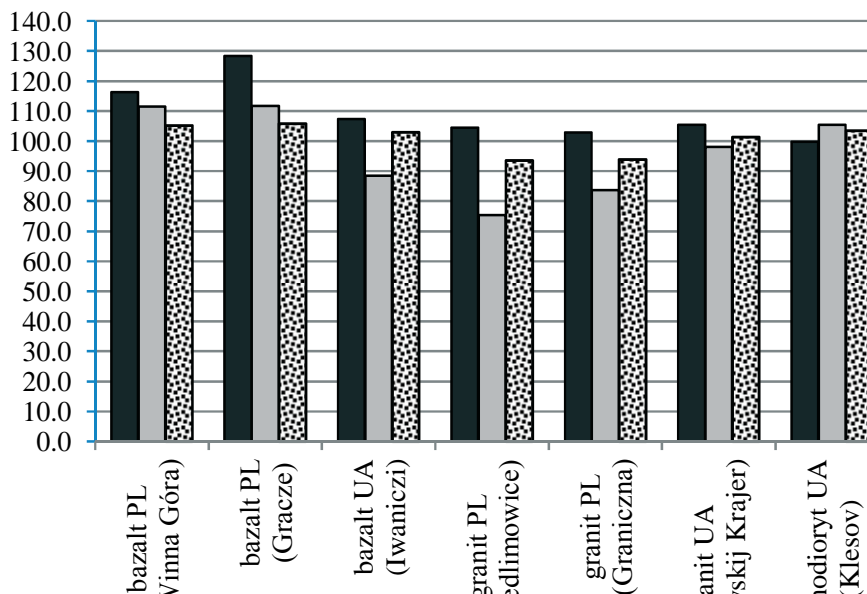
Wartości E_{cm} betonów z polskimi bazaltami są o 20% mniejsze od wartości $E_{cm,PN}$, czyli są zgodne z podstawowymi wartościami modułów podanymi w tabeli normy [7], bez zwiększania tych wartości zgodnie z zaleceniami normowymi właśnie o 20%. Zdecydowanie największe rozbieżności wystąpiły przy zastosowaniu bazaltu ukraińskiego (kopalnia Iwaniczi), wartości modułu są mniejsze aż o 32%. W przypadku betonów z każdym kruszywem granitowym stwierdzono znacząco mniejsze wartości E_{cm} w porównaniu do $E_{cm,PN}$ - od 10% (kopalnia Vyrivskij Karjer) do 30% (kopalnia Siedlimowice). Wśród kruszyw ukraińskich, wyróżnia się granodioryt, przy zastosowaniu którego otrzymana wartość E_{cm} jest o 3% większa od wartości $E_{cm,PN}$. Wartość E_{cm} betonu z kruszywem żwirowym jest mniejsza tylko o 2%. Zalecenie zwiększenia o 20% podanych w normie [7] wartości modułów sprężystości może być niewłaściwe. Szczególnie dotyczy to złóż, w których mogą występować objawy zwietrzenia skały, tak jak w przypadku bazaltu ukraińskiego, co pogarsza właściwości surowca skalnego.

Analizując wyniki badań kruszyw oraz wytrzymałości na ściskanie wszystkich betonów, nie stwierdzono jednoznacznych zależności (rys. 1). Jedynie w przypadku trzech kruszyw bazaltowych można zauważyć, że wytrzymałość betonu na ściskanie jest odwrotnie proporcjonalna do wskaźnika rozkruszenia (czyli proporcjonalna do wytrzymałości na miażdżenie). W pozostałych przypadkach taka relacja nie występuje. Bardzo dobre właściwości betonów z polskimi kruszywami bazaltowymi, mogą oprócz najlepszej wytrzymałości na miażdżenie dodatkowo wynikać z mikroszorstkości bazaltu występującej w zakresie do około 10 μ m [10]. Z kolei granit, jako skała gruboziarnista [11] zawiera duże kryształy kwarcu o gładkim, muszlowym przełamie, co w znaczący sposób może obniżać przyczepność zaczynu cementowego do granitu. Podobna tekstura powierzchni ziaren występuje w granodiorycie.

4. Dyskusja wyników badań

Na rysunku 1 porównano względne udziały ziaren nierozkruszonych ($100 - X_{rm}$), wytrzymałości f_{cm} oraz moduły E_{cm} betonów z poszczególnymi kruszywami magmowymi w proporcji do odpowiednich właściwości betonu ze żwirem. Wartości f_{cm} i E_{cm} betonu z kruszywem żwirowym oraz ($100 - X_{rm}$) kruszywa żwirowego przyjęto jako poziom

odniesienia (100%), podobnie jak w normie [7] przy ustaleniach dotyczących wartości współczynników korygujących moduły betonów z różnymi kruszywami.



Rys. 1. Wartości względne udziału ziaren nierozkruszonych w kruszywach ($100 - X_{m}$), wytrzymałości na ściskanie f_{cm} oraz modułu sprężystości E_{cm} betonów z tymi kruszywami w stosunku do właściwości żwiru i betonu ze żwirzem (wartości 100%)

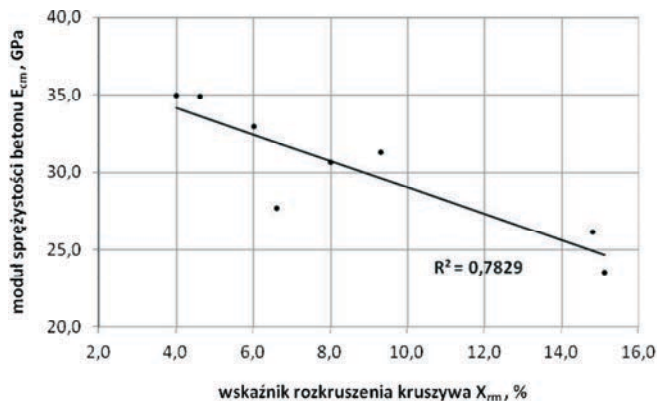
Najlepsze parametry odkształceniowe oraz wytrzymałościowe betonów stwierdzono w przypadku bazaltów polskich, natomiast zdecydowanie najgorsze w przypadku obydwu betonów z polskimi kruszywami granitowymi. W ten sam sposób należy ocenić podatność kruszyw polskich na rozkruszenie, co jest zgodne z właściwościami betonów. Z zaprezentowanych na rysunku 1 porównań wynika, że ukraińskim kruszywem bazaltowym, z kopalni Iwaniczi, nie można zastąpić polskich kruszyw bazaltowych ze złóż Gracze i Winna Góra. Właściwości betonów z kruszywami z dwóch pozostałych złóż ukraińskich (granit z Vyrivskij Krajer oraz granodioryt z Klesov) są porównywalne do właściwości betonu z kruszywem żwirowym (KSM Suwałki).

Ze względu na rozpatrywany główny temat artykułu należy podkreślić, że aż cztery betony: z granitowymi kruszywami polskimi i ukraińskim oraz bazaltem ukraińskim wykazały moduły sprężystości niższe od betonu żwirowego od 2% do 25%.

Zdaniem autorów, należy podkreślić, że w przypadku badanych kruszyw bazaltowych zalecane zwiększenie normowych wartości modułu sprężystości o 20% nie jest konieczne. Natomiast moduły sprężystości betonów z polskimi kruszywami granitowymi są wyraźnie mniejsze od wartości $E_{cm,PN}$ podanych na postawie klas wytrzymałości na ściskanie.

Dodatkową interpretację wyników badań przeprowadzono w celu oceny charakteru i istotności zmian modułu sprężystości w zależności od wskaźnika rozkruszenia kruszywa i w zależności od wytrzymałości na ściskanie betonów z tymi kruszywami. W tym celu posłużono się regresją liniową. Analizę korelacji zastosowano natomiast pod kątem porównania, jak mocny i istotny jest wpływ wytrzymałości betonów i rodzaju kruszywa - reprezentowanego przez wskaźnik rozkruszenia, na moduł sprężystości. Proste regresje, oszacowane metodą najmniejszych kwadratów, charakteryzujące zależność modułu

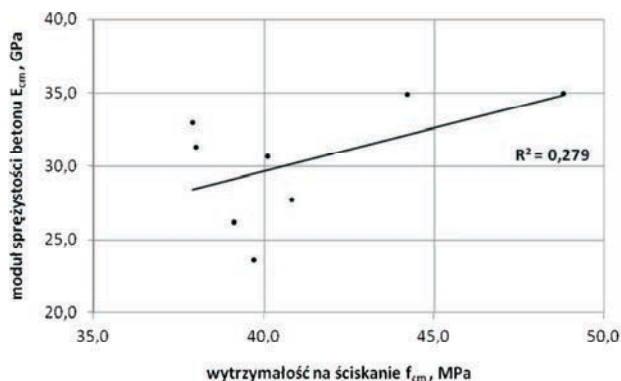
sprężystości betonu od wskaźnika rozkruszenia kruszywa oraz modułu od wytrzymałości na ściskanie przedstawiono na rysunkach 2 i 3. W obydwóch przypadkach ujawniły się wyraźne tendencje zmian modułu – malejąca dla wskaźnika rozkruszenia, a dla wytrzymałości rosnąca. Współczynniki determinacji R^2 , określające w jakim stopniu całkowita zmienność modułu sprężystości betonu jest wyjaśniana przez odpowiedni model regresji, znacząco różnią się i wynoszą odpowiednio dla wskaźnika rozkruszenia 78,3% i dla wytrzymałości na ściskanie 27,9%. Współczynnik korelacji pomiędzy wskaźnikiem a modułem wynosi $-0,885$, a prawdopodobieństwo testowe $p = 0,0035 < 0,05$, czyli korelacja jest istotna. Współczynnik korelacji pomiędzy wytrzymałością a modułem wynosi $0,528$, a prawdopodobieństwo testowe $p = 0,1784 > 0,05$, czyli nie ma podstaw do odrzucenia hipotezy zerowej, że współczynnik korelacji $R = 0$, a więc korelacja w sensie statystycznym jest nieistotna. Wynika stąd, że wpływ rodzaju kruszywa na moduł sprężystości badanej populacji betonów z kruszywami magmowymi (o jednakowym stosunku $w/c = 0,55$) jest istotny i mocniejszy niż wpływ wytrzymałości.



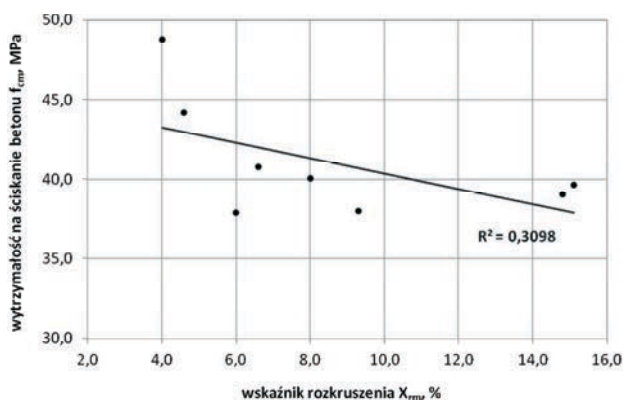
Rys. 2. Prosta regresji zależności modułu sprężystości betonu od wskaźnika rozkruszenia kruszywa

Ponadto te same analizy przeprowadzono w celu oceny zależności wytrzymałości betonów (zmienna zależna) od wskaźnika rozkruszenia (zmienna niezależna). Na rysunku 4 przedstawiono prostą regresji potwierdzającą malejącą tendencję zmian wytrzymałości betonów na ściskanie w zależności od wskaźnika rozkruszenia kruszywa. Współczynnik determinacji R^2 wynosi $0,310$, a współczynnik korelacji pomiędzy wskaźnikiem a wytrzymałością wynosi $-0,557$ przy prawdopodobieństwie testowym $p = 0,152 > 0,05$, dlatego nie ma podstaw do odrzucenia hipotezy zerowej, a więc korelacja w sensie statystycznym jest nieistotna.

Z analiz statystycznych wskaźnika rozkruszenia kruszyw magmowych i właściwości betonów o stosunku $w/c = 0,55$ ($E_{cm}-X_{rm}$, $f_{cm}-X_{rm}$) wynika, że wpływ wskaźnika na moduł jest statystycznie istotny w przeciwieństwie do jego wpływu na wytrzymałość.



Rys. 3. Prosta regresji zależności modułu sprężystości od wytrzymałości na ściskanie betonu



Rys. 4. Prosta regresji zależności wytrzymałości na ściskanie betonu od wskaźnika rozkruszenia kruszywa

5. Wnioski

Wartości modułów sprężystości wszystkich badanych betonów z kruszywami ze skał magmowych, z wyjątkiem betonu z kruszywem granodiorytowym, są mniejsze od zalecanych na podstawie klas wytrzymałości w normie PN-EN 1992-1-1:2008 [7], a różnice osiągają nawet 30%.

W badaniach uzyskano mniejsze wartości modułów sprężystości betonów z kruszywami granitowymi w porównaniu do betonu z kruszywem żwirowym. Różnice te są znacząco większe w przypadku zastosowania polskich kruszyw granitowych (granit Siedlimowice i Graniczna odpowiednio 25% i 16%), niż w przypadku ukraińskiego kruszywa granitowego (2%).

Różnica pomiędzy modułami sprężystości badanych betonów z polskimi kruszywami bazaltowymi a modułem sprężystości betonu z ukraińskim kruszywem bazaltowym wynosi 20%. Spowodowane jest to częściowym zwietrzeniem ukraińskiego bazaltu, potwierdzonym występowaniem w jego składzie minerału ilastego nontronitu, a także jego mniejszą gęstością.

Na podstawie analiz regresji i korelacji stwierdzono, że wpływ rodzaju kruszywa magmowego na moduł sprężystości badanych betonów jest w sensie statystycznym istotny i mocniejszy niż wpływ wytrzymałości na moduł.

Literatura

- 1 Alexander M. G. Fracture energies of interfaces between cement paste and rock, and application to the engineering behaviour of concrete, Proceedings International RILEM Conference, Noordwijk, Netherlands, E & FN Spon, London 1991
- 2 Tschegg E. K., Rotter H. M., Roelfstra P. E., Bourkund U., Jussel P. Fracture mechanical behavior of aggregate–cement matrix interfaces, *J. Mater. Civ. Eng.* 7 (4) 1995
- 3 Budzyński W., Góra J., Piasta W. Wpływ rodzaju kruszywa grubego na odkształcalność betonów zwykłych, *Przegląd Budowlany*, nr 7-8/2012
- 4 Góra J. Odkształcalność doraźna betonów wysokowartościowych z kruszywami łamanymi, *Budownictwo i Architektura*, nr 9/2011
- 5 Ajdukiewicz A., Węglorz M. Komentarz naukowy do PN-B-03264:2002 „Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone”. Beton. Część podstawowa, Tom I, ITB, Warszawa 2003.
- 6 Hoła J. Naprężenia inicjujące i krytyczne a destrukcja naprężeniowa w betonie ściskanym. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2000.
- 7 PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- 8 PN-B-06712:1986 Kruszywa mineralne do betonu
- 9 Piasta W., Turkiewicz T. Niepublikowane wyniki badań własnych, Kielce 2013
- 10 Grzeszczyk S., Matuszek-Chmurowska A. Wpływ rodzaju kruszywa na mikrostrukturę warstwy przejściowej i właściwości betonów wysokowartościowych. L Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZiTb, Krynica 2004
- 11 Kozłowski S. Surowce skalne Polski, Wydawnictwa Geologiczne, Warszawa 1986

Modulus of Elasticity of Concretes from Polish and Ukrainian Crushed Aggregates from Igneous Rocks

Waldemar Budzyński¹, Jacek Góra², Wojciech Piasta³, Tadeusz Turkiewicz⁴

^{1,2} *Department of Civil Engineering, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: ¹w.budzynski@pollub.pl; ²j.gora@pollub.pl*

³ *Department of Concrete Technology and Prefabrication, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Kielce University of Technology, e-mail: wpiasta@tu.kielce.pl*

⁴ *Institute of Technical Science and Aviation, State School of Higher Education in Chelm., e-mail: turkiewicz@pwsz.chelm.pl*

Abstract: Test results concern modulus of elasticity and compressive strength of ordinary concretes made of various coarse aggregates from igneous rocks. Test results of some properties of these aggregates (3 crushed granites, 3 basalts, granodiorite, natural gravel) are also considered. The variable factor of the studies is the type of coarse aggregate. According to the analyses of regression and correlation there occurs a significant effect of the aggregate grinding ratio on the modulus of elasticity of concretes contrary to insignificant effect of the compressive strength. The modulus of elasticity of 4 concretes from Polish and Ukrainian granites and basalt aggregates is lower than respective standard values of the modulus.

Keywords: concrete, modulus of elasticity, coarse aggregate, granite, basalt, granodiorite

Właściwości kruszyw lekkich modyfikowanych użytymi sorbentami mineralnymi

Małgorzata Franus¹, Lidia Bandura²

*^{1,2} Katedra Geotechniki, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska,
e-mail: ¹m.franus@pollub.pl, ²l.bandura@pollub.pl*

Streszczenie: W artykule przedstawiono możliwość modyfikacji kruszywa lekkiego użytymi sorbentami mineralnymi po sorpcji substancji ropopochodnych. Kruszywo otrzymano metodą plastyczną przez wypalenie w temperaturze 1170°C. Oceny właściwości fizycznych i mechanicznych kruszywa dokonano na podstawie parametrów takich jak gęstość właściwa, gęstość objętościowa i nasypowa, porowatość, nasiąkliwość, mrozoodporność oraz wytrzymałość na miażdżenie. Badane właściwości wskazują, że otrzymane kruszywa keramzytowe z dodatkiem użytych sorbentów spełniają podstawowe wymagania stawiane wobec kruszyw lekkich.

Słowa kluczowe: klinoptilolit, Na-P1, substancje ropopochodne, kruszywo lekkie

1. Wprowadzenie

Keramzyt to powszechnie znane kruszywo lekkie, które powstaje w wyniku obróbki termicznej poprzez wypalenie surowców mineralnych w temperaturze do 1300°C. Surowcami naturalnymi do otrzymywania tego kruszywa są pęczniejące gliny, perlit lub wermikulit [1, 2]. Cechuje się niską gęstością nasypową, nie przekraczającą 1200 kg/m³, gęstością pozorną nie przekraczającą 2000 kg/m³ (UNE PN-EN-13055-1) [3] oraz porowatością w granicach 80% reprezentowaną głównie przez pory zamknięte, które otoczone są zeszkliwioną powłoką powstałą w wyniku przemian termicznych minerałów ilastych. Jest materiałem łatwym w stosowaniu ze względu na swoją lekkość, kształt i rozmiar ziaren. Keramzyt cechuje duża odporność na działanie niekorzystnych warunków atmosferycznych, chemicznych i biologicznych, wysoka paroprzepuszczalność, mrozoodporność, niepalność, niska nasiąkliwość. Stosowany jest przede wszystkim w przemyśle budowlanym do produkcji betonów lekkich, przemyśle drogowym przy budowie dróg na podłożach o niejednorodnym uwarstwieniu, na gruntach o małej nośności oraz w geotechnice i ogrodnictwie [4-6]. Zastosowanie keramzytu w trudnych warunkach geotechnicznych przy fundamentowaniu budynków powoduje zapewnienie stabilności, zmniejszenie osunięć i deformacji podłoża, zmniejszenie osiadania budynków i budowli, parcia poziomego i ociążenia konstrukcji ścian piwnic, tuneli i murów oporowych.

Ze względu na to, iż ilość produkowanych odpadów nieustannie wzrasta poszukiwane są nowe kierunki ich wykorzystania. W produkcji keramzytu w ostatnich latach obserwuje się zjawisko modyfikowania składu surowcowego mieszanek przez zastosowanie odpadów takich jak: stłuczka szklana [7, 8], popioły lotne [9-11], osady ściekowe [12], zużyte sorbenty [13-15] oraz inne [16, 17].

Potencjalnymi odpadami, które mogą być wykorzystane do produkcji keramzytu są też zużyte sorbenty związków ropopochodnych. Odpady te zalicza się do odpadów niebezpiecznych, które eliminuje się poprzez biodegradację lub spalanie. Spalanie jednak jest metodą kosztowną, istnieją problemy z utrzymaniem norm w emisji gazów odlotowych,

powstają popioły jako produkty uboczne. Koniecznym jest znalezienie najbardziej efektywnych sposobów zagospodarowania i jednocześnie utylizacji zużytych sorbentów po sorpcji substancji ropopochodnych. Jedną ze skutecznych i bezpiecznych metod ich zagospodarowania może być otrzymywanie spiekanych kruszyw lekkich. W wyniku obróbki termicznej surowiec wyjściowy zmienia swoją postać, skład i właściwości wskutek złożonych procesów fizykochemicznych dzięki czemu powstaje pełnowartościowy produkt budowlany. Przedstawiony sposób zastosowania odpowiednich ilości surowców zastępczych w postaci zużytych sorbentów pozwala obniżyć koszty produkcji kruszyw, zagospodarować odpady, przy czym nie obniża parametrów technicznych powstałego wyrobu. Dodatkowo rynek kruszyw zostanie wzbogacony o nowe produkty, przez co może zmniejszyć się zużycie nieodnawialnych zasobów naturalnych kruszyw mineralnych.

W niniejszej pracy przedstawiono możliwość wykorzystania zużytych złóż zeolitycznych (składających się z naturalnego klinoptilolitu i zeolitu syntetycznego Na-P1) po sorpcji substancji ropopochodnych do otrzymania kruszyw lekkich. Założono, że możliwe jest całkowite unieruchomienie substancji ropopochodnych w mineralnej osnowie oraz uzyskanie materiału ceramicznego o dobrych właściwościach fizycznych i mechanicznych.

2. Materiały

Podstawowy surowiec do produkcji keramzytu stanowiła glina pobrana ze złoża „Budy Mszczonowskie”, które jest obecnie eksploatowane przez Przedsiębiorstwo Kruszyw Lekkich „Keramzyt”. Do surowca podstawowego dodano 10% zużytych zeolitów po sorpcji związków ropopochodnych.

Zeolit naturalny klinoptilolit pozyskano z kopalni Sokyrnytsya (Region Zakarpacki, Ukraina). Mineral rozdrobniono w kruszarce i podzielono na frakcje, z których do dalszych badań wykorzystano tzw. „puder” (0,2 – 0,5 nm).

Zeolit syntetyczny typu Na-P1 otrzymano w procesie hydrotermalnej konwersji popiołu lotnego z wodorotlenkiem sodu, wykorzystując linię technologiczną do produkcji zeolitów z popiołów lotnych zgodnie z reakcją:



Zeolit syntetyczny otrzymano stosując następujące warunki procesu syntezy: 20 kg popiołu, 12 kg NaOH i 90 dm³ wody. Temperatura i czas prowadzenia procesu wynosi odpowiednio 80 °C i 36 h [18].

Zeolity klinoptilolit i Na-P1 zostały użyte jako sorbenty substancji ropopochodnych. W tym celu wyznaczono ich maksymalną pojemność sorpcyjną względem oleju napędowego Verva ON (PKN Orlen), a następnie zmieszano olej z sorbentem w stosunku umożliwiającym pochłonięcie jak największej ilości substancji olejowej, nie przekraczając przy tym maksymalnej pojemności sorpcyjnej. Jest to istotne ze względu na to, iż zużyty sorbent mineralny nie powinien oddawać pochłoniętej substancji, np. pod wpływem nacisku. Ponadto, aby użyć tego typu odpadu do modyfikacji keramzytu, powinien on być w formie zwartej, nadającej się do plastycznej obróbki. Do usuwania substancji ropopochodnej użyto 1 kg klinoptilolitu i 0,25 kg oleju napędowego Verva ON, zaś w przypadku Na-P1 – 1 kg sorbentu oraz 0,5 kg oleju. Proporcja ta wynikała z dwukrotnie wyższej chłonności zeolitu syntetycznego w stosunku do zeolitu naturalnego.

3. Metody badań

Skład chemiczny gliny i zeolitów określono metodą XRF, przy użyciu spektrometru Philips PW 1404. Źródło wzbudzenia stanowiła lampa rentgenowska z podwójną anodą (Cr-Au) z maksymalną mocą 3 kW.

Skład mineralny surowców wyjściowych i otrzymanych kruszyw określono metodą proszkową za pomocą dyfrakcji rentgenowskiej wykorzystując dyfraktometr rentgenowski Philips X'pert APD z goniometrem PW 3020 i lampą Cu oraz monochromatorem grafitowym. Analizy wykonano w zakresie kątowym 5-65 2 θ . Do obróbki danych dyfrakcyjnych użyto oprogramowania Philips X'Pert oraz programu ClayLab ver. 1.0. Identyfikację faz mineralnych oparto na bazie danych PCPDFWIN ver. 1.30 sformalizowanej przez JCPDS - ICDD.

Morfologię składników mineralnych użytych do otrzymania keramzytu i jego porowatą strukturę określono przy pomocy mikroskopii skaningowej (SEM). Obserwacji dokonano na mikroskopie - FEG Quanta 250 wyposażonym w system analizy składu chemicznego oparty na dyspersji energii promieniowania rentgenowskiego - EDS firmy EDAX. W celu przygotowania próbek do badań SEM naklejano je w formie proszku na holder węglowy przy pomocy kleju węglowego. Następnie preparaty napyłano warstwą węgla o grubości ok. 50 nm w napyłarce. Przedstawiona preparatyka jest niezbędna dla osiągnięcia przewodnictwa powierzchni próbki.

Przy użyciu mikroskopu wysokotemperaturowego określono temperatury charakterystyczne kruszyw lekkich. Po zarobieniu próbek wodą formowano na prasie ręcznej kształtki o średnicy 3 mm i wysokości 3 mm. Przyrost temperatury w piecu do 1100°C następował co 30°C/min, natomiast przyrost temperatury powyżej 1100°C – 10°C/min.

Jako substancję ropopochodną usuwaną przez klinoptilolit oraz Na-P1 wykorzystano olej napędowy Verva ON (PKN Orlen). Gęstość badanego oleju określono metodą piknometryczną, a lepkość dynamiczną wyznaczono stosując reometr rotacyjny Brookfield R/S+ z termostatem Lauda Ecoline RE 206, wyposażonym w cyfrowy kontroler temperatury.

Otrzymane kruszywa lekkie poddano ocenie cech fizycznych i mechanicznych. Gęstość nasypową ρ_b kruszyw wyznaczono na podstawie normy UNE-EN-1097-3 [19]. Gęstość właściwą (ρ_d) i pozorną (ρ_a) oraz nasiąkliwość po 24 godzinach zanurzenia kruszywa (WA_{24h}) określono na podstawie procedury przedstawionej w normie UNE-EN-1097-6 [20]. Jamistość (H) czyli względny, objętościowy udział pustych przestrzeni (jam) między ziarnami w jednostce objętości materiału i porowatość (P) obliczono wg normy UNE-EN-1097-3 [19] na podstawie wzorów:

$$H = \frac{100(\rho_d - \rho_b)}{\rho_d} \quad (1)$$

$$P = \frac{100(\rho_d - \rho_a)}{\rho_d} \quad (2)$$

gdzie: H - jamistość (%), P - porowatość (%), ρ_b - gęstość nasypowa (kg/m^3), ρ_d - gęstość właściwa (kg/m^3), ρ_a - gęstość pozorną (kg/m^3).

Oznaczanie odporności na miażdżenie kruszyw przeprowadzono zgodnie z normą UNE-EN 13055-1 [3]. Miarą tej odporności jest siła potrzebna do zagłębienia tłoka na określoną głębokość w cylindrze wypełnionym zągęszczonym kruszywem. Odporność na miażdżenie obliczono z następującego równania:

$$C_a = L + \frac{F}{A} \quad (3)$$

gdzie: C_a - odporność na miażdżenie (N/mm^2), L - siła wywierana przez tłok (N), F - siła potrzebna do zagłębienia tłoka (N), A - powierzchnia tłoka (mm^2).

Mrozoodporność kruszyw określono na podstawie normy UNE-EN 1367-1 [21]. Jest to maksymalny dopuszczalny procentowy ubytek masy kruszywa nasączonego wodą i poddanego cyklicznemu zamrażaniu do temperatury $-17,5^\circ\text{C}$ (10 cykli) i rozmrażaniu w temperaturze 20°C .

4. Wyniki badań

4.1. Charakterystyka surowców wyjściowych

Badania składu chemicznego gliny i zeolitów użytych do modyfikacji składu surowca wyjściowego do produkcji keramzytu oznaczono metodą XRF. Wskazują na znaczną obecność tlenków Al_2O_3 (12,92%) i SiO_2 (68,02%) w klinoptilolicie oraz glinie (67,5% SiO_2 i Al_2O_3 -14,3%). Nieco niżą zawartość tlenku glinu zanotowano w zeolicie syntetycznym Na-P1 - 37,93%, zaś zawartość Al_2O_3 była nieco wyższa i wynosiła 18,83 %. (Tabela 1). W mniejszych ilościach zanotowano obecność alkaliów K_2O , Na_2O , tlenków CaO , Fe_2O_3 , MgO . Zeolit syntetyczny Na-P1 zawierał znacznie więcej tlenków CaO (14,41%) oraz Na_2O (6,57%) niż klinoptilolit oraz glina. Obecność w/w tlenków w surowcach wyjściowych do otrzymania spieków ceramicznych przyczynia się do powstania fazy ciekłej wpływając na jej lepkość oraz obniżając temperaturę pęcznienia [22].

Analiza mikroskopowa SEM gliny wykazała obecność agregatów minerałów ilastych. Występują one w postaci cienkich ziaren o pokroju łusczkowym, których rozmiary osiągają wielkość około $10 \mu\text{m}$ (rys. 1a).

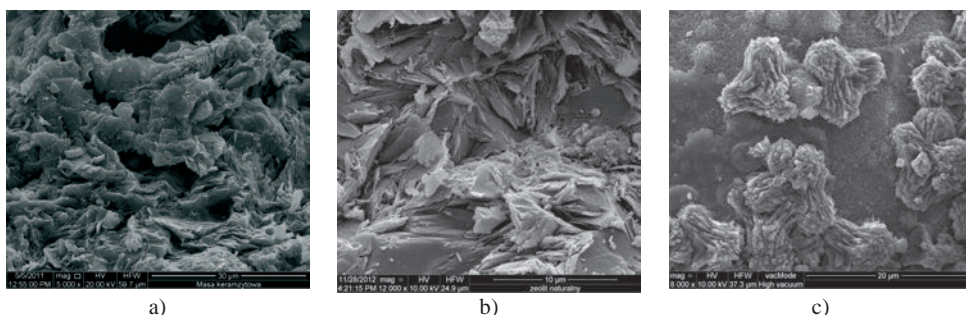
Analiza składu fazowego gliny "Budy Mszczonowskie" metodą dyfrakcji rentgenowskiej wykazała obecność faz krystalicznych takich jak beidelit, który rozpoznano po charakterystycznych odległościach międzypłaszczyznowe ($d_{\text{hkl}} = 15.15; 4.44; 2.59; 1.49 \text{ \AA}$), illit ($d_{\text{hkl}} = 10.01; 5.02; 4.48; 3.34; 2.59; 1.49 \text{ \AA}$) oraz kaolinit ($d_{\text{hkl}} = 7.14; 4.48; 4.36 \text{ \AA}$). Skład mineralny uzupełnia kwarc ($d_{\text{hkl}} = 4.27; 3.34; 2.45; 1,82 \text{ \AA}$).

Obecność faz zeolitowych rozpoznano po charakterystycznych odległościach międzypłaszczyznowe d_{hkl} czyli dla klinoptilolitu to refleksy = 8,95; 7,94; 3,96; 3,90 \AA , a dla Na-P1 ($d_{\text{hkl}} = 7,10; 5,01; 4,10; 3,18 \text{ \AA}$). Skład mineralny dla materiału klinoptilolitowego uzupełniają niewielkie ilości opalu CT, kwarcu i skaleni potasowych, natomiast w przypadku materiału syntetycznego - mullit, kwarc i nieprzereagowane fragmenty szkliwa glinokrzemianowego. W obu przypadkach zawartość faz zeolitowych wynosiła około 80% objętości [23, 24].

Morfologicznie klinoptilolit występuje w postaci płytek o rozmiarach $20\text{-}30 \mu\text{m}$, niekiedy w obrazach mikroskopu skaningowego SEM zaznacza się ich heksagonalny kształt (rys. 2b). Natomiast zeolit typu Na-P1 tworzy agregaty płytkowe, których rozmiary wahają się od 1 do $3 \mu\text{m}$. (rys. 2c).

Tabela 1. Skład chemiczny klinoptilolitu, zeolitu syntetycznego Na-P1 oraz gliny.

Składnik	Klinoptilolit [%]	Na-P1 [%]	Glina [%]
SiO ₂	68,02	37,93	67,50
Al ₂ O ₃	12,92	18,83	14,30
CaO	3,71	14,41	0,32
K ₂ O	3,36	1,00	1,37
Fe ₂ O ₃	2,11	5,09	5,60
Na ₂ O	0,69	6,57	0,72
MgO	0,75	1,15	2,40
TiO ₂	0,20	0,83	0,22
P ₂ O ₅	0,16	0,31	0,02
SO ₃	0,09	0,25	0,04
MnO	0,06	0,08	0,01
LOI	8,56	13,89	10,4



Rys.1. Zdjęcia z mikroskopu skaningowego surowców wyjściowych: a) gliny, b) klinoptilolitu, c) zeolitu syntetycznego Na-P1

4.2. Ocena parametrów sorpcji substancji ropopochodnych

Gęstość oleju zastosowanego do badań sorpcji przez klinoptilolit oraz zeolit syntetyczny Na-P1 wynosiła 0,833 g/cm³, a wartość lepkości dynamicznej wynosiła 3,6 · 10⁻⁸ Pa·s.

Maksymalne pojemności sorpcyjne klinoptilolitu i Na-P1 wyznaczone metodą Westinghouse'a wynosiły odpowiednio 0,46-0,49 g/g i 1,00-1,20 g/g. Różnice w ilości pochłanianego oleju na jednostkę masy przez te dwa sorbenty wynikają z różnicy ich powierzchni właściwych. Dla klinoptilolitu wynosi 18,2 m²/g, a dla Na-P1 – 86,8 m²/g [25-27]. Zeolit syntetyczny charakteryzuje się zdecydowanie wyższą wartością powierzchni właściwej S_{BET} od naturalnego i dlatego też pochłania ponad dwukrotnie więcej substancji ropopochodnej.

4.3. Otrzymanie kruszyw lekkich

Glinę wysuszone w temperaturze 105°C i roztarto w młynku do frakcji < 0,063 mm. Zużyty klinoptilolit oraz Na-P1 po sorpcji oleju napędowego Verva ON (PKN Orlen) połączono z gliną w stosunku ilościowym 9:1 (głina: zużyty klinoptilolit) – kruszywo oznaczono jako *KK*, oraz (głina : zużyty Na-P1) – kruszywo oznaczono jako *KNaP1*. Uzyskane masy surowcowe zmieszano i urabiano ręcznie z wodą do uzyskania konsystencji umożliwiającej uformowanie kulek (frakcja 8-16 mm), które następnie wysuszone do stałej masy w temperaturze 110°C przez 2 h.

Wysuszone próbki kruszyw *KK* i *KNaP1* umieszczono w piecu komorowym typu SM

- 2002 firmy „Czylok” i wypalono w temperaturze 1170°C. Czas przebywania próbek w piecu wynosił 30 minut. Przyrost temperatury wynosił 5°/min. Próbki po wypaleniu pozostawiono w piecu do jego wychłodzenia do temperatury 100°C.

4.4. Charakterystyka kruszyw lekkich

Kruszywa lekkie otrzymane ze zużytych sorbentów zeolitowych oraz gliny z Mszczonowa i wypalone w temperaturze 1170°C przedstawiono na rysunku 2.



Rys. 2. Zdjęcie kruszyw lekkich wypalonych w temperaturze 1170°C (KK)–dół oraz (KNaPI)–górze

Kruszywo *KNaPI* jest bardziej porowate, posiada widoczną szklistą powłokę oraz jest lżejsze od kruszywa *KK*. Na podstawie wyników badań stwierdzono, że gęstość właściwa wyniosła odpowiednio 2790 kg/m³ dla keramzytu *KK* oraz 2740 kg/m³ dla keramzytu *KNaPI* (Tabela 2). Są to wartości charakterystyczne dla tego rodzaju kruszyw lekkich. Gęstość pozorną badanych kruszyw wyniosła 940 kg/cm³ (*KK*) oraz 830 kg/cm³ (*KNaPI*). Wyznaczone gęstości objętościowe keramzytów z dodatkiem zużytych sorbentów mineralnych nie przekraczają gęstości objętościowej 2000 kg/m³ wg normy UNE-EN-13055-1 (2003) zatem można je zaliczyć do kruszyw lekkich. Gęstość nasypowa kruszywa *KK* wynosi 540 kg/m³, natomiast *KNaPI* – 494 kg/m³. Gęstości badanych kruszyw *KNaPI* są niskie prawdopodobnie wskutek powstania w okresie mięknięcia podczas wypalania próbek, cieczy o małej lepkości oraz wydzielania się większej ilości składników gazowych [8].

Nasiąkliwość kruszywa *KK* wynosi 10% natomiast kruszywa *KNaPI* nieco wzrosła do wartości 11,5%. Wartości te w porównaniu do niektórych kruszyw komercyjnych są zdecydowanie niższe (*Lyttag* – 17%, *Arlita* – 20%, *LECA Gniew* – 30-40%). Ten niski poziom nasiąkliwości badanych kruszyw może być spowodowany przewagą porów zamkniętych w kruszywach, dodatkowo warstwa zewnętrzna ziaren posiada bardziej szczelną powłokę charakteryzującą się w większym stopniu porami drobnymi o strukturze zamkniętej. Stąd kruszywa te pomimo znacznej porowatości cechuje niska nasiąkliwość. Nieznaczny wzrost nasiąkliwości kruszywa *KNaPI* o 1,5% prawdopodobnie wynika z mniejszej ilości porów zamkniętych oraz większej niejednorodności kształtu ziaren.

Tabela 2. Właściwości fizyczne i mechaniczne kruszyw *KK* oraz *KNaPI*

Parametr	Kruszywo <i>KK</i>	Kruszywo <i>KNaPI</i>
Gęstość właściwa, ρ_d (kg/m ³)	2790	2740
Gęstość objętościowa, ρ_a (kg/m ³)	940	830
Gęstość nasypowa, ρ_b (kg/m ³)	540	494
Nasiąkliwość, WA_{24} (%)	10,00	11,5
Jamistość, H (%)	80	82
Porowatość, P (%)	66	68
Mrozoodporność, F (%)	0,08	1
Odporność na miazdzenie, C_a (MPa)	1,56	1,43

Porowatość badanych kruszyw wyniosła 66% (kruszywo *KK*) oraz 68% (kruszywo *KNaPI*). Wartość ta zapewnia odpowiednią nasiąkliwość, wysoką dyfuzyjność pary wodnej, a także izolacyjność termiczną oraz akustyczność.

Mrozoodporność badanych kruszyw nie przekracza 1%. Zgodnie z normą PN-EN 12620:2002 keramzyty można zaliczyć do kategorii F_1 gdyż procentowy ubytek masy jest mniejszy niż wymagane w tej kategorii maksimum 1%, zatem spełniają warunek mrozoodporności.

Wytrzymałość na miażdżenie kruszywa *KNaPI* oraz *KK* wynosi odpowiednio 1,43 MPa i 1,56 MPa. Wartości te wskazują, że mechaniczne właściwości badanych kruszyw są nieco wyższe niż dla komercyjnych kruszyw. Przykładowo wytrzymałość na miażdżenie kruszywa *Liapor* wynosi od 0,7-10 MPa, *Arlita* - 0,981 MPa, kruszywa Geokeramzyt *Maxit* $\geq 0,8$ MPa, natomiast *LECA Gniew* - 0,7 do 4,0 MPa.

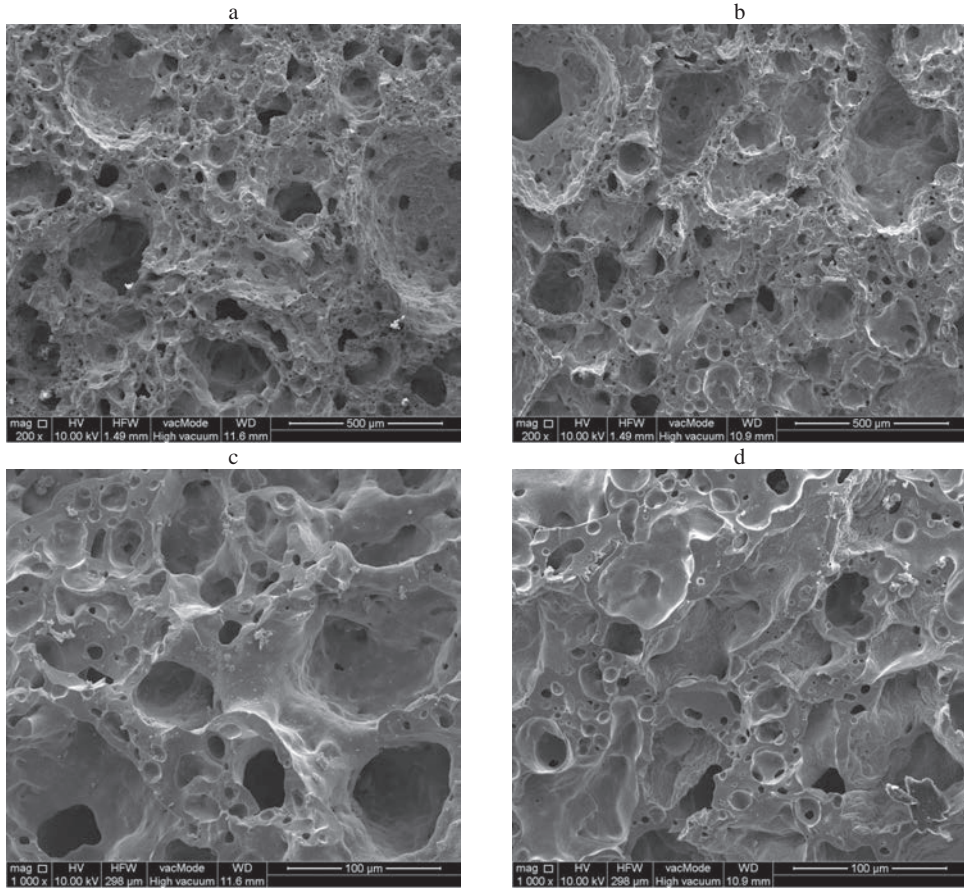
Uzyskane wartości wytrzymałości na miażdżenie badanych kruszyw są zadowalające i mieszczą się w międzynarodowych standardach dla stałych materiałów odpadowych wykorzystywanych przy wyrównywaniu terenu ($>0,44$ MPa) [28]. Badane kruszywa *KNaPI* oraz *KK* mogą mieć również zastosowanie w geotechnice, jako izolacja termiczna, w ogrodnictwie oraz w budownictwie [14]. Można je zastosować między innymi do bloczków betonowych, do drenażu opaskowego i drenów przy drodze, także jako lekkie warstwy odciążające grunt pod drogi i budynki, zasypki izolacyjne rurociągów i zbiorników oraz wypełnienia w gruncie.

Zdjęcia z mikroskopu skaningowego keramzytu *KK* oraz *KNaPI* ukazują porowatą strukturę obu kruszyw (rys. 3 a, b). Pory mają zróżnicowany kształt i rozmiary. Dominują pory o kształtach kulistych, którym towarzyszą zdecydowanie rzadziej pory o kształtach nieregularnych. Tekstura granul ze spieku gliny oraz zużytego klinoptilolitu jest zwarta, z nielicznymi niewielkimi porami, które osiągają rozmiary od 5-20 μm . Kruszywo *KNaPI* posiada zdecydowanie większe i liczne pory, które osiągają rozmiary od 10-80 μm , które korzystnie wpływają na zmniejszenie gęstości pozornej materiału. W obu kruszywach widoczna jest pożądana w zastosowaniach praktycznych obecność fazy szklistej (rys. 3 c, d).

Badania kruszyw w mikroskopie wysokotemperaturowym pozwoliły na określenie ich temperatur charakterystycznych. Temperatura początku i maksymalnego spiekania, temperatura mięknięcia, topienia i płynięcia kruszywa *KNaPI* jest wyższa od temperatur charakterystycznych kruszyw *KK* (Tabela 3).

Tabela 3. Temperaty charakterystyczne kruszyw ($^{\circ}\text{C}$): T_1 =początek spiekania, T_2 =maksymalnego spiekania, T_3 =mięknięcia, T_4 =topienia, T_5 =płynięcia, T_2-T_1 , T_3-T_2 = interwały

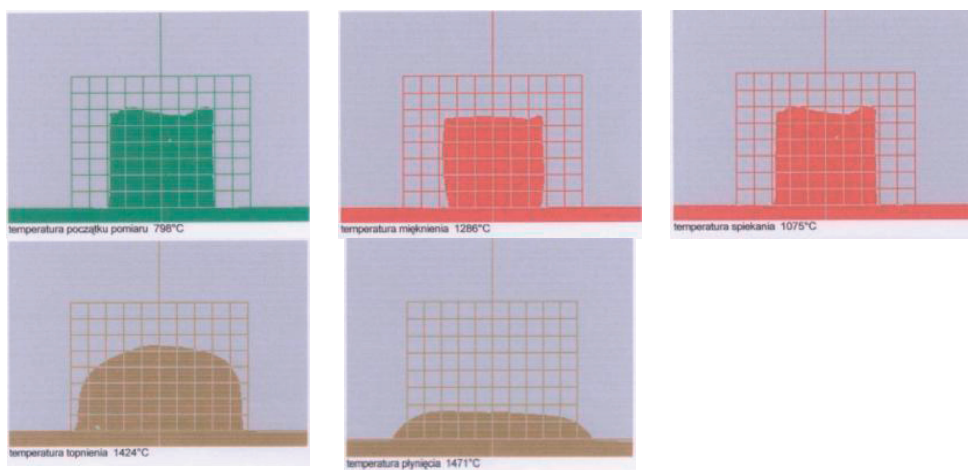
Kruszywo	T_1	T_2	T_3	T_4	T_5	T_2-T_1	T_3-T_2
Kruszywo <i>KK</i>	718	1075	1286	1424	1471	357	211
Kruszywo <i>KNaPI</i>	718	1062	1250	1387	1428	344	188



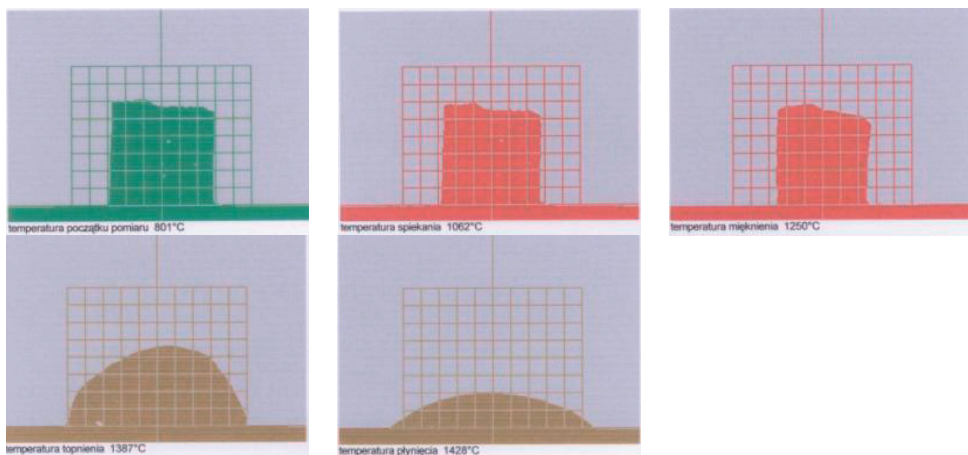
Rys. 3. Obrazy zglądu granул kruszywa *KNaP1* – a, c oraz *KK-b*, d.

Zmiany wielkości próbki w temperaturze początku i maksymalnego spiekania są efektem przemian termicznych minerałów wchodzących w skład masy surowcowej (dehydratacja minerałów ilastych, dehydroksylacja, spalanie substancji organicznej, dysocjacja węglanów), których produktem jest faza stała i faza gazowa swobodnie wydzielająca się poza obszar porowatej próbki (Rys. 4 i 5).

W temperaturze mięknienia w ogrzewanych próbkach powstaje faza ciekła i źródłem jej są w wieloskładnikowym układzie glinokrzemianowym roztwory eutektyczne (o najniższej temperaturze-z udziałem K_2O , Na_2O , CaO , MgO , FeO). Przy ocenie parametrów technologicznych wypalanych kruszyw, temperatura maksymalnego spiekania badanych kruszyw jest progiem bezpiecznego ich wypalania, a dosyć szeroki interwał pomiędzy temperaturą maksymalnego spiekania i mięknienia nie grozi całkowitą deformacją kruszyw podczas wypalania.



Rys. 4. Wyniki obserwacji zachowania się kruszyw ze zużytym klinoptilolitem podczas ogrzewania w mikroskopie wysokotemperaturowym



Rys. 5. Wyniki obserwacji zachowania się kruszyw z zużytym NaPI podczas ogrzewania w mikroskopie wysokotemperaturowym

5. Wnioski

- Zeolity naturalny klinoptilolit oraz syntetyczny NaPI są skutecznymi sorbentami mineralnymi substancji ropopochodnych.
- Zużyte zeolity po sorpcji substancji ropopochodnych są obiecującymi surowcami do produkcji kruszyw lekkich.
- Kruszywa *KK* oraz *KNaPI* otrzymane z gliny z Mszczonowa oraz zużytych sorbentów po sorpcji substancji ropopochodnych charakteryzują się parametrami fizycznymi i mechanicznymi odpowiednimi dla kruszyw lekkich. Otrzymana gęstość objętościowa ziaren kształtuje się na poziomie 830 i 940 kg/m³, nasypowa 494 i 540 kg/m³ oraz gęstość właściwa 2740 i 2790 kg/m³.
- Kruszywa *KNaPI* oraz *NaPI* wykazują porowatą strukturę o zróżnicowanych kształtach i rozmiarach, która sprawia, że kruszywa są materiałem bardzo lekkim. Dodatkowo posiadają zeszkliwioną powierzchnię, co jest cechą pożądaną kruszywa lekkiego.

- Temperatura początku i maksymalnego spiekania, temperatura mięknięcia, topienia i płynięcia kruszywa *KNaPI* jest wyższa od temperatur charakterystycznych kruszyw *KK*.
- Otrzymane wartości parametrów fizycznych i mechanicznych kruszyw modyfikowanych zużyтыми sorbentami mineralnymi wskazują, że można je zastosować jako izolację termiczną, w ogrodnictwie, w geotechnice oraz w budownictwie.

Podziękowania

Badania zostały sfinansowane w ramach Programu Badań Stosowanych PBS1/A2/7/2012 oraz projektu IPBU.01.01.00-06-570/11-00.

Literatura

- 1 Decler J., Viaene W. Rupelian boom clay as raw material for expanded clay manufacturing. *Applied Clay Science* 8 (1993) 111-128.
- 2 Dermirdag S., Gunduz L. Strength properties of volcanic slag aggregate lightweight concrete for high performance masonry units. *Construction and Building Materials* 22 (2008) 2269-2275.
- 3 UNE-EN 13055-1. Kruszywa lekkie. Część 1: Kruszywa lekkie do betonu, zaprawy i rzadkiej zaprawy; 2003.
- 4 Bodycomb F.M., Stokowski S.J. *Construction uses-insulation, Industrial minerals and rocks*. London: SME 2000.
- 5 Fakhfakh E., Hajjaji W., Medhioub M., Rocha F., López-Galindo A., Setti M. Effect of sand addition on production of lightweight aggregates from Tunisian smectite-rich clayey rocks. *Applied Clay Sciences* 35 (2007) 228-237.
- 6 Gonzáles-Corrochano B., Alonso-Azcárate J., Rodas M., Luque F.J., Barrenechea J.F. Microstructure and mineralogy of lightweight aggregate produced from washing aggregate sludge, fly ash, and used motor oil. *Cement & Concrete Composites* 32 (2010) 694-707.
- 7 Kralj D. Experimental study of recycling lightweight concrete with aggregates containing expanded glass. *Process Safety and Environmental Protection* 87 (2009) 267-273.
- 8 Wei Y.-L., Lin Ch.-Y., Ko K.-W., Wang H.P. Preparation of low water-sorption lightweight aggregates from harbor. *Marine Pollution Bulletin* 63 (2011) 135-140.
- 9 Sokolova S.N., Vereshagin V.I. Lightweight granular material from zeolite rocks with different additives. *Construction and Building Materials* 24 (2010) 625-629.
- 10 Kockal N.U., Ozturan T. Durability of lightweight concretes with lightweight fly ash aggregates. *Construction and Building Materials* 25 (2011) 1430-1438.
- 11 Chen H.J., Wang S.Y., Tang C.W. Reuse of incineration fly ashes and reaction ashes for manufacturing lightweight aggregate. *Construction and Building Materials* 24 (2010) 46-55.
- 12 Anderson M., Skerratt R.G. Variability study of incinerated sewage sludge ash in relation to future use in ceramic brick manufacture. *British Ceramic Transactions* 102 (3) (2003) 109-113.
- 13 Franus W., Franus M., Latośńska J., Wójcik R. The use of spent glauconite in lightweight aggregate production. *Boletín De La Sociedad Espanola De Cerámica Y Vidrio* 50/4 (2011) 193-200.
- 14 Król M., Mozgawa W., Pichór W. Immobilizacja kationów metali ciężkich w materiałach wypalanych na bazie smektytu i zeolitu naturalnego. *Materiały Ceramiczne/Ceramic Materials* 62 (2) (2010) 218-223.
- 15 Mozgawa W., Król M., Pichór W. Use of clinoptilolite for the immobilization of heavy metal ions and preparation of autoclaved building composites. *Journal of Hazardous Materials* 168 (2-3) (2009) 1482-1489.
- 16 Gonzáles-Corrochano B., Alonso-Azcárate J., Rodas M. Production of lightweight aggregates from mining and industrial wastes. *Journal of Environmental Management* 90 (2009) 2801-2812.

- 17 Libre N.A., Shekarchi M., Mahoutian M., Soroushian P. Mechanical properties of hybrid fiber reinforced lightweight aggregate concrete made with natural pumice. *Construction and Building Materials* 25 (2011) 2458–2464.
- 18 Chałupnik S., Franus W., Wysocka M., Gzyl G. Application of zeolites for radium removal from mine water. *Environmental Science and Pollution Research* 20 (2013) 7900–7906.
- 19 UNE-EN 1097-3. Badania mechanicznych i fizycznych właściwości kruszyw. Part 3: Oznaczanie gęstości nasypowej i jamistości; 2000.
- 20 UNE-EN 1097-6. Badania mechanicznych i fizycznych właściwości kruszyw. Część 6: Oznaczanie gęstości ziaren i nasiąkliwości; 2000.
- 21 UNE-EN 1367-1. Badania właściwości cieplnych i odporności kruszyw na działanie czynników atmosferycznych. Part 1: Oznaczanie mrozoodporności.
- 22 Riley C.H. Relation of chemical properties to the bloating of clay. *Journal of American Ceramic Society* 34(4) (1950) 121–128.
- 23 Franus W., Wdowin M., Removal of ammonium ions by selected natural and synthetic zeolites. *Mineral Resources Management* 26(4) (2010) 133–148.
- 24 Franus W. Characterization of X-type zeolite prepared from coal fly ash. *Polish Journal of Environmental Studies* 21(2) (2012) 337–343.
- 25 Wdowin M., Franus M., Panek R, Bandura L, Franus W; 2014: The conversion technology of fly ash into zeolites. *Clean Technologies and Environmental Policy* - DOI 10.1007/s10098-014-0719-6.
- 26 Wdowin M., Franus W., Panek R. Preliminary results of usage possibilities of carbonate and zeolitic sorbents in CO₂ capture. *Fresenius Environmental Bulletin* 21/12 (2012) 3726–3734.
- 27 Franus W, Dudek K. Clay minerals and clinoptilolite of Variegated Shales Formation of the Skole Unit. *Polish Flysch Carpathians. Geologica Carpathica* 50 (1999) 23–24.
- 28 Stagemann J.A., Cot'e P.L. A proposed protocol for evaluation of solidified wastes. *Science of the Total Environment* 178 (1996) 103–110.

Properties of the lightweight aggregate modified with the spent zeolite sorbents after sorption of diesel fuel

Małgorzata Franus¹, Lidia Bandura²

^{1,2} *Department of Geotechnics, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: ¹m.franus@pollub.pl, ²l.bandura@pollub.pl*

Abstract: The paper presents the possibility of modification of the lightweight aggregate with mineral sorbents after sorption of petroleum substances. The aggregate is obtained with the plastic method by burning at 1170°C. Evaluation of the physical and mechanical properties was based on the parameters such as specific gravity, bulk density and volumetric density, porosity, water absorption, frost resistance and resistance to crushing. The investigated properties indicate that the resulting lightweight aggregate with the addition of used sorbents meets the basic requirements for the lightweight aggregates used in construction.

Keywords: clinoptilolite, Na-P1, petroleum substances, lightweight aggregate

Zastosowanie nanowłęglnika Berkovicha do badań warstw stykowych w betonach z dodatkiem popiołów lotnych

Grzegorz L. Golewski

*Katedra Konstrukcji Budowlanych, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska,
e-mail: g.golewski@pollub.pl*

Streszczenie: W pracy przedstawiono wyniki badań nanotwardości (HB) w warstwach stykowych (Interfacial Transition Zone - ITZ) betonów z dodatkiem: 0, 20 i 30 % krzemionkowych popiołów lotnych (FA). Do badań wykorzystano kompaktową platformę firmy CSM Instruments. Podczas eksperymentów analizowano obszar w ITZ kruszywa grubego z zaczynem w pięciu punktach pomiarowych, tzn. w odległości: 5, 25, 50, 100 i 150 μm od granicy ziarna. Odciski w betonie wykonywano włęglnikiem Berkovicha z zastosowaniem techniki DSI. Analiza uzyskanych wyników badań wykazała, że 20% dodatek FA powoduje kilkuprocentowy wzrost nanotwardości, natomiast dodatek 30% FA kilkunastoprocentowy spadek HB. Na podstawie rozkładów nanotwardości ustalono, że najbardziej heterogeniczna jest strefa ITZ w odległości 25 μm od ziarna kruszywa.

Słowa kluczowe: beton, popiół lotny, warstwa stykowa, nanotwardość

1. Wprowadzenie

W ostatnich latach obserwuje się zwiększenie znaczenia budownictwa jako odbiorcy FA, głównie jako dodatku do cementu [1]. Związane jest to m.in. z faktem zaobserwowania w licznych badaniach korzystnego wpływu FA na wiele parametrów betonu. Te aktywne wypełniacze podnoszą np. odporność matrycy na czynniki korozyjne, a dodawane w ilości do 20% masy cementu polepszają parametry mechaniki pękania betonów [2,3].

Aktywne dodatki mineralne, jakimi są FA modyfikują skład matrycy cementowej. W wyniku reakcji pucolanowej następuje wzrost fazy C-S-H, o obniżonym stosunku C/S, zmniejsza się natomiast zawartość $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (CH). Skutkuje to występowaniem w ITZ betonów modyfikowanych dodatkiem FA szczelin o mniejszych rozmiarach, co wpływa na podniesienie wartości parametrów mechaniki pękania materiału. Na podstawie pracy [3] ustalono, że średnia wielkość szczeliny na styku kruszywa grubego z zaczynem uległa znacznemu zmniejszeniu o 36% w betonach z 20% dodatkiem FA, w porównaniu do matrycy betonu niemodyfikowanego, natomiast stosunek molowy C/S obniżył się z wartości 7 do poziomu 1,2. Zmienił się również skład fazowy osnowy. W obrazach SEM betonów z popiołami, zamiast heksagonalnych płytek portlandytu widoczne były rozległe obszary włóknistej fazy C-S-H (I) [3].

Potrzeba dokładnej analizy mikrostruktury betonu na styku kruszywa grubego z matrycą cementową wynika głównie z roli jaką pełni w przenoszeniu przez przyczepność sił i przemieszczeń między łączonymi fazami [4]. Warstwa stykowa kruszywa z matrycą cementową jest powszechnie uważana za najsłabsze miejsce w materiale o zwiększonej porowatości, oraz mniejszej wytrzymałości. Skutkiem tego w tej strefie dochodzi zazwyczaj do powstawania pierwszych uszkodzeń w mikrostrukturze betonu. Grubość ITZ w betonach zwykłych wynosi zazwyczaj 40-50 μm , a jej budowa jest zależna od składu kompozytu

i wskaźnika w/c [4]. W literaturze dostępnych jest kilka modeli, które opisują budowę ITZ, np. [5,6], a dogłębny ich przegląd przedstawiono w pracy [4]. ITZ ma istotny wpływ na właściwości mechaniczne zwłaszcza w betonach powszechnie stosowanych tzn. o wytrzymałości 30-40 MPa [7]. A. M. Brandt twierdzi, że rola ITZ w betonach wysokowartościowych jest mniejsza i możliwe jest ograniczenie wpływu tej strefy na odkształcalność i wytrzymałość kompozytów poprzez modyfikacje struktury betonu dodatkami mineralnymi, a także dobór technologii wykonania betonu [4]. Potwierdzeniem tej tezy są zmiany w mikrostrukturze ITZ betonów z dodatkiem FA [3]. Ponieważ ITZ ma fundamentalny wpływ na kształtowanie cech mechaniczno - wytrzymałościowych betonu, oraz w głównej mierze decyduje o trwałości i procesach destrukcji materiału, przeto wymaga ona precyzyjnych badań. Wg pracy [7] stosowanych jest kilka różnych metod oceniających właściwości strefy niekorzystnie zmodyfikowanego zaczynu przy granicy z kruszywem. Zaliczyć do nich można: badania mechaniczne, m.in. analizy mikrotwardości, badania przy zastosowaniu technik proszkowych, analizy mikroskopowe. Z grupy przytoczonych metod efektywnym sposobem pozwalającym na ocenę parametrów matrycy cementowej w obszarze styku z kruszywem są badania mikro- i nanotwardości. Wg autorów pracy [7] wykorzystanie metody badań mikrotwardości pozwala na ocenę cech mechanicznych ITZ, oraz na wyznaczenie szerokości tej strefy. Natomiast analizy twardości stref kontaktowych we wszystkich kompozytach betonowych wykonywane są najczęściej przy zastosowaniu nanowłgłębników [8].

Kontynuując badania dotyczące diagnostyki parametrów mechanicznych betonów modyfikowanych dodatkiem FA [2,3] w niniejszej pracy przedstawiono opis eksperymentów oceniających nonotwardość ITZ w przedmiotowych betonach.

2. Badania mikro- i nanotwardości kompozytów betonowych

Twardość jest charakterystyką, która świadczy o odporności na działanie obciążeniem skupionym. Wartość tego parametru wyznaczana jest jako iloraz siły przekazywanej poprzez specjalny wgłębnik, który umieszczany jest w materiale do powierzchni jego odcisku. W zależności od struktury materiału i skali odniesienia wykorzystywanych jest kilkanaście typów wgłębników, których przegląd przedstawiono w pracach [7,8]. Badania twardości są realizowane na różnych poziomach obserwacji począwszy od skali makro, poprzez mikro, aż do oceny nanotwardości materiałów.

Pierwsze próby badań mikrotwardości betonu były podejmowane już ponad 50 lat temu przez badaczy rosyjskich, np. [9]. Wyniki przedstawione w [9] pozwoliły na ustalenie, że w dużej bliskości od sztywnego ziarna kruszywa mikrotwardość przyjmuje relatywnie duże wartości zbliżone do wyników uzyskiwanych w matrycy oddalonej od inkluzji o ponad 50 μ m, po czym następuje gwałtowny spadek jej wartości. Potwierdzeniem przedstawionych w [9] rozkładów mikrotwardości na długości ITZ były badania w obszarach styku zbrojenia z matrycą cementową w elementach fibrobetonowych [10] i żelbetowych [11], oraz zaprezentowane w 2013 r. rezultaty badań mikrotwardości w strefie ITZ betonów z dodatkami mineralnymi [12,13]. Na podstawie wcześniejszych eksperymentów możliwe jest z dużym przybliżeniem wyodrębnić w obszarze ITZ trzech stref mikrotwardości różniącymi się między sobą wyraźnie wynikami badań. Są to: strefa I znajdująca się w najbliższym sąsiedztwie ziarna kruszywa, bądź zbrojenia, tzn. 0-10 μ m, strefa II w odległości 10-50 μ m, strefa III oddalona od ziarna kruszywa o ponad 50 μ m.

W trakcie realizacji tradycyjnych badań mikrotwardości istotnym problemem jest ustalenie dokładnych wymiarów odcisku powstałego po umieszczeniu wgłębника

w materiale. Trudności wynikające z oceny miejsca odcisku były prawdopodobnie jedną z głównych przyczyn, która spowodowała znaczące ograniczenie wykonywania tego typu badań po wstępnych eksperymentach przeprowadzonych przez autorów pracy [9].

Ponowne zainteresowanie tymi zagadnieniami nastąpiło z końcem XX. i na początku XXI. wieku wraz z rozwojem nowoczesnych technik indentacji, które znacząco różniły się od typowych prób twardości [11,14]. Wyraźny postęp w zakresie oceny mikro- a nawet nanomechanicznych właściwości materiałów możliwy był głównie dzięki zastosowaniu nowych urządzeń, które pozwalały na ciągły pomiar siły i przemieszczenia w trakcie trwania procesu indentacji. Metoda Depth-Sensing Indentation (DSI) wyklucza występowanie problemów związanych z identyfikacją wymiarów odcisku po umieszczeniu wgłębnika, gdyż pozwala na wyznaczenie właściwości badanego materiału nawet w przypadku, gdy uzyskane pole odcisku, nie nadaje się do pomiaru jego powierzchni w sposób konwencjonalny. Przebieg badania, zasady pomiaru i graficzną interpretację procesu indentacji podano w pracy [15]. Badanie przy pomocy techniki DSI, polega na ciągłym zapisie parametrów pracy urządzenia takich jak: przyrost siły i przemieszczenie wgłębnika najczęściej w formie wykresów, które obejmują trzy fazy eksperymentu: obciążenie, podczas którego wgłębnik jest umieszczany w materiale przy założonej prędkości wciskania aż do osiągnięcia zadanej siły maksymalnej, zablokowanie wgłębnika w materiale przez założony czas pauzy, powolne odciążenie wgłębnika. Sukcesywne śledzenie procesu indentacji w funkcji siły normalnej pozwala na ustalenie zależności graficznej, na podstawie której można m.in. ocenić: rodzaj materiału poddanego analizie, np.: kruszywo, matryca, włókno zbrojeniove [16], poprawność przeprowadzenia badania poprzez analizę wykresu indentacji [17], rodzaj fazy betonu, która była badana, np. CH, C-S-H [18]. Ponadto w przypadku zastosowania metody DSI w badaniach betonu możliwe jest ustalenie takich parametrów materiałowych jak: wytrzymałość, moduł sprężystości i pełzanie, np. [11,15,19,20].

Do badań mikrotwardości matrycy cementowej najczęściej wykorzystywany jest wgłębnik Vickersa. Metodę pomiaru mikrotwardości betonu szczegółowo opisano w [21]. Eksperymenty tego typu mogą służyć do ustalania zależności między mikrotwardością a parametrami betonu lub zaczynu [7,21], bądź wyznaczania odporności na pękanie K_{Ic} . Na podstawie statystycznego rozkładu wyników mikrotwardości możliwa jest również klasyfikacja w matrycy faz C-S-H w zależności od ich gęstości [22].

Analizy mające na celu identyfikację jakościową i ilościową składników mikrostruktury betonów prowadzone są również z wykorzystaniem metod nanoindentacji. Pozwalają one, podobnie jak w przypadku prób wgłębnikiem Vickersa [22] na rozróżnienie typów C-S-H w zależności od ich gęstości i sztywności [17,23,24], czy wyodrębnienie kilku różnych rodzajów faz w betonie [25]. Możliwe jest również tworzenie map rozkładu badanych parametrów, np. nanotwardości co może być szczególnie pomocne w analizach ITZ [26]. Ogólne założenia dotyczące badania nanotwardości materiałów przedstawił A.C. Fischer-Cripps [27]. W badaniach nanotwardości betonu jednym z powszechniej używanych jest wgłębnik Berkovicha [16-18,20,23-25]. Na rys. 2 pokazano widok wgłębnika z przewidywaną powierzchnią kontaktu. Pozostałe charakterystyki geometryczne wgłębnika Berkovicha przedstawiono w pracy [27].

Z uwagi na wymiary ITZ badania tej strefy z wykorzystaniem metod nanoindentacji okazują się optymalnym rozwiązaniem. Eksperymenty takie wymagają jednak użycia specjalistycznego sprzętu oraz zachowania odpowiednich procedur dotyczących: przygotowania próbek, wyboru miejsc do badań i przeprowadzenia pomiarów. Urządzenie do przeprowadzenia prób nanotwardości powinno umożliwiać stały pomiar siły w zakresie do 10 N oraz przemieszczenie w zakresie do 50 μm z rozdzielczością wynoszącą 1mN dla siły

i 2nm dla przemieszczenia. Typowy zakres obciążeń w przypadku badania ITZ wynosi od 20 do 50 mN [7,14]. Ustalając dobór siły w badaniach nanotwardości trzeba mieć na uwadze, że skoro planowane jest wykonanie kilku odcisków w przestrzeni ITZ, której grubość wynosi mniej więcej 50 μ m, to rozmiar pojedynczego odcisku nie powinien przekroczyć 10-15 μ m. Ponadto aby nie dopuścić do wzajemnego oddziaływania pomiędzy kolejnymi próbami wymagane jest zachowanie odpowiedniej odległości między odciskami, która równa jest co najmniej dwukrotnej długości przekątnej odcisku.

3. Badania własne

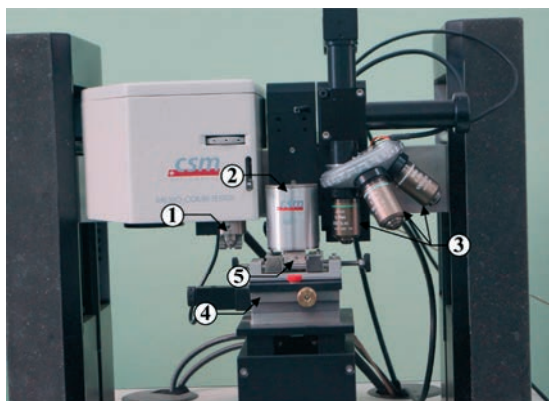
Podczas studiów literaturowych napotkano na dwie publikacje dotyczące badania ITZ w betonach z dodatkiem krzemionkowych FA metodami indentacji [12,28]. W pracy [28] oceniano procentowy wpływ tego substytutu spoiwa (w ilości od 20 do 60%) na parametry strefy stykowej badane w różnych okresach czasowych, natomiast artykuł [12] prezentuje wyniki badań betonów wysokowartościowych z dodatkiem FA o różnych wskaźnikach w/c. Z wniosków przedstawionych w tych pracach wynika, że FA podnosi jednorodność matrycy w strefie styku kruszywa z zaczynem [12], natomiast najwyższe wskaźniki twardości we wszystkich okresach dojrzewania występują gdy ilość mikrowypełniacza wynosi 20% [28]. Obydwie z powyższych prac [12,28] dotyczą testów z wykorzystaniem wgłębnika Vickersa, a więc badań mikrotwardości.

Celem badań własnych było przeanalizowanie zmian nanotwardości w obszarach ITZ pomiędzy kruszywem a zaczynem cementowym w betonach zwykłych oraz modyfikowanych dodatkiem krzemionkowych FA. Podobnie jak w przypadku wcześniejszych eksperymentów [2,3] badania przeprowadzono na trzech rodzajach betonów różniących się między sobą ilością dodatku FA: bez dodatku FA (FA-00), z 20% dodatkiem FA (FA-20) i z 30% dodatkiem FA (FA-30). Do wykonania mieszanek zastosowano: cement portlandzki CEM I 32,5 R, kruszywo żwirowe o uziarnieniu do 8 mm, piasek kopalny, oraz krzemionkowy FA i plastyfikator. Wszystkie mieszanki miały taki sam wskaźnik wodno - spoiwowy w/s = 0,4. Szczegółowe ilości materiałów, które zastosowano do wykonania mieszanek podano w pracy [3], natomiast średnie wartości (z 6 pomiarów) parametrów wytrzymałościowych i mechaniki pękania analizowanych betonów zestawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Charakterystyki mechaniczno - wytrzymałościowe analizowanych betonów

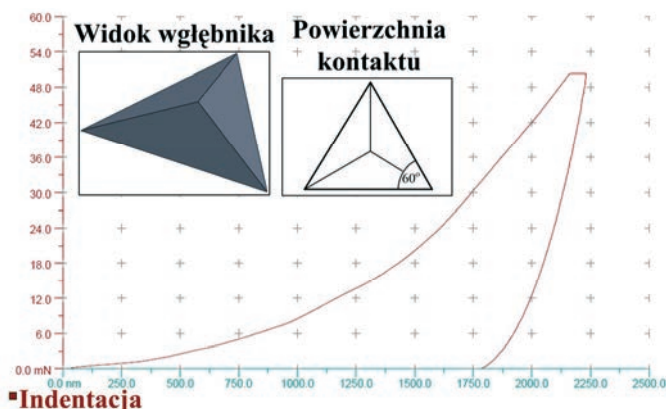
Seria betonu	Analizowany parametr				
	f_{cm15} [MPa]	f_{cm} [MPa]	K_{Ic} [MN/m ^{3/2}]	K_{IIc} [MN/m ^{3/2}]	K_{IIIc} [MN/m ^{3/2}]
FA-00	47,51	3,58	1,06	4,24	2,49
FA-20	48,96	3,36	1,09	4,39	2,60
FA-30	45,10	3,27	0,93	3,65	2,14

Do badań nanotwardości betonu wykorzystano kompaktową platformę szwajcarskiej firmy CSM Instruments (rys.1). W korpusie urządzenia pokazanym na rys.1 znajduje się wgłębnik Vickersa (1) i Berkovicha (2), oraz zestaw trzech lunet o powiększeniach: 5, 20 i 50x (3). Lunety służą do wyboru miejsca do badań na próbce (5), która jest umieszczana na stoliku urządzenia o wymiarach 120x20 mm (4). Nanowgłębnik Berkovicha charakteryzuje się następującymi parametrami: maksymalna wartość siły 500 mN przy rozdzielczości 0,04 μ N, maksymalna głębokość odcisku 20 μ m przy rozdzielczości 0,04 nm.



Rys. 1. Urządzenie do badania mikro- i nanotwardości (opis w tekście)

Eksperymenty przeprowadzono przy zastosowaniu techniki DSI opisanej w [15]. Rejestrowany automatycznie pomiar obejmował: umieszczenie wgłębnika w próbce do momentu osiągnięcia maksymalnej założonej siły równej 50 mN, utrzymanie wgłębnika przez 10s, oraz odciążenie. Zarówno przy obciążeniu jak i odciążeniu przyrost i spadek siły wynosił 100 mN/min. Materiał do badań pobrano z kostek, wykorzystanych wcześniej do oceny odporności betonów na pęknięcie [3]. Z sześciątów wycięto tzw. zgłady o wymiarach: 20x20x10 mm. Następnie wybierano próbki z takimi obszarami gdzie występowały duże ziarna kruszywa grubego z przyległymi ITZ. Chcąc dokładnie przeanalizować rozkłady nanotwardości ustalono, że próby będą wykonywane w każdej z III wyszczególnionych stref ITZ (por. p. 2) oraz w matrycy. Założono że nanotwardość będzie badana w następujących odległościach od ziarna kruszywa: 5, 25, 50, 100 i 150 μm . Dzięki lunetom (rys. 1) możliwe było dokładne zaplanowanie miejsca wykonania testu, a potwierdzeniem poprawności wyboru były zdjęcia z pomiarami odległości wykonywane po zakończonym badaniu. Ponieważ badany materiał był miejscami porowaty i heterogeniczny testy wymagały częstych powtórzeń, a poprawność uzyskanych wyników oceniano m.in. analizując kształt krzywych z indentacji [18-20] (rys. 2). Na podstawie pomiaru głębokości na jaką wciśnięty został wgłębnik w próbkę przy sile maksymalnej, a w konsekwencji znając powierzchnię jego odcisku [15] program dołączony do urządzenia sam wyznaczał nanotwardość i przedstawiał wyniki wraz z wykresami (rys. 2) w formie raportów. Ostateczne wartości uzyskane z badań dla każdego punktu w obszarze ITZ stanowiły średnią z 12 pomiarów.



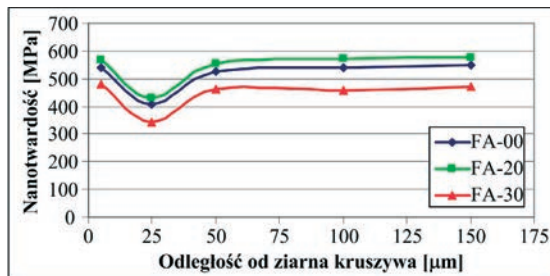
Rys. 2. Przykładowy wykres indentacji i geometria wgłębnika Berkovicha

4. Wyniki badań i ich analiza

Tabela 2. Nanotwardość w obszarze warstw stykowych analizowanych betonów

Seria betonu	Nanotwardość [MPa]				
	HB5 ± δ; ν	HB25 ± δ; ν	HB50 ± δ; ν	HB100 ± δ; ν	HB150 ± δ; ν
FA-00	542 ± 30 ; 8,9	407 ± 35 ; 9,7	525 ± 28 ; 9,2	541 ± 31 ; 9,4	548 ± 30 ; 9,3
FA-20	568 ± 32 ; 9,5	431 ± 38 ; 11,6	555 ± 32 ; 10,4	570 ± 35 ; 10,8	576 ± 35 ; 10,5
FA-30	480 ± 35 ; 10,7	344 ± 45 ; 12,8	462 ± 40 ; 11,9	458 ± 42 ; 12,1	473 ± 40 ; 11,6

W tabeli 2 zestawiono średnie wartości HB w strefie ITZ wraz z rozrzutami wyników - δ i współczynnikami zmienności - ν [%]. W każdym z analizowanych punktów najwyższe wartości HB odnotowano dla betonu FA-20, natomiast najniższe dla FA-30. Z wyjątkiem betonu FA-30 we wszystkich pozostałych seriach maksima HB występowały w odległości 150 μm od ziaren kruszywa, natomiast minimalne odczyty zanotowano w odległości 25 μm od inkluzji. Uzyskane wartości mieściły się w przedziale od 290 do 620 MPa i charakteryzowały się stosunkowo wysokimi parametrami δ i ν, na co zwrócono również uwagę w innych pracach [8,22]. Na podstawie analizy rozrzutów wyników badań stwierdzono, że największe odchylenia od średniej występowały w betonach z 30% dodatkiem FA, a najmniejsze w kompozytach serii FA-00. We wszystkich betonach maksymalne rozrzuty występowały w wynikach HB25 co może świadczyć, iż ta strefa matrycy jest najbardziej heterogeniczna, a w przypadku betonu FA-30 jej struktura charakteryzuje się również niską gęstością [22]. Na rys. 3 pokazano porównanie rozkładów nanotwardości na długości ITZ dla wszystkich serii betonów. Są one podobne do wyników prezentowanych w innych pracach [9-13] i pokazują, że duże wartości HB odnotowano przy styku kruszywa z matrycą (co jest prawdopodobnie spowodowane wiązaniem, które występuje w poprzek ITZ [14]), oraz poza strefą ITZ w odległości 50, 100 i 150 μm od kruszywa. Bardzo zbieżne tendencje w rozkładach HB występują w betonach FA-00 i FA-20, natomiast nieco inaczej wygląda wykres dla FA-30. W przypadku betonu zwykłego i z dodatkiem 20% FA w odległości 50 μm od granicy z kruszywem następuje sukcesywny wzrost HB matrycy i w najbardziej oddalonym z analizowanych punktów wyniki HB przyjmują najwyższe wartości. W przypadku FA-30 w odległości 50-100 μm widoczny jest jeszcze nieznaczny spadek HB, po czym następuje jego wzrost. Mimo to w przypadku dodatku 30% FA HB jest najwyższa w odległości 5 μm od ziarna kruszywa a nie tak jak w pozostałych betonach 150 μm. Na podstawie rys. 3 można stwierdzić, że prawdopodobnie obszar ITZ w betonach FA-00 i FA-20 wynosi około 50 μm, natomiast większa ilość dodatku powoduje wzrost grubości tej strefy i pogorszenie jej parametrów mechanicznych. Ponieważ parametry ITZ w istotny sposób rzutują na właściwości wytrzymałościowe betonu uzyskane wyniki potwierdzają rezultaty wcześniejszych eksperymentów (tab. 1) [2,3].



Rys. 3. Rozkłady nanotwardości w strefie warstw stykowych analizowanych betonów

5. Wnioski

Wnioski z przeprowadzonych badań są następujące:

1. Dodatek FA do betonu modyfikuje mikrostrukturę ITZ.
2. Najbardziej heterogeniczna strefa ITZ o najniższej nanotwardości, występuje w odległości 25 μm od ziarna kruszywa.
3. W całym obszarze ITZ dodatek 20% FA powoduje kilkuprocentowy wzrost nanotwardości, natomiast dodatek 30% FA wyraźny kilkunastoprocentowy jej spadek.
4. Grubość ITZ wynosi: w betonach FA-20 około 50 μm , w betonach FA-30 ponad 50 μm .
5. Istnieje związek pomiędzy wartościami HB uzyskanymi w strefie ITZ, a parametrami mechaniki pękania betonów modyfikowanych dodatkiem FA.

Literatura

- 1 Giergiczny Z., Małolepszy J., Szwabowski J., Śliwiński J. Cementy z dodatkami mineralnymi w technologii betonów nowej generacji. Instytut Śląski Sp. z o.o., Opole 2002.
- 2 Golewski G.L. Analiza odporności na pęknięcie, przy trzecim modelu pęknięcia betonów z dodatkiem popiołów lotnych. *Budownictwo i Architektura* 12 (3) (2013) 145-152.
- 3 Golewski G.L., Sadowski T. An analysis of shear fracture toughness K_{IIc} and microstructure in concretes containing fly-ash. *Construction and Building Materials* 51 (2014) 207-214.
- 4 Brandt A.M. Wpływ warstwy przejściowej na właściwości mechaniczne betonów wysokowartościowych (BWW). II Konferencja Naukowo-Techniczna MATBUD'98, Kraków-Mogilany 1998, 21-30.
- 5 Barnes, B.D., Diamond, S., Dolch W.L. The contact zone between Portland cement paste and glass "aggregate" surfaces. *Cement and Concrete Research* 8 (1978) 233-243.
- 6 Zimbelmann R.A. Contribution to the problem of cement-aggregate bond. *Cement and Concrete Research* 15 (1985) 801-808.
- 7 Brandt A.M., Kasperkiewicz J. (red.) Metody diagnozowania betonów i betonów wysokowartościowych na podstawie badań strukturalnych. IPPT PAN, Warszawa 2003.
- 8 Kasperkiewicz J., Sobczak M. O możliwości oceny wytrzymałości betonu na podstawie badania mikrotwardości. *Cement Wapno Beton* 3 (2004) 138-142.
- 9 Lyubimova T.J., Pinus E.R. Crystallization processes in the contact zone between aggregate and matrix in the cement concrete. *Kolloidnyi Zhurnal* 24 (5) (1962) 578-587 (in Russian).
- 10 Wei S., Mandel J.A., Said S. Study of the interface strength in steel-fiber reinforced cement-based composites. *ACI Journal* 83 (1986) 597-605.
- 11 Zhu W., Bartos P.J.M. Application of depth-sensing microindentation testing to study of interfacial transition zone in reinforced concrete. *Cement and Concrete Research* 30 (2000) 1299-1304.
- 12 Wang G., Kong Y., Sun T., Shui Z. Effect of water-binder ratio and fly ash on the homogeneity of concrete. *Construction and Building Materials* 38 (2013) 1129-1134.
- 13 Duan P., Shui Z., Chen W. Shen Ch. Effects of metakaolin, silica fume and slag on pore structure, interfacial transition zone and compressive strength of concrete. *Construction and Building Materials* 44 (2013) 1-6.
- 14 Igarashi S., Bentur A., Mindess S. Microhardness testing of cementitious materials. *Advanced Cement Based Materials* 4 (1996) 48-57.
- 15 Oliver W.C., Pharr G.M. An improved technique for determining hardness and elastic modulus using load and displacement sensing indentation experiments. *Journal of Materials Research* 7 (1992) 1564-1583.
- 16 Wang X.H., Jacobsen S., He J.Y., Zhang Z.L., Lee S.F., Lein H.L. Application of nanoindentation testing to study of the interfacial transition zone in steel fiber reinforced mortar. *Cement and Concrete Research* 39 (2009) 701-715.
- 17 Mondal P., Shah S.P., Marks L.D. Nanoscale characterization of cementitious materials. *ACI Materials Journal* 105 (2008) 174-179.

- 18 Xiao J., Li W., Sun Z., Lange D.A., Shah S.P. Properties of interfacial transition zone in recycled aggregate concrete tested by nanoindentation. *Cement and Concrete Composites* 37 (2013) 276-292.
- 19 Trik P., Bartos P.J.M. Micromechanical properties of cementitious composites. *Materials and Structures* 32 (1999) 388-393.
- 20 Velez K., Maximilien S., Damidot D., Fantozzi G., Sorrentino F. Determination by nanoindentation of elastic modulus and hardness of pure constituents of Portland cement clinker. *Cement and Concrete Research* 31 (2001) 555-561.
- 21 Glinicki M.A., Kasperkiewicz J., Sobczak M., Zieliński M. Badanie mikrotwardości betonu za pomocą wglębniaka Vickersa. 49 Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Warszawa-Krynica 2003, t. III, 139-146.
- 22 Glinicki M.A., Krzywobłocka-Laurów R., Ranachowski Z., Dąbrowski M., Wołowicz J. Analiza mikrostruktury betonów modyfikowanych dodatkiem popiołów lotnych wapiennych. *Drogi i Mosty* 2 (2013) 173-189.
- 23 Constantinides G., Ulm F.-J. The effects of two types of C-S-H on the elasticity of cement-based materials: Results from nanoindentation and micromechanical modeling. *Cement and Concrete Research* 34 (2004) 67-80.
- 24 Mondal P., Shah S.P., Marks L. A reliable technique to determine the local mechanical properties at the nanoscale for cementitious materials. *Cement and Concrete Research* 37 (2007) 1440-1444.
- 25 Sorelli L., Constantinides G., Ulm F.-J., Toutlemonde F. The nano-mechanical signature of Ultra High Performance Concrete by statistical nanoindentation techniques. *Cement and Concrete Research* 38 (2008) 1447-1456.
- 26 Zhu W., Hughes J.J., Bicanic N., Pearce Ch.J. Nanoindentation mapping of mechanical properties of cement paste and natural rocks. *Materials Characterization* 58 (2007) 1189-1198.
- 27 Fischer-Cripps A.C. *Nanoindentation*. Second Edition. Springer - Verlag, New York, LLC 2010.
- 28 Wang Z.-J., Wang Q., Wei Y.-F. Effects on mineral admixtures and superplasticizers on micro-hardness of aggregate-paste interface in cement concrete. *Journal of Shanghai Jiaotong University (Science)* 17 (5) (2012) 629-634.

The Application of Berkovich nanoindenter to the study of interfacial transition zone in concretes containing fly-ash

Grzegorz L. Golewski

*Department of Civil Engineering Structures, Faculty of Civil Engineering and Architecture,
Lublin University of Technology, e-mail: g.golewski@pollub.pl*

Abstract: The paper presents the results of nanohardness (HB) in the Interfacial Transition Zones (ITZ) of concretes with the addition of 0, 20 and 30% siliceous fly ashes (FA). A compact platform CSM Instruments was used in the testing. An area in the ITZ of coarse aggregates with paste was analysed in the five measurement points during the experiments, i.e. at the distance of: 5, 25, 50, 100 and 150 μm from the grain boundary. The indents in concrete were created by Berkovich indenter using DSI technique. Analysis of the results revealed that the 20% additive of FA causes a few percent increase in nanohardness, while 30% FA additive leads to between ten and twenty percent drop of HB. On the basis of nanohardness distributions in particular concretes, it was found that the most heterogeneous one is the ITZ zone within the distance of 25 μm from the aggregate grain.

Keywords: concrete, fly ash, interfacial transition zone, nanohardness

Wpływ stopnia rozdrobnienia metakaolinu na właściwości samozagęszczalnych betonów do robót podwodnych

Stefania Grzeszczyk¹, Krystian Jurowski²

*Katedra Inżynierii Materiałów Budowlanych, Wydział Budownictwa, Politechnika Opolska,
e-mail: ¹s.grzeszczyk@po.opole.pl, ²k.jurowski@po.opole.pl*

Streszczenie: W pracy opisano badania wpływu metakaolinu o różnym stopniu rozdrobnienia w ilości 20% w stosunku do masy cementu na właściwości samozagęszczalnych betonów do robót podwodnych. Wykazano, że metakaolin o większym stopniu rozdrobnienia zwiększa skuteczność działania domieszki DZL i superplastyfikatora w mieszance betonowej. Uwidacznia się to mniejszą wymywalnością zaczynu z mieszanki i większym jej upłynnieniem w porównaniu do mieszanki zawierającej metakaolin o mniejszej zawartości frakcji drobnych.

Ponadto stwierdzono, że samozagęszczalny beton do robót podwodnych zawierający metakaolin o większym stopniu rozdrobnienia uzyskuje większą wytrzymałość na ściskanie oraz charakteryzuje się większą odpornością na działanie mrozu i środków odładowych.

Słowa kluczowe: Samozagęszczalny beton do robót podwodnych, metakaolin, stopień rozdrobnienia

1. Wprowadzenie

Betony samozagęszczalne do robót podwodnych są bardzo dogodnym rozwiązaniem w wykonawstwie konstrukcji inżynierskich takich, jak na przykład filary mostów czy nabrzeżne budynki [1,2]. Właściwości tych mieszanek ułatwiają ich pompowanie i układanie w deskowaniu. Ponadto zapewniają samopoziomowanie i nie wymagają wibrowania mechanicznego w często trudno dostępnych miejscach. Uzyskanie odpowiednich właściwości mieszanki betonowej wymaga zastosowania domieszek chemicznych, superplastyfikatora w celu uzyskania upłynnienia mieszanki oraz domieszki zwiększającej lepkość, ograniczającej wymywanie zaczynu [3].

Odporność mieszanki betonowej na wymywanie zaczynu jest uzależniona między innymi od zawartości frakcji drobnych w spoiwie. Z tego względu do betonów do robót podwodnych jako dodatki mineralne stosuje się głównie pyły krzemionkowe oraz popioły lotne [4].

Istnieje wiele prac poświęconych badaniom wpływu metakaolinu na właściwości betonu. Ich autorzy zgodnie twierdzą, że zaletą stosowania tego dodatku mineralnego w betonie jest przede wszystkim zwiększenie wytrzymałości na ściskanie we wczesnym okresie dojrzewania np. [5]. Ponadto, metakaolin powoduje poprawę mikrostruktury porów, zmniejszenie przepuszczalności betonu i zwiększenie odporności na działanie mrozu [6,7]. Są także badania stwierdzające, że zwiększenie stopnia rozdrobnienia metakaolinu wymaga stosowania większej ilości superplastyfikatora w celu uzyskania określonych wartości parametrów mieszanki samozagęszczającej się [8]. Skład ziarnowy cementu

i dodatków mineralnych w cemencie jest ważnym czynnikiem wpływającym na skuteczność działania superplastyfikatora [9,10]. Zdania na ten temat są podzielone, jest to wynikiem wielu nakładających się czynników. Do nich przede wszystkim należy zaliczyć zawartość dodatku mineralnego w cemencie oraz skład ziarnowy dodatku mineralnego [11]. Nie bez znaczenia jest stopień rozdrobnienia cementu i jego rodzaj (zawartość C_3A) [12].

W pracy przeprowadzono badania wpływu stopnia rozdrobnienia metakaolinu wprowadzonego do cementu na skuteczność działania superplastyfikatora i domieszki zwiększającej lepkość w mieszance samozagęszczającej się do robót podwodnych oraz na właściwości stwardniałego betonu.

2. Materiały do badań

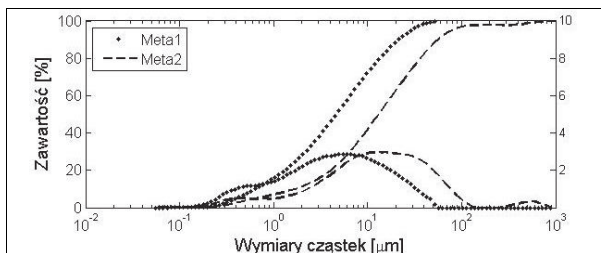
2.1. Cement i domieszki chemiczne

Do otrzymania mieszanek betonowych zastosowano cement portlandzki CEM I 42,5R. Skład chemiczny klinkieru portlandzkiego przedstawiono w tabeli 1. Skład fazowy klinkieru, obliczony według wzorów Bogue'a, jest następujący: C_3S -53,3%, C_2S -17,7%, C_3A -11,5%, C_4AF -10,2% mas. Jako dodatek mineralny do cementu stosowano metakaolin o większym i mniejszym stopniu rozdrobnienia odpowiednio: Meta1 i Meta2 (rys.1). Skład chemiczny metakaolinu przedstawiono w tabeli 1, a skład ziarnowy oznaczony przy pomocy laserowego analizatora uziarnienia (MASTERSIZER MS14) przedstawiono na rys. 1.

Zastosowane domieszki chemiczne to superplastyfikator polikarboksyłanowy (SP) oraz domieszka zwiększająca lepkość (DZL) na bazie eterów polioksyetylenowych celulozy.

Tabela 1. Skład chemiczny klinkieru i metakaolinu

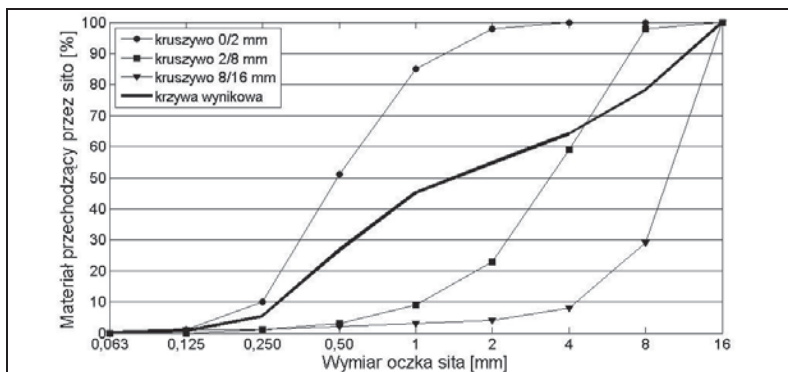
	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	TiO ₂	CaO	MgO	K ₂ O	Na ₂ O
	[%]							
Klinkier	20,2	6,5	3,4	-	65,0	1,5	1,0	0,2
Metakaolin	52,7	40,6	1,93	0,4	0,3	0,3	1,6	0,0



Rys. 1. Skład ziarnowy i kumulacyjna krzywa uziarnienia metakaolinu Meta1 i Meta2

2.2. Mieszanki betonowe

Mieszanki betonowe samozagęszczające się do robót podwodnych z dodatkiem metakaolinu Meta1 i Meta2 (odpowiednio M1 i M2) zaprojektowano zgodnie z metodą Okamury i Ozawy [13]. Wymagany rozplływ mieszanki oraz odporność na wymywanie zaczynu osiągnięto przez odpowiedni dobór ilości superplastyfikatora i domieszki DZL. Stosowano kruszywo naturalne, frakcje: 0/2 mm, 2/8 mm i 8/16 mm, które zmieszano w stosunku, odpowiednio 5/2/3. Krzywą uziarnienia zastosowanego kruszywa oraz krzywe uziarnienia poszczególnych frakcji przedstawiono na rys. 2. Skład mieszanek betonowych podano w tabeli 2. Ilość domieszek chemicznych SP i DZL w mieszance wyniosła odpowiednio 1,9% i 1,2% w stosunku do masy cementu.



Rys. 2. Krzywa uziarnienia stosowanego kruszywa i poszczególnych frakcji

Tabela 2. Skład mieszanek betonowych [kg/m³]

Beton	Spoiwo		Woda	Kruszywo, frakcja [mm]			SP [%mas]	DZL [%mas]
	Cement	Metakaolin		0/2	2/8	8/16		
M1	463	116 (Meta1)	239	700	280	420	1,9	1,2
M2	454	114 (Meta2)	239	700	280	420	1,9	1,2

3. Metody badań

Pomiary reologiczne zaczynów przeprowadzono przy użyciu viskozymetru rotacyjnego o współosiowych cylindrach typu RV2. Właściwości reologiczne zostały określone na podstawie uzyskanych krzywych płynięcia przy rosnących i malejących szybkościach ścinania w zakresie od 0 do 140 s⁻¹. Granicę płynięcia i lepkość plastyczną wyznaczono w oparciu o model Bingham. Badania reologiczne wykonano w stałej temperaturze 21°C.

Konsystencję mieszanki badano metodą J-pierścienia według normy PN-EN 12350-12:2012. Określono średnicę rozplywu (d_{sr}), czas rozplywu (T_{500}) oraz parametr przepływalności (PJ) mieszanki. Gęstość mieszanki betonowej oznaczono zgodnie z normą PN-EN 12350-6:2011, a badaną zawartość powietrza w mieszance betonowej zgodnie z normą PN-EN 12350-7:2011.

Oznaczenia wymywalności zaczynu z mieszanki betonowej przeprowadzono zgodnie z normą ASTM CRD-C 61-89A.

Badania wytrzymałości na ściskanie wykonano wg PN-EN 12390-3:2011 po 7, 14 i 28 dniach. Próbkę betonu pielęgnowano w wodzie zgodnie z PN-EN 12390-2:2011.

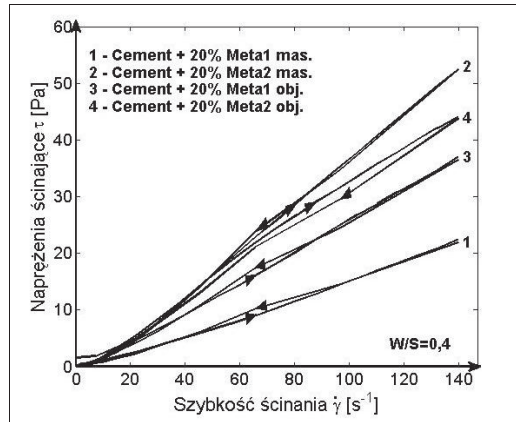
Odporność na zamrażanie/rozmarzanie w obecności soli odladzającej oznaczono zgodnie z normą PKN-CEN/TS 12390-9:2007. Oceny mrozoodporności betonu dokonano na podstawie wymagań zawartych w normie SS 137244:2005.

4. Wyniki badań i ich dyskusja

Wyniki badań konsystencji mieszanek betonowych przedstawiono w tabeli 3. Jak wynika z danych zamieszczonych w tabeli 3 przy zastosowaniu jednakowej ilości superplastyfikatora mieszanka betonowa (M1) zawierająca metakaolin o większym stopniu rozdrobnienia (Meta1) wykazuje większy stopień upłynnienia (średnica rozplywu jest większa, natomiast czas rozplywu T_{500} mniejszy). Ponadto mieszanka ta osiąga większą odporność na wymywanie zaczynu. Większe upłynnienie stwierdzono także w zaczynach z cementu zawierającego metakaolin Meta1 wobec superplastyfikatora.

Tabela 3. Wyniki badań mieszanki betonowej

Mieszanka	Gęstość [kg/m ³]	Zawartość powietrza [%]	PJ [mm]	dśr [mm]	T500 [s]	Wymywalność [%]
M1	1890	3,75	1,2	630	11	3,3
M2	1960	3,43	1,6	570	20	3,9



Rys. 3. Krzywe płynięcia zaczynów z cementem zawierającym 20% metakaolinu o różnym stopniu rozdrobnienia w obecności 2% superplastyfikatora

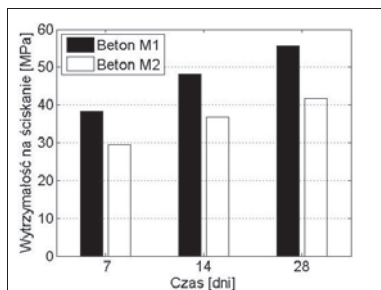
W celu wykazania wpływu stopnia rozdrobnienia metakaolinu na upłynnienie zaczynów cementowych w obecności superplastyfikatora wykonano badania reologiczne zaczynów z cementów zawierających 20% masowych, a także 20% objętościowych metakaolinu ze względu na różnice gęstości metakaolinu Meta1 i Meta2. Gęstość metakaolinu Meta1 wynosi 2,42 g/dm³, a Meta2 2,23 g/dm³. Ilość superplastyfikatora w zaczynie wynosiła 2% mas. w stosunku do masy cementu. Wyniki badań pozwoliły stwierdzić, że zarówno w jednym jak i w drugim przypadku zaczyny zawierające metakaolin Meta1 charakteryzują się mniejszą lepkością plastyczną, odpowiednio 0,17 i 0,28 Pa·s, w porównaniu do lepkości zaczynów z cementu zawierającego metakaolin Meta2 o mniejszym stopniu rozdrobnienia, które wynoszą odpowiednio 0,41 i 0,33 Pa·s. Powyższe pozwoliło stwierdzić, że upłynnienie zaczynu w obecności superplastyfikatora wzrasta ze wzrostem stopnia rozdrobnienia metakaolinu w cemencie, a więc ze wzrostem udziału cząstek drobnych w mikrowypełniaczu. Metakaolin Meta1 zawiera 75% mas. cząstek poniżej 10μm, podczas gdy Meta2 44% mas. Korzystny wpływ cząstek drobnych na upłynnienie zaczynów cementowych w obecności superplastyfikatora wykazali także autorzy prac [11,12].

Tabela 4. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie i odporności na działanie mrozu w obecności środków odladzających betonów M1 i M2

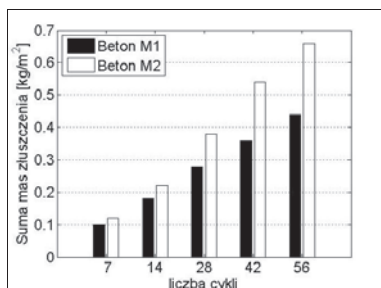
Rodzaj betonu	Wytrzymałość na ściskanie po dniach [MPa]				Suma mas złuszczenia po cyklach [kg/m ²]			
	7	14	28	7	14	28	42	56
M1	38,2	48,0	55,7	0,10	0,18	0,28	0,36	0,44
M2	29,5	36,8	41,6	0,12	0,22	0,38	0,54	0,66

Stwierdzono niewielkie zmniejszenie stopnia wymywalności zaczynu z mieszanki betonowej wraz ze wzrostem rozdrobnienia metakaolinu.

Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie po 7, 14 i 28 dniach przedstawiono tabeli 4 i na rysunku 4 (niepewność pomiaru 2,2 MPa). Z badań wynika, że wytrzymałość na ściskanie betonu (M1) zawierającego metakaolin o większym stopniu rozdrobnienia jest w każdym wieku betonu większa o ponad 20% od wytrzymałości betonu M2.



Rys. 4. Wytrzymałość na ściskanie betonów M1 i M2 po 7, 14 i 28 dniach



Rys. 5. Wyniki badania mrozoodporności betonów M1 i M2 w obecności soli odladzającej

Wyniki badań odporności na działanie mrozu w obecności soli odladzającej przedstawiono w tabeli 4 oraz na rysunku 5. Jak widać lepszą odporność na działanie mrozu w obecności środków odladzających wykazuje beton z dodatkiem metakaolinu o większym stopniu rozdrobnienia. Po 56 cyklach suma masy złuszczenia dla betonów M1 i M2 osiąga wartość odpowiednio $0,44 \pm 0,06$ i $0,66 \pm 0,12$ kg/m^2 . Wartości te klasyfikują mrozoodporność tych betonów jako „dobrą” dla betonu M1 i „dostateczną” dla betonu M2.

5. Wnioski

Wykazano wpływ stopnia rozdrobnienia metakaolinu stosowanego jako mikrowypełniacz w samozagęszczających się mieszankach betonowych do robót podwodnych na właściwości mieszanki betonowej i stwardniałego betonu.

Stwierdzono, że mieszanki betonowe zawierające metakaolin o większym stopniu rozdrobnienia wykazują większe upłynnienie mieszanki i charakteryzują się mniejszą wymywalnością zaczynu, a stwardniały beton osiąga większą wytrzymałość na ściskanie oraz większą odporność na działanie mrozu i środków odladzających.

Korzystny wpływ metakaolinu o większym stopniu rozdrobnienia na upłynnienie samozagęszczającej się mieszanki betonowej do robót podwodnych, potwierdzony badaniami reologicznymi zaczynów cementowych, wskazuje na możliwość zmniejszenia w tym przypadku ilości superplastyfikatora w mieszance betonowej przy zachowaniu wymaganych parametrów mieszanki.

Literatura

- 1 Kańska S., Sołtysik R. Przykłady zastosowania technologii betonowania pod wodą w remontach budowli hydrotechnicznych. *Przegląd Budowlany*, 7-8 (2010) 54-57.
- 2 Kańska S. Doświadczenia z betonowania fundamentu cylindrycznej wieży ujęcia wody z zastosowaniem betonów podwodnych. *Inżynieria i Budownictwo* 10 (2011) 519-522.
- 3 Horszczaruk E., Flis I., Wąż S. Betony podwodne – właściwości, projektowanie, technologie. Dni betonu 2004, SPC – Polski Cement.
- 4 Horszczaruk E. Domieszki i dodatki do betonów podwodnych. *Materiały Budowlane* 3 (2009) 42-43.
- 5 Madandoust R. S., Mousavi Y. Fresh and hardened properties of self-compacting concrete containing metakaolin. *Construction and Building Materials* 35 (2012) 752–760.
- 6 Assem A.A., Lachemi H. M., Khandaker, Hossain M.A. Effect of metakaolin and silica fume on the durability of self-consolidating concrete. *Cement and Concrete Composites* 34 (2012) 801–807.
- 7 Karahan O., Khandaker M.A. Hossain, Ozbay E., Lachemi M., Sancak E. Effect of metakaolin content on the properties self-consolidating lightweight concrete. *Construction and Building Materials* 31 (2012) 320–325.
- 8 Melo K. A., Carneiro A. M.P. Effect of Metakaolin's finesses and content in self-consolidating concrete. *Construction and Building Materials* 24 (2010) 1529–1535.
- 9 Nehdi M., Mindess S., Aitcin P.C. Rheology of high-performance concrete: Effect of ultrafine particles. *Cement and Concrete Research* 28 (1998) 687-697.
- 10 HH Bache. Densified cement-based ultrafine particle-based materials. *Proc 2nd Int Conf in Superplasticizers in Concrete Ottawa*, 185-213.
- 11 Grzeszczyk S., Janowska-Renkas E. The influence of limestone fillers on the properties of fresh cement paste containing superplasticizers. *Construction and Building Materials* 26 (2012) 411-415.
- 12 Grzeszczyk S. *Reologia zawiesin cementowych*. PAN, Warszawa 1999.
- 13 Okamura H., Ozawa K. Mix-design for self-compacting concrete. *Concrete Library of JSCE* 25 (1995) 107-120.

The influence of the fineness of metakaolin on the properties of self-compacting underwater concrete

Stefania Grzeszczyk¹, Krystian Jurowski²

*Department of Building Materials Engineering, Faculty of Civil Engineering,
Opole University of Technology, e-mail: ¹s.grzeszczyk@po.opole.pl, ²k.jurowski@po.opole.pl*

Abstract: The paper presents the research results of the influence of metakaolin of different fineness that is applied as a microfiller (20% of the cement mass) on the properties of self-compacting underwater concrete.

It is demonstrated that the metakaolin with higher fineness improves the efficiency of antiwashout admixture and superplasticizer in concrete mixture. It was revealed that the higher resistance to washout of cement paste from the concrete mixture and higher flowability in comparison to the mixture containing metakaolin with lower content of fine fraction (below 10µm). In addition, the positive effect of the higher fineness of metakaolin on the compressive strength and freeze thaw scaling resistance was proven in the self-compacting underwater concrete.

Keywords: Self-compacting underwater concrete, metakaolin, fineness degree

Normowe pojęcie rodzina betonów na przykładzie ciągłej produkcji płyt Spiroll

Józef Jasiczak¹, Marcin Kanoniczak², Łukasz Smaga³

^{1,2} *Institut Konstrukcji Budowlanych, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Poznańska, e – mail: ¹jozef.jasiczak@put.poznan.pl, ²marcin.kanoniczak@put.poznan.pl*

³ *Wydział Matematyki i Informatyki, Zakład Rachunku Prawdopodobieństwa i Statystyki Matematycznej, Uniwersytet im. A. Mickiewicza w Poznaniu, e – mail: ls@amu.edu.pl*

Streszczenie: W artykule przedstawiono podział na rodziny betonów ciągu wyników badan wytrzymałości betonu na ściskanie przy ciągłej produkcji mieszanki betonowej na potrzeby wytwarzania prefabrykowanych płyt stropowych w technologii Spiroll. W oparciu o procedurę obliczeniową, polegającą na weryfikacji założonych hipotez statystycznych, dokonano rozdziału zbioru wyników reprezentującego wytrzymałość po 1 oraz po 28 dniach dojrzewania. Uzyskano rodziny betonów reprezentujące statystyczną niezmiennosć parametrów wytrzymałościowych betonu wyprodukowanego w określonym przedziale czasu.

Słowa kluczowe: rodzina betonów, wytrzymałość betonu na ściskanie, płyty Spiroll, kontrola produkcji mieszanki betonowej.

1. Wprowadzenie

1.1. Metoda produkcji płyt Spiroll

Ciągła produkcja mieszanki betonowej na potrzeby wytwarzania prefabrykowanych elementów konstrukcyjnych stanowi proces stochastyczny polegający na produkcji mieszanki betonowej o określonych parametrach, z których podstawowym jest wytrzymałość betonu na ściskanie. Uzyskanie betonu o statystycznie ustabilizowanej wytrzymałości spełniających wymagania założonej klasy betonu wymaga systematycznej kontroli procesu wytwarzania. W przypadku wystąpienia nieprawidłowości w produkcji konieczna jest możliwie jak najszybsza, jej regulacja. Działania kontrolno – regulacyjne muszą obejmować cały okres produkcji mieszanki betonowej.

W praktyce produkcja ciągła charakteryzuje się zmiennością parametrów wytrzymałościowych. Przy pewnych określonych odstępstwach od założonych wymagań, niezbędne jest wyregulowanie procesu produkcyjnego w celu uzyskania betonu o założonej na wstępie wytrzymałości charakterystycznej. Niepożądany spadek lub nadmierny wzrost wytrzymałości betonu związany jest z działaniem wielu czynników. Jednym z podstawowych jest dobór składników mieszanki, czyli kruszyw, spoiwa, domieszek, dodatków oraz odpowiednia ich ilość zgodna z projektem składu mieszanki. Ważne jest zachowanie wymagań dotyczących dozowania składników, zachowania założonego stosunku ilości wody do ilości cementu, czasu mieszania itd.

Utrzymanie żądanych parametrów betonu zależy także od wykorzystywanego do produkcji sprzętu i urządzeń, jego niezawodności, prawidłowej eksploatacji oraz utrzymania.

Należy systematycznie poddawać analizie określoną liczbę wyników badań wytrzymałości betonu, uzyskanych przez zbadanie próbek pobranych zgodnie z [1] podczas produkcji

mieszanki, podczas betonowania elementów konstrukcji w zakładzie prefabrykacji. Wyniki badań wytrzymałości są ściśle związane z przedziałem czasu wyodrębnionym z cyklu produkcyjnego. W danym przedziale czasu konieczne jest zbadanie zmienności wartości wyników w podzbiorze oraz zmienności całych podzbiorów. Wystąpienie podzbiorów niespełniających założeń wstępnych będzie automatycznie stanowiło sygnał do przeprowadzenia niezbędnych działań regulacyjnych w procesie produkcyjnym. Natomiast podzbiory spełniające statystyczne kryterium przynależności wyników do tej samej populacji, wyodrębnione na podstawie weryfikacji odpowiednio sformułowanych hipotez statystycznych, będą tworzyły rodziny betonów. Podział ciągu wyników badań wytrzymałości betonu na ściskanie na rodziny betonów stanowi więc odzwierciedlenie zmienności parametrów wytrzymałościowych przy ciągłej produkcji mieszanki betonowej.

Odporownie oznaczone elementy (grupy elementów) wykonane z betonu w określonym przedziale czasowym można skutecznie skontrolować pod względem wymaganej wytrzymałości. Metoda podziału na rodziny betonów może być z powodzeniem zastosowana w produkcji prefabrykatów, np. stropowych płyt kanałowych sprężonych strunobetonowych, wytwarzanych w technologii Spiroll.

Początki produkcji płyt stropowych w tej technologii w Polsce sięgają połowy lat 70. XX wieku, kiedy zakupiona została licencja oraz linia produkcyjna. Wytwarzanie płyt odbywa się wieloetapowo [2, 3]. Na specjalnym podgrzewanym torze roboczym o długości 100 – 120 m montowane i naciągane są struny zbrojenia sprężającego. Następnie w sposób ciągły metodą ślizgową, na podłożu toru, układana i zagęszczana jest poprzez wibroprasowanie mieszanka betonowa za pomocą samojezdnego agregatu przesuującego się wzdłuż toru z prędkością około 1m/min. Do agregatu podawana jest mieszanka betonowa o konsystencji wilgotnej. Następnie odbywa się proces trasowania otworów (kanałów), odessany zostaje nadmiar mieszanki oraz następuje nawiercanie otworów drenażowych. W celu przyspieszenia dojrzewania betonu podgrzewa się podłoże toru za pomocą przepływającej w węzownicy gorącej cieczy, a pasmo betonu zostaje przykryte matami termoizolacyjnymi. Po upływie około 16 godzin od zabetonowania, czyli po uzamknięciu przez beton wytrzymałości umożliwiającej sprężenie, zwalniany jest naciąg. Sprężone pasmo betonu poddawane jest podziałowi za pomocą piły tarczowej na określonej długości odcinki płyt.

Stała kontrola odpowiednio oznakowanych elementów wytwarzanych w określonym czasie produkcji, umożliwiła zdiagnozowanie wystąpienia zaniżonej wytrzymałości wyprodukowanego elementu.

1.2. Pojęcie rodziny betonów w świetle norm i publikacji

Do kontroli wytrzymałości betonu wytwarzanego w sposób ciągły nie wystarcza norma statystyczna ocena wytrzymałości, gdyż w przypadku stwierdzenia wystąpienia odstępstw parametrów wytrzymałościowych od założeń projektowych nie jest możliwe skorygowanie procesu wytwarzania mieszanki betonowej ani też ustalenie konkretnych elementów wykonanych z betonu o zaniżonej lub zawyżonej wytrzymałości. Analiza zmienności parametrów mieszanki betonowej produkowanej w sposób ciągły i wykorzystywanej do produkcji elementów konstrukcyjnych wymaga zastosowania odpowiednich procedur obliczeniowych, umożliwiających grupowanie podzbiorów wyników wytrzymałości betonu na ściskanie o statystycznie ustabilizowanych parametrach wytrzymałościowych oraz jednoczesne wyodrębnienie podzbiorów odwzorowujących zakłócenia technologiczne [4], a także przypisania im konkretnych przedziałów czasowych, w których te zakłócenia wystąpiły. Jest to zupełnie odmienne podejście do problemu określania parametrów wytrzymałościowych badanej objętości betonu, niż zostało to

przedstawiano w poprzednich polskich normach dotyczących betonu zwykłego, poprzedzających aktualnie obowiązującą normę [5].

W aktualnym wydaniu normy dotyczącej betonu, czyli w normie europejskiej PN-EN 206-1 [5] pojęcie rodzina betonów, zdefiniowano jako grupa betonów, dla których jest ustalona i udokumentowana zależność pomiędzy odpowiednimi właściwościami bez podania jednak stabilizacji cech w jakichkolwiek przedziałach czasowych. Przyporządkowanie badanego betonu do rodziny betonów oparte jest na relacji pomiędzy wytrzymałością a uwarunkowaniami technologicznymi, w odniesieniu do zbioru wyników badań z kontroli produkcji, spełniających kryteria zgodności [5, 7].

Wyznaczenie oddzielnych rodzin betonów polega na podzieleniu ciągu wyników badań wytrzymałości betonu na ściskanie na grupy o statystycznie ustabilizowanych parametrach wytrzymałościowych w określonych przedziałach czasu wykonania. Problem ten omawiany jest w coraz bogatszej literaturze przedmiotu [6, 8, 9, 10].

Ciągła produkcja dużej ilości mieszanki betonowej wymaga poprawnego oszacowania rodziny betonów, gdyż jest to bardzo istotne z punktu widzenia niezawodności eksploatowanych betonowych elementów konstrukcyjnych. W normie [11], w załączniku E zapisano konieczność przestrzegania identyfikacji i rozdzielenia różnych populacji statystycznych. Jest to istotne dla oznaczenia stanów granicznych użytkowości.

2. Kryteria podziału zbioru wyników badań na rodziny betonów

2.1. Założenia ogólne

Przedmiotem analizy statystycznej jest n ciągów wartości wytrzymałości betonu na ściskanie uzyskanych z n numerowanych działek roboczych. Każdej działce odpowiada ciąg $\mathbf{x}_i = (x_{i,1}, x_{i,2}, \dots, x_{i,n_i})$, $i = 1, 2, \dots, n$, wartości wytrzymałości betonu na ściskanie.

Układ hipotez statystycznych dotyczących wartości oczekiwanych przedstawia się następująco:

$$\begin{cases} H_0 : \mu_{\{\mathbf{x}_m, \mathbf{x}_{m+1}, \dots, \mathbf{x}_{m+r}\}} = \mu_{\{\mathbf{x}_{m+r+1}\}} \\ H_1 : \mu_{\{\mathbf{x}_m, \mathbf{x}_{m+1}, \dots, \mathbf{x}_{m+r}\}} \neq \mu_{\{\mathbf{x}_{m+r+1}\}}, \end{cases} \quad (1)$$

w którym $\mu_{\{\mathbf{x}_m, \mathbf{x}_{m+1}, \dots, \mathbf{x}_{m+r}\}}$ oznacza wartość oczekiwaną rozkładu prawdopodobieństwa "sumowanej" próby $\{\mathbf{x}_m, \mathbf{x}_{m+1}, \dots, \mathbf{x}_{m+r}\}$; m - parametr liczbowy określający pierwszy podzbiór z ciągu porównywanych ze sobą podzbiorów, zawierający 6 pojedynczych wyników badań wytrzymałości betonu na ściskanie, r - parametr liczbowy określający liczbę podzbiorów poza pierwszym podzbiorem w analizowanym ciągu.

Ciąg układów hipotez postaci (1) poddano weryfikacji polegającej na przeanalizowaniu parametrów wytrzymałościowych poszczególnych podzbiorów w następującym porządku:

1. Weryfikacja układu hipotez (1) dla $m = 1$ oraz $r = 0$. W przypadku, gdy hipoteza zerowa zostanie odrzucona, należy przejść do punktu 2. Gdy nie ma podstaw do odrzucenia hipotezy zerowej, to należy przejść do punktu 3.
2. Weryfikacja układu hipotez (1) dla $m = m + r + 1$ oraz $r = 0$. W przypadku, gdy hipoteza zerowa zostanie odrzucona, należy kontynuować procedurę według punktu 2. Gdy nie ma podstaw do odrzucenia hipotezy zerowej, to należy przejść do punktu 3.

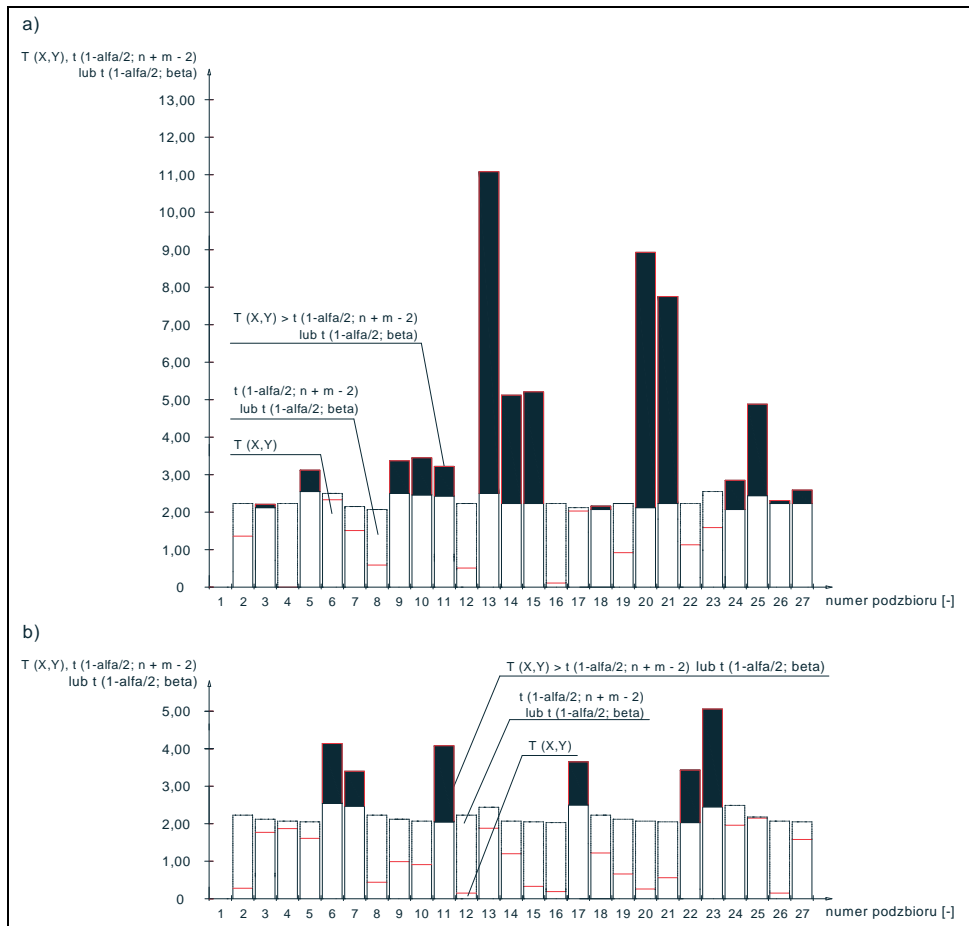
3. Weryfikacja układu hipotez (1) dla $m = m$ oraz $r = r + 1$. W przypadku, gdy hipoteza zerowa zostanie odrzucona, należy przejść do punktu 2. Gdy nie ma podstaw do odrzucenia hipotezy zerowej, to należy kontynuować weryfikację układu hipotez według punktu 3.

Odrzucenie hipotezy zerowej H_0 oznaczać będzie przyjęcie założenia, że próby pochodzą z różnych rodzin betonów. Natomiast, gdy nie ma podstaw do odrzucenia hipotezy zerowej, to stwierdzamy, że próby pochodzą z tej samej rodziny betonów.

2.2. Weryfikacja hipotezy o przynależności ciągu wyników badań wytrzymałości betonu na ściskanie do rodziny betonów za pomocą testu t – Studenta

Badanie przynależności do rodziny betonów testem t – Studenta dla dwóch prób niezależnych przeprowadza się w kilku etapach za pomocą odpowiednich obliczeń matematycznych, biorąc po uwagę hipotezę obustronną [12].

Na rys. 1 a, b) przedstawiono wykres obrazujący podział na rodziny betonów uzyskany przy pomocy testu t - Studenta; odpowiednio po 1 oraz po 28 dniu dojrzewania betonu.



Rys. 1 a,b). Wykres obrazujący podział na rodziny betonów uzyskany przy pomocy testu t - Studenta; odpowiednio po 1 oraz po 28 dniu dojrzewania betonu

3. Przykłady podziału ciągu wyników badań wytrzymałości betonu na ściskanie na rodziny betonów

3.1. Podział ciągu wyników badań wytrzymałości betonu po 1 dniu dojrzewania

Wykorzystując procedury i zależności przedstawione w punkcie 2 przeprowadzono weryfikację hipotezy o przynależności zbioru wyników badań wytrzymałości betonu klasy C50/60, po 1 dniu dojrzewania (spełnienie kryterium rozformowania konstrukcji), do rodziny betonów za pomocą testu t – Studenta.

Wykonano przykład obliczeniowy rozdziału zbioru wyników badań wytrzymałości betonu na poszczególne rodziny betonów. Przykład oparto na ciągu wyników badań wytrzymałości betonu na ściskanie złożonych z 27 podzbiorów o małej liczebności $n = 6$ (po 6 sztuk na dzień, w okresie 27 dni). Zaletą takiego rozwiązania jest wygodne przeprowadzanie rachunków na ograniczonej liczbie wyników (pochodzących z niewielkiej ilości próbek betonu potrzebnych do badania). Wadą natomiast jest istniejące ryzyko prowadzenia błędnych oraz kosztownych strategii produkcji betonu, wytwarzania betonu o zawyżonej średniej wytrzymałości, a także duża zmienność rozpatrywanych właściwości [4]. Aby zminimalizować to ryzyko, należy przeprowadzić szczegółową analizę zmienności wytrzymałości betonu na ściskanie.

Na potrzeby przykładu wykonano histogram liczebności dla założonej klasy betonu. Na jego podstawie określono parametry (wytrzymałości charakterystycznej, maksymalnej oraz średniej betonu na ściskanie) całego zbioru wyników badań wytrzymałości.

Ze wzoru (2) obliczono odchylenie standardowe dla całego zbioru wyników:

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n n_i (\bar{x}_i - \bar{x})^2} \text{ [MPa]}, \quad (2)$$

gdzie: n – suma liczebności wszystkich klas, n_i – liczebność i – tej klasy obliczona w przedziale: (x_{i1}, x_{i6}) , \bar{x}_i – średnia wartość wytrzymałości na ściskanie i – tej klasy, \bar{x} – średnia arytmetyczna szeregu rozdzielczego.

Uzyskano podział całego ciągu wyników na 16 rodzin betonów.

3.2. Podział ciągu wyników badań wytrzymałości betonu po 28 dniach dojrzewania

Wykonano przykład obliczeniowy rozdziału zbioru wyników badań wytrzymałości betonu na poszczególne rodziny betonów po 28 dniach dojrzewania (potwierdzenie projektowanej klasy wytrzymałościowej). Przykład oparto, jak poprzednio, na ciągu wyników badań wytrzymałości betonu na ściskanie złożonych z 27 podzbiorów o małej liczebności $n = 6$ (po 6 sztuk na dzień, w okresie 27 dni).

Na potrzeby przykładu wykonano histogram liczebności dla założonej klasy betonu C50/60. Na jego podstawie określono parametry (wytrzymałości charakterystycznej, maksymalnej oraz średniej betonu na ściskanie) całego zbioru wyników badań wytrzymałości.

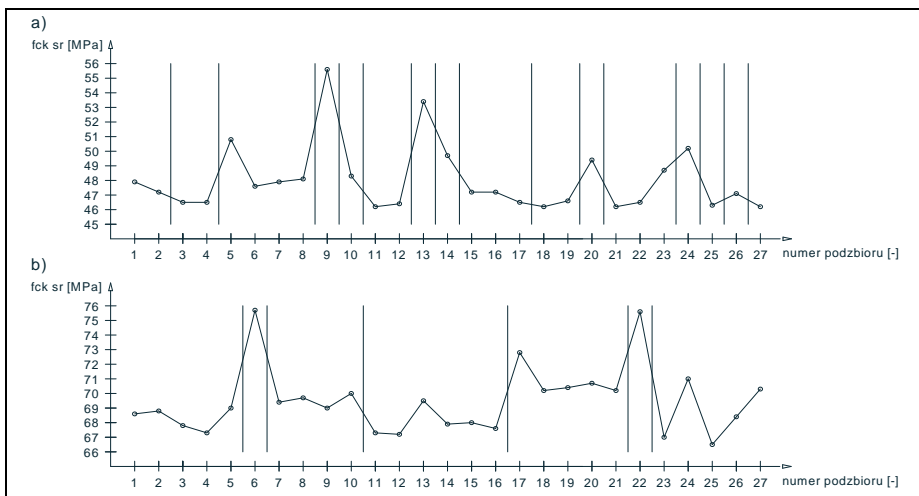
Zgodnie definicją zawartą w normie [5], wytrzymałość charakterystyczna betonu jest to wartość wytrzymałości, poniżej której może znaleźć się 5% populacji wszystkich wyników badań betonu. Oznacza to, że 5% ze 162 wyników = 8,1, (w zaokrągleniu 8

wyników) może znaleźć się poniżej wartości wytrzymałości charakteryzującej klasę tego betonu. Po przeanalizowaniu całego ciągu danych dla betonu o założonej klasie C50/60, po 28 dniu dojrzewania, stwierdzono, że wartość 9 wyniku (w kolejności od najmniejszej do największej wytrzymałości) wynosi 65,8 MPa. Najbliższa odpowiadająca tej wartości klasa wytrzymałości wg [5], to C50/60. Jak widać nie różni się ona od założonej na wstępie klasy betonu.

Poprawność założenia klasy betonu C50/60 potwierdziły wyniki obliczeń statystycznych całego zbioru. Natomiast okazało się, że na 7 wyodrębnionych z tego zbioru rodzin betonów, aż 3 odznaczają się większą wytrzymałością, a co za tym idzie, wyższą klasą betonu niż założona klasa dla całego zbioru wyników.

3.3. Analiza wyników uzyskanych w przykładach obliczeniowych

Na rys. 2 a, b) przedstawiono odpowiednio podział na rodziny betonów zbiorów wyników badań wytrzymałości betonu na ściskanie (średnie z podzbiorów) dla założonej klasy betonu C50/60 po 1 dniu dojrzewania oraz po 28 dniach dojrzewania.



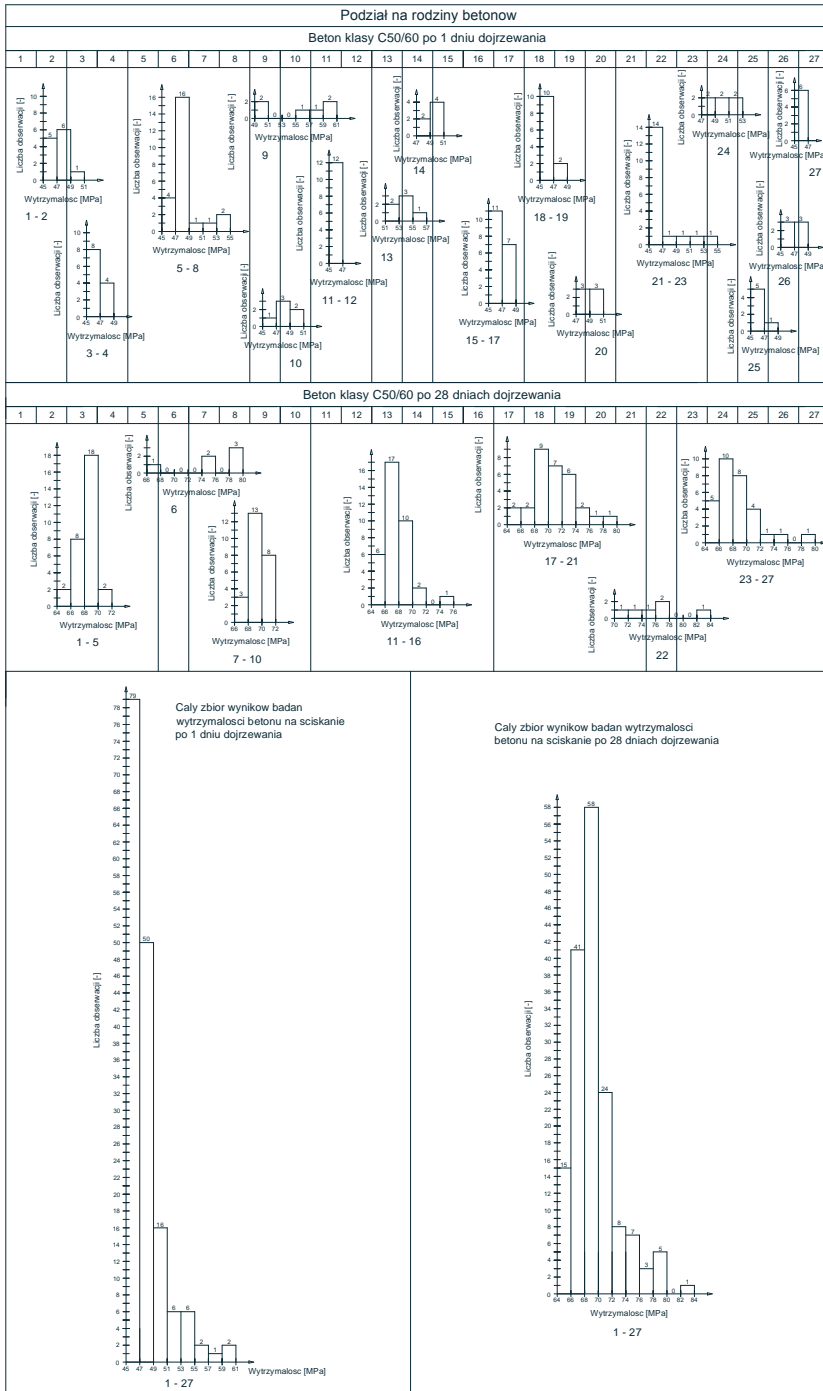
Rys. 2. Podział zbiorów wyników badań wytrzymałości betonu na ściskanie (średnie z podzbiorów) na rodziny betonów a) po 1 dniu i b) po 28 dniach dojrzewania

Wyniki obliczeń wartości odchylenia standardowego, wytrzymałości średniej, wytrzymałości charakterystycznej projektowanej oraz wytrzymałości charakterystycznej rzeczywistej, a także projektowanej klasy betonu oraz klasy betonu według PN-EN 206-1 dla zbiorów wyników po 1 oraz po 28 dniu dojrzewania betonu zestawiono w tabeli 1.

W tabeli 2 przedstawiono podział na rodziny betonów wraz z histogramami dla zbiorów wyników po 1 oraz po 28 dniu dojrzewania betonu.

W celu określenia parametrów wytrzymałościowych całego zbioru wyników, zarówno po 1 jak i po 28 dniach dojrzewania betonu, posłużono się histogramami liczebności. Uzyskano statystyczną ocenę badanej próby bez powiązania z czasem produkcji. Określono parametry wytrzymałościowe betonu reprezentujące cały zbiór danych. Ma to swoją istotną wadę, ponieważ przyporządkowanie do jednej klasy betonu wszystkich wyników z ciągu danych nie pozwoli na przedstawienie zmienności tych wyników w czasie. Analizując grupy wyników reprezentujące wyodrębnione rodziny betonów stwierdzono dużą zmienność wytrzymałości betonu. Występują znaczne skoki średnich wartości wytrzymałości w poszczególnych podzbiórach 6 - elementowych.

Tabela 2. Podział na rodziny betonów wraz z histogramami dla zbiorów wyników po 1 oraz po 28 dniu dojrzewania betonu



Każda z wyodrębnionych rodzin reprezentuje określoną ilość betonu o statystycznie ustabilizowanych parametrach wytrzymałościowych. Podział na rodziny betonów wystąpił w miejscach znacznej zmiany wytrzymałości. Wytrzymałość charakterystyczna całego zbioru wyników badań wytrzymałości betonu na ściskanie po 28 dniach dojrzewania wyniosła 64,0 MPa, czyli powyżej wartości założonej na poziomie 60,0 MPa. Jest to jednak wynik reprezentujący cały zbiór wyników badań wytrzymałości. Po podzieleniu tego zbioru na rodziny betonów okazało się, że 3 na 7 rodzin wykazuje większą wytrzymałość charakterystyczną od założonej na wstępie. Betony reprezentujące te rodziny można zakwalifikować do wyższej klasy C55/67. Sytuacja taka potwierdza lokalną zmienność parametrów wytrzymałościowych w całym zbiorze wyników.

Podział na rodziny betonów może zmieniać się wraz ze zmianami oddziaływań środowiskowych oraz wraz upływem czasu dojrzewania.

4. Podsumowanie i wnioski

Ciągła produkcja mieszanki betonowej wymaga także bieżącej i ciągłej kontroli. Wiąże się ona z badaniem wytrzymałości betonu na ściskanie przeprowadzanym na pobieranych systematycznie próbkach betonu. Zgromadzone wyniki badań wytrzymałości można analizować pod względem zmienności wytrzymałości jako jeden pełny zbiór lub wyodrębnić z niego grupy wyników reprezentujące statystyczną niezmienności parametrów wytrzymałościowych betonu wyprodukowanego w określonym przedziale czasu. Umożliwia to wykrycie nieprawidłowości w postaci zaniżonej lub zawyżonej wytrzymałości wyprodukowanego elementu.

W analizowanym przykładzie stwierdzono dużą zmienność wartości wytrzymałości betonu. Niezbędne zatem wydaje się dokonywanie podziału wyników na rodziny betonów, czyli na grupy o statystycznie ustabilizowanych parametrach wytrzymałościowych. Stosując odpowiednie procedury obliczeniowe, polegające na weryfikacji założonych hipotez statystycznych, można uzyskać podział na rodziny betonów o statystycznie ustabilizowanych parametrach wytrzymałościowych w powiązaniu z rzeczywistym przedziałem czasu produkcji mieszanki betonowej. Ma to wymiar praktyczny. Pozwala na wykrycie prefabrykatów o zaniżonej wytrzymałości, bez konieczności wycofania całej partii wytworzonych elementów betonowych. Oznacza to uzyskanie pożądanej jakości wytwarzanych elementów oraz korzystny efekt ekonomiczny.

Wykonane analizy statystyczne pokazały, że podział na rodziny nie jest stały dla całego okresu dojrzewania betonu. Duże wahania wytrzymałości następują w początkowych dniach dojrzewania betonu. Na wahania wytrzymałości po 1 dniu dojrzewania ma wpływ wiele czynników materiałowo – technologicznych (rodzaj cementu, kruszywa, stosunku W/C, temperatura otoczenia itp.). Pełną założoną wytrzymałość beton wykonany na cemencie portlandzkim uzyskuje po 28 dniach i wówczas następuje proces wyrównywania wyników badań, o czym świadczy mniejsza liczba rodzin betonów po tym okresie. Należy jednak zauważyć, że dla procesów technologicznych ważniejsze są wczesne wytrzymałości.

Literatura

- 1 PN-EN 12350-1:2001 Badania mieszanki betonowej. Część 1: Pobieranie próbek.
- 2 Nicał A. K., Grabowski M.: Sprawdzenie prawidłowości założonych parametrów organizacyjnych i wydajnościowych procesu produkcyjnego sprężonych płyt kanałowych typu HC z uwzględnieniem warunków losowych, *Budownictwo i Inżynieria Środowiska*, 2/2011, s. 347 – 352.
- 3 Troszczyński G., Wytczne do projektowania stropów z płyt sprężonych typu SP. Poradnik dla konstruktorów, PPB Prefabet – Białe Błota S. A., 2005.

- 4 Brunarski L.: Wyznaczanie niepewności wyników badań wytrzymałościowych. Poradnik ITB 435/2008, Warszawa 2008.
- 5 PN-EN 206-1: 2003 Beton. Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
- 6 Jasiczak J.: Kryteria kontroli stabilizacji wytrzymałości betonu na ściskanie określone metodami probabilistycznymi. WPP, Poznań 1992.
- 7 Kohutek Z.: Rodzina betonów – geneza pojęcia, terminologia, kryteria, ogólne zasady kreacji. Przegląd Budowlany, (10/2010), 26 - 31.
- 8 Ping L. J., Hong S. G., Yong G. L. Use of “concrete family” concept for conformity control of ready mixed concrete. 35th Conference on Our World in Concrete & Structures: 25 – 27 August 2010, Singapore.
- 9 Harrison T.A.: The use of concrete families in the control of concrete. Utilizing Ready Mix Concrete and Mortar. Proceedings of the International Conference, UK, Scotland, 1999, s. 269-276.
- 10 Caspeele R., Taerwe L.: Conformity control of concrete based on the “concrete family” concept. 5th International Probabilistic Control, Ghent 2007, s.241 – 252.
- 11 ISO 2394:2000 General principles on reliability for structures.
- 12 T. Górecki, Podstawy statystyki z przykładami w R, BTC, Legionowo 2011.

Standard term concrete families on the example of continuous production of Spiroll slabs

Józef Jasiczak¹, Marcin Kanoniczak², Łukasz Smaga³

^{1,2} *Institute of Structural Engineering, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Poznan University of Technology,
e – mail: ¹jozef.jasiczak@put.poznan.pl, ²marcin.kanoniczak@put.poznan.pl*

³ *Faculty of Mathematics and Computer Science, Department of Probability and Mathematical Statistics, Adam Mickiewicz University in Poznan, e – mail: ls@amu.edu.pl*

Abstract: The article presents the division of test results series for the compressive strength of concrete into concrete families for the continuous production of concrete mix used for the manufacture of precast concrete slabs in Spiroll technology. On the basis of a calculation procedure involving the verification of assumed statistical hypotheses, the division of a set of concrete strength results achieved after 1 and 28 days of curing was made. Concrete families were obtained representing the statistical invariability of strength parameters for the concrete manufactured in a defined period of time.

Keywords: family of concrete, compressive strength of concrete, Spiroll slabs, control of concrete mix production.

(Praca w ramach DS 11 – 301/14)

Badania stuletniego betonu z mostu na ul. Zamojskiej w Lublinie Sławomir Karaś¹, Beata Klimek²

¹ Katedra Dróg i Mostów, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska,
e-mail: s.karas@pollub.pl

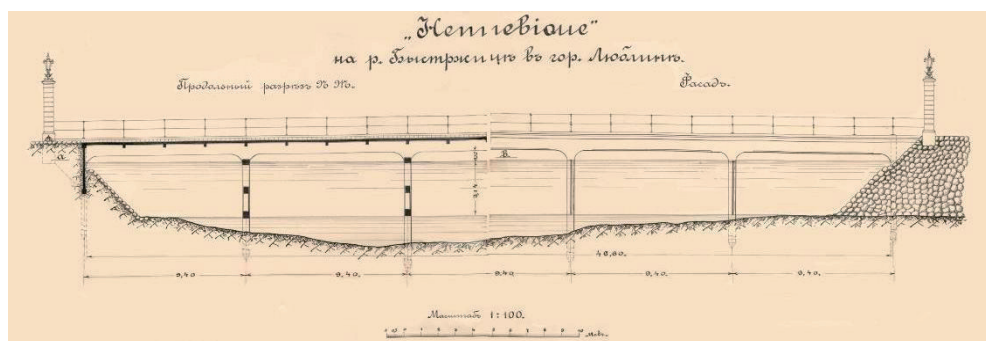
² Katedra Konserwacji Zabytków, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska,
e-mail: b.klimek@pollub.pl

Streszczenie: W artykule przedstawiono wyniki badań betonu z *Mostu Mariana Lutosławskiego* przy ulicy Zamojskiej w Lublinie. Inżynier Marian Lutosławski kierował budową dwóch mostów żelbetowych w technologii Francoisa Hennebique'a. Wykonano badania betonu z tych obiektów *in situ* oraz laboratoryjne. Próbkę poddawano badaniom wytrzymałości na ściskanie oraz badaniom makro i mikrostruktury. Obserwacje mikrostruktury wykonano za pomocą skaningowej mikroskopii elektronowej SEM wraz z wyznaczeniem widma pierwiastków z powierzchni EDS. Na podstawie uzyskanych wyników sformułowano wnioski zestawiając je z analogicznymi badaniami innych starych betonów.

Słowa kluczowe: mosty M. Lutosławskiego, makrostruktura betonu, SEM, EDS.

1. Wprowadzenie

W Lublinie istnieją dwa mosty wybudowane odpowiednio w roku 1908 i 1909 przez inż. Mariana Lutosławskiego według projektów Francoisa Hennebique'a w dzielnicy Kalinowszczyzna i na ul. Zamojskiej, Rys. 1. i 2. M. Lutosławski wybudował w Polsce łącznie cztery takie mosty. Poza omawianymi w tym artykule, były wybudowane jeszcze w Piasecznie pod Warszawą i w Tuligłowach koło Krasnegostawu. Do dziś zachowały się tylko dwa z nich, w Lublinie. Jak się wydaje, te mosty są obecnie jedynymi takimi na świecie.



Rys. 1. Most na Kalinowszczyźnie wg projektu, przekrój podłużny i widok z boku¹



Rys. 2. Most na ul. Zamojskiej

Chronologicznie pierwszy most powstał na Kalinowszczyźnie. W roku 1978 został wyłączony z ruchu samochodowego, pozostając na uboczu, w otoczeniu nieuporządkowanych miejskich terenów zielonych.

W latach 80-tych, wraz z powstaniem popularnej rekreacyjnej ścieżki rowerowej most jest wykorzystywany jako fragment ciągu pieszo-rowerowego. Mniej więcej w tym samym okresie przy skrzyżowaniu ulic Melgiewskiej i Turystycznej wybudowano zespół domów towarowych, do którego najkrótsza droga piesza z osiedli mieszkaniowych na Kalinowszczyźnie biegnie fragmentem przez omawiany most. Można zatem uznać, że most z 1908 roku ma nową funkcję transportowo-społeczną. W kategoriach technicznych most jest użyteczny w nowej formie, zmienionej w stosunku do jego roli projektowej.

Jest to most żelbetowy, przy czym jego stan techniczny można określić jako graniczny. Jesienią 2013 roku zaobserwowano duże odspojenia ciągle liniowe otuliny betonowej, o długości łącznej powyżej 1m. W widoku od spodu formy korozji wyczerpują wszystkie jej postacie. Ze względu na unikalny charakter tego belkowego mostu w technologii F. Hennebique'a w skali światowej, obiekt jest niezwykle cennym świadectwem postępu technicznego w świecie i oczywiście w Polsce, chociaż formalnie nie jest wpisany na listę zabytków.

Drugi z mostów znajduje się w ciągu ulicy Zamojskiej, tworzącej historyczny trakt zamojski. Most łączył dwie części miasta. W XIX w. na skutek dynamicznego rozwoju kapitalizmu w Lublinie, w otoczeniu wybudowanego w 1848 roku dworca kolejowego, powstała dzielnica przemysłowa. Te tereny miały wówczas nazwę – Piaski. Na Piaskach powstawały składy materiałów, manufaktury i fabryki. Z czasem także bogate modernistyczne pałace i wille fabrykantów. Most przez rzekę Bystrycę stał się zwornikiem pomiędzy historycznym starym centrum a przemysłowymi Piaskami.

Decyzja o budowie żelbetowego mostu na ul. Zamojskiej była czysto ekonomiczną decyzją. Z dokumentów zgromadzonych w Archiwum Państwowym Lublina (APL), wynika, że dokonano oszacowania kosztów wzniesienia nowego mostu drewnianego oraz uwzględniono znane koszty utrzymania takiego mostu w ciągu najbliższych 20 lat. Bilans jednoznacznie wskazywał na zastosowanie jako budulca żelbetu, który był wówczas postrzegany jako nie wymagający remontów, na pewno w przeciągu 20 lat po budowie.

Most na ul. Zamojskiej zawiera w sobie dialektyczną sprzeczność, która dzieli poprzez postrzeganie architektoniczno-konstrukcyjnej formy mostu, przynajmniej na dwie strony. Na wyposażenie mostu składa się między innymi bogata, masywna, nawet monumentalna balustrada w stylu neogotyckim. Końce balustrady są dodatkowo podkreślone przez kolumny oświetleniowe. Projektantem balustrady był warszawski architekt Jan

Heurich młodszy. Architekt patrzący na most postrzega jedynie bogatą balustradę, inne elementy mostu jak: kształtowanie koryta rzeki, podpory, ustrój nośny – właściwie nie są dostrzegane. Inaczej obiekt jest odbierany przez inżyniera budownictwa, w tym inżyniera mostownictwa. Dla tej grupy obserwatorów istotna jest mechanika, w tym czytelność kształtowania konstrukcji, rozeznanie sił wewnętrznych i wreszcie tworzywo mostu. Jak zwykle w dialektyce nie chodzi o wspólny punkt widzenia ale raczej o trwały spór. W tym sensie obie zdefiniowane powyżej i pokrótce strony istnieją na zasadzie równowagi wewnętrznej, a w sensie poznawczym się dopełniają.

Most na ul. Zamojskiej po wielu latach różnych starań został odnowiony w roku 2011. Niemal natychmiast, bo już w roku 2013, władze miasta Lublina nadały mu imię jego budowniczego: *Most Mariana Lutosławskiego*. Z racji aktywności środowisk kulturalnych Lublina most ma także drugą nieformalną nazwę *Most Kultury*. Obie nazwy są adekwatne.

Podczas remontu mostu nastąpiła częściowa wymiana wyposażenia, dokonano lokalnych odsłoneń fragmentów nośnych elementów – wszystko zgodnie z surowym prawem konserwatorskim, Rys 3. a.



Rys. 3. Obraz częściowej rozbiórki z fragmentami betonu pobranego do badań laboratoryjnych, a) przyczółek od południa, b) pobieranie próbek

Stan częściowej rozbiórki nieodzownie łączył się z powstaniem znacznej ilości odpadów. Spośród nich, przy zachowaniu pełnej identyfikacji przynależności do konstrukcji mostowej, pobrano za zgodą kierownika budowy kilka bloków betonu i przewieziono je do Laboratorium Budownictwa WBiA PL. Tu, dzięki inwencji mgra Kazimierza Słowika, skonstruowano genialne w swej prostocie stanowisko do pobierania próbek rdzeniowych z bloków ponad stuletniego betonu, Rys. 3. b. Badania przedmiotowego betonu są treścią niniejszego artykułu.

2. Badania betonu prowadzone w 2002 r.

Zainteresowanie mostami Lutosławskiego trwa nieprzerwanie od początku XXI w. Jest związane z zadaniem statutowym Katedry Dróg i Mostów WBiA PL. Z racji ograniczeń wynikających z wpisania mostu z ul. Zamojskiej do rejestru zabytków, możliwe były tylko badania nieniszczące *in situ*. W 2004 r. wykonano badania sklerometryczne². Obszary pomiarowe przyjęto na powierzchniach bocznych pali-słupów, rygli i zastrzałów. Stosowano młotek typu N przy poziomych ustawieniach. Poniżej zamieszczono wyniki badań w Tabeli 1.

Po przeanalizowaniu otrzymanych wyników stwierdzono bardzo wysoką jednorod-

² Szewczyk E., *Koncepcja użytkowania historycznego mostu w ciągu ulicy Zamojskiej w Lublinie*, Praca magisterska, WBiS, 2002.

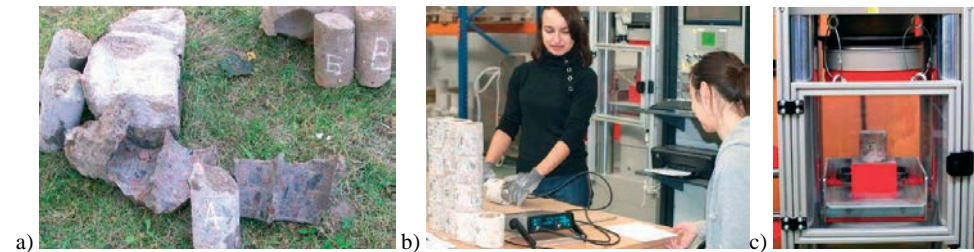
ność betonu. Wytrzymałość betonu w chwili badania oszacowano na ~40 MPa, a sprowadzoną do klasy wytrzymałość równą ~22 MPa, co odpowiada klasie wytrzymałości betonu C16/20. Prawidłowość uzyskanych rezultatów została potwierdzona badaniami próbek rdzeniowych na ściskanie w 2011 r.

Tabela 1. Wyniki badań sklerometrycznych filarów

Element	$L_{i, \text{śr. sprow.}}$	$f_{\text{cm}, i}$ [N/mm ²]	$f_{\text{cm}, i, 28}$ [N/mm ²]	$f_{\text{cm}, 28}$ [N/mm ²]	$\sigma_{(f_c, 28)}$ [N/mm ²]	$V_{(f_c)}$	$f_{c, 28, 95\%}$ [N/mm ²]
Oczep	42	40,76	22,12	22,0	0,535	0,024	21,2
	42	41,33	22,43				
	41	39,17	21,25				
	41	40,19	21,81				
	43	41,65	22,60				
	45	44,13	23,95				
	43	42,61	23,12				
Słup	44	42,99	23,33	23,0	0,533	0,023	22,1
	43	42,56	23,09				
	44	43,75	23,74				
	43	42,02	22,80				
	43	41,86	22,71				
	42	40,91	22,20				
	41	40,19	21,81				
	43	42,83	23,24				
Zastrzał	41	39,78	21,58	21,7	0,138	0,006	21,5
	41	40,14	21,78				

3. Badania betonu prowadzone w 2011 r.

W roku 2011 badaniom wytrzymałościowym poddano próbki rdzeniowe pobrane z elementów mostu na ulicy Zamojskiej, Rys. 4. Rdzenie pobierano zgodnie z normą PN-EN 12504-1.



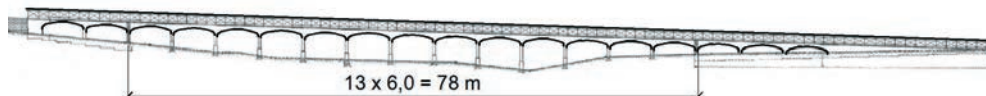
Rys. 4. a) Pobrane próbki rdzeniowe z elementów konstrukcji nośnej, b) betonoskopia, c) wytrzymałość na ściskanie

Wyniki badania betonoskopowego i wykonanych badań sklerometrycznych były zbieżne. Po pobraniu próbek rdzeniowych okazało się, że przy budowie mostu stosowano różne mieszanki betonowe do różnych elementów mostu. Łącznie z zaprawą wyróżniono 5 różnych betonów. Obserwacje makroskopowe w oczywisty sposób przełożyły się na wartości wytrzymałości. Wyniki w formie syntetycznej zawarto w Tabeli 2.

Tabela 2. Rezultaty badania wytrzymałości na ściskanie betonów stosowanych w moście na ul. Zamojskiej

Nr	Element mostu	σ_m [N/mm ²]	v [1]	$\sigma_{95\%}$ [N/mm ²]	σ_{28} [N/mm ²]	Klasa [N/mm ²]
1	Ustrój nośny	52,62	0,12	42,53	37,36	C30/37
2	Przyczółki	39,27	0,02	37,78	33,19	C25/30
3	Prefabrykaty balustrady	33,30	0,11	27,19	23,88	C20/25
4	Beton piaskowy	35,75	0,19	24,86	21,84	C16/20
5	Zaprawa	12,10	0,24	8,71	6,50	-

W Belgii, w pobliżu miejscowości Waterloo istniał wyłączony z ruchu kolejowego żelbetowy wiadukt Colo-Hugues. Był wybudowany w 1904 r. na podstawie patentu F. Hennebique'a. Konstrukcję ramową wiaduku o łącznej długości $18 \times 6 = 108$ m przedstawia, Rys. 5. W przekroju poprzecznym zastosowano 4 belki w rozstawach 1,3-1,0-1,3m, przy czym dwie środkowe belki były usytuowane pod torami kolejowymi. W roku 2010 zdecydowano o rozebraniu wiaduku. Była to okazja do przeprowadzenia badań belek w całości oraz szczegółowo badań betonu [1, 2].

Rys. 5. Widok z boku na wiadukt Colo-Hugues³

W testach ściskania próbek wyodrębnionych z pobranych rdzeni z wiaduku uzyskano wyniki zamieszczone w Tabeli 3, będącą repliką z pracy [2], przy czym nie podaje się opisu szczegółowego zawartych w niej danych, odsyłając do źródła. Należy zwrócić uwagę na zbieżność uzyskanych wyników w zakresie wytrzymałości uzyskanych w chwili badania oraz wytrzymałości sprowadzonych do czasu po 28 dniach wiązania i twardnienia z zamieszczonymi w Tabeli 2.

Tabela 3. Wyniki badań betonu na ściskanie na próbkach rdzeniowych pobranych z wiaduku Colo-Hugues

Localisation	f_{cm} [N/mm ²]	$f_{cm,28}$ [N/mm ²]	$f_{cm,RN}$ [N/mm ²]	$f_{cm,RNcar}$ [N/mm ²]	$f_{ck, isEC}$ [N/mm ²]	$f_{ck, isEN}$ [N/mm ²]
Slab	54,2 ($\sigma_x=7$)	32,6	49,0	45,5	42,1	47,2
Beam	34,6 ($\sigma_x=8$)	20,8	45,3	41,5	21,4	27,6
Column	19,7 ($\sigma_x=2$)	11,8	24,7	15,6	17,0	12,7

(Table 2-7: Values of concrete compressive strength from the samples of the Colo-Huges viaduct)

Źródło: replika tabeli z pracy [2], 2012, zamieszczone za zgodą autorów.

Porównując wyniki zamieszczone w tabelach 2 i 3, stwierdza się niewielką różnicę świadczącą o lepszej jakości betonu wykonywanego przez M. Lutosławskiego. Należy zaznaczyć, że M. Lutosławski wytwarzał własny cement, przygotowywał receptury i prowadził własne badania betonu⁴.

Pod pojęciem struktury betonu rozumie się zazwyczaj jego budowę wewnętrzną oraz zespół relacji między tymi elementami [3, 4].

³ Kopia, fragment oryginalnego projektu technicznego

⁴ Królikowski L., Marian Lutosławski, Przegląd Techniczny – Innowacje, 1975.

Wyróżnia się trzy poziomy obserwacji struktury:

- molekularny (skala Å lub nm),
- strukturalny, skala mikrometrów, określane mianem mikrostruktury,
- poziom struktury, skala powyżej 1 mm, określane mianem makrostruktury.

Przyjmuje się szacunkowo, że w cemencie, znajdują się następujące składniki: uwodnione krzemiany wapnia, C-S-H, powstające z krzemianów wapnia: alit – C₃S i belit b-C₂S jako dwa dominujące ilościowo składniki w cemencie. W nich zwykle wyróżnia się formy włókniste, płytkowe, listkowe i tzw. zmięte folie.

W cemencie wodorotlenek wapnia – portlandyt – tworzy się w hydratacji krzemianów wapnia z wodą. Jego kryształy mają zazwyczaj postać płytek heksagonalnych o wielkości od 0,01 do 1 mm. Występują także uwodnione gliniany, siarczanogliniany i glinożelaziany wapnia. Uwodnione gliniany wapnia tworzą się przy hydratacji glinianu trójwapniowego. Fazy te krystalizują w postaci kryształów regularnych oraz płytek heksagonalnych. Kryształy ettringitu występują w postaci kryształów w formie igieł. W porównaniu z uwodnionymi krzemianami wapnia typu C-S-H w zaczynie cementowym kryształy ettringitu są dłuższe i charakteryzują się stałą średnicą na całej długości.

W cemencie węglan wapnia występuje jako produkt karbonatyzacji składników cementu pod wpływem dwutlenku węgla i wody środowiskowej. Karbonatyzacji ulegają wodorotlenek wapnia, uwodnione krzemiany wapnia typu C-S-H i ettringit. Szacuje się, że uwodnione krzemiany wapnia występują w ilości 55 –70% objętości, wodorotlenek wapnia w postaci kryształów ~ 20%, uwodnione glinosiarczany i gliniany wapnia w śladowej ilości oraz pory kapilarnie w wymiarze ~15% objętości [4, 6].

Newralgicznym obszarem wpływającym na wytrzymałość betonu jest powierzchnia kontaktowa pomiędzy stwardniałym zaczynem a kruszywem⁵, co potwierdza mechanika pęknięcia [5]. Występowanie uwodnionych krzemianów wapnia C-S-H wzmacnia przyszłą strukturę i podnosi odporność na pęknięcie. Natomiast występowanie tych samych uwodnionych krzemianów wapnia C-S-H, ale w obecności dużych kryształów portlandytu, powoduje efekt przeciwny. Korzystając z mikroskopii skaningowej zidentyfikowano wybrane składniki w stwardniałym zaczynie cementowym, Tabela 4.

Tabela 4. Możliwości identyfikacji składników stwardniałego zaczynu za pomocą SEM

Lp.	Składnik zaczynu	Mikroskopia elektronowa
1	Relikty nie uwodnionych ziaren cementu	+
2	Żużel i popiół lotny	+
3	Uwodnione krzemiany wapnia typu C-S-H	+
4	Wodorotlenek wapnia (portlandyt)	+
5	Ettringit	+
6	Uwodnione glinożelazyny wapnia typu AFM	+
7	Węglan wapnia	+
	Kalcyt	
	Aragonit	
	Vateryt	

4. Badania makro i mikroskopowe

Do badań wytypowano próbki betonu z: 1. – ustrój nośny mostu, 2. – podpory mostu, 3. – słupki balustrady, 4. – wypełnienia elementów balustrady, 5. – poręcz balustrady.

⁵ Praca zbiorowa pod redakcją A. Jarmontowicz, *Metodyka kompleksowych badań laboratoryjnych betonów lekkich*. ITB, 1983.

4.1. Metody badań, preparaty do badań makro i mikrostruktury

Przy rozpoznaniu mikrostruktury stwardniałego zaczynu cementowego zastosowano mikroskop skaningowy SEM wraz z mikrosondą EDS, która daje możliwości oznaczania składu chemicznego mikroobszarów [7, 8].

Przy wykonywaniu preparatów z badanych betonów próbki pobierano zarówno z plasterków wyciętych z całych próbek, jak i fragmentów próbek pozostałych po badaniu wytrzymałości na ściskanie⁶. Powierzchnia preparatów poddana obserwacjom w SEM wynosiła nie mniej niż 0,5 cm². Analizę mikroskopową wykonano w skaningowym mikroskopie elektronowym QUANTA FEG 250.

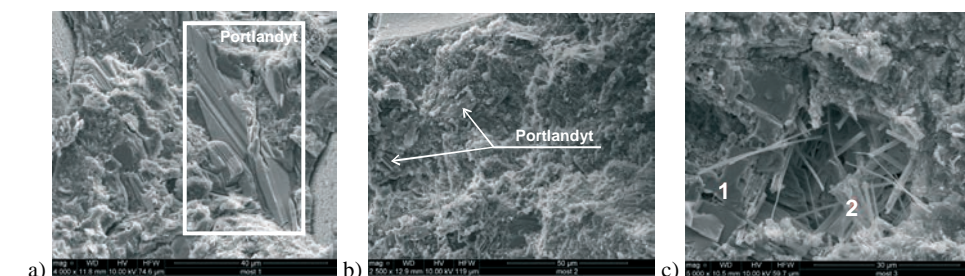
Tabela 5. Charakterystyka makroskopowa pobranych próbek

Nr próbki	Barwa	Obecność makropęknięć i innych defektów struktury	Przyczepność zaczynu do kruszywa	Średnia wielkość kruszywa [mm]
1	jasno szara	brak	bardzo dobra	14,87
2	jasno szara	brak	dobra	9,88
3	szara	kruszywo wylupuje się z zaprawy i często ulega dalszemu rozkruszeniu pod słabym naciskiem	dostateczna, miejscami słaba	10,00
4	szara	kruszywo wylupuje się z zaprawy i często ulega dalszemu rozkruszeniu pod słabym naciskiem	dostateczna, miejscami słaba	10,00
5	jasno szara	mikrorysy na granicy grube kruszywo -zaczyn	dostateczna	6,30

5. Wyniki badań

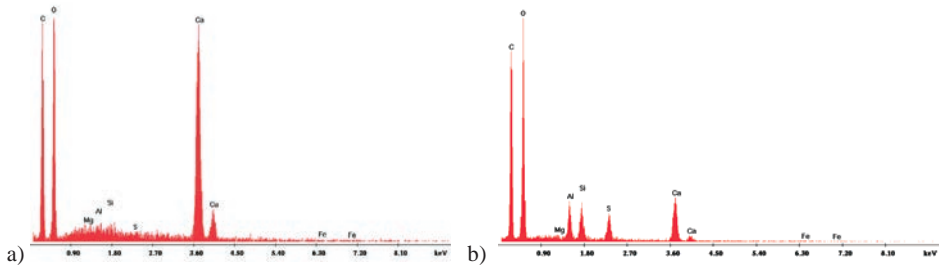
5.1. Makro i mikrostruktura stwardniałego zaczynu

Analiza makroskopowa objęła wyniki obserwacji próbek okiem nieuzbrojonym. Analiza w SEM była prowadzona najczęściej w powiększeniach od 2500 do 8000 razy, sporadycznie wykonywano obserwacje w powiększeniu 12 000 razy i większym, Tabela 6. Charakterystyczne fotografie SEM zaczynów zamieszczono poniżej.



Rys. 6. Zdjęcia skaningowe (SEM), zaczyn w betonie a) pr. 1 b) pr. 2 – C-S-H i portlandyt c) pr. 3, 1-portlandyt, 2-ettringit

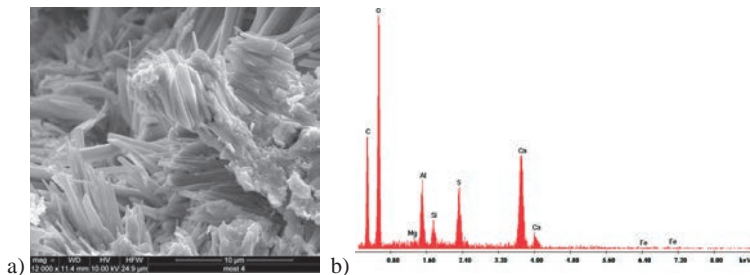
⁶ Wg [3], Zarówno jeden jak i drugi sposób ma swoje zalety i wady. Wycinanie próbek z betonu wymaga ponownego nawilżania próbek, stąd należy korzystać z próbek po badaniu wytrzymałości na ściskanie.



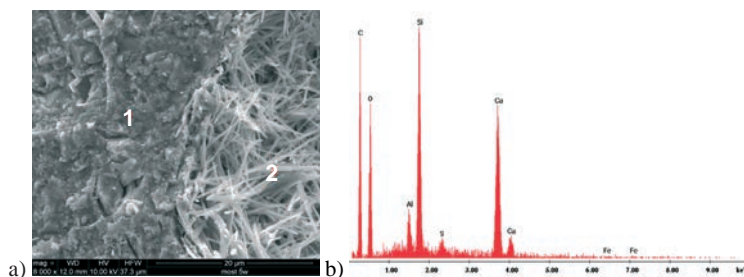
Rys. 7. Wyniki energodispersyjnej analizy rentgenowskiej z zastosowaniem mikros sondy EDS pr. 3 a) w punkcie 1, portlandyt b) w punkcie 2, ettringit

Tabela 6. Wybrane cechy struktury betonu z próbek pobranych z różnych elementów

Nr próbki	Cechy mikrostruktury
1	W skali makroskopowej struktura zwarta. W mikrostrukturze zaczynów próbek nr1 i nr 2 wyróżniono: drobnoporowatą, drobnoziarnistą, a miejscami drobno włóknistą masę złożoną z uwodnionych krzemianów wapnia typu C-S-H, oraz reliktu cementu portlandzkiego w postaci ziaren nieregularnym kształcie i częściowo skorodowanych powierzchniach.
2	W skali makroskopowej beton wykazuje rysy, kruszywo wylupuje się z zaprawy, a zaczyn próbki nr 3 ulega dalszemu rozkruszeniu pod słabym naciskiem. Mikrostruktura zaczynu jest silnie porowata, wyróżniono w niej: masę złożoną z uwodnionych krzemianów wapnia typu C-S-H w postaci drobnych, płytek- kryształ wodorotlenku wapnia, w postaci stosunkowo dużych, sześciokątnych tabliczek, częściowo odkształconych, budowie warstwowej, kryształy ettringitu, przeważnie jako skupiska igiełkowatych postaci, (2) reliktu cementu portlandzkiego występują w postaci większych ziaren o nieregularnym kształcie (1).
3	W skali makroskopowej beton wykazuje liczne rysy i dezintegruje się pod słabym naciskiem. Mikrostruktura zaczynu próbki nr 4 jest silnie porowata, masa złożoną z uwodnionych krzemianów wapnia typu C-S-H w postaci drobnych, płytek- kryształ wodorotlenku wapnia, w postaci stosunkowo dużych, sześciokątnych tabliczek wykazuje też dezintegrację z równoczesną wyraźną krystalizacją w mikroobszarach włóknistych kryształów ettringitu.
4	W skali makroskopowej struktura zwarta słabo porowata , z nielicznymi rysami W mikrostrukturze zaczynu próbki nr 5 wyróżniono: drobno porowatą, drobnoziarnistą, a miejscami drobno włóknistą masę złożoną z uwodnionych krzemianów wapnia typu C-S-H, reliktu cementu portlandzkiego postaci większych ziaren o nieregularnym kształcie, w porach przeważnie jako skupiska igiełkowatych postaci - kryształy ettringitu.
5	



Rys. 8. a) Zdjęcie skaningowe SEM pr. 4 b) EDS w mikroobszarze, ettringit



Rys. 9. a) Zdjęcie skaningowe SEM pr. 5, w punkcie 2 ettringit b) EDS w punkcie 1, kwarc, portlandyt

6. Wnioski i podsumowanie

Na podstawie obserwacji makroskopowych, wśród wybranych do badań próbek wyróżniono trzy odrębne grupy⁷:

- Grupa I (próbki 1 i 2) - kruszywo zdominowane przez ziarna kwarcu oraz fragmenty skał, wapieni i marmurów o średniej wielkości okruchów 15 mm i o dużym zróżnicowaniu wielkości występujących fragmentów skał od 3,8 do 35,6 mm.
- Grupa II (próbki 3 i 40) - dominują ziarna kwarcu o średniej wielkości 10 mm. Wielkości i regularne wymiary ziaren wskazują, że było to specjalnie dobierane kruszywo.
- Grupa III (próbka 5) - główny składnik kruszywa to kwarc i drobne fragmenty skał, wapieni i marmurów, o umownej średnicy 6,3 mm i o bardzo małym zróżnicowaniu wielkości występujących fragmentów skał od 4,7 do 8,6 mm.

Przeprowadzone obserwacje mikroskopowe w zakresie mikroobszarów i analiz z punktu próbek betonów implikują wnioski zamieszczone poniżej:

- Podobieństwo stwardniałych zaczynów 1 i 2. W obu zaczynach wyróżnia się drobno porowatą, drobnoziarnistą, miejscami drobno włóknistą masę zhydratyzowanego cementu, złożoną z uwodnionych krzemianów wapnia typu C-S-H. Występują także tabliczkowate kryształy portlandytu, relikty nie uwodnionych ziaren klinkieru.
- Podobieństwo zaczynów 3 i 4. Mikrostruktura zaczynów jest silnie porowata. Wyróżniono: masę złożoną z uwodnionych krzemianów wapnia typu C-S-H w postaci drobnych, rozmytych płytek, kryształy wodorotlenku wapnia w postaci stosunkowo dużych, sześciokątnych tabliczek o zarysach rozmytych. Wykryto kryształy ettringitu, przeważnie jako skupiska igiełkowatych formach.

Bez wątpliwości w zakresie rozpoznania mikrostruktury formułowane są jasne i uzasadnione wnioski jakościowe. Wykazuje się wpływ rodzaju i wielkości minerałów występujących na powierzchni kontaktowej pomiędzy kruszywem betonu a zaprawą na wzrost lub obniżenie wytrzymałości. Można nawet podać oceny wytrzymałości w wymiarze analizy tj. w skali mikro. Postęp jakościowy wynikający z powszechnego stosowania SEM i EDS sprawił, że takie oceny są niemal powszechne. Jednakże złożoność makrostruktury betonu jak na razie nie jest dostatecznie rozpoznana na tyle, aby móc mówić o pełnym rozpoznaniu mechanizmu zniszczenia, łącząc przy tym oceny powstające na poziomach makro i mikro.

Badanie starych betonów, tj. pochodzących z okresu wprowadzania tej technologii, potwierdza ich wysoką jakość nawet wówczas, gdy są porównywane ze współczesnymi

⁷ Podstawowym kryterium wyodrębnienia grup było zróżnicowanie wypełniacza.

betonami mostowymi. Istnienie starych mostów betonowych funkcjonujących przy różnych obciążeniach jest także dowodem na osłabienie formułowanej przez prof. Z. Bażanta tezy o nieuniknionej granicznej sytuacji w zakresie nośności i użyteczności, powodowanej stałym rozwojem pelzania betonu.

Literatura

- 1 Hellebois A., Espion, B., Test up to failure of a typical RC Hennebique T-beam, *Proceedings of the ICE – Structures and Buildings*, 166(9), p. 81-93, 2013. doi:10.1680/stbu.12.00036.
- 2 Hellebois A., Theoretical and experimental studies on early reinforced concrete structures. Contribution to the analysis of the bearing capacity of the Hennebique System, Université Libre de Bruxelles, Presses Universitaires de Bruxelles, p. 391, 2012. http://theses.ulb.ac.be/ETD-db/collection/available/ULBetd-07312013-12425/unrestricted/Hellebois_Arna nde_PhDthesis.pdf [Dostęp: 02.01.2014].
- 3 Bednarek Z., Krzywobłocka-Laurów R., Drzymała T., Wpływ wysokiej temperatury na strukturę, skład fazowy i wytrzymałość betonu. *Zeszyty Naukowe SGSP*, 38, s. 5-8, 2009.
- 4 Krzywobłocka-Laurów R., Badania składu fazowego betonu. Instrukcja nr 357/98, 1998.
- 5 Praca zbiorowa pod redakcją A. M. Brandta i J. Kasperkiewicza, *Metody diagnozowania betonów i betonów wysokowartościowych na podstawie badań strukturalnych*. IPPT PAN, 2003.
- 6 Golewski G.L., Sadowski T., An analysis of shear fracture toughness K_{IIc} and microstructure in concretes containing fly-ash, *Construction and Building Materials* 51, p. 207–214, 2014.
- 7 Brant A.M., Diagnostyka betonu na podstawie struktury. 56 konferencja naukowa Kielce-Krynica, 19-26 września 2010, s. 57-71, <http://www.ippt.pan.pl/Repository/o99.pdf>; [Dostęp: 22.05.2014]
- 8 Józwiak-Niedzwiedzka D., Tucholski Z., Widukt żelbetowy z początków XX wieku-analiza struktury stuletniego betonu. *Drogi i Mosty*, s. 23-37, 3/2010

Diagnosis of 100 years old concrete from M. Lutoslawski Bridge in Lublin

Sławomir Karaś¹, Beata Klimek²

¹ *Road and Bridge Chair, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: s.karas@pollub.pl*

² *Department of Historic Building Preservation, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: b.klimek@pollub.pl*

Abstract: The paper presents the results investigation of old concrete. The material was retrieved from M. Lutoslawski Bridge which is located in Zamojska Street. M. Lutoslawski built two bridges in Lublin by using Francois Hennebique projects. The carried out investigations include recognition in situ and during laboratory tests. Among others, the concrete compression strength and the diagnosis of concrete microstructure were made by means of SEM and EDS techniques. The conclusions pertain to both macro and microscopic analyses. The concrete strength results were compared with other authors' results obtained for similar old concretes.

Keywords: M. Lutoslawski Bridges, concrete macro & microstructure, SEM, EDS

Wstępna ocena możliwości zastosowania odpadowego pyłu perlitowego w budowlanych kompozytach polimerowych

Paweł Łukowski¹, Joanna Julia Sokółowska², Maja Kępnia³

*^{1,2,3} Zakład Inżynierii Materiałów Budowlanych, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika
Warszawska, e-mail: ¹p.lukowski@il.pw.edu.pl, ²j.sokolowska@il.pw.edu.pl,
³m.kepniak@il.pw.edu.pl*

Streszczenie: W artykule przedstawiono wyniki badań nad możliwością racjonalnego wykorzystania odpadu powstającego przy produkcji perlitu ekspandowanego, jako mikrowypełniacza w budowlanych kompozytach żywicznych. Obecność pyłu perlitowego wpływa na cechy technologiczne mieszanek żywicznych, w tym czasy żelowania i wiązania spoiwa poliestrowego. Nie stwierdzono natomiast znaczącego wpływu tego składnika na cechy wytrzymałościowe kompozytu. Uzyskane wyniki wskazują na możliwość racjonalnego zagospodarowania uciążliwego odpadu, co dobrze wpisuje się w strategię zrównoważonego rozwoju w budownictwie. Jak dotąd, osiągnięto powodzenie przy substytucji prowadzonej na poziomie do 5 % masowych mikrowypełniacza – co wszakże, ze względu na bardzo małą gęstość nasypową pyłu perlitowego ($< 100 \text{ kg/m}^3$), oznacza redukcję dużej objętości składowanego odpadu. Autorzy planują próbę wprowadzenia do mieszanek żywicznych większych ilości pyłu perlitowego, co będzie wymagało rozwiązania problemów technologicznych związanych z dużą lotnością pyłu i jego niekorzystnym wpływem na urabialność mieszanek żywicznych.

Słowa kluczowe: pył perlitowy, odpad perlitu, kompozyty polimerowe, modyfikacja

1. Wprowadzenie

Betonopodobne kompozyty polimerowe (BKP), w tym bezcementowe zaprawy i betony żywiczne, oprócz standardowego kruszywa zawierają także frakcję tzw. mikrowypełniacza, obejmującą cząstki o średnicach zwykle nieprzekraczających $120 \mu\text{m}$ [1]. Wypełniacz ten jest z reguły zgodny petrograficznie z kruszywem podstawowym; najczęściej stosowane są mączki kwarcowe, granitowe lub wapienne. Jako materiały pochodzenia skalnego, tj. surowce nieodnawialne, do których otrzymania niezbędne są duże nakłady energii, mikrowypełniacze nie w pełni spełniają wymagania strategii zrównoważonego rozwoju. Ponadto, ich wzrastająca cena sprawia, że zasadne jest poszukiwanie alternatywnych materiałów, które mogłyby – przynajmniej w pewnym zakresie – zastąpić konwencjonalne mikrowypełniacze.

W niniejszym artykule przedstawiono wyniki badań nad możliwością zastosowania drobnoziarnistego pyłu – odpadu powstającego przy produkcji perlitu ekspandowanego [2] – jako mikrowypełniacza w budowlanych kompozytach żywicznych. Zasadniczym celem badań była ocena wpływu tego składnika na cechy techniczne zapraw poliestrowych, zarówno w stanie nieutwardzonym, jak i po utwardzeniu.

2. Geneza powstawania odpadu

Pył perlitowy, który jest rozpatrywany jako potencjalny mikrowypełniacz do kompozytów poliestrowych, powstaje jako produkt uboczny podczas procesu ekspandowania oraz składowania perlitu. Cechy perlitu ekspandowanego wynikają ze specyficznej budowy jego cząstek – szklane pęcherzyki o właściwościach izolacyjnych, spękane pęcherzyki i cząstki o porowatej powierzchni, sieć mikroskopijnych kanalików wewnątrz cząstek. Właściwości te, tj. bardzo mała gęstość i gęstość objętościowa, duża zdolność absorpcji cieczy i gazów oraz niska przewodność cieplna, w znacznej mierze dotyczą także pyłu perlitowego [3]. Przy znacznie mniejszych wymiarach cząstek (średnio $20 \div 40 \mu\text{m}$ [4]) oraz bardzo małej gęstości nasypowej – rzędu $90 \div 100 \text{ kg/m}^3$ [4], odpadowy pył perlitowy jest uciążliwy i kosztowny w składowaniu, tymczasem światowa produkcja perlitu ekspandowanego, szacowana na około 1,7 miliona ton rocznie, generuje bardzo duże ilości tego odpadu. Obecnie odpad ten jest w bardzo nieznacznym stopniu poddawany recyklingowi. Stanowi to przesłankę do podejmowania prób zagospodarowania pyłu perlitowego jako surowca wtórnego, co jest przedmiotem prezentowanych badań.

3. Cel i zakres badań

Celem prezentowanego programu badawczego było wskazanie składu mikrozaprawy poliestrowej modyfikowanej pyłem perlitowym, która byłaby optymalna z uwagi na parametry technologiczne, tj. czas i temperaturę wiązania, a następnie składu optymalnego zaprawy poliestrowej, dla której cechami kryterialnymi były podstawowe właściwości mechaniczne – wytrzymałość na zginanie i wytrzymałość na ściskanie.

3.1. Materiały

3.1.1. Spoiwo poliestrowe

Do przygotowania badanych w pracy mikrozapraw i zapraw zastosowano nienasyconą ortoftalową żywicę poliestrową polskiej produkcji. Żywica ta jest szeroko stosowana jako spoiwo do wytwarzania elementów z BKP, jako że charakteryzuje się stosunkowo niską ceną (w porównaniu do innych duroplastów), a właściwości utwardzonych kompozytów na tym spoiwie osiągają satysfakcjonujące wartości. Zastosowaną żywicę w stanie nieutwardzonym cechuje konsystencja lepkiej cieczy; jej żelowanie trwa do kilkudziesięciu minut. Zaletami tej żywicy w stanie nieutwardzonym są łatwe mieszanie i wypełnianie form oraz możliwość wprowadzenia dużej ilości wypełniaczy. Wiązanie żywicy następuje w wyniku nieodwracalnej reakcji egzotermicznej. Elementy wykonane z mikrozaprawy lub zaprawy żywicznej o tym spoiwie można rozformowywać już po kilku godzinach, a pełne utwardzenie (i osiągnięcie pełni możliwości technicznych) następuje po $10 \div 14$ dniach.

3.1.2. Mikrowypełniacz

Jako mikrowypełniacz do badanych kompozytów zastosowano czystą mączkę kwarcową oraz mieszaninę mączki kwarcowej i odpadowego pyłu perlitowego w różnych proporcjach. Na etapie badań wstępnych sprawdzano jednorodność pyłu odpadowego: czy przy pobieraniu z różnych partii może on być traktowany jako ten sam materiał. Przeprowadzone badania granulometryczne (oznaczenia wykonano w laserowym analizatorze uziarnienia w obecności roztworu dyspergującego oraz ultradźwięków) oraz analiza statystyczna (w oparciu o test Shapiro-Wilka) uzyskanych wyników wykazały, że rozkład uziarnienia próbek z różnych partii jest bardzo zbliżony, a pyły te można traktować jako jeden wypełniacz. Podstawowe parametry opisujące granulację oraz wartości gęstości

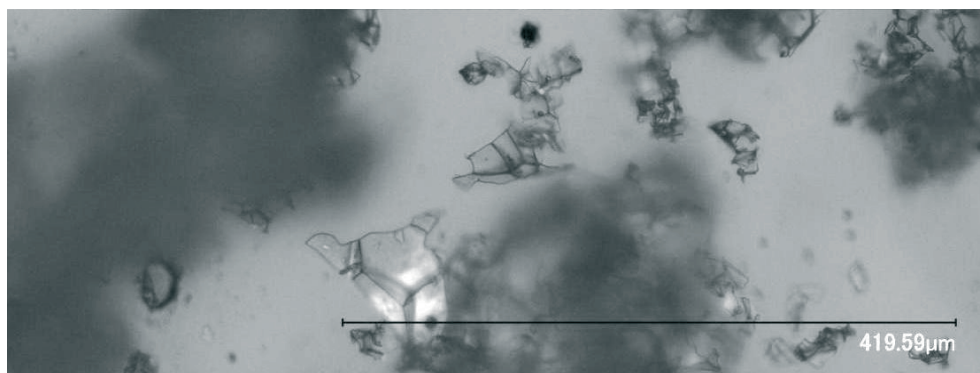
oznaczone dla pyłu perlitowego i wypełniacza kwarcowego (mączki kwarcowej W12), które stosowano do przygotowania kompozytów poliestrowych, przedstawiono w tabl. 1.

Tabela 1. Gęstość oraz parametry opisujące granulację mączki kwarcowej i odpadowego pyłu perlitowego

Lp.	Właściwość	Mączka kwarcowa	Pył perlitowy
1	Gęstość Le Chateliera [g/cm^3]	2,650	2,080
2	Wymiar cząstek [μm]	D_{\min}	4,47
3		$D_{\text{śred}}$	41,25
4		D_{50}	39,23
5		D_{95}	84,84
6		D_{\max}	152,45

Gęstość pyłu perlitowego, prawdopodobnie z uwagi na mniejszy udział związków krzemu w składzie chemicznym [3], okazała się mniejsza o prawie 20 % w porównaniu do gęstości mączki kwarcowej.

Pył perlitowy okazał się bardziej gruboziarnisty niż mączka kwarcowa – wymiary jego cząstek przyjmują wartości z zakresu ok. $4\div 150 \mu\text{m}$ (przy czym 95 % cząstek jest mniejszych od $85 \mu\text{m}$), a średni wymiar cząstek to ok. $40 \mu\text{m}$. Tymczasem mączka kwarcowa zawiera ziarna o średnicach od $1,5 \mu\text{m}$ do $30 \mu\text{m}$, przy czym 95 % ziaren nie przekracza wymiaru $20 \mu\text{m}$, a średni wymiar cząstek jest cztery razy mniejszy niż w przypadku pyłu perlitowego – $10,19 \mu\text{m}$. Obserwacje mikroskopowe cząstek perlitu wykonane przy zastosowaniu mikroskopii laserowej [4, 5] wykazały, że wyznaczone rozmiary cząstek pyłu należy traktować ostrożnie, ponieważ cząstki te przyjmują kształty płytek, blaszek, cylindrów, itp., tworząc struktury amorficzne (rys. 1). Rejestrowane w analizatorze wymiary to maksymalne wymiary tych cząstek (wartości te potwierdzono podczas obserwacji mikroskopowych), nie zaś średnice pełnych ziaren – jak w przypadku mączki kwarcowej – dlatego powierzchnia właściwa pyłu perlitowego jest w rzeczywistości znacznie większa, niż sugerują to wyniki granulometrii. Jak wykazano w dalszej części artykułu, autorzy słusznie wnioskowali o potencjalnie innym wpływie pyłu perlitowego na parametry wiązania mieszanek żywicznych (temperaturę wiązania, czas żelowania i wiązania, itd.) oraz o możliwej konieczności stosowania większych ilości spoiwa w celu właściwego pokrycia cząstek pyłu żywicą i zapewnienia dobrej adhezji między fazami matrycy i wypełniaczy.



Rys. 1. Morfologia pyłu perlitowego, powiększenie: 500x

3.1.3. Kruszywo podstawowe zapraw

Mieszanki zapraw poliestrowych, oprócz wskazanych wyżej komponentów (spoiwo żywiczne i mikrowypełniacze), zawierały także piasek normowy CEN (spełniający wymagania normy PN-EN 196-1). Zastosowanie piasku normowego o bardzo małej zawartości części pylastych pozwoliło traktować frakcję mikrowypełniacza i piaskową jako dwa oddzielne komponenty. Ponadto stosowanie piasku normowego, przechowywanego w szczelnie zamkniętych workach, wyeliminowało konieczność suszenia kruszywa (wilgoć pochodząca z kruszywa mogłaby niekorzystnie wpłynąć na proces wiązania spoiwa poliestrowego).

3.2. Plan eksperymentu

Mieszanki mikrozapraw przygotowano w oparciu o plan eksperymentu – zastosowano plan dwuczynnikowy polisekcyjno rotalno-quasiuniformalny, z 9 punktami eksperymentu i 2-krotnym powtórzeniem punktu centralnego. Jako zmienne materiałowe przyjęto względne stosunki mas komponentów – udział spoiwa względem mikrowypełniacza, S/M oraz udział pyłu perlitowego w mikrowypełniaczu, PP/M. Zakresy zmienności tych cech (tabl. 2) przyjęto na podstawie wyników badań rozpoznawczych. W badaniach tych skupiono się przede wszystkim na wpływie dodatku pyłu perlitowego na urabialność mieszanek żywicznych. Zastąpienie mączki kwarcowej pyłem w ilości większej 5 % (mas.) powoduje wyraźne pogorszenie urabialności, praktycznie uniemożliwiające usykanie mieszanek o akceptowalnej jednorodności. Zakres zmienności S/M przyjęto jako typowy dla zapraw poliestrowych (tabl. 2).

Tabela 2. Wartości zmiennych materiałowych oraz odpowiadające im składy badanych mikrozapraw i zapraw poliestrowych (punkt 7 i 10 to powtórzony punkt centralny eksperymentu)

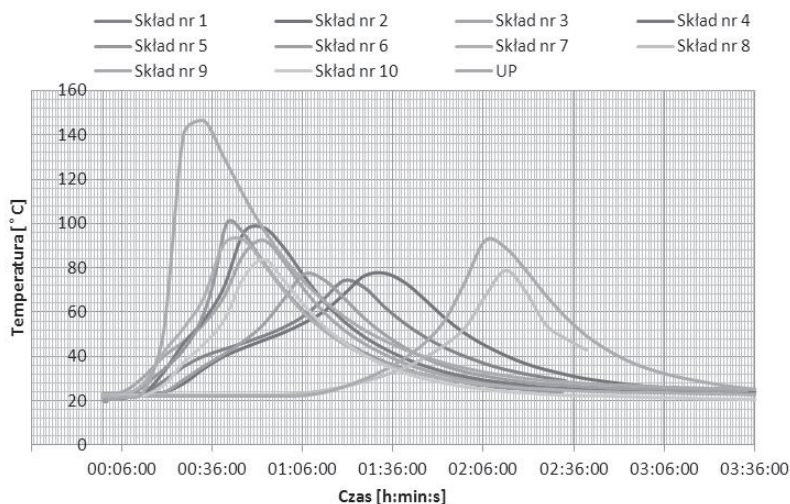
Lp.	wartości kodowane		zmiennie rzeczywiste		udział składników na 1 kg zaprawy [g]			
	x_1	x_2	x_1 (S/M)	x_2 (P/M)	żywica	mączka kwarcowa	pył perlitowy	piasek
1	-1,000	-1,000	1,172	0,007	168,6	142,8	1,1	687,5
2	1,000	1,000	1,278	0,043	175,3	131,3	5,9	
3	-1,414	0,000	1,150	0,025	167,2	141,7	3,6	
4	1,414	0,000	1,300	0,025	176,6	132,5	3,4	
5	0,000	-1,414	1,225	0,000	172,1	140,4	0,0	
6	0,000	1,414	1,225	0,050	172,1	133,4	7,0	
7	0,000	0,000	1,225	0,025	172,1	136,9	3,5	
8	-1,000	1,000	1,172	0,043	168,6	137,7	6,1	
9	1,000	-1,000	1,278	0,007	175,3	136,2	1,0	
10	0,000	0,000	1,225	0,025	172,1	136,9	3,5	

4. Wyniki badań i ich analiza

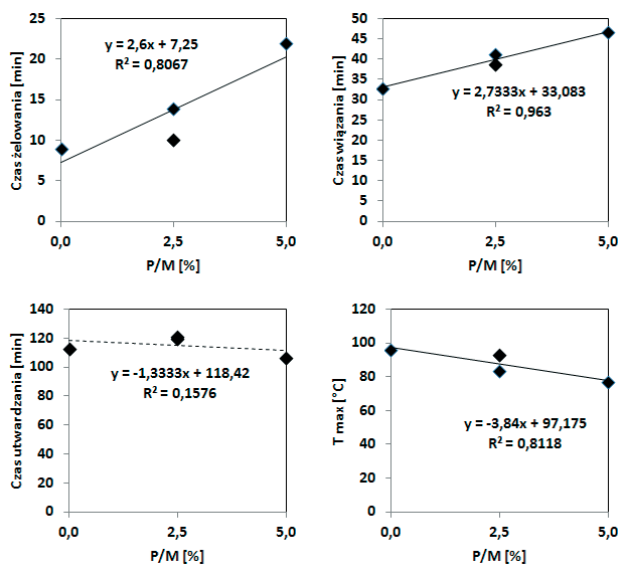
4.1. Charakterystyka wiązania mikrozapraw poliestrowych

Zarówno w przypadku czystego spoiwa poliestrowego, jaki i wszystkich mikrozapraw poliestrowych, stwierdzono wyraźny podział na etapy urabialności, żelowania, wiązania i utwardzania. Porównując składy o takiej samej wartości S/M = 1,225, ale o różnym poziomie substytucji mączki kwarcowej pyłem perlitowym (P/M wynoszące 0 %, 2,5 %, 5,0 %) można zauważyć, że wraz ze wzrostem wartości P/M, czas żelowania i czas wiązania wydłużają się, natomiast temperatura maksymalna przyjmuje coraz niższe wartości. Z kolei czas utwardzania wszystkich badanych mikrozapraw (niemodyfikowanych i modyfikowanych pyłem perlitowym) jest zbliżony (rys. 2). Opracowane zależności typu:

czas żelowania – udział pyłu perlitowego w mikrowypełniaczu, czas wiązania – udział pyłu perlitowego w mikrowypełniaczu oraz temperatura maksymalna – udział pyłu perlitowego w mikrowypełniaczu charakteryzowały się wysokimi współczynnikami korelacji i determinacji ($R > 0,90$, $R^2 > 0,81$) - rys. 3. W przypadku zależności czas utwardzania – udział pyłu perlitowego w mikrowypełniaczu, współczynniki korelacji i determinacji były niskie ($R = 0,40$, $R^2 = 0,16$) – przy czym można przyjąć, że niezależnie od zawartości pyłu perlitowego czas utwardzania jest podobny i wynosi 110÷120 minut.



Rys. 2. Zestawienie przebiegu procesu utwardzania 10 składów mikrozapraw oraz żywicy poliuretanowej



Rys. 3. Zależność parametrów opisujących przebieg wiązania i zmiennej P/M (przy stałej wartości zmiennej S/M = 1,225)

4.2. Właściwości mechaniczne zapraw poliestrowych

W celu sprawdzenia wpływu substytucji mączki kwarcowej pyłem perlitowym na cechy mechaniczne kompozytów poliestrowych przeprowadzone zostały badania wytrzymałości na zginanie i wytrzymałości na ściskanie zapraw o składach wyznaczonych na podstawie planu eksperymentu (tabl. 2). Badanie wytrzymałości na zginanie wykonywano na 3 próbkach w postaci beleczek o wymiarach 40×40×160 mm, badanie wytrzymałości na ściskanie – na 6 połówkach beleczek pozostałych po zginaniu. Wyniki badań zestawiono w tabl. 3.

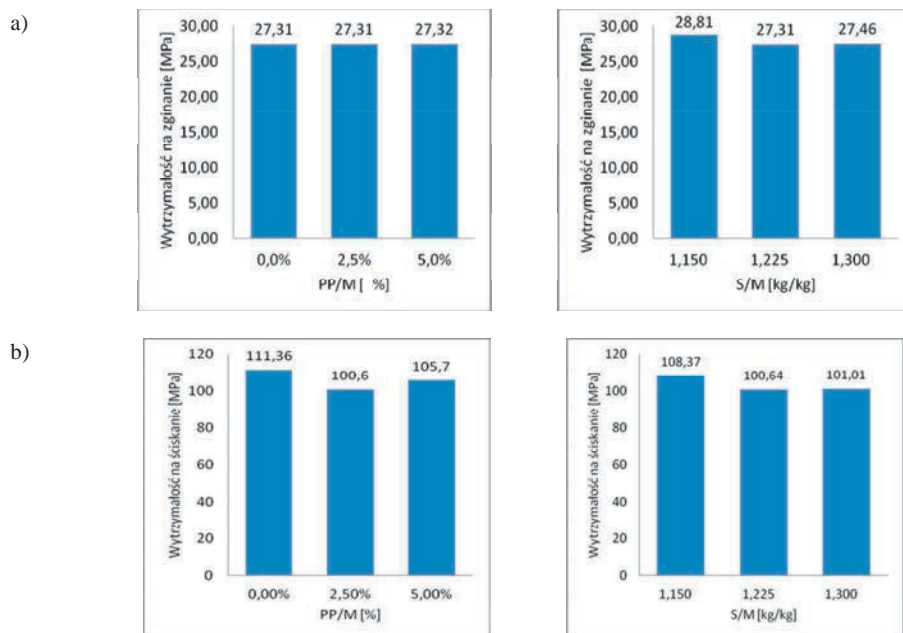
Tabela 3. Wyniki badań wytrzymałości na zginanie i wytrzymałości na ściskanie zapraw poliestrowych modyfikowanych odpadowym pyłem perlitowym

Lp.	zmienne materiałowe		Wytrzymałość na zginanie		Wytrzymałość na ściskanie	
	x ₁ (S/M)	x ₂ (P/M)	Wart. śr. [MPa]	CV [%]	Wart. śr. [MPa]	CV [%]
1	1,172	0,007	26,1	5,0	103,8	2,3
2	1,278	0,043	27,0	2,8	109,1	1,9
3	1,150	0,025	28,8	4,5	108,4	2,9
4	1,300	0,025	27,5	0,7	101,0	2,8
5	1,225	0,000	27,3	3,6	111,4	3,4
6	1,225	0,050	27,3	5,5	105,7	2,7
7	1,225	0,025	27,7	4,0	97,1	8,9
8	1,172	0,043	28,4	5,7	95,8	8,1
9	1,278	0,007	27,5	7,3	102,1	1,9
10	1,225	0,025	27,0	5,4	104,2	0,6

Dla wszystkich kompozytów otrzymano wynik wytrzymałości na zginanie na poziomie 26 ÷ 29 MPa. Ponieważ dla żadnego ze składów współczynnik zmienności nie przekroczył 10 %, otrzymane wyniki mogą być uznane za zbliżone do siebie. Składy o jednakowym S/M, a różniące się substytucją pyłem perlitowym, nie wykazały różnic w wartościach średniej arytmetycznej wytrzymałości na zginanie. Składy o takiej samej substytucji pyłem perlitowym, a różniące się stosunkiem S/M różniły się nieznacznie, przy czym najwyższą wartość wytrzymałości na zginanie ma skład o najniższej zawartości spoiwa – S/M = 1,15.

W przypadku wszystkich kompozytów uzyskano wytrzymałości na ściskanie na poziomie 100 MPa. Ponownie, dla żadnego ze składów współczynnik zmienności nie przekroczył 10 %, co świadczy o dobrej jednorodności.

Wyniki badań pozwalają na sformułowanie wniosku, że substytucja mączki kwarcowej odpadowym pyłem perlitowym w zakresie do 5 % (masowo) nie wpływa negatywnie na wytrzymałość na zginanie ani wytrzymałość na ściskanie zapraw poliestrowych (rys. 4). Stabilność właściwości mechanicznych przy tej zawartości pyłu wynika z utrzymania dobrej urabialności mieszanki. Pozwala to pozytywnie ocenić możliwość utylizacji pyłu perlitowego w kompozycie żywicznym przy podanym stopniu substytucji mikrowypełniacza. Większa zawartość odpadu prowadzi jednak do pogorszenia cech mechanicznych; jest to spowodowane morfologią cząstek, które w przypadku pyłu perlitowego są bardzo nieregularne i przy większej zawartości w mieszance żywicznej praktycznie uniemożliwiają jej prawidłową homogenizację. Większe ilości odpadowego pyłu perlitowego można by wprowadzić do kompozytu żywicznego pod warunkiem jednoczesnego zwiększenia zawartości spoiwa żywicznego, co jednak znacząco podniosłoby koszt materiałowy.



Rys. 4. Wytrzymałość zapraw poliestrowych na zginanie (a) i ściskanie (b) przy jednakowym S/M=1,225 i różnym udziale pyłu perlitowego w mikrowypełniaczu, PP/M (strona lewa) oraz przy jednakowej zawartości pyłu perlitowego PP/M = 2,5 % i różnych wartościach S/M (strona prawa)

5. Podsumowanie i wnioski

Na podstawie uzyskanych wyników stwierdzono, że obecność odpadowego pyłu perlitowego wpływa na czasy żelowania i wiązania spoiwa poliestrowego, a także na przebieg zmian temperatury w czasie utwardzania. Składy o dużej zawartości pyłu charakteryzowały się niższą temperaturą maksymalną (obniżenie o ok. 20°C).

Analiza wyników badań wytrzymałościowych zapraw poliestrowych wykazała, że zastąpienie części konwencjonalnego mikrowypełniacza odpadowym pyłem perlitowym nie wpływa na takie cechy, jak wytrzymałość na zginanie i wytrzymałość na ściskanie kompozytu. Nie stwierdzono większej rozbieżności wyników uzyskanych dla zapraw o dużym udziale pyłu perlitowego w porównaniu do zapraw o małej zawartości perlitu, ani do zaprawy czysto kwarcowej, przy czym najkorzystniejsze wyniki uzyskano przy substytucji mączki kwarcowej odpadowym pyłem perlitowym na poziomie 2,5 % (przy wartości zmiennej S/M = 1,15) – w przypadku tego składu zarejestrowano najwyższe wartości wytrzymałości na ściskanie (108,4 MPa) i wytrzymałości na zginanie (28,8 MPa).

Uzyskane wyniki wskazują na możliwość wykorzystania pyłu, powstającego przy produkcji perlitu ekspandowanego, w kompozytach polimerowych. Pozwala to na racjonalne zagospodarowanie uciążliwego odpadu, a zatem wpisuje się w strategię zrównoważonego rozwoju w budownictwie. Biorąc pod uwagę korzystne wartości badanych cech, uzyskane przy substytucji prowadzonej na poziomie 5 % masowych mikrowypełniacza, autorzy podejmą próbę wprowadzenia do mieszanek żywicznych większych ilości pyłu perlitowego. Wymaga to rozwiązania problemów technologicznych związanych z dużą lotnością pyłu i jego niekorzystnym wpływem na urabialność mieszanek żywicznych. Należy wszakże zwrócić uwagę, że ze względu na bardzo małą gęstość nasypową

rozpatrywanego w pracy pyłu perlitowego (92 kg/m^3), substytucja na poziomie 5 % masowych mikrowypełniacza oznacza w istocie redukcję dużej objętości składowanego odpadu – ok. 170 dm^3 pyłu perlitowego w stanie niezagęszczonym w ramach produkcji jednego metra sześciennego zaprawy poliestrowej.

Podziękowania

Badania do niniejszego artykułu zrealizowano w laboratorium Zakładu Inżynierii Materiałów Budowlanych Politechniki Warszawskiej, w ramach Projektu NCBiR nr PBS1/A5/14/2012 pt. „Kompleksowe wykorzystanie odpadu powstającego podczas produkcji lub stosowania perlitu ekspandowanego” w ram. Programu Badań Stosowanych.

Literatura

- 1 Czarnecki L., Garbacz A., Kurzydłowski K. Morphology of polymer concrete microstructure. Proc. Of the 8th Int. Congress on Polymers on Concrete – ICPIC'95, Oostende (1995) 299-304.
- 2 Kotwica Ł., Pichór W., Wpływ odpadu powstającego podczas produkcji perlitu ekspandowanego na właściwości zapraw cementowych. IX Konf. Polskiego Tow. Ceramicznego, Zakopane (2013).
- 3 Perlite Institute, inc. data, www.perlite.org [2013.07.09].
- 4 Łukowski P., Sokołowska J.J., Jaworska B., Smarż M. Ocena możliwości zastosowania materiałów odpadowych do wytwarzania kompozytów żywicznych. Mat. konf. I Konferencji naukowo-technicznej TECH-BUD' 2013 "Problematyka projektowania i wykonawstwa w aspekcie stosowania nowych technologii, materiałów i nowoczesnej techniki w budownictwie; normy europejskie - teoria a praktyka" (2013) 195-202.
- 5 Łukowski P., Sokołowska J.J., Adamczewski G., Jaworska B. Waste perlite powder as the potential microfiller of polymer composites. Mechanics and Materials, 2013, Ed. Jemioło S., Lutomirska M., Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, 201-211.

The introductory evaluation of possibility of using waste perlite powder in building polymer composites

Paweł Łukowski¹, Joanna Julia Sokołowska², Maja Kępniak³

^{1,2,3} Zakład Inżynierii Materiałów Budowlanych, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska, e-mail: ¹p.lukowski@il.pw.edu.pl, ²j.sokolowska@il.pw.edu.pl, ³m.kepniak@il.pw.edu.pl

Abstract: The paper deals with possibility of use of waste perlite powder as a microfiller in the building polymer composites. The perlite powder influences the technological properties of the polymer mixes, while the mechanical properties of the hardened composite are not significantly affected. The obtained results confirm the possibility of rational use of the waste material, which is in agreement with the rules of the sustainable development in construction. Till now, 5 % (by mass) of conventional microfiller in the polyester composite have been successfully substituted by perlite powder, which means the utilization of large amounts of this waste, due to its low bulk density ($< 100 \text{ kg/m}^3$). The authors will attempt to increase the degree of substitution. However, it will require resolving some technological problems involved particularly with the deterioration of the polymer mixes workability by the addition of the perlite powder.

Keywords: perlite powder, perlite wastes, polymer composites, modification

Non-autoclaved aerated concrete made of modified binding composition containing supplementary cementitious materials

Oksana Poznyak¹, Andriy Melnyk²

*^{1,2} Department of Building Production, Lviv Polytechnic National University,
e-mail: ¹pozniak@ukr.net, ²melnyk.a@ukr.net*

Summary: In this paper the impact of carbonate-containing and sulfate components, zeolite, polypropylene fibers on the properties of modified binding composition and non-autoclaved aerated concrete based on them is investigated. The aerated concrete based on the modified binding composition containing a supplementary cementitious material, that of carbonate-containing salt waste, reinforced with polypropylene fibers is characterized by the compressive strength of 2.7 MPa with the density of 650 kg/m³. The thickness of partitions between pores is 0.16 – 0.21 mm, and the number of pores with the size 0.2-1.0 mm is 76.4%.

Keywords: aerated concrete, modified binding composition, wastes, swelling multiplicity, strength, porous structure.

1. Introduction

Following the strategy of sustainable development and the principles of the best available technologies application, energy saving in Ukrainian Municipal engineering sector is achieved by constructing energy efficient buildings due to application of efficient building materials. Development of modern building technologies in all technologically advanced countries is aimed at designing cost-effective, efficient materials, the use of which can reduce energy costs and consumption of raw materials [1-3]. Aerated concrete is the optimal material for building because it has wide density and durability ranges, the properties important for solving various construction problems. The increased production of aerated concretes is caused by the increasing demand residential building. Recently, in for construction industry a number of new regulatory documents have been adopted, aimed at reducing energy and raw materials consumption and improving quality and reliability of construction. Extensive use of non-autoclaved aerated concrete is one of the ways to increase (improve) thermal properties of external building constructions in Ukraine. Research and practice in the field of aerated concretes are aimed at improving product quality simultaneously reducing the cost of products [4-7].

Aerated concrete in which air-voids are entrapped in the mortar matrix by means of a suitable aerating agent is produced from cement or lime, silica sand and sometimes pozzolanic materials and classified as lightweight concrete. Based on the method of pore-formation, it is classified into three groups: air-entraining method (gas concrete), foaming method (foamed concrete) and combined method. Aerated concrete can be non-autoclaved (NAAC) or autoclaved (AAC) based on the method of curing. The compressive strength, drying shrinkage, absorption properties etc. directly depend on the method and duration of curing. Once it is cured enough, the concrete foam is stripped from its mold, sliced into blocks or slabs of the required size [8].

Improving physical and mechanical properties of aerated concretes due the application of modified binding composition containing supplementary cementitious materials that change properties of partitions between pores is a relevant problem of nowadays. The use of industrial wastes is of practical importance for building materials technology in general, and aerated concretes technology, in particular, because it allows improving the basic material properties and increasing technical and economic performance; it will also improve ecology of the environment by recycling industrial wastes [4, 8-11]. It is relevant to create the binding compositions that allow obtaining aerated concretes of improved performance quality with minimum production costs.

2. Materials and methods

In experimental studies, Portland cement CEM I - 42,5R JSC "Ivano-Frankivskcement" with the following characteristics: specific surface $S_{\text{spec}} = 350 \text{ m}^2/\text{kg}$; residue on the sieve № 008 - 1.1%; initial setting time - 3 h 10 min.; end of hardening - 4 h 50 min., was used. Fly ash from Burshtynska thermal power plant was used as a finely dispersed filler with the following properties: true density - 2.21 g/cm^3 ; bulk density - 870 kg/m^3 ; residue on sieve № 008 - 8.7 mass.%; chemical composition, mass.% : SiO_2 - 54; Al_2O_3 - 23.75; $\text{Fe}_2\text{O}_3 + \text{FeO}$ - 13.8; MgO - 1.91; CaO - 4.98; SO_3 - 0.53; $\text{K}_2\text{O} + \text{Na}_2\text{O}$ - 0.25. As supplementary cementitious materials, salt processing wastes were used, such as carbonate-containing and sulfate components and clinoptilolite type of natural zeolitic tuff of Sokyrnytsia deposit, Zakarpattia region of the Ukraine with the following chemical composition, mass.%: carbonate-containing component (CW): SiO_2 - 1.8, Al_2O_3 - 1.64, Fe_2O_3 - 0.54, CaO - 39.42, MgO - 4.21, Na_2O - 6.42, K_2O - 6.57; sulfate component (SW): SiO_2 - 0.85, Al_2O_3 - 1.01, Fe_2O_3 - 0.14, CaO - 31.47, MgO - 1.38, Na_2O - 2.85, K_2O - 35.9; zeolitic tuff (Ze): SiO_2 - 69.21, Al_2O_3 - 11.75, Fe_2O_3 - 1.61, CaO - 1.90, MgO - 1.10, Na_2O - 2.65, K_2O - 3.52. Physical and mechanical properties of cementitious systems and aerated concretes based on them were tested by standard test methods.

3. Results and discussion

3.1. Investigation of binding composition

An important technological feature of aerated concretes production aimed at providing the necessary average density and strength is a design of optimal conditions for two processes that occur simultaneously: gas release and hardening of aerated concrete mix. It is important to correlate the speed of gas release with that of aerated concrete hardening. Before setting the "cement - water" system, the process of gas release must be over.

The experimental studies of the effect of adding cementitious materials on the setting time of binding composition showed that including carbonate-containing waste of salt processing in the amount of 10 mass.% into the binding composition accelerates the setting time (Fig.1).

The initial setting time of such a system is 130 min. while that for Portland cement is 190 min.; the finish setting times binding composition containing carbonate wastes is 210 min., whereas for ordinary Portland cement finish setting time 290 min. Adding sulfate salt wastes to the binding composition reduces the time of its initial setting time by 30 min., the finish setting time is reduced by 20 min., comparison to those for Portland cement. Setting time delay was observed with the introduction of 10 mass.% zeolite. The initial setting time is 270 min, finish setting time - 340 min.

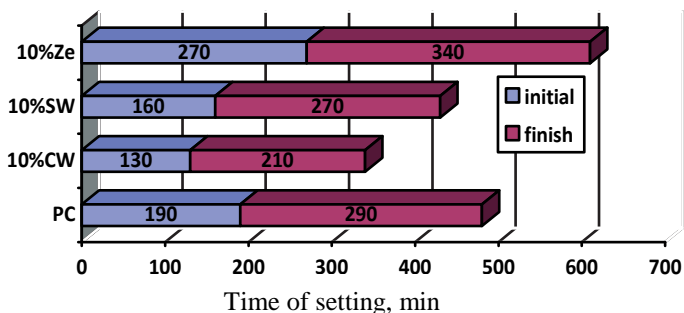


Fig. 1. The effect of adding of supplementary cementitious materials on the setting time of binding composition

To approximate conditions of aerated concrete production, testing of cement paste was carried out at W/C = 0.41, which provides flowing of concrete mixture of 190 mm. The effect of adding cementitious materials on the strength of binding composition is presented in fig 2.

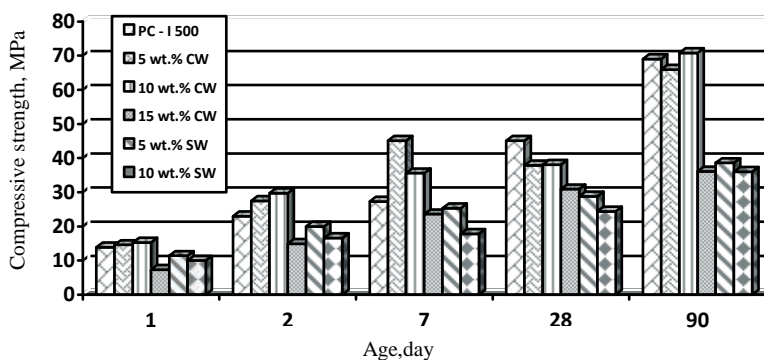


Fig. 2. The effect of carbonate-containing wastes (CW) and sulfate-containing wastes (SW) on the strength of binding composition

After adding 5 mass.% of carbonate-containing waste to the binding composition, its strength increases from 13.9 MPa to 14.6 MPa after one day of hardening in normal conditions (technical effect $\Delta R = 5.1\%$). After adding 10 mass.% of carbonate-containing waste to the binding composition, its strength increases to 15.3 MPa ($\Delta R = 10.1\%$). The further increase of the carbonate-containing waste amount to 15 mass.% reduces the cement stone strength to 7.3 MPa. During longer time of hardening the highest level of strength is shown by the cement stone including 10 mass.% of carbonate-containing salt wastes. Thus, the strength of the cement stone on the basis of the binding composition after 90 days of hardening is 70.8 MPa, while the strength of the cement stone based on Portland cement CEM I - 42,5R is 69.0 MPa.

The research on the sulfate wastes effect on binding composition properties has shown that introducing sulfate-containing components to the composition of binding composition causes a decrease of the cement stone strength during all periods of hardening. Thus, after adding 5 mass.% of sulfate-containing components to the binding composition, its strength decreases by 18.3 % after 1 day of hardening, after 7 days by 7.3 %, and after 28 days by 36.1 %. Further increase of sulfate component amount in the binding composition to 10

mass.% leads to the drop in its strength by 27.9 % after 1 day, by 34.8 % after 7 days, and by 45.9 % after 28 days.

The modeling systems such as "Ca(OH)₂ - aluminum paste", "Ca(OH)₂ – carbonate-containing waste - aluminum paste" which hardened in normal conditions and after heat treatment were investigated in terms of the processes of structure formation partitions between pores in aerated concrete based on modified binding composition. Currently the big amount of aerated concrete is produced by using autoclaves that increase the costs of energy and the material. According to X-ray diffraction analysis of stone based on the model system of "Ca(OH)₂ - aluminum paste" which was cured under normal conditions, lines of portlandite (d/n = 0,493; 0,263; 0,193 nm) and metastable hexagonal hydroaluminates calcium 4CaO • Al₂O₃•19H₂O (d/n = 1,06; 0,532; 0,288 nm) are fixed in all times of hardening.

The investigations of structure formation processes in a model system of "Ca(OH)₂ - aluminum paste" after heat treatment showed that there is a conversion of metastable hexagonal calcium hydroaluminate 4CaO•Al₂O₃•19H₂O in to stable hydrated phase - cubic calcium hydroaluminate 3CaO•Al₂O₃•6H₂O (d/n = 0,2286; 0,255; 0,442; 0,510 nm), which is accompanied by a change in hardened system volume.

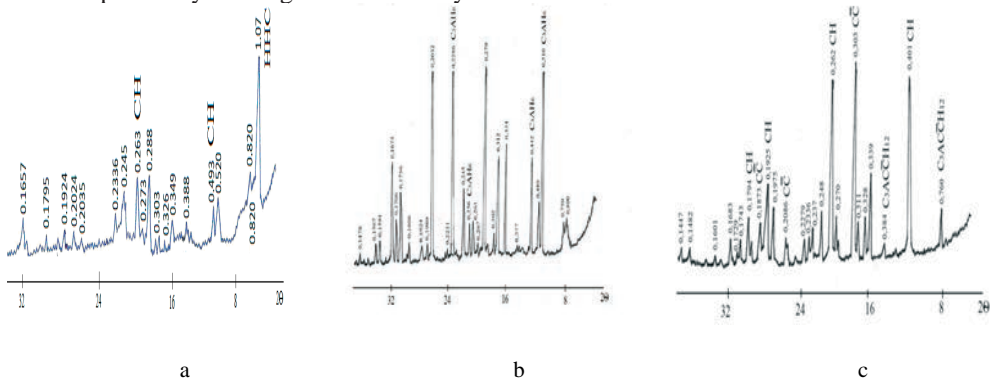


Fig. 3. XRD patterns of model system: „Ca(OH)₂ - aluminum paste”, hydrated under normal conditions (a) and after heat treatment (b), „Ca(OH)₂ - waste product - aluminum paste” (c)

According to X-ray diffraction analysis of model system of "Ca(OH)₂ - carbonate-containing - aluminum paste" the use of carbonate waste product from processing of salt production as a supplementary cementitious material provides replacement of the hexagonal calcium hydroaluminates in the presence of CaCO₃ by more stable hydrocarboaluminates 3CaO•Al₂O₃•CaCO₃•12H₂O (d/n = 0,760; 0,380 nm), whose structure role increases with time. Furthermore, there are lines of calcium carbonate (d/n = 0,303; 0,227; 0,208 nm) and portlandite (d/n = 0,493; 0,263; 0,193 nm) on diffractograms.

3.2. The non-autoclaved aerated concrete properties

To obtain products with necessary strength and average density, the technology of non-autoclaved aerated concrete production must have an important characteristic – swelling multiplicity, which later defines the characteristics of the aerated concrete. Aerated concrete mixes based on Portland cement have the swelling time of 21 min. (fig. 4).

After adding 10 mass.% of carbonate-containing salt waste the reduction of the concrete array swelling time to 12-14 minutes is observed, after adding a sulfate component, the time reduces to 9-11 min. It should be noted that multiplicity of swelling of the aerated concrete mix on the basis of the modified binding composition including carbonate-

containing salt wastes is 2.9, that including sulfate wastes is 2.3, while the multiplicity of swelling of aerated concrete mix based on Portland cement is 2.8.

A modified binding composition containing zeolite, is characterized by swelling time of 11 min, and the multiplicity of swelling 1.82, which does not allow obtaining the necessary density of aerated concrete.

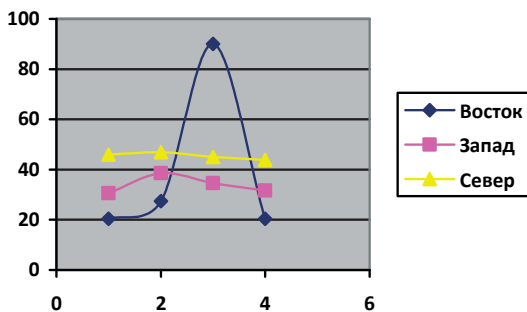


Fig. 4. Swelling kinetics of aerated concrete mixtures

The experimental studies showed the effects of carbonate-containing salt wastes and sulfate salt wastes on strength characteristics of aerated concretes. As shown in Fig. 5, the addition of salt wastes allows improving the strength of aerated concrete during all periods of concrete hardening.

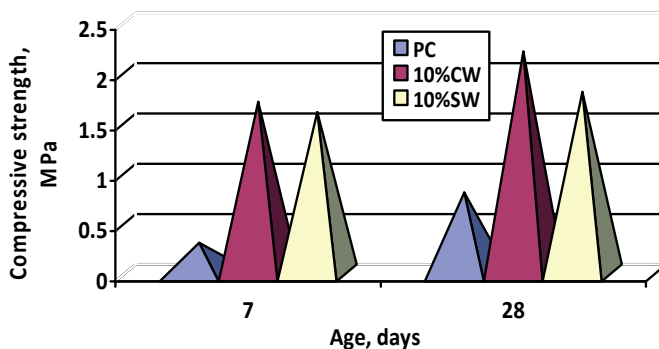


Fig. 5. The effect of salt processing wastes on compressive strength of aerated concrete

Thus, non-autoclaved aerated concrete with carbonate-containing salt waste is characterized by the strength of 1.7 MPa (technical effect $\Delta R = 466\%$) after 7 days of hardening, average density of 650 kg/m^3 , while the strength of aerated concrete based on Portland cement is 0.3 MPa. After adding the sulfate component, the increase of the aerated concrete strength to 1.6 MPa ($\Delta R = 433\%$) is observed. After 28 days of hardening, the aerated concrete based on the modified cementitious system that includes carbonate-containing salt wastes has the strength of 2.2 MPa (technical effect $\Delta R = 175\%$), whereas the compressive strength of the aerated concrete based on ordinary Portland cement is 0.8 MPa. It should be noted that after adding a sulfate component the aerated concrete mixture cures quickly, simultaneously increasing the density of aerated concrete, and therefore its strength. Aerated concrete with sulfate additives after 28 days of hardening has the compressive strength of 1.8 MPa, but its density is 715 kg/m^3 .

According to optical microscopy data in aerated concrete on the basis of ordinary Portland cement the prevailing pores have the size of 1.1-2.2 mm, the number of them reaching 61%. In aerated concrete the number of pores having the size of 0.2-1.0 mm increases from 23.5 % to 76.4 %, when the modified binding composition including carbonate-containing salt wastes is used.

By the method of scanning electron microscopy carbonate crystals, plastic crystals of calcium hydroaluminates, and hydrocalumite in the structure partitions between pores of non-autoclaved aerated concrete which includes carbonate-containing salt wastes are observed (Fig. 6). The presence of these crystals in the structure of aerated concrete provides compression of microstructure of partitions between pores and this causes the increase of strength characteristics of the finished products. Thickness of partitions between pores is 0.16 - 0.21 mm.

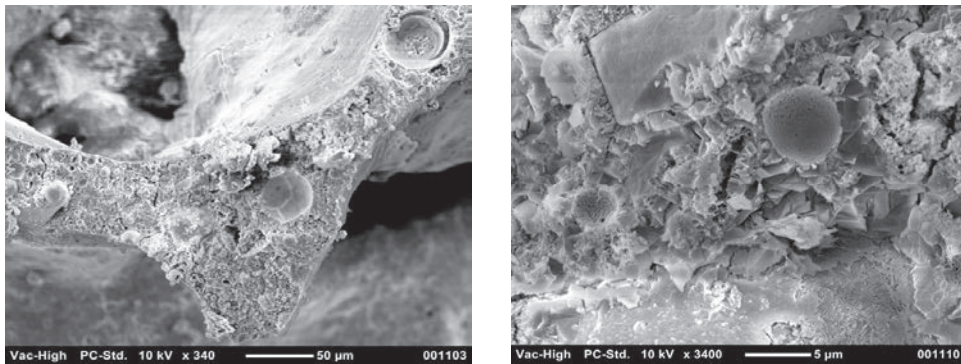


Fig. 6. Microstructure of partitions between pores of aerated concrete based on modified cementitious systems with carbonate-containing wastes

Obtained by scanning electron microscopy, results are confirmed by X-ray diffraction analysis. Thus, after adding carbonate-containing salt wastes into the composition of aerated concrete, the X-ray diffraction pattern characterized by intense lines of hydrocalumite $\text{Ca}_4\text{Al}_2(\text{OH})_{14} \cdot 6\text{H}_2\text{O}$ ($d/n=0.820$; 0.388 ; 0.288 ; 0.245 nm) that belongs to the group of aqueous hydroxides may contain in its lattice a significant amount of anion CO_3^{2-} . It should be noted the addition of the sulfate salt waste into the composition of the binding composition provides acceleration of Portland cement hydration in the early stages of hardening. Thus, after 2 days of hardening, the hydration degree of the modified binding composition containing carbonate-containing salt wastes is 49.9 %, whereas the hydration degree of Portland cement is 23.7%.

Regardless of the adopted technology, as well as conditions and regime of hardening, the traditional disadvantages of aerated concretes are low resistance to tensile stresses and increased fragility. Non-autoclaved aerated concretes are characterized by high shrinkage strains, leading to intense fracture formation and even destruction of products [4]. Fiber reinforcement significantly reduces or completely eliminates the appearance and development of shrinkage cracks during hardening and further use of the material.

Experimental studies prove that the addition of the polypropylene fiber into aerated concrete does not affect kinetics of concrete array swelling. Thus, swelling multiplicity of aerated concrete without any reinforcing component in its composition is 2.83, whereas the aerated concrete mix containing 0.1 kg of polypropylene fiber is characterized by swelling multiplicity of 2.78. The increase of the fiber content does not affect kinetics of gas release and growth of aerated concrete mix.

The results of experimental studies show (Table 1) that using reinforcing fibers in the composition of aerated concretes based on a modified binding composition containing supplementary cementitious materials in the form of salt processing wastes enhances the strength of non-autoclaved aerated concretes.

Table 1. Effect of polypropylene fiber on the strength characteristics of aerated concrete

Type and content of additives	Compressive strength, MPa, after days of hardening	
	7	28
-	0,3	0,8
10%CW	1,8	2,2
10%CW+fiber	2,2	2,7
10%SW+fiber	1,6	1,8
10%SW+fiber	1,9	2,2

After 28 days of hardening, the strength of aerated concrete containing carbonate-containing salt wastes with the inclusion of polypropylene fiber increases from 2.2 MPa to 2.7 MPa, whereas the strength of such a concrete containing sulfate salt waste increases from 1.8 MPa to 2.2 MPa respectively.

4. Conclusions

The use of salt processing wastes, on one hand, has a positive ecological effect as wastes are recycled; and, on the other hand, it has economic and technical effects. Including up to 10 mass.% of carbonate-containing salt wastes into binding composition provides the increase of cement stone early strength as well as that of later terms of hardening; and the use of sulfate-containing wastes causes decrease of mechanical strength at all terms of hardening. Aerated concretes containing carbonate-containing salt wastes have better ability to retain gas, the evidence of which is shortening the time of aerated concrete mix growth from 21 min. to 12-14 min. and increasing the multiplicity of swelling on 5%. The addition of reinforcing components to the composition of aerated concretes, polypropylene fiber, in particular, improves the strength characteristics of aerated concretes. The aerated concrete based on the modified binding composition containing a supplementary cementitious material, which is carbonate-containing salt waste, and reinforced with polypropylene fibers is characterized by the compressive strength of 2.7 MPa with the density of 650 kg/m³ after 28 days of hardening. The thickness of partitions between pores is 0.16 – 0.21 mm, and the number of pores with the size 0.2-1.0 mm is 76.4%.

Acknowledgement

This research was financed by the Project N^o IPBU.01.01.00-06-570/11-00.

References

- 1 Sanytsky M.A., Pozniak O.R., Marushchak U.D. Energy saving technologies in building. - Lviv: Lviv Polytechnic Publishing House, 2013 – 236 p.
- 2 Kryvenko P.V., Petropavlovskyy O.N., Gelevera O.H. Cement with a high content of mineral supplements, natural and anthropogenic // Construction of Ukraine. - 2006. - № 1 – P. 39-45.
- 3 Narayanan N., Ramamurthy K. Structure and properties of aerated concrete: a review // Cement & Concrete Composites 22 (2000) 321-329.
- 4 Zaharchenko P.V., Scherbyna N. Improving to create capabilities pores of aerated concrete mixture through the use of industrial waste // Construction materials and sanitary equipment. - K.: SC NDIBMV, 2007. - № 25. - P. 46-47.

- 5 Serduk V.R., Mishchenko A. Mineral and chemical additives in the technology of aerated concretes // Construction materials and sanitary equipment. - 2011. - № 39. - P. 141-146.
- 6 Lapovskaya S.D. Aerated fiber – composite materials for construction // Construction materials and sanitary equipment. - 2009. - № 32. - P.25-29.
- 7 Martynov V.I., Broken V.N., Martynov E.V., Orlov D.A., Vetoh A.M. Theoretical control of properties of aerated concrete and experimental verification // News Odessa State Academy of Construction and Architecture. - Odessa : Zovnishreklamservis. - 2007. - № 25. - P. 205-211.
- 8 Tanacan L., Ersoy H., Arpacioğlu U. Effect of high temperature and cooling conditions on aerated concrete properties // Construction and Building Materials 23 (2009). – P. 1240–1248.
- 9 Karakurt C., Kurama H., Topcu B. Utilization of natural zeolite in aerated concrete production // Cement & Concrete Composites 32 (2010) 1–8.
- 10 Just A., Middendorf B. Microstructure of high-strength foam concrete // Materials Characterization 60 (2009)741– 748.
- 11 Kearsley E.P., Wainwright P.J. The effect of porosity on the strength of foamed concrete // Cement and Concrete Research 32 (2002) 233–239.

Wskaźnik jakości produkowanego betonu a niezawodność w odniesieniu do próby o małej liczebności

Izabela Skrzypczak¹, Lidia Buda-Ożóg²

¹ Katedra Geodezji i Geotechniki, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Rzeszowska, e-mail: izas@prz.edu.pl

² Katedra Konstrukcji Budowlanych, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Rzeszowska, e-mail: lida@prz.edu.pl

Streszczenie: Kryteria zgodności dla próby o liczebności $n=3$ wykazują liczne wady [5,6,7] i mogą wpływać na obniżenie poziomu jakości produkowanego betonu, a w konsekwencji do zbyt dużego ryzyka odbiorcy (inwestora, użytkownika). Dlatego oceniono wpływ liczebności próby na zdefiniowany wskaźnik jakości produkowanego betonu oraz określono wpływ liczebności próby i odchylenia standardowego na wskaźnik niezawodności konstrukcji żelbetowych. Analizę wpływu kontroli zgodności na poziom niezawodności realizowanych konstrukcji żelbetowych przeprowadzono dla słupa ściskanego. Otrzymane w wyniku obliczeń wartości wskaźnika niezawodności potwierdzają poprawność zaproponowanej w artykule metody definiowania jakości produkowanego betonu oraz formuły wskaźnika jakości produkowanego betonu

Słowa kluczowe: konstrukcje beton, wskaźnik niezawodność, wskaźnik jakości, odchylenie standardowe, konstrukcje żelbetowe

1. Wprowadzenie

W badaniu jakości produkowanego betonu kluczową rolę odgrywa określenie rozkładu statystycznego wytrzymałości betonu na ściskanie. Przyjmując rozkład wytrzymałości betonu można określić nie tylko jakość produkowanego betonu, ale również określić wpływ liczebności próby na wartość wskaźnika jakości produkowanego betonu oraz wpływ liczebności próby i odchylenia standardowego na wartość wskaźnika niezawodności wykonywanych elementów lub konstrukcji z betonu.

Oceny jakości produkowanego betonu można dokonać na podstawie analizy rozkładu statystycznego wartości wytrzymałości betonu na ściskanie.

Z uwagi na występującą zmienność procesu produkcyjnego, konstrukcje budowlane mogą być projektowane i realizowane, wykorzystując wartość wskaźnika jakości produkowanego betonu, spełniającego standardy i wymagania dla danego obiektu. Zjawisko to może być pośrednio wykorzystane do obliczeń niezawodności elementów jak i całej konstrukcji przy uwzględnieniu wpływu liczebności próby na wskaźnik jakości produkowanego betonu.

Niezawodność procesu produkcyjnego w odniesieniu do jakości produkowanego betonu można opisać wzorem:

$$N_{fc} = P(f_c \leq f_{ck}) = 1 - P(f_c > f_{ck}) = F(f_{ck}), \quad (1)$$

gdzie: N_{fc} - niezawodność procesu produkcyjnego w odniesieniu do jakości produkowanego betonu

f_c - wytrzymałość betonu na ściskanie
 f_{ck} - wytrzymałość charakterystyczna betonu na ściskanie
 F - dystrybuanta dla wartości f_{ck}

Natomiast wskaźnik jakości produkowanego betonu, gdy wytrzymałość betonu na ściskanie ma rozkład normalny można zdefiniować wzorem:

$$WJ = \frac{f_{ck}}{f_{cm}} = \frac{f_{cm} - t_\alpha \cdot \sigma}{f_{cm}} = 1 - t_\alpha \cdot v \quad (2)$$

gdzie: t_α - standaryzowana zmienna rozkładu normalnego dla poziomu istotności α

f_{cm} - wytrzymałość średnia betonu na ściskanie

s - odchylenie standardowe

v - współczynnik zmienności.

Wartość w przypadku rozkładu normalnego można określić z zależności:

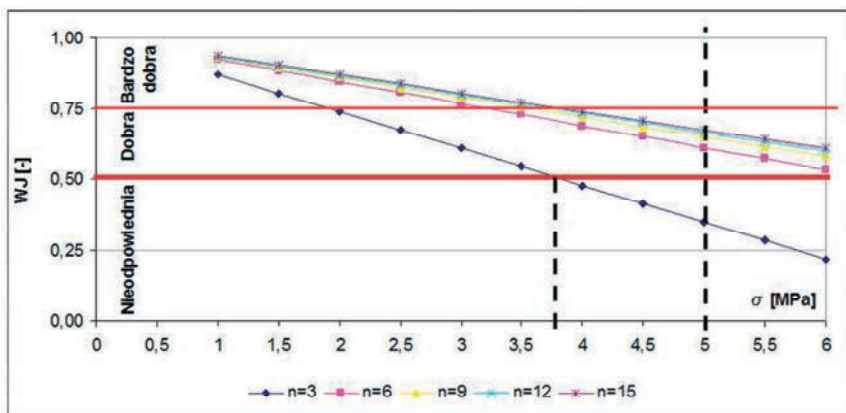
$$t_\alpha = \frac{f_{cm} - f_{ck}}{\sigma} \quad (3)$$

W pierwszym kroku obliczeń należy dokonać doboru rozkładu teoretycznego wytrzymałości betonu na ściskanie. Znając rozkład zmiennej losowej jaką jest wytrzymałość betonu na ściskanie i przyjmując, że proces technologiczny produkcji betonu towarowego jest ustabilizowany i będzie prowadzony w sposób stały, można określić jakość produkowanego betonu wykorzystując równania (2) oraz (3).

2. Wskaźnik jakości produkowanego betonu - wyniki analiz

Z uwagi na wady kryteriów zgodności zaproponowano formułę wskaźnika jakości, który umożliwi określenie wpływu liczebności próby na jakość produkowanego betonu. W przypadku oceny jakości produkowanego betonu przy uwzględnieniu różnej liczebności próby pomocna może okazać się zaproponowana formuła wskaźnika jakości produkowanego betonu przy założeniu rozkładu teoretycznego lub empirycznego. Zgodnie z ISO 2394 [4] założono, że analizowana zmienna podlega rozkładowi normalnemu.

Następnie, wykorzystując zależności (2) i (3), a więc określając wartość, oraz korzystając z tablic rozkładu normalnego obliczono wartość wskaźnika jakości dla różnej wartości odchylenia standardowego produkowanego betonu przy założeniu różnej liczebności próby - Rys.1.



Rys. 1. Zależność wskaźnika jakości od odchylenia standardowego

Zgodnie z Rys. 1, liczebność próby powyżej 6 próbek gwarantuje, że niezależnie od wartości odchylenia standardowego, weryfikowana jakość betonu wyprodukowanej partii betonu będzie na poziomie dobrym lub bardzo dobrym. Ograniczając kontrolę zgodności do próby o liczebności $n=3$ dla produkowanego betonu o odchyleniu standardowym powyżej 3,75 MPa, jakość weryfikowanej partii betonu może być nieodpowiednia.

Zalecane w normie PN-EN 206-1 [3] wartości współczynników testowych, dla normowych kryteriów zgodności, zostały ustalone i zaproponowane przez Taerwe [8] dla skorelowanych wyników i wynoszą $\lambda = 1,48$ dla $n=15$ oraz $= 2,67$ dla $n=3$.

Kryterium dla wartości średniej i próby o liczebności $n=3$ zalecane w [3] ma postać:

$$f_{cm} \geq f_{ck} + 4 \tag{4}$$

Kryterium (4) sformułowane dla próby o liczebności $n=3$, determinuje spełnienie podwójnych kryteriów zgodności dla weryfikowanej partii betonu.

Proponowaną formułę (4) można zapisać jako:

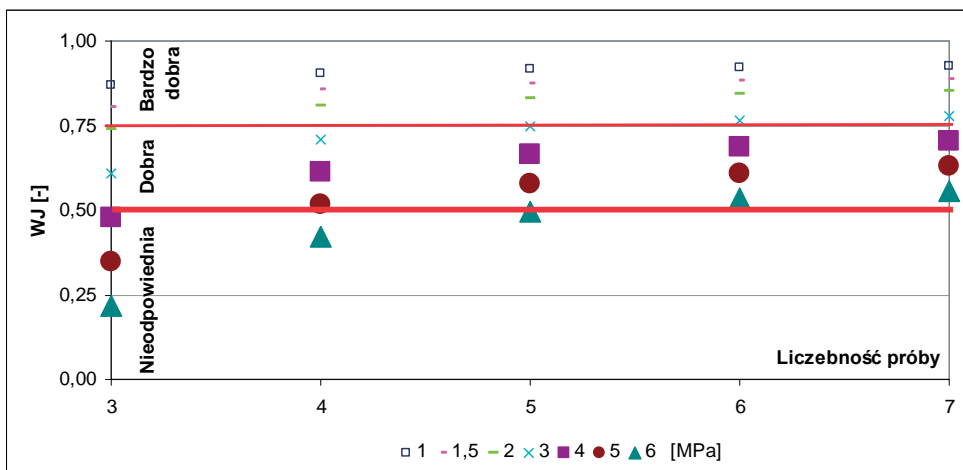
$$f_{cm} \geq f_{ck} + \left(\frac{k_1}{\sigma}\right) \cdot \sigma \tag{5}$$

Zakładając, że $\frac{k_1}{\sigma} = \lambda'$ otrzymamy kryterium o postaci zbieżnej do zalecanego kryterium dla wartości średniej i liczebności próby $n=15$ o postaci:

$$f_{cm} \geq f_{ck} + \lambda' \cdot \sigma \tag{6}$$

Po rozwiązaniu układu równań składającego się z nierówności (4) i (6) i wartości współczynnika $\lambda'=2,67$, otrzymana wartość odchylenia standardowego dla $n=3$ to 1,5 MPa, a więc jest to wartość dla której należy stosować normowe kryterium zgodności zalecane w PN-EN 206-1 [3].

Proponowana formuła wskaźnika jakości produkowanego betonu potwierdza, że przy założeniu rozkładu normalnego, weryfikowana partia betonu o odchyleniu standardowym 1,5 MPa na podstawie próby o liczebności $n=3$, będzie bardzo dobrej jakości. Dla niejednorodności z przedziału od 2MPa do 3,75 MPa, weryfikowany beton na podstawie próby o liczebności $n=3$ będzie dobrej jakości -Rys. 1, 2.



Rys. 2. Zależność wskaźnika jakości od liczności próby

W przypadku braku lub niekompletnych danych empirycznych, założony rozkład teoretyczny np. rozkład normalny może być wykorzystany do obliczeń wskaźnika jakości produkowanego betonu, co umożliwi wstępną analizę i ocenę jakości produkowanego betonu.

Zaproponowany wskaźnik jakości produkowanego betonu umożliwia ustalenie racjonalnej liczebności próby większej niż minimalna, zwłaszcza w przypadku projektowania obiektów o istotnym znaczeniu użytkowym oraz obiektów o specjalnych i indywidualnych wymaganiach konstrukcyjnych.

3. Przykład liczbowy- słup żelbetowy

W celu określenia wpływu odchylenia standardowego w przypadku weryfikowania betonu na podstawie próby o liczebności $n=3$, na wartość wskaźnika niezawodności w konstrukcjach żelbetowych, przeprowadzono obliczenia dla ściskanego słupa żelbetowego. Przyjęto słup, jako wewnętrzny element wydzielony, usztywniony za pośrednictwem belki wieloprzęsłowej, wysokości $l = 2,8\text{m}$, $l_0 = 0,7 \cdot l = 1,96\text{m}$.

Obciążony głównie siłą ściskającą pochodzącą od obciążeń stałych i zmiennych, o następujących parametrach:

Obciążenia stałe: współczynnik zmienności $v_g = 5\%$, obciążenie charakterystyczne - $P_k = 2222\text{ kN}$, obciążenie średnie - $P = P_k / (1 + 1,645 \cdot v_g) = 2053\text{ kN}$, obciążenie obliczeniowe - $P_d = 1,35 \cdot 2222 = 3000\text{ kN}$, odchylenie standardowe $\sigma_P = 102,65\text{ kN}$.

Obciążenia zmienne: współczynnik zmienności $v_q = 30\%$, obciążenie charakterystyczne - $Q_k = 952\text{ kN}$, obciążenie średnie - $Q = Q_k / (1 + 1,645 \cdot v_q) = 637\text{ kN}$, obciążenie obliczeniowe - $Q_d = 1,5 \cdot 0,7 \cdot 952 = 1000\text{ kN}$, odchylenie standardowe $\sigma_Q = 191\text{ kN/m}$.

Ciężar własny słupa: współczynnik zmienności $v_g = 5\%$, $g = g_k / (1 + 1,645 \cdot v_g) = 23,1\text{ kN/m}$, $g_k = 25\text{ kN/m}$, $g_d = 1,35 \cdot 25 = 33,75\text{ kN/m}$, $\sigma_g = 1,1\text{ kN/m}$.

Parametry wymiarów geometrycznych: współczynnik zmienności $v_d = 5\%$, $h = h_m$, $d = d_m$, $b = b_m$.

Z uwagi na przyjęte założenie o stałym polu przekroju zbrojenia ściskanego ($A=9,42\text{ cm}^2$), zmieniano przekrój poprzeczny słupa, tak aby dla tej samej siły spełniony był warunek nośności, we wszystkich analizowanych przypadkach.

Dane materiałowe

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

Beton wg tabeli 1.

Tabela 1. Wytrzymałość średnia, charakterystyczna, obliczeniowa i odchylenie standardowe betonu

Klasa betonu	f_{cm} [MPa]	f_{ck} [MPa]	f_{cd} [MPa]	σ_c [MPa]
C16/20	24	16	11,43	1,5-5
C20/25	28	20	14,29	1,5-5
C25/30	33	25	17,86	1,5-5
C30/37	38	30	21,43	1,5-5

W obliczeniach probabilistycznych posłużono się programem komputerowym Matlab. Z uwagi na smukłość słupa $\lambda \leq \lambda_{lim}$, pominięto wpływ efektów II rzędu a zdefiniowana funkcja stanu granicznego Z przyjmuje postać:

$$Z = N - N_d \quad (7)$$

gdzie: $N_d = Q_{ds} + P_d + Q_d$

$Q_{ds} = b \cdot h \cdot l \cdot g_d$ - siła ściskająca wywołana ciężarem własnym słupa,

N - nośność słupa określona przy założeniu ściskania „technicznie osiowego”.

Wg [9] przy mimośrodku $e_0 = 0$ wzór na nośność słupa zmierza do wartości brzowej określonej wzorem:

$$N = 0,98b \cdot d \cdot f_{cm} + 2A_s f_{ym} \quad (8)$$

Otrzymane wartości wskaźnika niezawodności w zależności od klasy betonu i odchylenia standardowego, zestawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Wartość wskaźnika niezawodności β dla słupa ściskanego

Odchylenie standardowe [MPa]	Wskaźnik niezawodności			
	w zależności od klasy betonu i przekroju poprzecznego słupa			
	C16/20 b = h = 55 cm	C20/25 b = h = 50 cm	C25/30 b = h = 45 cm	C30/37 b = h = 41 cm
1,5	7,38	7,61	7,7	7,7
2	6,48	6,83	7,0	7,18
3	5,04	5,49	5,9	6,15
4	4,04	4,48	4,92	5,26
4,86	3,43	3,84	4,27	4,62
5	3,35	3,76	4,18	4,53

4. Jakość betonu a wskaźnik niezawodności

Niezawodność osiągana jest m.in. poprzez wbudowanie materiałów o odpowiedniej jakości. Jakość materiałów implikuje więc osiągnięcie przez konstrukcję założonego poziomu bezpieczeństwa i niezawodności.

W odniesieniu do analizowanego przypadku (słupa ściskanego) zależność między jakością wbudowanego materiału konstrukcyjnego, a niezawodnością przedstawiono w Tabeli 3.

Tabela 3. Jakość produkowanego betonu weryfikowanego na podstawie próby o liczebności $n=3$ a spełnienie wymagań dla klasy niezawodności RC2 dla słupa ściskanego

Odchylenie standardowe [MPa]	Jakość produkowanego betonu [-]	Spełnienie wymagań dla niezawodności dla klasy RC2	
		C16/20	C20/25
		b = h = 55 cm	b = h = 50 cm
1,5	Bardzo dobra	+	+
2	Dobra	+	+
3	Dobra	+	+
4	Nieodpowiednia	+	+
4,86	Nieodpowiednia	-	- / +
5	Nieodpowiednia	-	-

+/- - spełnienie wymagań lub nie spełnienie wymagań dla klasy niezawodności RC2

Zauważalny jest wpływ kontroli jakości na wartość wskaźnika niezawodności elementów żelbetowych. W przypadku słupa ściskanego wykonanego z betonu klasy C16/20 oraz próby o liczebności $n=3$ i odchylenia standardowego większego niż 4 MPa, gdy jakość według zdefiniowanego wskaźnika jakości jest nieodpowiednia, nie spełnione są wymagania EN 1990: 2002 odnośnie warunku niezawodności, a w przypadku słupa wykonanego z betonu C20/25 dla odchylenia standardowego 4,86 MPa i 5 MPa otrzymana wartość wskaźnika niezawodności analizowanego elementu jest na granicy wartości dopuszczalnych oraz poniżej wartości dopuszczalnej dla klasy RC2, a więc wartości 3,8.

Obliczenia wartości wskaźnika niezawodności potwierdzają poprawność zaproponowanej metody definiowania jakości produkowanego betonu oraz formuły wskaźnika jakości produkowanego betonu.

5. Podsumowanie i wnioski końcowe

W przypadku oceny jakości produkowanego betonu przy uwzględnieniu różnej liczebności próby pomocna może okazać się formuła wskaźnika jakości produkowanego betonu. Wpływ liczebności próby na ocenę jakości produkowanego betonu jest szczególnie widoczny, gdy odchylenie standardowe produkowanego betonu jest większe niż 3,5 MPa. Dla niejednorodności produkowanego betonu powyżej 3,5 MPa weryfikowana partia produkowanego betonu na podstawie próby o liczebności $n=3$ zostanie sklasyfikowana jako nieodpowiednia.

Stwierdzono wpływ kontroli jakości przy ograniczeniu kontroli zgodności do próby o liczebności $n=3$ na wartość wskaźnika niezawodności elementów żelbetowych. W przypadku słupa ściskanego wykonanego z betonu klasy C16/20 dla próby o liczebności $n=3$ i odchylenia standardowego większego niż 4 MPa, nie spełnione są wymagania EN 1990: 2002 odnośnie do warunku niezawodności, a w przypadku słupa wykonanego z betonu C20/25 dla odchylenia standardowego 4,86 MPa i 5 MPa otrzymana wartość wskaźnika niezawodności analizowanego elementu jest na granicy wartości dopuszczalnych dla klasy RC2, a więc wartości 3,8.

Literatura

- 1 Nowak A.S, Collins K.R: Reliability of Structures. McGraw-Hill Higher Education, 2000.
- 2 PN-EN 1990 Eurokod 0: Projektowanie konstrukcji
- 3 PN-EN 206-1: 2003 Beton. Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność, PKN
- 4 PN-ISO 2394: kwiecień 2000, Ogólne zasady niezawodności konstrukcji budowlanych
- 5 Brunarski L., Podstawy matematyczne kształtowania kryteriów zgodności wytrzymałości materiałów, Prace naukowe ITB, WITB, Warszawa, 2009
- 6 Skrzypczak I., Woliński Sz.,: Influence of distribution type on the probability of acceptance of conformity criteria for concrete strength, Archives of Civil Engineering 53, 3, 2007, s. 479-495
- 7 Caltarino J.M.R.: Statistical criteria for acceptance of materials performance of concrete standards ENV 206:1993 and prEN 206:1997. 12 th ERMCO Congress. Proceedings, Vol. 1, Lisbon, June 1998
- 8 Taerwe L.: Evaluation of compound compliance criteria for concrete strength, RILEM, Materials and Structures 21, 1988, str 13-20.
- 9 Pawlikowski J: Podstawy projektowania probabilistycznego konstrukcji z betonu, Prace naukowe ITB, WITB, Warszawa 2004

The quality index for produced concrete and reliability in relation to the small size sample

Izabela Skrzypczak¹, Lidia Buda-Ożóg²

¹ *Department of Geodesy and Geotechnics, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Rzeszow University of Technology, e-mail: izas@prz.edu.pl*

² *Department of Building Structures, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Rzeszow University of Technology, e-mail: lida@prz.edu.pl*

Abstract: Compliance criteria for the sample size $n = 3$ have a lot of disadvantages [5,6,7] and they can affect the reduction of quality of produced concrete and, consequently, they can cause too much risk of the recipient (the investor) side. Therefore, the effect of the sample size on the defined quality index of produced concrete has been evaluated. The effect of the sample size and standard deviation on the reliability index of reinforced concrete structures has also been determined. The impact analysis of compliance criteria on the reliability index of reinforced concrete structures was conducted for a compression column. The obtained values of the reliability index results confirm the correctness of the quality index formula and concrete quality proposed in method of defining.

Keywords: concrete, quality index, reliability index, reinforced structures

Możliwości obliczeniowe a wymagania wg Eurokodu 3 przy wyznaczaniu sił przekrojowych konstrukcji powłokowych

Wiesław Baran

*Katedra Konstrukcji Budowlanych i Inżynierskich, Wydział Budownictwa, Politechnika Opolska,
e-mail: w.baran@po.opole.pl*

Streszczenie: W pracy opisano rodzaje analiz obliczeniowych przy projektowaniu powłok, zalecane wg Eurokodu 3. Przedstawiono rozwiązanie analityczne dla grupy powłok prostokreślnych, umożliwiające wyznaczanie sił wewnętrznych dla dowolnego sposobu obciążenia. Analizowano wpływ członów nieliniowych w związkach geometrycznych na wyniki obliczeń. Zwrócono uwagę na konieczność dobrego przygotowania badacza przy budowaniu modeli numerycznych powłok oraz konieczność ich weryfikacji metodami analitycznymi.

Słowa kluczowe: budownictwo, powłoka, teoria powłok, siły wewnętrzne, analiza obliczeniowa, rozwiązania analityczne, modele numeryczne

1. Wprowadzenie

Konstrukcje powłokowe w zależności od przyjętych parametrów, można zakwalifikować do różnych kształtów i typów, dla których jest inny opis geometrii powierzchni podstawowej powłoki. Ogólnie powłoki można podzielić na rozwijalne, do których zaliczamy przede wszystkim powłoki walcowe i nierozwijalne, gdzie wyróżniamy min. hiperboloidę jednopowłokową, dwukrzywiznowe powłoki wypukłe, paraboloidę hiperboliczną i inne. Alternatywnie wyróżnia się grupę powłok obrotowych, zazwyczaj o pionowej osi obrotu i tworzącej, której opis wpływa na kształt powierzchni środkowej powłoki. Wiele z podanych przykładowych kształtów możemy utworzyć poprzez odpowiednią transformację prostej jako tworzącej i wówczas mówimy o powłokach prostokreślnych. Ma to duże znaczenie przy rozwiązywaniu równań równowagi powłoki, bowiem składowe pierwszego i drugiego tensora metrycznego upraszczają się [1].

Projektowanie konstrukcji stalowych wg zalecanej obecnie normy PN-EN 1993-1-3, Eurokod 3, jest możliwe po uprzednim wyznaczeniu efektów oddziaływań E_d (4), wyrażonych w postaci sił przekrojowych lub naprężeń. Wyróżnia się 6 sił przekrojowych [4]:

- $n_x, n_\Theta, n_{x\Theta}$ – siła przekrojowa południkowa, obwodowa i ścinająca,
- $m_x, m_\Theta, m_{x\Theta}$ – moment zginający południkowy, obwodowy i moment skręcający na jednostkę długości.

Dla układów osiowo symetrycznych w sensie geometrii, obciążenia i warunków podparcia można pominąć składowe $n_{x\Theta}$ i $m_{x\Theta}$.

Sposób określania naprężeń zastępczych $\sigma_{eq,Ed}$ zależy od stanu naprężenia. Można np. stosować podejście naprężeniowe wg kryterium Hubera–von Misesa, jednak nie do oceny stateczności powłoki. Zasadniczym jednak problemem przy projektowaniu powłoki, niezależnie od podejścia przy sprawdzaniu warunków nośności, jest wyznaczenie sił wewnętrznych. Aktualnie stosuje się dwie podstawowe metody rozwiązywania powłok: analityczne i numeryczne.

2. Analiza obliczeniowa powłok wg Eurokodu 3

W działaniach twórczych, do których kwalifikujemy projektowanie konstrukcji obiektów budowlanych, oprócz cech projektanta jak: talent, wiedza, psychologiczne zaangażowanie, ważne są środki techniczne oraz stosowane metody i narzędzia, w tym systemy komputerowe wspomagające projektowanie.

Na proces twórczy, projektowania konstrukcji, nałożone są ograniczenia wynikające z lokalizacji obiektu, możliwości ekonomicznych zleceniodawcy, a przede wszystkim aktów prawnych i norm, które opracowano jako wyniki badań naukowych wielu ośrodków naukowych i instytutów badawczych oraz jako doświadczenia wynikające z projektowania.

W Eurokodzie 3, w części 1-6 proponuje się w obliczeniach, w zależności od rozpatrywanego stanu granicznego [2], stosowanie jednego lub więcej rodzajów analiz:

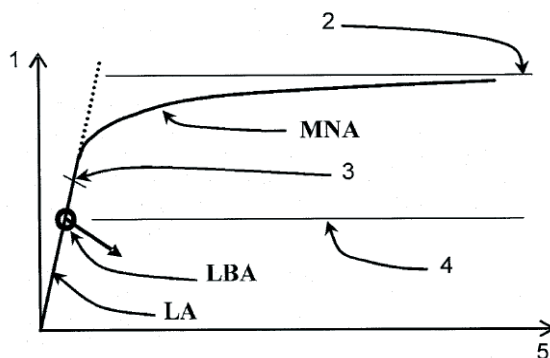
- analiza globalna,
- analiza według teorii błonowej, stosowana przy założeniach eliminujących efekty stanu zgięciowego, tj. efekty związane z:
 - warunkami podparcia, które niekoniecznie muszą spełniać warunki ciągłości i odkształceń na brzegach lub na styku segmentów o różnych kształtach lub obciążeniach,
 - sposobem obciążenia (bez obciążeń lokalnych) i geometrią powłoki, która powinna charakteryzować się łagodną zmianą kształtu i brakiem nieciągłości,
- liniowo sprężysta analiza, oznaczana jako LA, w której przyjmuje się założenia małych odkształceń jak dla powłok cienkich niezdeformowanych, liniowo-sprężysty opis materiału, oraz zakłada się konieczność spełnienia warunków równowagi i warunków ciągłości odkształceń, a więc uzupełnia uproszczenia modelu wg analizy błonowej i spełnia również warunki dla stanu zgięciowego,
- analiza bifurkacyjna liniowo sprężysta, oznaczana jako LBA, w której zakłada się liniowo sprężysty opis materiału, powłokę niezdeformowaną (małe ugięcia) oraz brak jakiegokolwiek imperfekcji, a efektem analizy jest określenie wskaźnika nośności plastycznej r_{Rpl} (1) w rozpatrywanych punktach powłoki o grubości t , a więc podanie najniższej wartości własnej układu przy utracie stateczności i możliwości wyboczenia, wyznaczony na podstawie sił przekrojowych stanu błonowego n_x , n_Θ i $n_{x\Theta}$ wg zależności:

$$r_{Rpl} = \frac{t f_{yk}}{\sqrt{n_{x,Ed}^2 - n_{x,Ed} n_{\Theta,Ed} + n_{\Theta,Ed}^2 + n_{x\Theta,Ed}^2}} \quad (1)$$

- geometrycznie nieliniowa analiza sprężysta, oznaczana jako GNA, oparta na nieliniowości w sensie geometrycznym, czyli występowaniu tzw. „dużych ugięć” określonych dla powłoki o idealnym kształcie (bez imperfekcji), przy uwzględnieniu warunków stanu zgięciowego,
- analiza fizycznie nieliniowa, oznaczana jako MNA, odniesiona do powłok o idealnej geometrii, przy małych ugięciach oraz nieliniowej, sprężysto-plastycznej charakterystyce materiału, która pozwala wyznaczyć:
 - graniczne obciążenie plastyczne poprzez obliczenie wskaźnika nośności plastycznej r_{Rpl} wg teorii małych ugięć jak dla analizy LBA,
 - plastyczny przyrost odkształcenia $\Delta\varepsilon$ podczas jednego cyklu obciążenia przy tzw. zmęczeniu niskocyklowym (występowanie obciążeń zmiennych, które mogą

prować do uplastycznienia konstrukcji i muszą wystąpić co najmniej trzykrotnie w zakładanym czasie użytkowania konstrukcji),

- analiza geometrycznie i fizycznie nieliniowa, oznaczana jako GMNA, wykorzystująca założenia opisane dla analizy GNA i MNA,
- geometrycznie nieliniowa analiza sprężysta z imperfekcjami, oznaczana jako GNIA, która uwzględnia w sposób jawny imperfekcje geometryczne w postaci niezamierzonych odchyłek kształtu, a obliczenia których efektem jest min. wyznaczenie sprężystej nośności wybozeniowej, przeprowadza się jak dla założeń analizy GNA,
- analiza geometrycznie i fizycznie nieliniowa z imperfekcjami, oznaczana jako GMNIA, dla której obliczenia przeprowadza się jak dla analizy GMNA przy dodatkowo uwzględnionych imperfekcjach geometrycznych, opisujących w sposób jawny niezamierzone odchyłki kształtu powierzchni środkowej, które mogą być również następstwem niespełnienia warunków brzegowych i naprężeń własnych.



Rys. 1. Zależność mnożnika obciążeń obliczeniowych od sposobu deformacji wg zaleceń PN-EN 1993-1-6 [2]. Legenda: 1 – r , mnożnik obciążeń, 2 – r_{Rpl} , wskaźnik nośności plastycznej według teorii małych ugięć, 3 – r_{Rpl} , granica wg analizy liniowej (LA), 4 – r_{Rcr} , wskaźnik nośności krytycznej według liniowej analizy bifurkacyjnej, 5 – deformacja

Na rys.1 pokazano w sposób jakościowy zależność mnożników obliczeniowych stosowanych przy wyznaczaniu nośności obliczeniowej dla różnych analiz wg Eurokodu 3, część 1-6, jako funkcję ogólnie przyjętej deformacji. Początkowa faza do pkt. 4 w zakresie sprężystym obejmuje analizę LA i LBA w zakresie liniowym, natomiast dalej krzywa pokazuje dodatkową rezerwę plastyczną uwzględnianą min. w analizach MNA poprzez wyznaczenie wskaźnika r_{Rpl} nośności plastycznej. Dla poszczególnych analiz, nośności obliczeniowe F_R jako funkcję wartości obliczeniowej oddziaływań F_{Ed} wyznacza się wg zależności:

- nośność wybozeniowa przy uwzględnianiu rezerwy plastycznej:

$$F_{Rpl} = r_{Rpl} F_{Ed} \quad (2)$$

- nośność wybozeniowa przy uwzględnianiu nośności krytycznej wg liniowej analizy bifurkacyjnej:

$$F_{Rcr} = r_{Rcr} F_{Ed} \quad (3)$$

Ogólny warunek nośności dla elementów konstrukcji lub połączenia wg PN-EN 1990, przy sprawdzaniu stanu granicznego, możemy zapisać:

$$E_d \leq R_d. \quad (4)$$

gdzie:

- E_d – wartość obliczeniowa efektu oddziaływania wyrażona np. w postaci sił wewnętrznych lub naprężeń,
- R_d – wartość obliczeniowa odpowiedniej nośności, przekroju lub elementu.

3. Siły wewnętrzne w konstrukcjach powłokowych

W celu spełnienia równań równowagi oraz warunków ciągłości przemieszczeń, ze względu na złożony model matematyczny wynikający z równania statyki, które w ogólnym przypadku jest niejednorodnym równaniem różniczkowym cząstkowym ósmego rzędu [3], w teorii cienkich powłok wprowadza się podział na:

- stan błonowy, który opisuje wyidealizowany układ pozbawiony możliwości spełnienia lokalnych ograniczeń wynikających z warunków zamocowania na brzegach lub nieciągłości funkcji opisującej kształt albo obciążenie, a rozwiązanie jest na etapie całki szczególnej równania statyki, realizującej tzw. stan bezmomentowy,
- stan zgięciowy, który uwzględnia warunki zamocowania, a rozwiązanie jest na etapie całki ogólnej równania statyki, realizującej tzw. umowny stan zgięciowy.

Ponadto korzystamy zazwyczaj z uproszczeń w zakresie teorii małych odkształceń dla cienkich powłok sprężystych, polegających na pomijaniu w rozwiązaniach wielkości zdefiniowanych jako małe, które występują w potęgach lub iloczynach w rzędzie większym niż pierwszy. W literaturze, ze względu na złożony model matematyczny, podawane są równania równowagi w zapisie ogólnym dla których, z wyjątkiem powłoki walcowej, trudne jest podanie rozwiązania opisującego siły przekrojowe w sposób jawny, w postaci funkcji lub wyrażenia arytmetycznego.

3.1. Rozwiązania analityczne w zakresie analizy liniowej

Podstawowe założenia stosowane w teorii cienkich powłok, to założenia Kirchhoffa-Love'a, które umożliwiają przyjęcie uproszczonego modelu obliczeniowego i przejście z analizy trójwymiarowego stanu naprężenia i odkształcenia do przybliżonego stanu dwuwymiarowego. Na powierzchni podstawowej wprowadza się układ współrzędnych krzywoliniowych u^i jako odwzorowanie wzajemnie jednoznaczne zmiennych x^i :

$$u^i = u^i(x^1, x^2, x^3), \quad (5)$$

różniczkowalne potrzebną ilość razy, dla którego przy wyznaczniku:

$$\left| \frac{\delta u^i}{\delta x^i} \right| \neq 0, \quad (6)$$

istnieje odwzorowanie odwrotne, dające rozwiązanie ze względu na x^j .

Przeanalizowano sparametryzowany wektorowy opis powierzchni środkowej powłoki w parametryzacji prostokątnej, z parametrami kątowymi α i β (rys.2):

$$\mathbf{r} = a_1 \left(\cos(u^2) \mathbf{i} + \sin(u^2) \mathbf{j} \right) + u^1 \left(\cos(u^2 + \alpha) \mathbf{i} + \sin(u^2 + \alpha) \mathbf{j} \right) \cos \beta + u^1 \sin \beta \mathbf{k}, \quad (7)$$

gdzie:

- u^1, u^2 - współrzędne krzywoliniowe określające położenie punktu na powierzchni środkowej,
- a_1 - promień na poziomie podstawy.

Dla różnych wartości kątów α i β , wykorzystując równanie (7), można uzyskać jeden z trzech kształtów powłoki: walec, stożek, hiperboloidę jednopowłokową [1].

Zapisując dowolne obciążenie w układzie kartezjańskim, w postaci wektorowej:

$$\mathbf{P} = X \mathbf{i} + Y \mathbf{j} + Z \mathbf{k} . \quad (8)$$

Po uwzględnieniu wyznaczonych na powierzchni środkowej wektorów bazy: $\mathbf{r}_1, \mathbf{r}_2, \mathbf{m}$ oraz zapisaniu wektora obciążenia w wersji ogólnej we współrzędnych krzywoliniowych u^1, u^2 :

$$\mathbf{P} = P^1 \mathbf{r}_1 + P^2 \mathbf{r}_2 + P^3 \mathbf{m} , \quad (9)$$

otrzymano opis dowolnego sposobu obciążenia w tych współrzędnych, jako funkcję trzech składowych obciążenia X, Y i Z w układzie kartezjańskim:

$$P^1 = X \frac{\cos(\beta)}{\sqrt{g}} \left[A \cos(u^2 + \alpha) + B \cos(u^2) \right] + Y \frac{\cos(\beta)}{g} \left[A \sin(u^2 + \alpha) + B \sin(u^2) \right] + Z \frac{\sin(\beta)}{g} g_{22} , \quad (10a)$$

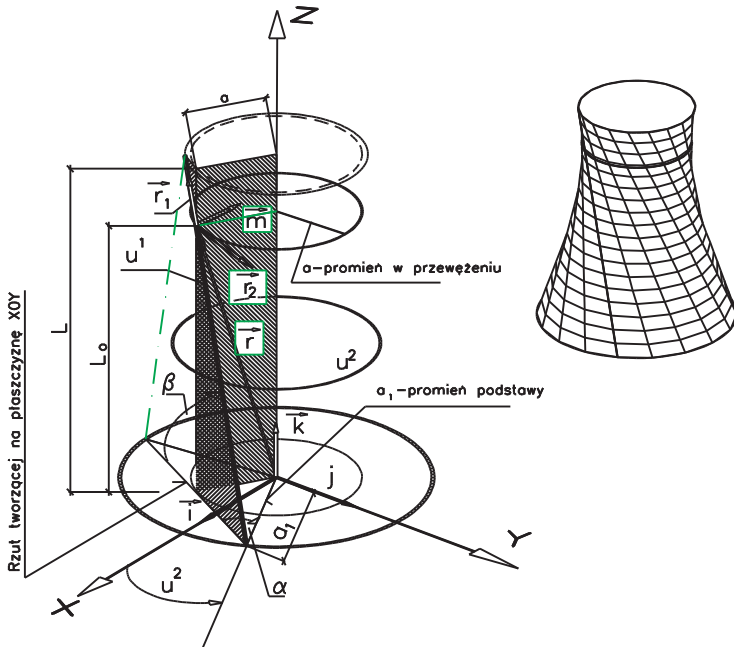
$$P^2 = -X \frac{1}{g} \left[C \sin(u^2 + \alpha) + a_1 \sin^2(\beta) \sin(u^2) \right] + Y \frac{1}{g} \left[C \cos(u^2 + \alpha) + a_1 \sin^2(\beta) \cos(u^2) \right] - Z \frac{g_{12}}{g} \sin(\beta) , \quad (10b)$$

$$P^3 = -X \frac{\sin(\beta)}{\sqrt{g}} \left[a_1 \cos(u^2) + u^1 \cos(\beta) \cos(u^2 + \alpha) \right] - Y \frac{\sin(\beta)}{g} \left[a_1 \sin(u^2) + u^1 \cos(\beta) \sin(u^2 + \alpha) \right] + Z (\sqrt{g})_{,1} , \quad (10c)$$

gdzie:

$$\begin{aligned} A &= u^1 \cos^2(\beta) + a_1 u^1 \cos(\alpha) \cos(\beta), & B &= a_1 u^1 \cos(\beta) + (a_1)^2 \cos(\alpha) , \\ C &= u^1 \cos(\beta) + a_1 \cos(\alpha) \cos^2(\beta) \end{aligned} \quad (11)$$

g_{ij} , g – składowe tensora pierwszej formy różniczkowej lub ich wyróżnik.



Rys. 2. Powierzchnia podstawowa w parametryzacji prostokątnej opisana równaniem (7)

Taki zapis umożliwia przeprowadzenie obliczeń dla dowolnego sposobu obciążenia i dla jednego z trzech kształtów powierzchni środkowej. Rozwiązanie układu równań równowagi dla stanu błonowego, przy zastosowaniu odpowiedniej metodyki rozwiązywania [1], pozwoliło na opis sił przekrojowych za pomocą prostych zależności zawartych w zbiorze funkcji elementarnych. Otrzymano (górny znak \bar{N}_{ij} oznacza wielkość fizyczną siły):

$$\bar{N}_{11}^- = -\sqrt{\frac{g_{22}}{g}} P + \frac{1}{\sqrt{g_{22}}} [J_2 + J_3], \quad \bar{N}_{12}^- = \frac{g_{12}}{\sqrt{g}} P - \frac{1}{g_{22}} [J_{1,2} + g_{12}(J_2 + 2J_3)] \quad (12a)$$

$$\bar{N}_{12}^- = \frac{g_{12}}{\sqrt{g}} P - \frac{1}{g_{22}} [J_{1,2} + g_{12}(J_2 + 2J_3)]. \quad (12b)$$

$$\bar{N}_{22}^- = -\frac{g}{\sqrt{g_{22}} \sin(\beta)} P^3 - 2 \frac{g_{12}}{\sqrt{g_{22}}} \bar{N}_{12}^-. \quad (12c)$$

gdzie: J_1, J_2, J_3 , to całki uwzględniające opis funkcji obciążenia i opisy geometrii powłoki, zapisane w postaci:

$$J_1 = \int_l^{u^1} \left\{ \frac{\sqrt{g}}{\varepsilon} [2HP - P^3] \right\} du^1, \quad J_2 = \int_l^{u^1} \left\{ \frac{g_{22,1}}{2\sqrt{g\varepsilon}} [2HP - P^3] \right\} du^1, \\ J_3 = \int_l^{u^1} \left\{ \frac{1}{g_{22}} [J_{1,22} + g_{12}J_{2,2}] \right\} du^1, \quad \varepsilon = \frac{\sin(\beta)}{\sqrt{g}}, \quad (13)$$

a P jest funkcją, wyznaczoną z równania:

$$P^j = g^{ij} P|_i, \tag{14}$$

w którym kreska pionowa oznacza pochodną kowariantną.

Interpretacja sił N_{ij} w odniesieniu do normy PN-EN 1993-1-6 jest następująca:

$$\bar{N}_{11}^- = n_x, \bar{N}_{22}^- = n_\Theta, \bar{N}_{12}^- = n_{x\Theta}. \tag{15}$$

Dla stanu błonowego, siły tnące i momenty zginające, można wyznaczyć z zależności:

$$\bar{Q}^j = \bar{M}^{ij}|_i, \bar{M}^{ij} = 2H \frac{h^2}{3} \bar{N}^{ij}, 2H = g^{ij} b^{ij}, \tag{16}$$

gdzie: $2H$ - krzywizna średnia, g_{ij}, b_{ij} - składowe pierwszej i drugiej formy różniczkowej.

3.2. Rozwiązania analityczne w zakresie analizy nieliniowej geometrycznej

W pracy autora [4] podano zależności opisujące związki geometryczne dla powłok, w których uwzględniono człony nieliniowe składowych w^3 , wektora przemieszczenia \mathbf{w} . Jest to jedno z możliwych uproszczeń, polegające na szacowaniu składników sum zawierających wielkości małe, rzędu wyższego niż pierwszy. Pozostawienie wyrażeń ze składową w^3 , ma uzasadnienie również ze względu na opis tensora odkształcenia błonowo-zgięciowego [3, 4]:

$$\rho_{ij} = \frac{1}{2} w^3|_{ij}, \tag{17}$$

wykorzystywanego w rozwiązaniach stanu zgięciowego, w którym pomija się składowe zawierające składniki w^1 i w^2 , a pozostawia się tylko składową w^3 .

Analiza rozwiązań w zakresie liniowym i nieliniowym geometrycznie [4, 5], doprowadziła do ważnego dla celów praktycznych kryterium, odniesionego do modułu składowej w^3 . Określono umowną granice stosowania teorii liniowej, gdy:

$$|w^3| \leq \frac{h}{20\xi \sqrt{3(1-\nu^2)}}, \tag{18}$$

natomiast uznano, że wpływ nieliniowości geometrycznej może mieć istotny wpływ na rozwiązanie powłoki dla warunku:

$$\frac{h}{20\xi \sqrt{3(1-\nu^2)}} \leq |w^3| \leq \frac{h}{2\xi \sqrt{3(1-\nu^2)}}, \tag{19}$$

$$\xi = \left(\frac{\varepsilon}{\omega^2}\right)^{\frac{1}{n}} \dots, n = 1, 2, 3, \quad \varepsilon = H + \sqrt{H^2 - K}, \quad \omega^4 = \frac{3(1-\nu^2)}{h^2}, \tag{20}$$

gdzie: ν - współczynnik Poissona, h - połowa grubości ścianki powłoki, K - krzywizna Gaussa, H - krzywizna średnia.

Przeprowadzone obliczenia z uwzględnieniem nieliniowości geometrycznej pokazały [4], że przy uwzględnieniu oddziaływań istotnych dla występowania znacznych efektów oddziaływań w postaci składowej w^3 prostopadłej do powierzchni środkowej, wyniki z uwzględnieniem członów nieliniowych wzrosły od 2 do 5%, w zależności od kształtu

powłoki. Większe przyrosty były dla powłoki walcowej, a mniejsze dla dwukrzywiznowej powłoki o kształcie hiperboloidy jednopowłokowej. Analiza obliczeniowa pokazała ponadto, że umowne kryterium wymagające stosowanie teorii geometrycznie nieliniowej (19), uwzględniające zarówno cechy geometryczne powłoki jak i parametry materiałowe, może być istotne w obliczeniach przy wzroście o ok. 2,5% składowej w^{3n} , wyznaczonej wg teorii nieliniowej, w stosunku do wartości w^{3l} , policzonej wg teorii liniowej.

3.3. Rozwiązania numeryczne

Wielu badaczy współcześnie zajmujących się konstrukcjami powłokowymi, stosuje do analizy pracy powłoki metody numeryczne, uwzględniając w modelowaniu różne typy elementów skończonych. W licznych pracach na temat stalowych zbiorników, Ziółko [6] prezentuje wyniki analiz numerycznych z wykorzystaniem powłokowych elementów do modelowania zbiorników, elementów bryłowych do modelowania warstw podłoża gruntowego i elementów kontaktowych na styku zbiornik-podłoże gruntowe. Chróścielewski, Makowski i Pietraszkiewicz w pracy [7] zamieścili szeroki przegląd i opis różnych elementów skończonych o 4-ech, 5-ciu, ale zazwyczaj o 6-ciu stopniach swobody w węźle. Podano również liczne przykłady liczbowe dla wielu kształtów powłok. Rozważono liniowe oraz nieliniowe zadania statyki, stateczności i dynamiki powłok sprężystych w zakresie małych odkształceń. Zamieszczone analizy stanowią bogaty zbiór informacji, które można wykorzystać do modelowania powłok.

W nawiązaniu do własnych rozwiązań analitycznych, częściowo przedstawionych w pkt. 1.2.1, wykonano porównania uzyskanych sił przekrojowych z rozwiązań analitycznych z wynikami otrzymanymi dla modeli numerycznych [8], dla których do generowania siatki w systemie Robot wykorzystano czworokątne, 4-węzłowe, powierzchniowe elementy skończone. Różnice wyników wg dwóch metod obliczeniowych były mniejsze niż 1%. W pracy [9] przedstawiono analizę statyczną żelbetowej chłodni kominowej dla numerycznego modelu obliczeniowego, w którym uwzględniono obciążenia stałe i zmienne środowiskowe. Otrzymane wyniki dla analizowanego modelu MES powłoki w systemie obliczeniowym Robot zostały zweryfikowane pod względem jakościowym i ilościowym własnymi procedurami obliczeniowymi, uzyskanymi na podstawie własnych rozwiązań analitycznych.

4. Podsumowanie

Wymiarowanie konstrukcji powłokowych wg wytycznych PN-EN 1993-1-6 wymaga dobrej znajomości teorii powłok oraz metod związanych z rozwiązywaniem tych konstrukcji – wyznaczania sił wewnętrznych. Metody analityczne są trudne do inżynierskiego stosowania, dlatego współcześnie głównie budowane są modele numeryczne, które wymagają innej wiedzy, związanej z modelowaniem konstrukcji i wykorzystaniem MES, co może w znaczący sposób wpłynąć na otrzymane wyniki. Możliwość posiadania rozwiązań analitycznych umożliwia weryfikację modelu i określenie jego adekwatności.

Literatura

- 1 Baran W., Jędraszak B. Rozwiązanie powłoki hiperboloidalnej w parametryzacji prostokątnej, w: LIII Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, „Krynica 2007”, Białystok-Krynica 2007, Mat. Konf., t.2, s. 431-438.
- 2 PN-EN 1993-1-6. Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-6. Wytrzymałość i stateczność konstrukcji powłokowych.
- 3 Bielak St.: Nieliniowa teoria powłok, cz.II, WSI w Opolu, Studia i monografie, z.83, Opole 1995.

- 4 Baran W. Nieliniowe związki geometryczne dla powłok, w: LI Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, „Krynica 2005”, Gdańsk-Krynica 2005, Mat. Konf., t.2, s. 9-16.
- 5 Krawczyk J. Teoria powłok. Ujęcie symetryczne nieliniowości geometrycznej. WSP w Opolu, Studia i monografie, z. 212, Opole 1993.
- 6 Ziółko J. Postęp w stalowych zbiornikach i konstrukcjach powłokowych, w: XIX Ogólnopolska Konferencja WPPK, Ustroń 2004, s. 313-336.
- 7 Chróścielewski J., Makowski J., Pietraszkiewicz W. Statyka i dynamika powłok wielopłatowych. Nieliniowa teoria i metoda elementów skończonych, IPPT PAN, Warszawa 2004.
- 8 Baran W., Jędraszak B., Żmuda J.: Statyka stanu bezmomentowego powłoki hiperboloidalnej, w: XI-th International Scientific Conference "Current Issues of civil and environmental engineering "Lviv-Koszyce-Rzeszów", Mat. Konf. ВІСНИК НАЦІОНАЛЬНОГО УНІВЕРСИТЕТУ "ЛЬВІВСЬКА ПОЛІТЕХНІКА" Видається з 1964 р. № 600, Львів 2007, s. 356-363.
- 9 Baran W., Jędraszak B, Jankowiak R. Analiza numeryczna powłoki chłodni kominowej. Górnictwo Odkrywkowe 4-5 (2008) 73-77.

Calculation possibilities and Eurokod 3 requirements used to calculate internal forces in shell structures

Wiesław Baran

Department of Building and Engineering Structures, Faculty of Civil Engineering, Opole University of Technology, e-mail: w.baran@po.opole.pl

Abstract: This work presents various types of calculation analysis for shell designing, recommended by Eurokod 3. Analytical solutions for shell groups enabling calculating internal forces for any load are presented. The influence of nonlinear units in geometrical connections on calculation results was analyzed. Necessity of proper researcher preparation to build numerical models of shells and necessity to verify them by analytical models was underlined.

Keywords: civil engineering, shell, shell theory, internal forces, calculation analysis, analytical solution, numerical models

Analiza numeryczna mostu gruntowo-stalowego

Damian Bęben¹, Michał Wrzeciono²

^{1,2} Wydział Budownictwa, Politechnika Opolska, e-mail: ¹d.beben@po.opole.pl,² zyto29@gmail.com

Streszczenie: W pracy przedstawiono analizę numeryczną mostu gruntowo-stalowego w zakresie obciążeń statycznych. Do obliczeń wykorzystano program Abaqus oparty na MES. Maksymalne przemieszczenia uzyskano w kluczu powłoki, a największe naprężenia w narożach. Uzyskane wyniki obliczeń zostały porównane z rezultatami badań doświadczalnych i wcześniejszymi obliczeniami wykonanymi w programie Robot Millenium. Kształt przebiegu obliczonych przemieszczeń i naprężeń jest zbliżony do tych uzyskanych z badań, jednakże bezwzględne wartości były przeważnie większe od pomierzonych. Przy zastosowaniu obu programów obliczeniowych, względne różnice przemieszczeń mieściły się w zakresie 15–39%, a naprężeń 17–44%, z korzyścią dla programu Abaqus. Opracowany model obliczeniowy mostu gruntowo-stalowego w programie Abaqus pozwala uzyskiwać rozsądne wartości sił wewnętrznych w konstrukcji powłoki.

Słowa kluczowe: most, przemieszczenie, naprężenie, model obliczeniowy.

1. Wprowadzenie

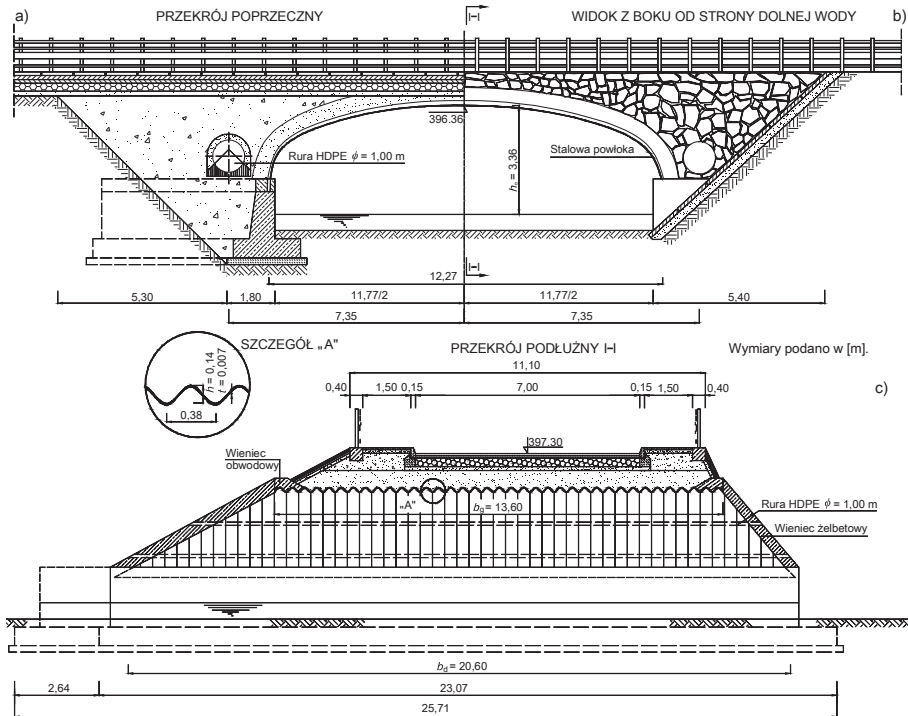
Mosty i przepusty z blach falistych są coraz częściej stosowane jako alternatywa dla tradycyjnych stalowych lub betonowych obiektów mostowych [1], [2]. Zaletami, które decydują o wyborze tych rozwiązań konstrukcyjnych są głównie krótki czas realizacji i niskie koszty budowy. Badania doświadczalne tego typu obiektów mostowych pod obciążeniem statycznym i dynamicznym były wykonywane wielokrotnie [3], [4]. Jednakże modelowanie numeryczne tych ustrojów konstrukcyjnych nastęrcza wielu problemów [4], [5], [6] i dotychczas na świecie nie opracowano racjonalnego sposobu modelowania mostów gruntowo-stalowych. Poza tym jak do tej pory nie opracowano również efektywnej metody wymiarowania tych konstrukcji, pomimo istnienia już wielu metod analitycznych [4], np. Sundquista-Peterssona, Duncana, AASHTO, CHBDC, które jednak nie pozwalają na dokładne wyznaczenie sił wewnętrznych w tych obiektach mostowych.

Celem tej pracy jest analiza numeryczna mostu gruntowo-stalowego w zakresie obciążeń statycznych. Uzyskane wyniki obliczeń porównano z rezultatami badań doświadczalnych [3]. Porównano także wyniki uzyskane w programie Abaqus ze wcześniejszymi obliczeniami numerycznymi wykonanymi w programie Robot Millenium [3]. Wnioski końcowe dotyczą przede wszystkim dokładności uzyskanych wyników obliczeń w porównaniu do rezultatów badań doświadczalnych i wcześniejszych obliczeń [3], a także wyjaśniono przyczyny zaistniałych różnic.

2. Krótki opis mostu

Przedmiotem obliczeń jest most gruntowo-stalowy o rozpiętości teoretycznej 12,27 m i świetle pionowym 3,36 m (rys. 1). Analizowany obiekt mostowy w przekroju poprzecznym stanowi ustrój statyczny w postaci jednoprzęsłowej utwierdzonej stalowej powłoki. Stalowa powłoka jest wykonana z arkuszy blach falistych o grubości 0,007 m i wymiarach

fal $0,38 \times 0,14$ m (rys. 1). Elementy blach połączone są między sobą za pomocą śrub sprężających. Konstrukcja powłoki została bezpośrednio oparta na dwóch żelbetowych ławach fundamentowych. Ustrój nośny wykonano jako powłokę podatną złożoną ze stalowych blach falistych obsypaną warstwami gruntu przepuszczalnego. Wysokość naziomu w kluczu mostu wynosi $0,87$ m. W planie most usytuowany jest w skosie o kącie $\alpha=60^\circ$ w stosunku do nurtu rzeki, co należało uwzględnić podczas badań i obliczeń przy ustawianiu obciążenia na obiekcie. Szczegółowy opis mostu i etapy jego budowy są przedstawione w pracy [3], a podstawowe wymiary mostu pokazano na rys. 1.



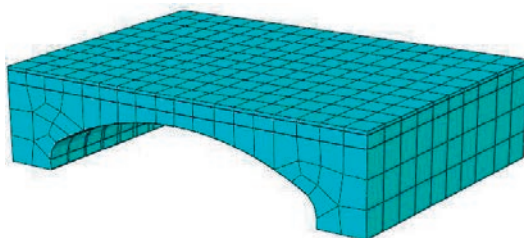
Rys. 1. Analizowany most gruntowo-stalowy: a) przekrój poprzeczny, b) widok od strony dolnej wody i c) przekrój podłużny

3. Opis modelu numerycznego

3.1. Uwagi ogólne

Do obliczeń mostu gruntowo-stalowego wykorzystano program Abaqus/CEA 6.11 [7] oparty na metodzie elementów skończonych (MES) [8]. W modelu numerycznym analizowanego mostu starano się odzwierciedlić rzeczywistość jego geometrię, jednocześnie nie uwzględniając elementów drugorzędnych mogących wpływać na zwiększenie komplikacji modelu i znaczne wydłużenie czasu obliczeń. Dlatego z uwagi na złożony kształt obiektu, model numeryczny został zbudowany w sposób nieco uproszczony, jednak przy zachowaniu głównych parametrów mostu (rozpiętość i długość powłoki górą). Elementy takie jak skarpy, żelbetowe wieńce na wlocie i wylocie, poręcze, rury przepływowe raczej nie powinny zasadniczo wpływać na wyniki obliczeń, ponieważ są zlokalizowane poza zakresem oddziaływania obciążenia.

Obliczenia mostu zostały przeprowadzone w przestrzeni trójwymiarowej. Nielinowość w modelu obliczeniowym została uwzględniona poprzez zastosowanie analizy przyrostowej *Full Newton* [7], [9]. Model mostu gruntowo-stalowego stanowi bryłę będącą wycinkiem przestrzeni o wymiarach $16,27 \times 11,10 \times 4,22$ m (rys. 3). Ze względu na złożoną geometrię samej powłoki, wynikającej z kąta pod jakim przecina się jej oś w stosunku do osi podłużnej mostu (kąt 60°) ograniczono się do uproszczonego modelu, w którym obie osie przecinają się pod kątem prostym.



Rys. 3. Model obliczeniowy mostu gruntowo-stalowego

3.2. Charakterystyki materiałowe

Parametry materiałowe dobrano na podstawie dostępnych danych technicznych i charakterystyk materiałowych zawartych w programie Abaqus/CEA 6.11, tj.:

- stalową powłokę z blach falistych zamodelowano jako płaską o odpowiednich parametrach powłoki ortotropowej [4] (grubość zastępcza blach $t_{zas.}=0,164$ m, współczynnik sprężystości materiału (moduł Younga) w kierunku obwodowym powłoki $E_x=4664$ MN/m², moduł sprężystości poprzecznej $E_y=15,94$ MN/m² i współczynnik Poissona $\nu=0,001$). Elementy blach zdefiniowano elementami typu *shell* (SR4), a materiał przyjęto jako sprężysto-plastyczny o gęstości $\gamma=78,5$ kN/m³ i granicy plastyczności $\sigma=275$ MPa.
- zasypkę zdefiniowano jako materiał sprężysto-plastyczny (element typu *solid* C3DR8) z hiperbolicznym kryterium ścinania Druckera-Pragera o gęstości $\gamma=20,5$ kN/m³, module Younga $E=100$ MPa, kącie tarcia wewnętrznego $\phi=45^\circ$, kącie dylatacji $\alpha=5^\circ$ i początkowym rozciąganiu równym 0 MPa. Ponadto zastosowanie modelu Druckera-Pragera wymagało określenia wielkości wzmocnienia gruntu wynikającej z wykluczenia wpływu kohezji na pracę gruntu. Do tego celu wykorzystano parametr określający wzmocnienie gruntu przy ściskaniu, ustalając jego wielkość na 5 MPa.
- podbudowa drogowa (tłuczeń) została zdefiniowana jako materiał sprężysto-plastyczny (element *solid*) także z uwzględnieniem hiperbolicznego kryterium Druckera-Pragera o gęstości $\gamma=18,0$ kN/m³, module Younga $E=60$ MPa, kącie tarcia wewnętrznego $\phi=17^\circ$, kącie dylatacji $\alpha=10^\circ$ i początkowym rozciąganiu równym 0 MPa.
- warstwę nawierzchni drogowej (asfalt) zdefiniowano jako materiał sprężysty o gęstości $\gamma=21,0$ kN/m³, module Younga $E=6,9$ GPa i współczynniku Poissona $\nu=0,41$.
- warunki brzegowe: zastosowano utwierdzenie zupełne, tj. zablokowano obroty i przesunięcia na każdej z osi boków i podstawy powłoki. Most gruntowo-stalowy został zamodelowany jako obiekt sztywno osadzony w swoim otoczeniu dzięki występującemu w gruncie, na każdym z kierunków przemieszczeń, zjawisku odporu

bocznego, a także z uwagi na sztywne podparcie powłoki na masywnych ławach fundamentowych.

- krok obliczeniowy został zdefiniowany jako $T=t+\Delta t$, gdzie t jest czasem początkowym równym $t=0$ s, natomiast Δt jest przyrostem czasu podczas którego następuje przyłożenie zadanego obciążenia statycznego zgodnie z trzema schematami zastosowanymi podczas badań doświadczalnych [3]. Zgodnie z powyższym, Δt jest równy czasowi, w którym następuje przyłożenie obciążenia i przyjmowany jest zwyczaj jako 1 s. Niezbędne było także w trakcie definiowania kroku obliczeniowego, założenie geometrycznej nieliniowości obiektu, co ma ważny wpływ na występujące w konstrukcji deformacje wynikające z działania przyłożonych sił. Zmianę obciążenia w czasie wykonywania kolejnych iteracji przyjęto jako liniową podczas całego kroku obliczeniowego, co odpowiada statycznemu działaniu przyłożonych obciążeń. Ponadto, celem uściślenia nieliniowej analizy modelu numerycznego, dla kolejnych, rozpoczynających się iteracji, przyjęto paraboliczną ekstrapolację ze wcześniejszych stanów oddziaływania obciążenia na konstrukcję.

3.3. Właściwości stref kontaktowych

Modelowanie mostu gruntowo-stalowego składającego się z kilku różnych warstw (elementy nawierzchni drogowej, grunt zasypowy, blacha stalowa) o różnych właściwościach fizycznych, wymaga określenia ich wzajemnego oddziaływania (interakcji) na siebie [5]. Interakcje na styku powierzchni materiałów będących ze sobą w kontakcie (tłuczeń-asfalt, tłuczeń-grunt, grunt-powłoka) modelowano jako sztywne elementy belkowe przekazujące właściwe im rodzaje oddziaływań z powierzchni nadrzędnej (*master*) na podrzędną (*slave*) [6]. Ze względu na rodzaj powierzchni będących ze sobą w kontakcie wyróżniono dwa rodzaje właściwości interakcji określające współczynniki tarcia pomiędzy warstwami i sztywność połączenia jakie tworzą te warstwy. Przyjęto więc następujące współczynniki tarcia: dla strefy kontaktowej gruntu i powłoki – 0,3, a dla pozostałych powierzchni – 0,7. Natomiast sztywności połączeń zostały ustalone na poziomie 2000 GN/m dla strefy kontaktowej gruntu i powłoki oraz 2 GN/m dla pozostałych powierzchni.

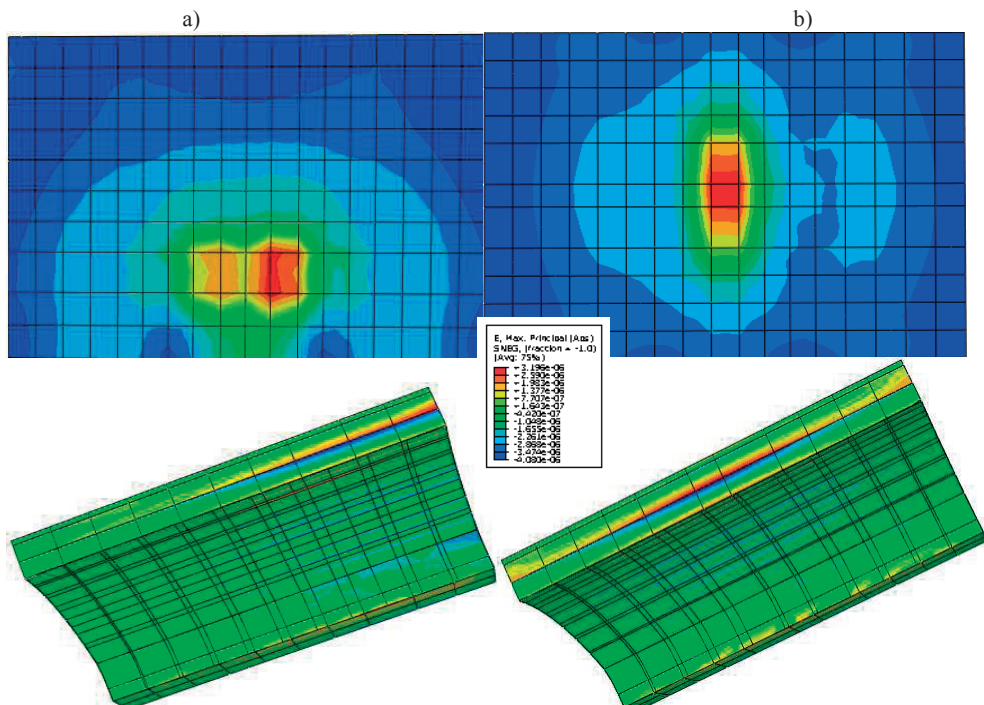
4. Wyniki obliczeń numerycznych i ich analiza

W celu porównania wyników obliczeń numerycznych z rezultatami pomiarów zastosowano takie same obciążenia (500 kN) jakich użyto podczas badań doświadczalnych mostu pod obciążeniem statycznym [3]. Aby można było bezpośrednio porównywać wyniki obliczeń i badań, siły stanowiące naciski od kół pojazdów obciążających zostały ustawione w modelu obliczeniowym w niemal identycznych miejscach jak podczas pomiarów.

4.1. Wyniki przemieszczeń i naprężeń

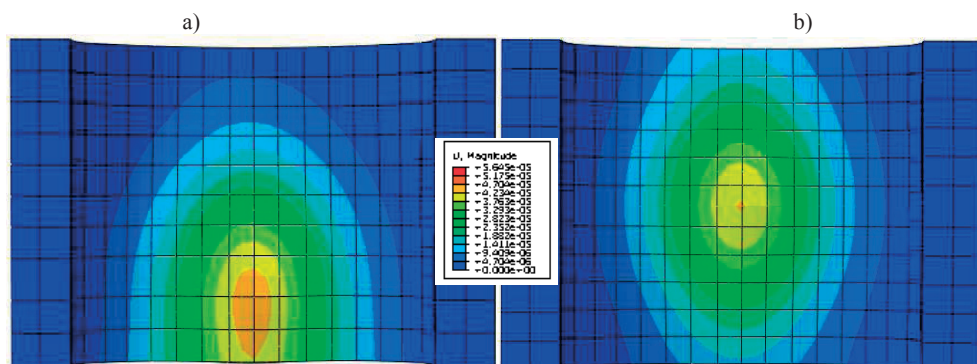
Wybrane wyniki obliczeń mostu gruntowo-stalowego w programie Abaqus przedstawiono na rys. 4 i 5. Dla rozpatrywanych trzech schematów obciążeń rozkład przemieszczeń w modelu obliczeniowym wskazuje, że przemieszczenia nie przebiegają równomiernie lecz koncentrują się w kluczu powłoki w obrębie oddziaływania obciążenia (rys. 4). Maksymalne przemieszczenia wynoszące 3,01 mm uzyskano od I schematu obciążeń (niesymetrycznego), w którym pojazdy obciążające były ustawione tyłem do siebie przy krawężniku [3], od II schematu (2,07 mm) i III schematu (2,54 mm).

Szczegółowa analiza wyników pozwala zauważyć, że wpływ działających obciążeń jest widoczny w postaci lokalnych i dość dużych deformacji w wybranych punktach



Rys. 4. Przemieszczenia mostu gruntowo-stalowego w widoku z góry oraz w przekroju od dwóch schematów obciążeń: a) I (niesymetryczny) i b) III (symetryczny)

powłoki (brak jest równomiernego rozkładu obciążeń na długości powłoki). Jest to prawdopodobnie spowodowane niewielką wysokością naziomu w kluczu powłoki (0,87 m). Wyjątkiem może być odpowiedź mostu na III schemat obciążenia (rys. 4b), gdzie pojazdy ustawione są obok siebie i powodują w miarę równomierny rozkład obciążenia na szerokości powłoki.



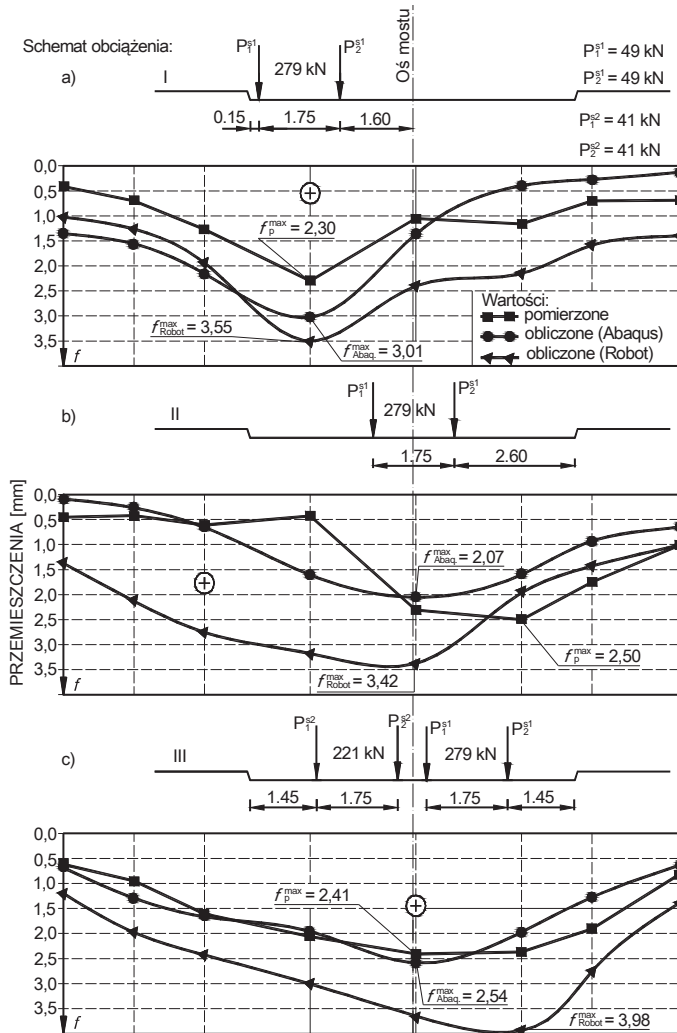
Rys. 5. Mapy naprężeń w stalowej powłoce w widoku od spodu mostu dla dwóch schematów obciążeń statycznych: a) I i b) II

Rozkłady naprężeń przedstawione na rys. 5 wyraźnie podkreślają, że obciążenia są przekazywane na stalową powłokę w sposób pośredni, co skutkuje maksymalnymi wartościami uzyskiwanymi w narożu i w 2/3 wysokości powłoki. W tych punktach maksymalne wartości sięgają 65 MPa (rys. 5a). Natomiast w kluczu powłoki obserwuje się

mniejsze wartości naprężeń (36 MPa). Mapy naprężeń pozwalają zaobserwować sposób pracy konstrukcji gruntowo-stalowej. Po przyłożeniu quasi-skupionej siły (wypadkowa obciążeń z tylnych kół samochodów ciężarowych) można zauważyć przesunięcie naprężeń w kierunku naroża i 2/3 wysokości powłoki gdzie uzyskano największe wartości.

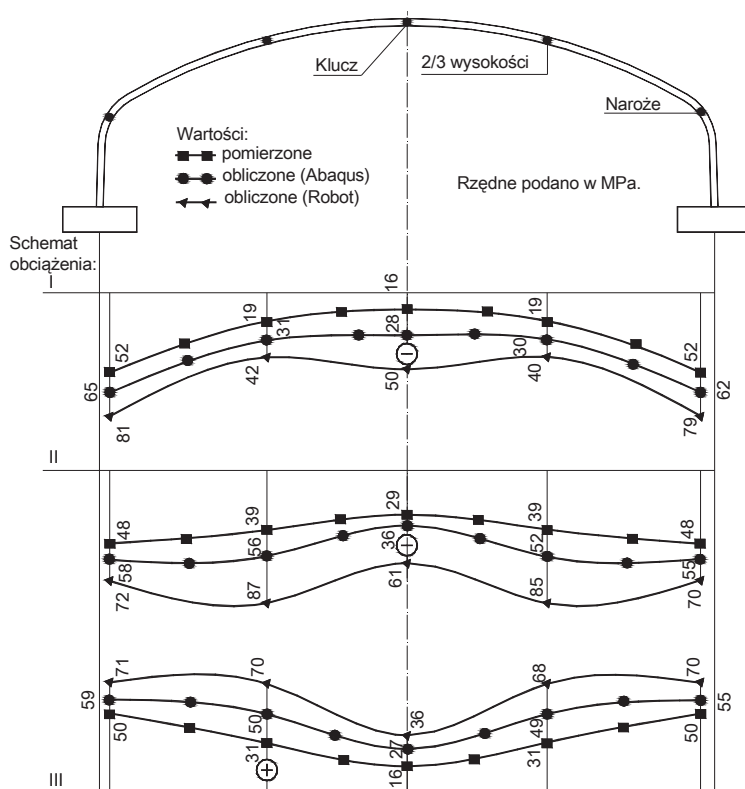
4.2. Porównanie wielkości obliczonych i pomierzonych

Na rys. 6 i 7 przedstawiono porównanie odpowiednio przemieszczeń i naprężeń uzyskanych z badań doświadczalnych [3] i obliczeń w programach Abaqus oraz Robot. Jak widać na tych wykresach, przemieszczenia i naprężenia uzyskane z analizy numerycznej w programie Abaqus odbiegają od wielkości uzyskanych z badań doświadczalnych. Jednakże wyniki te są bardziej zbliżone do rezultatów pomiarów niż te otrzymane przy wykorzystaniu modelu obliczeniowego opracowanego w programie Robot [3].



Rys. 6. Porównanie maksymalnych przemieszczeń uzyskanych z pomiarów i obliczeń dla trzech schematów obciążenia statycznego: a) I, b) II i c) III

Porównanie wartości obliczonych w programie Abaqus i pomierzonych przedstawione na rys. 6 i 7 wyraźnie pokazuje, że w rzeczywistym moście mogą występować pewne niejednorodności w materiałach, np. gruncie i stalowej powłoce, które trudno uwzględnić w analizie numerycznej. Przebiegi przemieszczeń i naprężeń mają kształt zbliżony do wartości rzeczywistych. Względne różnice obliczonych i pomierzonych przemieszczeń były w zakresie 5–23%, a naprężeń 15–42%. Należy zaznaczyć, że autorzy artykułu nie znali dokładnych parametrów zasypki gruntowej. Poza tym, w modelu obliczeniowym założono występowanie takiego samego gruntu wokół powłoki jak w pozostałych miejscach zasypki, dodatkowo powłoka była modelowana jako jednolita konstrukcja płaska (brak falistości i połączeń śrubowych).



Rys. 7. Porównanie maksymalnych naprężeń w stalowej powłoce uzyskane z pomiarów i obliczeń dla trzech schematów obciążeń

Natomiast, porównując maksymalne przemieszczenia i naprężenia uzyskane z modeli obliczeniowych wykonanych w dwóch programach, tj. Abaqus i Robot Millenium [3] można stwierdzić, że przedstawiony w niniejszym artykule sposób modelowania mostu gruntowo-stalowego pozwala na uzyskiwanie bardziej wartościowych wyników. Przy zastosowaniu obu programów obliczeniowych, względne różnice przemieszczeń były w zakresie 15–39%, a naprężeń 17–44%, z korzyścią dla programu Abaqus. Takie różnice wynikają ze sposobu modelowania w programie Robot Millenium, tj.: (i) nie zastosowaniu powłoki płaskiej o charakterystyce ortotropowej, (ii) modelowanie gruntu przy użyciu kryterium Coulomba-Mohra, (iii) użycie uproszczonych elementów kontaktowych.

Opracowany model obliczeniowy mostu gruntowo-stalowego w programie Abaqus pozwala uzyskiwać rozsądne wartości przemieszczeń i naprężeń, pomimo faktu, że w większości przypadków są one większe od wartości pomierzonych. Maksymalne wartości przemieszczeń uzyskane z obliczeń i pomiarów są zlokalizowane dokładnie pod siłami skupionymi reprezentującymi koła samochodów obciążających. Natomiast w przypadku naprężeń największe wartości są przesunięte do naroża i 2/3 wysokości powłoki (rys. 7).

5. Wnioski

W wyniku obliczeń tego mostu i porównania rezultatów z wartościami pomiarowymi jak i wcześniejszymi obliczeniami można wyciągnąć następujące wnioski:

1. Obliczone przemieszczenia i naprężenia są większe od wartości otrzymanych z badań doświadczalnych. Kształt krzywych przemieszczeń i naprężeń zasadniczo nie odbiega od tych uzyskanych z pomiarów. Uzyskane wyniki obliczeń są zdecydowanie bardziej dokładne niż te otrzymane za pomocą programu Robot [3]. Wynika to z zastosowania w modelu obliczeniowym w programie Abaqus, powłoki płaskiej o własnościach ortotropowych, lepszego opisu zachowania się gruntu (model Drucker-Prager) i korzystniejszego odwzorowania wzajemnego oddziaływania elementów składowych mostu.
2. Największe przemieszczenia mostu gruntowo-stalowego uzyskane z programu Abaqus zlokalizowane były w kluczu powłoki (3,01 mm) i ich przebieg był nierównomierny (schematy I i II) z dość dużymi lokalnymi deformacjami. Natomiast maksymalne naprężenia wystąpiły w narożu powłoki i wynosiły 65 MPa.
3. Różnice w uzyskanych wynikach obliczeń i badań mogą być spowodowane m.in.:
 - niedokładnym odwzorowaniem gruntu w modelu obliczeniowym (nieznano dokładnych parametrów fizycznych i wytrzymałościowych),
 - brakiem uwzględnienia skosu powłoki w modelu numerycznym, co zmniejsza powierzchnię powłoki, która przejmuje obciążenia z wyższej położonych warstw,
 - złożoną geometrią mostu – model numeryczny nie jest dokładnym odzwierciedleniem istniejącego obiektu, wiele szczegółów pominięto lub uproszczono, takich jak np. falistość powłoki, żelbetowe wzmocnienia powłoki przy wlocie i wylocie, a także połączenia śrubowe pomiędzy arkuszami blach.

Literatura

- 1 Janusz L., Madaj A. Obiekty Inżynierskie z Blach Falistych. Projektowanie i Wykonawstwo. WKiŁ, Warszawa, 2009.
- 2 Rowińska W., Wysokowski A., Pryga A. Zalecenia Projektowe i Technologiczne dla Podatnych Konstrukcji z Blach Falistych. Instytut Badawczy Dróg i Mostów Filia Wrocław, 2004.
- 3 Manko Z., Bęben D. Tests during three stages of construction of a road bridge with a flexible load-carrying structure made of Super Cor type steel corrugated plates interacting with soil. *Journal of Bridge Engineering* 10 (2005) 570–591.
- 4 Machelski Cz. Modelowanie Mostowych Konstrukcji Gruntowo-Powłokowych. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław, 2008.
- 5 Bęben D. Numerical analysis of a soil-steel bridge structure. *The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering* 4 (2009) 13–21.
- 6 Elshimi T. M. Three-dimensional Nonlinear Analysis of Deep-corrugated Steel Culverts. Doctoral dissertation, Queen's University Kingston, Ontario, Canada, 2011.
- 7 ABAQUS. Abaqus Theory Manual. ABAQUS 6.11 PDF Documentation, Dassault Systèmes Simulia Corp, USA, 2011.

- 8 Zienkiewicz O. C. Metoda Elementów Skończonych, Arkady, Warszawa, 1986.
- 9 Skrzat A. Modelowanie Liniowych i Nieliniowych Problemów Mechaniki Ciała Odkształcalnego i Przepływów Ciepła w Programie ABAQUS. Rzeszów, 2010.

Numerical analysis of soil-steel bridge

Damian Bęben¹, Michał Wrzeciono²

*^{1,2} Faculty of Civil Engineering, Opole University of Technology
e-mail: ¹d.beben@po.opole.pl, ²zyto29@gmail.com*

Abstract: The paper presents a numerical analysis of the soil-steel bridge in the scope of static loads. The Abaqus program based on the FEM was used to calculations. Maximum displacements were obtained in the shell crown, and the largest stresses in the haunches. Calculation results were compared with the experimental ones and previous calculations obtained from the Robot Millenium program. The shapes of calculated displacements and stresses are similar to those obtained with the experiment, but the absolute values were generally higher than measured ones. Using both calculation programs, the relative reductions of displacement were in the range of 15–39%, and 17–44% for stresses in favour of the Abaqus program. Developed calculation model of the soil-steel bridge in the Abaqus program allows to obtain reasonable values of internal forces in the shell structure.

Keywords: bridge, displacement, stress, calculation model.

Badania modelowe działania wiatru na budynek wysoki

Grzegorz Bosak

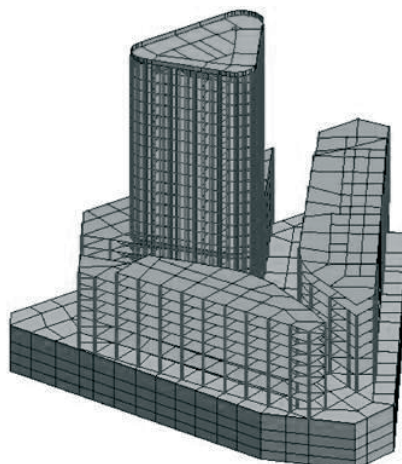
*Laboratorium Inżynierii Wiatrowej, Instytut Mechaniki Budowli, Wydział Inżynierii Lądowej,
Politechnika Krakowska, e-mail: GBosak@interia.pl*

Streszczenie: Praca przedstawia wyniki badań modelowych w tunelu aerodynamicznym działania wiatru na wysokościowy budynek projektowany przy ul. Puławskiej 2 w Warszawie. Badania przeprowadzono w Laboratorium Inżynierii Wiatrowej Politechniki Krakowskiej. Mierzono ciśnienia wiatru na powierzchniach zewnętrznych modelu budynku. Celem pracy jest określenie rozkładów ciśnienia wiatru na ścianach zewnętrznych modelu budynku przy różnych kierunkach wiatru, przeprowadzenie analiz studialnych oddziaływania wiatru na budynek oraz wyznaczenie podstawowych schematów ekwiwalentnego oddziaływania wiatru będących podstawą obliczeń statyczno-wytrzymałościowych konstrukcji.

Słowa kluczowe: pomiary ciśnień wiatru, tunel aerodynamiczny, budynek wysokościowy, interferencja aerodynamiczna.

1. Wprowadzenie

Budynek przy ul. Puławskiej 2 w Warszawie o wysokości 90 m to konstrukcja dwuczęściowa składająca się z rozległego trójbryłowego podium oraz pryzmatycznej wieży o przekroju poprzecznym w kształcie trójkąta z zaokrąglonymi narożami (zob. rys. 1.). Budynek o 22 kondygnacjach nadziemnych w którym wieżę stanowią kondygnacje od 6 do 22. Wizualizacje analizowanego budynku podano na rys.1.



Rys. 1. Wizualizacje budynku przy ul. Puławskiej w Warszawie

Uzasadnieniem badań aerodynamicznych jest nietypowy przekrój poprzeczny wieży oraz rozbudowane trójbryłowe podium, które ze względu na możliwe efekty interferencji aerodynamicznej, będzie ujawniać duży wpływ na wartość działania wiatru, szczególnie

w dolnej strefie wieży. W tunelu aerodynamicznym wykonano pomiar ciśnienia wiatru na powierzchni zewnętrznej wieży w czterech wyróżnionych poziomych przekrojach poprzecznych w celu wyznaczenia współczynników ciśnienia zewnętrznego wiatru. W badaniach uwzględniono najbliższą sąsiednią zabudowę znajdującą się w promieniu 200 m.

2. Opis przeprowadzonych badań w tunelu aerodynamicznym

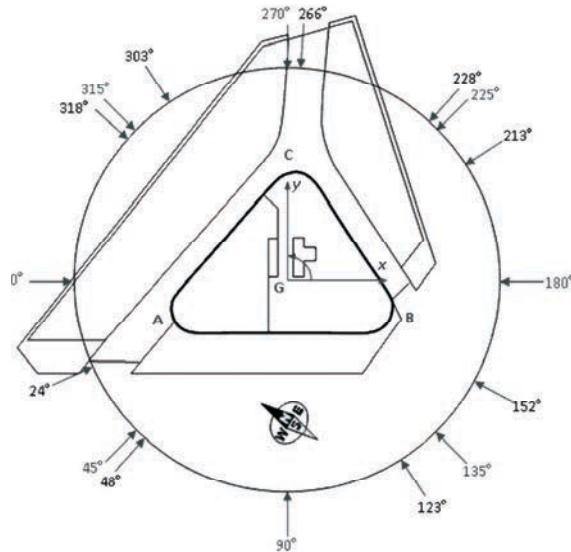
Badania przeprowadzono w tunelu aerodynamicznym Laboratorium Inżynierii Wiatrowej Politechniki Krakowskiej wykorzystując sztywny model budynku wraz z otoczeniem wykonany w skali 1:200. W modelu budynku uwzględniono chropowatość powierzchni elewacji (por. rys. 1 i rys. 2). Zdjęcie modelu w przestrzeni pomiarowej tunelu aerodynamicznego przedstawiono na rys. 2.



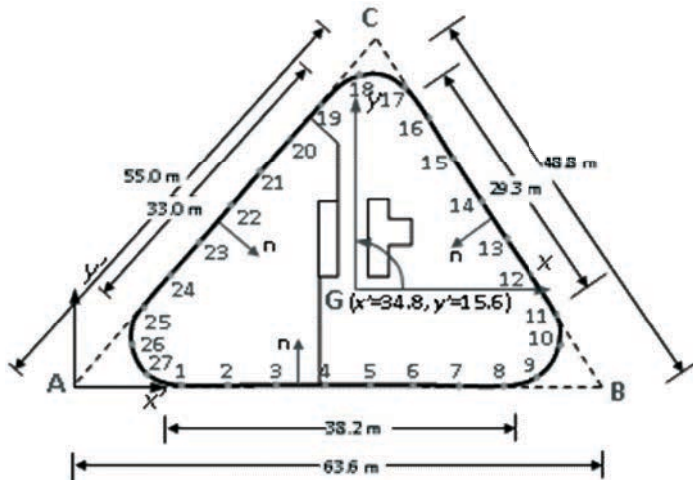
Rys. 2. Model budynku w przestrzeni pomiarowej tunelu aerodynamicznego

W trakcie badań aerodynamicznych przeprowadzono pomiary rozkładu chwilowych ciśnień wiatru na zewnętrznej powierzchni elewacji wieży w czterech przekrojach poprzecznych, zlokalizowanych na różnych wysokościach (P1- 32 m.n.p.t., P2- 51 m.n.p.t., P3- 67 m.n.p.t., P4- 85 m.n.p.t.), przy 33 kierunkach wiatru. Zasadniczo były to kierunki wyznaczone z krokiem, co 15° , w zakresie od 0° do 345° (24 kierunki) oraz charakterystyczne kierunki związane z geometrią przekroju poprzecznego budynku (kierunki równoległe i prostopadłe do boków przekroju poprzecznego oraz zgodne z dwusiecznymi kątów wyznaczonych przez boki przekroju poprzecznego - 9 kierunków) (por. rys. 3).

W każdym z czterech przekrojów pomiarowych ciśnienia wiatru mierzono w 27 punktach pomiarowych, których konfigurację w skali rzeczywistej budynku prezentuje rys. 4.



Rys. 3. Charakterystyczne kierunki wiatru realizowane w trakcie badań w tunelu aerodynamicznym

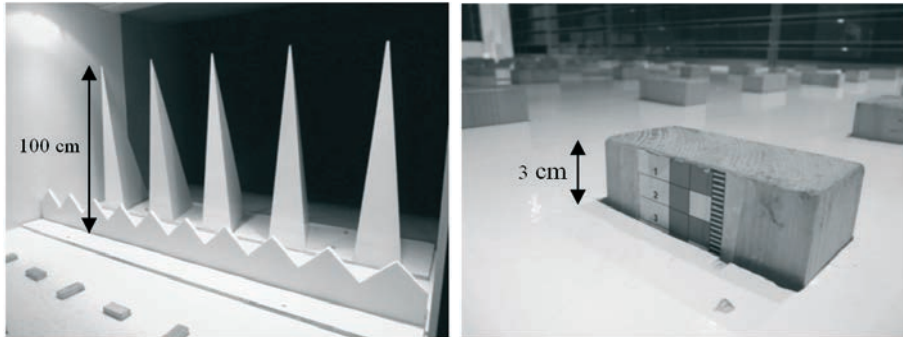


Rys. 4. Położenie punktów pomiarowych w przekroju poprzecznym wieży budynku w skali rzeczywistej

Rejestracji podlegały przebiegi czasowe ciśnienia wiatru na powierzchniach zewnętrznych modelu budynku w 108 punktach pomiarowych. Długość rejestrowanego przebiegu czasowego wynosiła 30 s, który próbkowano z częstotliwością 200 Hz. W badaniach wykorzystano elektroniczny skaner ciśnienia, system termoanemometryczny oraz rurkę Pitota.

Otrzymane w wyniku badań w tunelu aerodynamicznym przebiegi czasowe chwilowych ciśnień wiatru na powierzchni zewnętrznej modelu w poszczególnych przekrojach pomiarowych, zostały wykorzystane do określenia współczynników aerodynamicznych C_x , C_y i C_m odpowiadających poszczególnym przekrojom pomiarowym (P1, P2, P3 i P4). Zestaw trzech wartości współczynników aerodynamicznych danego przekroju pomiarowego został wyznaczony w każdym z 33 kierunków wiatru. W wyniku tego otrzymano zależności wartości danego współczynnika siły i momentu aerodynamicznego od kierunku działania

wiatru na model. Podczas badań ustalono strukturę przepływu w przestrzeni pomiarowej zgodną z przyjętymi założeniami dotyczącymi warunków wiatrowych występujących w miejscu lokalizacji projektowanego obiektu. Strukturę przepływu uformowano dzięki elementom modyfikującym przepływ (rys. 5), to jest iglicom, barierce i klozkom.



Rys. 5. Elementy turbulizacyjne wykorzystane podczas badań

Strukturę przepływu powietrza w tunelu aerodynamicznym zmierzono niezależnie przy pomocy zestawu termoanemometrycznego oraz grzebieniową sondą ciśnień.

Następnie określono funkcję prawa potęgowego średniej prędkości wiatru otrzymując zależność:

$$V(z) = V_{ref} \left(\frac{z}{z_{ref}} \right)^{\alpha}, \quad z_{ref} = 0,45\text{m} \quad (1)$$

z parametrami ujętymi w tab. 1.

Tablica 1. Wartości parametrów prawa potęgowego

Parametry	Wartość
α	0.3
v_{ref}	20.5 m/s

Wartość współczynnika intensywności turbulencji na wysokości badanego modelu wynosiła 20 %.

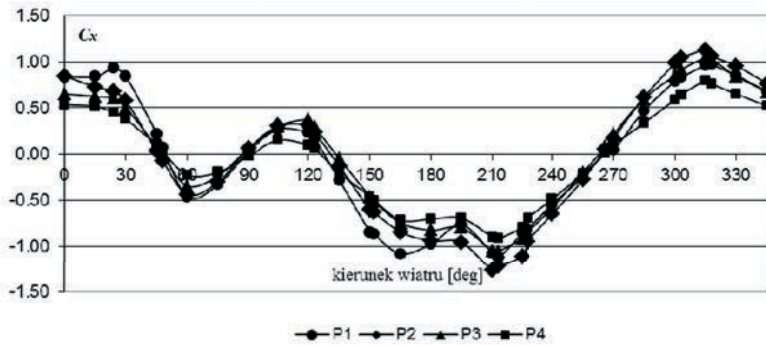
3. Wyniki badań

Wartości współczynników sił i momentu aerodynamicznego w poszczególnych przekrojach pomiarowych (P1, P2, P3 oraz P4), obliczone zgodnie ze wzorami (2) na podstawie rozkładu ciśnienia wiatru zmierzonego podczas badań w tunelu aerodynamicznym, zamieszczonych rys. 6-8.

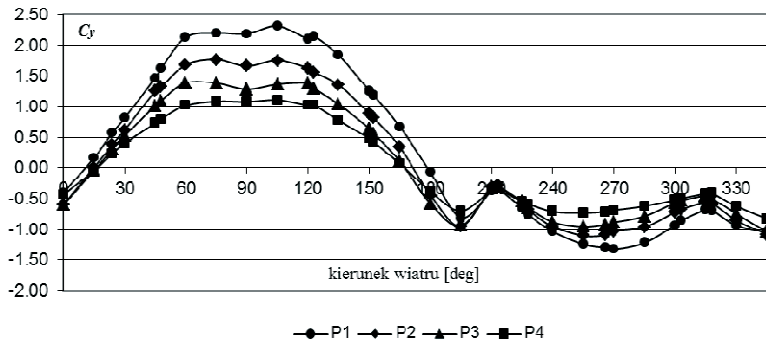
$$C_x = \frac{\overline{F_x}}{q_{ref} D}, \quad C_y = \frac{\overline{F_y}}{q_{ref} D}, \quad C_m = \frac{\overline{M_z}}{q_{ref} D^2} \quad (2)$$

gdzie: D - wymiar charakterystyczny równy 0.318 m, co jest wymiarem najdłuższego boku przekroju poprzecznego modelu (dokładnie trójkąta powstałego z przedłużenia boków przekroju poprzecznego); q_{ref} - ciśnienie referencyjne; $\overline{F_x}$, $\overline{F_y}$, $\overline{M_z}$ - średnie wartości składowych sił i momentu aerodynamicznego działania wiatru na wieżę budynku w danym przekroju pomiarowym otrzymane w wyniku sumowania rozkładu ciśnienia wiatru na powierzchni zewnętrznej.

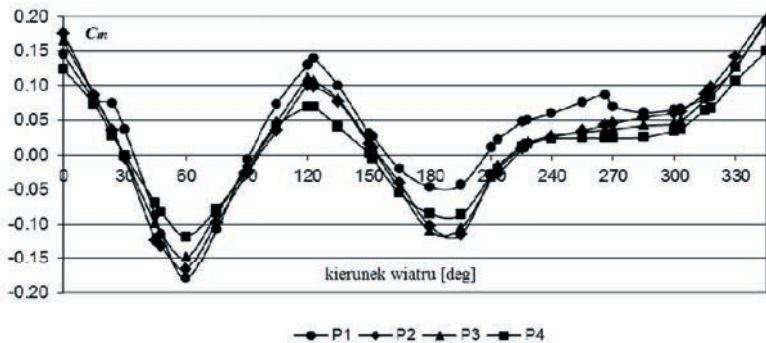
Przebiegi wartości współczynników aerodynamicznych w kolejnych przekrojach pomiarowych są podobne, co wynika z formy geometrycznej przekroju poprzecznego. Wartości w poszczególnych przekrojach różnią się jednak, co szczególnie ujawnia się w przypadku przekroju P1. Rezultat ten związany jest z efektem wystąpienia interferencji aerodynamicznej z najbliższą zabudową w niższych strefach wieży budynku.



Rys. 6. Wartości współczynnika aerodynamicznego C_x w przekrojach pomiarowych (P1, P2, P3, P4) w zależności od kierunku wiatru



Rys. 7. Wartości współczynnika aerodynamicznego C_y w przekrojach pomiarowych (P1, P2, P3, P4) w zależności od kierunku wiatru



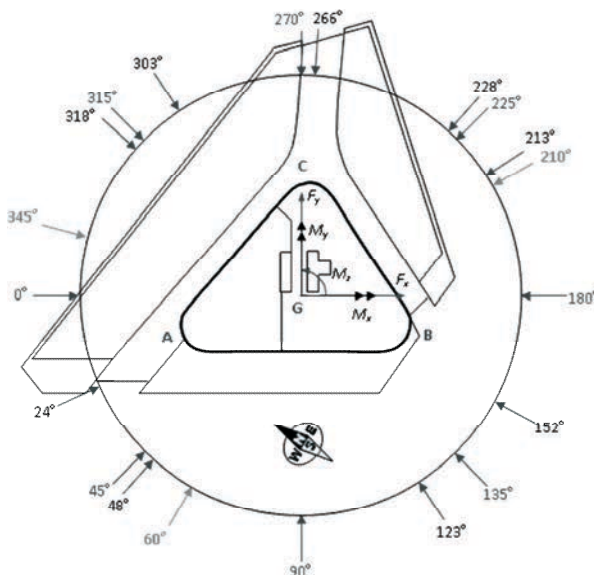
Rys. 8. Wartości współczynnika aerodynamicznego C_m w przekrojach pomiarowych (P1, P2, P3, P4) w zależności od kierunku wiatru

Określone powyżej wartości współczynników aerodynamicznych porównano z wynikami badań zamieszczonymi w [2], które dotyczyły pomiaru sił aerodynamicznych działania wiatru na graniastosłup prawidłowy trójkątny przy proporcji boków $b/h=0.4$ (b - wymiar boku przekroju poprzecznego, h - wysokość graniastosłupa). W wyniku porównania, biorąc pod uwagę wartości ekstremalne, podstawową różnicę obserwuje się w przypadku współczynnika C_y przy kierunkach wiatru zbliżonych do 90° . W przypadku badanego modelu budynku, w przekrojach P1 i P2 występują znacząco większe wartości tego współczynnika (odpowiednio 1.6 i 2.3), podczas gdy w badaniach opisanych w [2] wartość maksymalna wynosiła 1.3, co odpowiada w przybliżeniu przekrojowi pomiarowemu P3 (por. rys. 7).

Wartości współczynników aerodynamicznych C_x , C_y , C_m posłużyły do określenia schematów ekwiwalentnego działania wiatru na wieżę budynku w obliczeniach statyczno-wytrzymałościowych głównej konstrukcji nośnej.

4. Wyznaczenie schematów ekwiwalentnego działania wiatru na wieżę budynku

W wyniku analizy wykresów wartości współczynników aerodynamicznych, otrzymanych na podstawie badań, wyróżniono trzy kierunki wiatru, przy których występują ekstremalne globalne siły działania wiatru na konstrukcję wieży. W przypadku kierunku 60° występuje bliska maksymalnej siła F_y działania wiatru w kierunku osi y globalnego układu współrzędnych przy jednoczesnym minimalnym (największym ujemnym) momencie skręcającym M_z . Tę sytuację wyróżniono, jako „Sytuacja projektowa 1”. W „Sytuacji projektowej 2” kierunek wiatru jest równy 210° , gdzie występuje minimalna (największa ujemna) siła F_x działania wiatru w kierunku x globalnego układu współrzędnych. Maksymalny moment skręcający wieżę względem osi pionowej M_z występuje przy kierunku wiatru 345° w „Sytuacji projektowej 3”. Dodatkowo zwroty sił i momentu aerodynamicznego działania wiatru na wieżę budynku wraz z analizowanymi kierunkami wiatru prezentuje rys. 9.



Rys. 9. Siły działania aerodynamicznego na wieżę budynku

Wykorzystując współczynniki aerodynamiczne otrzymane w wyniku badań oraz procedurę zgodną z [3] obliczono siły i moment aerodynamiczny, zredukowane w środku geometrycznym G przekroju poprzecznego na czterech poziomach referencyjnych (P1, P2, P3 oraz P4), a następnie zredukowano globalne działanie wiatru na wieżę budynku w punkcie środka geometrycznego przekroju poprzecznego położonego na wysokości 25 m.n.p.t (poziom podstawy wieży).

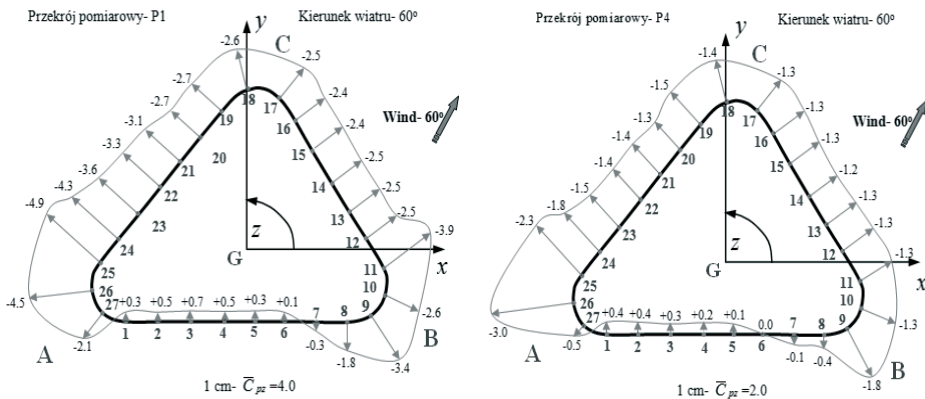
Przyjęto I strefę wiatrową (Warszawa), kategorię terenu IV. Współczynnik $c_s c_d$ przyjęto o wartości równej 1.0.

Zestawienie globalnych sił i momentów aerodynamicznych działających na wieżę budynku zredukowanych w punkcie środka geometrycznego przekroju poprzecznego położonego na wysokości 25 m.n.p.t (poziom podstawy wieży) dla analizowanych „Sytuacji pomiarowych” zamieszczono w tab.2.

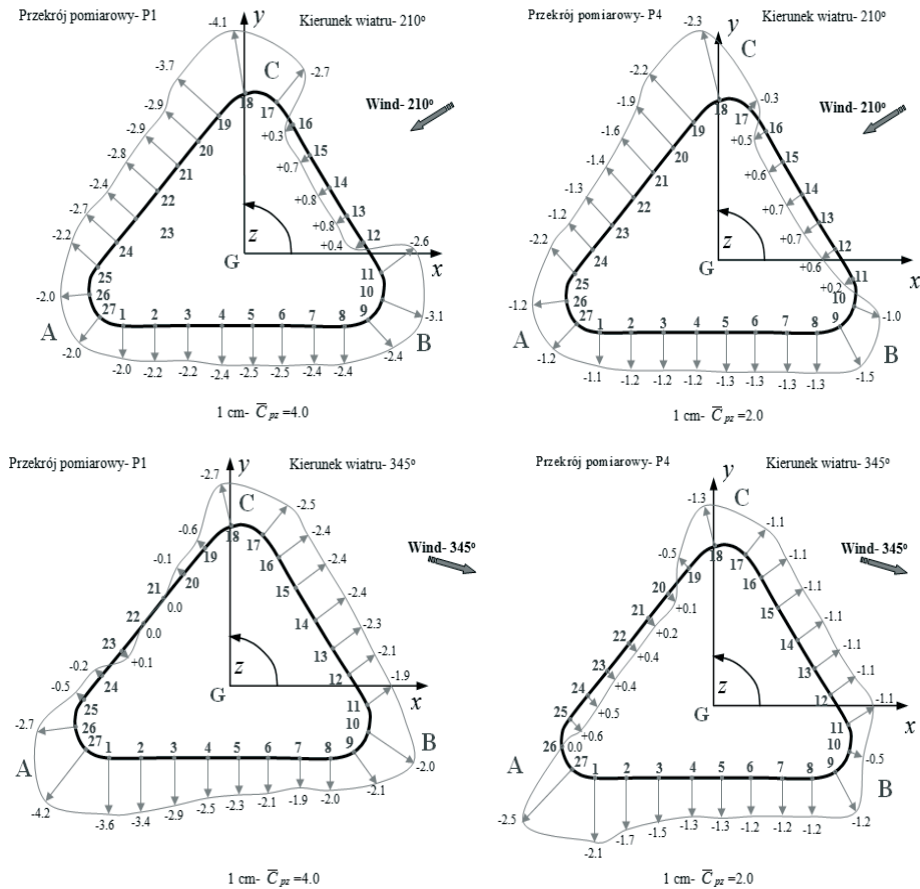
Tablica 2. Wartości globalnych sił i momentów aerodynamicznych działających na wieżę

Kierunek wiatru	F_x [kN]	F_y [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
60°	-1667	7073	-212578	-50421	-44632
210°	-4929	-1535	52528	-162894	-6110
345°	3033	-4585	151677	99565	54420

Rozkłady aerodynamicznego współczynnika ciśnienia wiatru na powierzchni zewnętrznej C_{pe} w najniższym (P1) i najwyższym (P4) analizowanym przekroju poprzecznym wieży w rozpatrywanych sytuacjach pomiarowych podano na rys. 10(11).



Rys. 10. Rozkłady wartości aerodynamicznego współczynnika ciśnienia C_{pe} w przekrojach P1 i P4 w analizowanych sytuacjach pomiarowych



Rys. 11. Rozkłady wartości aerodynamicznego współczynnika ciśnienia C_{pe} w przekrojach P1 i P4 w analizowanych sytuacjach pomiarowych

5. Wnioski końcowe

Z przeprowadzonych badań wynikają następujące wnioski:

- W przypadku powierzchni zewnętrznej ścian wieży budynku nie obserwuje się zwiększenia intensywności ciśnienia parcia (ciśnienie dodatnich) związanych z wpływem otoczenia;
- W obszarach zaokrąglonych naroży wieży występują znaczące wartości ciśnienia ssania (ciśnienia ujemne);
- Największe wartości ciśnienia ujemnego (ssania) występują w przekroju najniższym P1, co związane jest z wpływem interferencyjnym zabudowy podium budynku.
- Schematy ekwiwalentnego działania wiatru określono w trzech sytuacjach projektowych, w których wystąpiły odpowiednio ekstremalne wartości sił aerodynamicznych w kierunku osi y , x globalnego układu współrzędnych oraz maksymalna wartość momentu skręcającego wieżę M_z .
- W wyniku porównania otrzymanych wartości współczynników aerodynamicznych w analizowanych przekrojach pomiarowych z wynikami badań zamieszczonymi

w [2], stwierdzono zasadniczą różnicę w przypadku współczynnika C_y przy kierunkach wiatru zbliżonych do 90° . W przypadku badanego modelu budynku, w przekrojach P1 i P2 występują znacząco większe wartości tego współczynnika (odpowiednio 2.3 i 1.6), podczas gdy w badaniach opisanych w [2] wartość maksymalna wynosiła 1.3, co odpowiada w przybliżeniu przekrojowi pomiarowemu P3. Należy uznać, że jest to efekt interferencji aerodynamicznej związanej głównie z występowaniem trójbryłowego podium na niżej położone obszary wieży.

Literatura

- 1 Flaga A., Bosak G., Rzegocka-Kłaput R., Flaga Ł., Augustyn M. Badania modelowe i analizy studialne oddziaływania wiatru na budynek wysoki przy ul. Puławskiej w Warszawie, Raport z badań, Politechnika Krakowska, Kraków 2008.
- 2 Koloušek V., Pirner M., Fischer O., Náprstek J.- Wind Effects on Civil Engineering Structures. ACADEMIA/PRAHA, Prague 1983.
- 3 PN-EN 1991-1-4: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4: Oddziaływania ogólne. Oddziaływanie wiatru.

Wind tunnel tests of wind action on a high-rise building

Grzegorz Bosak

Wind Engineering Laboratory, Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering, Cracow University of Technology, e-mail: GBosak@interia.pl

Abstract: The paper summarizes the results of wind tunnel tests of a wind action on a high-rise building design in Warsaw. Measurements were accomplished in Wind Engineering Laboratory of Cracow University of Technology. Wind pressures on external surfaces of the building model were acquired. A study of the character of the wind action on a tower of the building was the main aim of the paper. A triangle shape with rounded corners of the cross section of the tower and a complex group of neighbor buildings support aerodynamic analysis in a wind tunnel. Wind pressure coefficients on the external building surfaces and the global horizontal wind action on the building tower on full scale were analyzed.

Keywords: wind pressure measurements, wind tunnel, high-rise building, wind action, aerodynamic interference

Porównanie obliczonych i pomierzonych techniką GPS charakterystyk dynamicznych komina przemysłowego

Tadeusz Chmielewski¹, Piotr Górski², Peter Breuer³, Eduard Konopka⁴

^{1,2} *Katedra Mechaniki Budowli, Wydział Budownictwa, Politechnika Opolska,
e-mail: t.chmielewski@po.opole.pl, ²p.gorski@po.opole.pl*

³ *Stuttgart University of Applied Sciences, Stuttgart, Germany, e-mail: peter.breuer@hft.stuttgart.de*

⁴ *Stuttgart University of Applied Sciences, Stuttgart, Germany,
e-mail: eduard.konopka@hft.stuttgart.de*

Streszczenie: Celem badań było porównanie wyników obliczeń postaci i częstości drgań własnych komina przemysłowego nr 1 Elektrowni Bełchatów, z uwzględnieniem i bez uwzględnienia podatności podłoża gruntowego, z wynikami badań eksperymentalnych tych wielkości wykonanych w czasie dwóch sesji pomiarowych w dniach 1-3.12.2008r. i 20-24.05.2011r. Trzy anteny typu „rover” rozmieszczono na trzech różnych wysokościach po zewnętrznej stronie komina. Pomierzone przemieszczenia wywołane wpływem wiatru pozwoliły na określenie tylko podstawowej postaci i częstości drgań własnych, współczynników tłumienia i maksymalnych przemieszczeń, dla określenia których zastosowano proces filtracji. Wielkości pomierzone są ważne w ocenie stanu technicznego komina. Uzyskano dobrą zgodność wyników obliczeń i wyników uzyskanych doświadczalnie dla pierwszej postaci i częstości drgań własnych.

Słowa kluczowe: komin przemysłowy, zagadnienie własne, pomiary przemieszczeń, GPS, charakterystyki dynamiczne.

1. Wprowadzenie

W niniejszym artykule jako cel badań przyjęto porównanie wyników obliczeń drgań własnych komina przemysłowego nr 1 Elektrowni Bełchatów, z uwzględnieniem i z pominięciem podatności podłoża gruntowego, z wynikami badań doświadczalnych tych wielkości wykonanymi w czasie dwóch sesji pomiarowych w grudniu 2008r. i w maju 2011r. Badania doświadczalne wykonano techniką GPS. Trzy odbiorniki typu „rover” rozmieszczono na trzech różnych wysokościach po zewnętrznej stronie komina. Pomierzone przemieszczenia wywołane wpływem wiatru, pozwoliły na określenie podstawowej postaci i częstości drgań własnych, współczynników tłumienia i maksymalnych przemieszczeń, dla określenia których zastosowano proces filtracji. Wymienione wielkości są wielkościami istotnymi dla oceny stanu technicznego wysokiego komina przemysłowego. Uzyskana dobra zgodność wyników obliczeń i wyników uzyskanych doświadczalnie dla pierwszej postaci i częstości drgań własnych potwierdza słuszność stosowania techniki GPS do badań dynamicznych konstrukcji budowlanych.

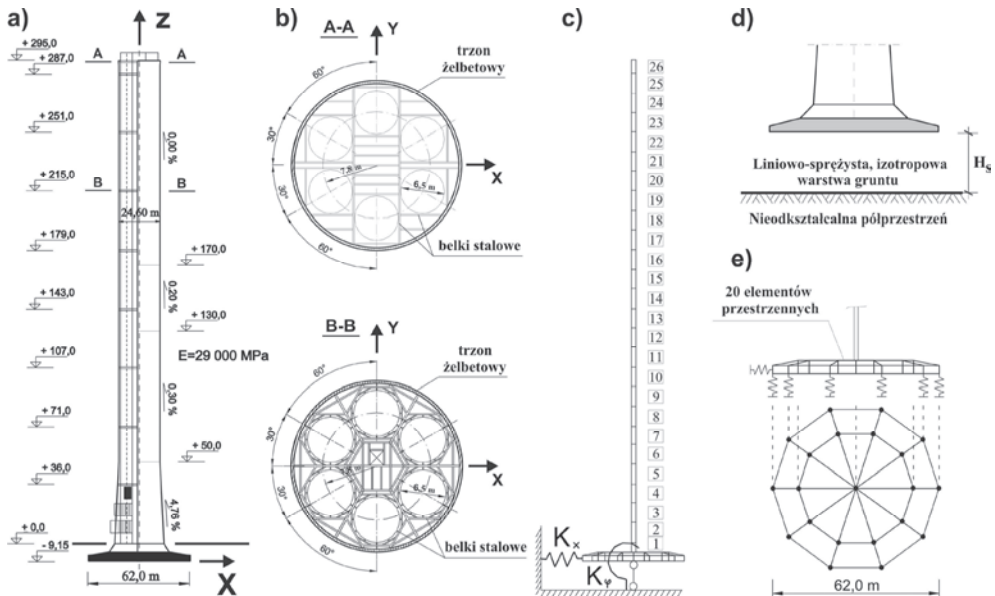
2. Analiza numeryczna drgań własnych kominia

2.1. Opis konstrukcji kominia

Konstrukcję sześcioprzewodowego kominia tworzy trzon żelbetowy o wysokości 295 m i zmiennej wzdłuż wysokości grubości ściany. Średnica zewnętrzna trzonu zmienia się wzdłuż wysokości zgodnie ze zmianą jego zbieżności i wynosi od 30,0 m u podstawy trzonu do 24,60 m w górnej jego części. Wewnątrz trzonu żelbetowego znajdują się stropy o konstrukcji zespolonej stalowo - żelbetowej, głównie w odstępach co 36,0 m. Do odprowadzania spalin służy sześć samonośnych przewodów dymowych. Komin posadowiony jest na żelbetowej płycie fundamentowej, której podstawa ma kształt koła o średnicy 62,0 m i grubość około 5,65 m. Głębokość posadowienia wynosi 9,15 m poniżej poziomu terenu.

Ogólny widok kominia przemysłowego nr 1, jego przekrój podłużny i przekroje poprzeczne przedstawiono na Rys. 1 a i b.

Na podstawie zaprojektowanej marki betonu trzonu kominia oszacowano wartość modułu sprężystości betonu na całej wysokości kominia $E=29000$ MPa.



Rys. 1. Komin przemysłowy nr 1 Elektrowni Bełchatów: a) widok ogólny i przekrój podłużny, b) przekrój poprzeczny A-A i B-B, c) dyskretyzacja trzonu kominia i model więzi sprężystych dopuszczających ruch poziomy i obrotowy fundamentu, d) przyjęty model podłoża gruntowego pod fundamentem kominia, e) model obliczeniowy i dyskretyzacja fundamentu

2.2. Przyjęty model obliczeniowy i rozwiązanie zagadnienia własnego

Analizę dynamiczną kominia w zakresie drgań własnych wykonano przy założeniu liniowej i sprężystej pracy konstrukcji.

Model obliczeniowy kominia otrzymano stosując procedurę metody elementów skończonych. Trzon kominia podzielono na 26 jednowymiarowych elementów skończonych głównie o wysokości 12,0 m (Rys. 1 c). Przyjęto element belkowy o dwóch stopniach swobody w węzle z uwzględnieniem wpływu sił osiowych w celu określenia macierzy

sztynności elementu. Macierz mas tego elementu utworzono sposobem mas skupionych. W macierzy tej uwzględniono: masę trzonu, masę stropów, masę sześciu przewodów i masę galerii zewnętrznych. Fundament komina o średnicy 62 m podzielono na 20 elementów przestrzennych o ośmiu węzłach wierzchołkowych (Rys. 1 e), z których każdy miał trzy translacyjne stopnie swobody, tj. dwa w poziomie i jeden w pionie. W przyjętym modelu obliczeniowym, analiza drgań komina tylko w jednej płaszczyźnie (X-Z) lub (Y-Z), pozwoliła na ograniczenie liczby stopni swobody węzłów fundamentu do dwóch, tj. w poziomie i w pionie.

W celu uwzględnienia podatności podłoża gruntowego pod fundamentem komina założono, że fundament posadowiony jest na skończonej, izotropowej, liniowo-sprężystej warstwie gruntu, która z kolei oparta jest na nieodkształcalnej półprzestrzeni (Rys. 1 d) i dopuszczono ruch poziomy i obrotowy płyty fundamentowej. Statyczne współczynniki sztywności podłoża gruntowego K_x i K_φ zaproponował *Kausel* [1] w postaci następujących wyrażeń:

$$K_x = \frac{8GR_0}{2-\nu} \left(1 + \frac{R_0}{2H_s} \right), \quad K_\varphi = \frac{8GR_0^3}{3(1-\nu)} \left(1 + \frac{R_0}{6H_s} \right), \quad (1)$$

gdzie: G jest modułem odkształcalności postaciowej podłoża, R_0 jest promieniem podstawy fundamentu, H_s oznacza wysokość warstwy gruntu odkształcalnego, zaś ν jest współczynnikiem Poissona.

W obliczeniach uwzględniono wpływ bezwładności podłoża gruntowego na drgania fundamentu komina, przyjmując zastępczą masę podatnego podłoża gruntowego i jego masowy moment bezwładności, zgodnie z propozycją *Whitman'a* [2]:

$$M_x = \frac{0,76\rho R_o^3}{2-\nu}, \quad M_\varphi = \frac{1,92\rho R_o^5}{3(1-\nu)}, \quad (2)$$

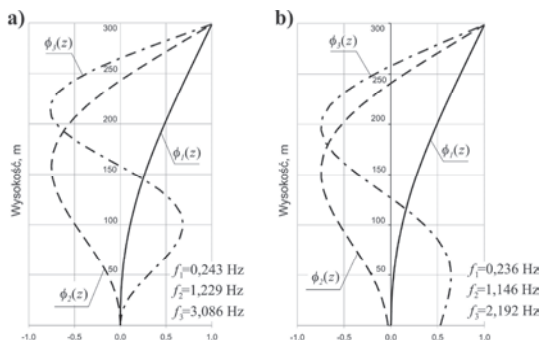
gdzie ρ jest gęstością podłoża gruntowego.

Do analizy numerycznej, na podstawie dokumentacji geologicznej komina, przyjęto rzeczywiste podłożę gruntowe występujące pod fundamentem komina, tj. piaski średnio zagęszczone, dla których $\nu=0,30$; $\rho=1700 \text{ kg/m}^3$; $G=106,25 \text{ MPa}$.

Zagadnienie własne dla układu o skończonej liczbie stopni swobody ma postać, [3]:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{K}\mathbf{q} = \mathbf{0} \quad (3)$$

gdzie: \mathbf{M} , \mathbf{K} , \mathbf{q} oznaczają odpowiednio macierz bezwładności, macierz sztywności i poszukiwany wektor przemieszczeń rozpatrywanego modelu obliczeniowego komina.



Rys. 2. Trzy pierwsze częstotliwości i postacie drgań własnych modelu obliczeniowego komina: a) z założeniem pętnego utwierdzenia podstawy fundamentu, b) z uwzględnieniem podatności podłoża gruntowego

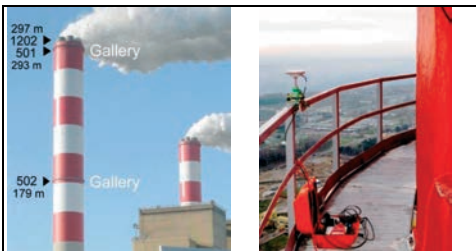
Obliczenia zagadnienia własnego wykonano za pomocą programu komputerowego SAP 90+. W toku obliczeń, sztywność obrotową K_ϕ zastąpiono szeregiem liniowych więzi sprężystych pionowych, zaczepionych w węzłach dyskretyzacji u podstawy fundamentu i przyjęto ruch wszystkich węzłów wokół osi obrotu (Rys. 1 e). Analizę wykonano także dla modelu obliczeniowego, w którym założono pełne utwierdzenie podstawy fundamentu.

Trzy pierwsze częstości i postacie drgań własnych dla modelu obliczeniowego z założeniem pełnego utwierdzenia podstawy fundamentu i z uwzględnieniem podatności podłoża gruntowego przedstawiono na Rys. 2.

3. Pomiary drgań wymuszonych kominą powodowanych wiatrem

3.1. Zestaw pomiarowy GPS i jego rozmieszczenie na kominie

Pomiary wykonano za pomocą czterech odbiorników należących do systemu Leica GPS, tj. dwóch Leica GPS 500 (oznaczonych numerami 501, 502) i dwóch Leica GPS 1200 (oznaczonych numerami 1201, 1202), rejestrujących przemieszczenia z częstością do 10 Hz. Wykonano dwie sesje pomiarowe, tj. w dniach 1-3.12.2008r. i 20-24.05.2011r. Na Rys. 3 i 4 przedstawiono lokalizację odbiorników ruchomych na kominie i sposób ich instalacji w czasie dwóch sesji pomiarowych. Sposób instalacji anten GPS w punktach pomiarowych kominą, warunki odbioru sygnałów satelitarnych i warunki meteorologiczne w czasie dwóch sesji pomiarowych przedstawiono w pracy [4].



Rys. 3. Lokalizacja 3 anten GPS typu „rover” na kominie i sposób ich instalacji do barierki galerii zewnętrznych w dniach 1-3.12.2008r.



Rys. 4. Lokalizacja 3 anten GPS typu „rover” na kominie i sposób ich instalacji do elementów poziomych w dniach 20-24.05.2011r.

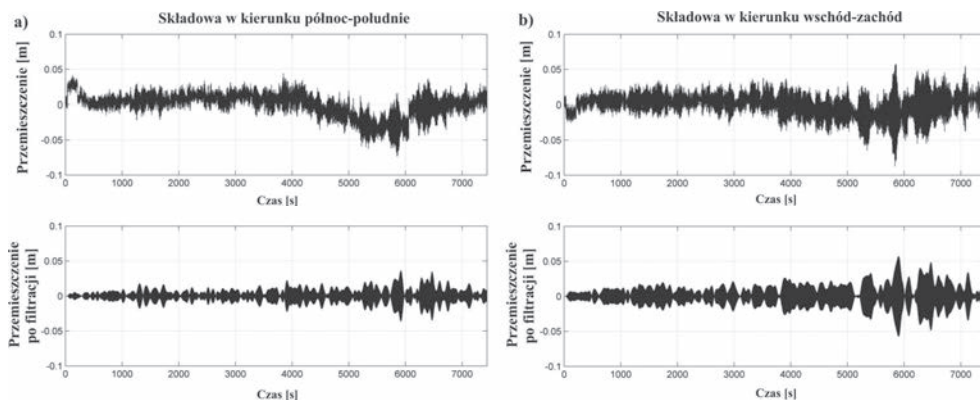
3.2. Wyniki pomiarów z dnia 1.12.2008 r.

Na Rys. 5 przedstawiono wyniki pomiarów przemieszczeń wierzchołka kominą w płaszczyźnie poziomej spowodowanych działaniem wiatru w kierunku północ-południe i wschód-zachód. Pomiary wykonano z częstotliwością próbkowania 10 Hz w dniu 1.12.2008r. w czasie od 14:31:00 do 16:35:00 (124 minuty). Prędkość wiatru mierzona na wysokości wierzchołka kominą została oszacowana w przedziale od 18 do 26 m/s, zaś średni azymut wiatru wyniósł 150^0 , co oznacza wiatr południowo-wschodni.

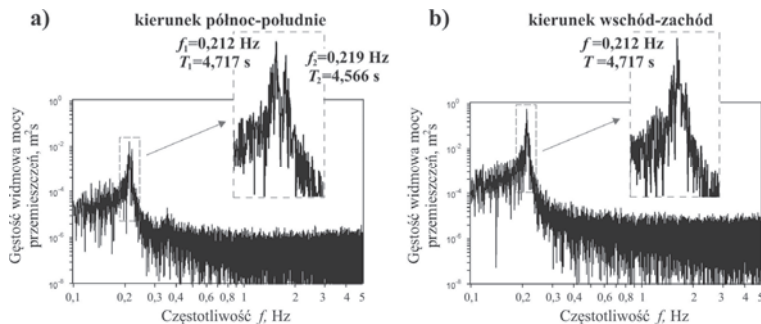
Wyniki pomiarów przemieszczeń przedstawione na Rys. 5 (pierwsze rysunki a i b) zawierają błędy pomiarowe systemu GPS (pseudo-drgania), które mogą być wywołane następującymi zjawiskami, tj.: zasłanianiem odbioru sygnałów satelitarnych przez kominą, błędem atmosferycznym (błędem jonosfery i troposfery), błędem wzajemnego ustawienia satelitów, błędem wielotorowości i błędem odbiornika. W pracy [5] wykazano, że błędy pomiarowe systemu GPS mają charakter losowych drgań o małych i większych okresach, które można opisać matematycznie jako procesy stochastyczne stacjonarne o właściwościach ergodycznych. Znając charakterystyki widmowe błędu losowego i znając

częstości drgań własnych budowli można dokonać odfiltrowania tych błędów od pomiarów przemieszczeń drgającej konstrukcji.

Ze względu na czas trwania zarejestrowane przemieszczenia umożliwiają określenie częstotliwości drgań swobodnych komina za pomocą szybkiej transformacji *Fouriera* (Rys. 6). Na wykresach widoczna jest wyraźna dominacja wartości maksymalnych, które na osi odciętych odpowiadają częstościom drgań swobodnych komina 0,212 Hz i 0,219 Hz. W celu ograniczenia wpływu błędów pomiarowych systemu GPS wykonano filtrację przemieszczeń za pomocą filtru Chebysheva typ 1, pasmowo-przepustowego dla częstości w przedziale 0,205 – 0,225 Hz. Przemieszczenia punktu wierzchołkowego komina po filtracji przedstawiono na Rys. 5 (drugie rysunki a i b).

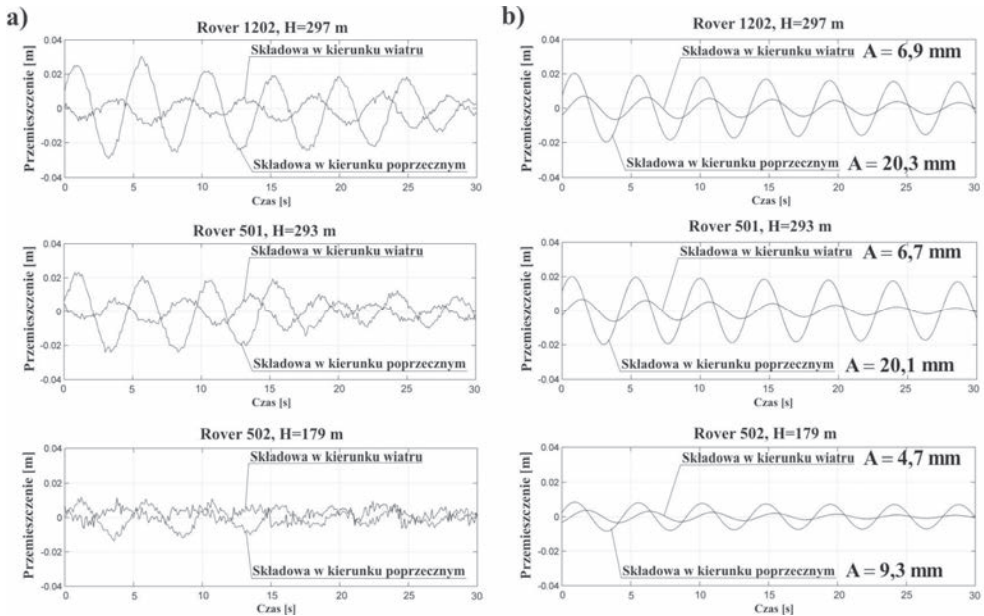


Rys. 5. Przemieszczenia punktu wierzchołkowego komina Elektrowni Bełchatów zarejestrowane z częstością próbkowania 10 Hz w czasie od 14:31:00 do 16:35:00 w dniu 1.12.2008r. przed i po filtracji w kierunkach: a) północ-południe i b) wschód-zachód



Rys. 6. Wykresy funkcji gęstości widmowej odpowiedzi wierzchołka komina Elektrowni Bełchatów w dniu 1.12.2008r. przed i po filtracji w kierunkach: a) północ-południe i b) wschód-zachód

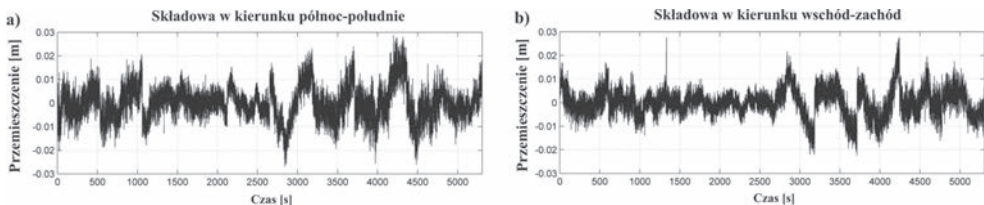
W czasie badań wykonano krótkotrwałe cykle pomiarowe, trwające 3 minuty i 50 sekund każdy, za pomocą trzech odbiorników GPS zainstalowanych na różnych wysokościach komina, tj. 297, 293 i 179 m. Wszystkie odbiorniki rejestrowały dane jednocześnie w tych samych odstępach czasu z częstością próbkowania 10 Hz. Wyniki pomiarów dynamicznych przemieszczeń komina w płaszczyźnie poziomej spowodowanych działaniem wiatru w kierunku jego działania i w kierunku poprzecznym z dnia 1.12.2008r. w czasie od 21:03:00 do 21:03:30 przed i po filtracji przedstawiono na Rys. 7. Na rysunku podano także wartości maksymalnych przemieszczeń dynamicznych zarejestrowanych jednocześnie w tym samym czasie za pomocą odbiorników GPS na trzech różnych wysokościach.



Rys. 7. Przemieszczenia dynamiczne z dnia 1.12.2008r. w czasie od 21:03:00 do 21:03:30 w kierunku wiatru i w kierunku poprzecznym na trzech różnych wysokościach komina: a) przed filtracją, b) po filtracji i maksymalne przemieszczenia dynamiczne w obu kierunkach

3.3. Wyniki pomiarów z dnia 23.05.2011r.

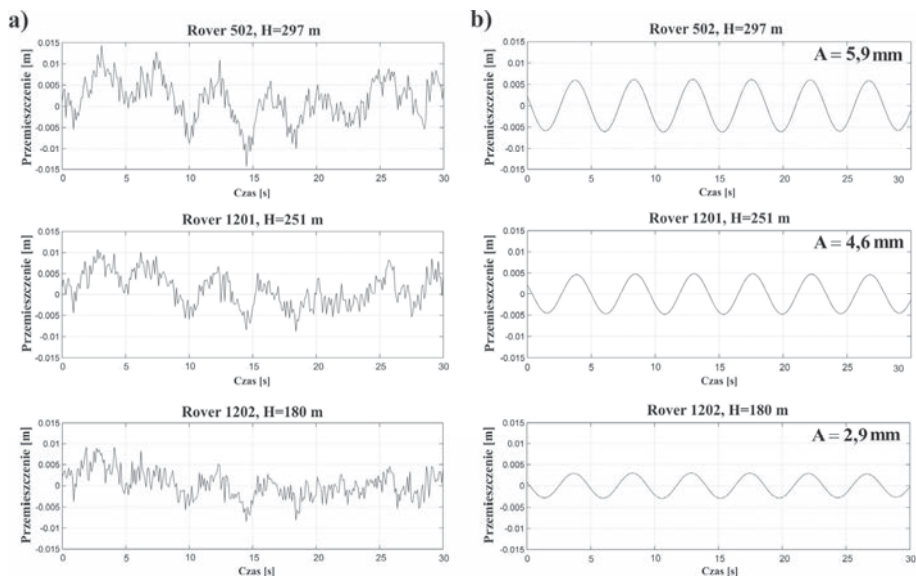
W czasie drugiej sesji wykonano szereg cykli pomiarowych, trwających 8 minut i 50 sekund każdy, za pomocą trzech odbiorników GPS jednocześnie zainstalowanych na różnych wysokościach komina, tj. 297, 251 i 180 m. Na Rys. 8 przedstawiono wyniki pomiarów przemieszczeń wierzchołka komina w płaszczyźnie poziomej spowodowanych działaniem wiatru w kierunku północ-południe i wschód-zachód, które otrzymano przez połączenie 10 cykli pomiarowych, trwających łącznie ponad 88 minut, wykonanych w dniu 23.05.2011r. w czasie od 2:30:00 do 7:10:00. Pomiarzy wykonano z częstotliwością próbkowania 10 Hz. Pomierzone częstotliwości drgań swobodnych komina wyniosły 0,213 Hz i 0,219 Hz. Prędkość wiatru mierzona na wysokości wierzchołka komina została oszacowana w przedziale od 12 do 19 m/s, zaś średni azymut wiatru wyniósł 292° (wiatr północno-zachodni).



Rys. 8. Przemieszczenia punktu wierzchołkowego komina Elektrowni Bełchatów zarejestrowane z częstotliwością próbkowania 10 Hz w czasie 10 cykli pomiarowych trwających 8 minut i 50 sekund od 2:30:00 do 7:10:00 w dniu 23.05.2011r. w kierunkach: a) północ-południe i b) wschód-zachód

Na Rys. 9 przedstawiono wyniki pomiarów dynamicznych przemieszczeń komina na trzech różnych wysokościach w płaszczyźnie poziomej spowodowanych działaniem wiatru

w kierunku północ-południe z dnia 23.05.2011r. w czasie od 6:05:15 do 6:05:45 przed i po filtracji. Podano także wartości maksymalnych przemieszczeń dynamicznych zarejestrowanych jednocześnie za pomocą odbiorników GPS na trzech różnych wysokościach.



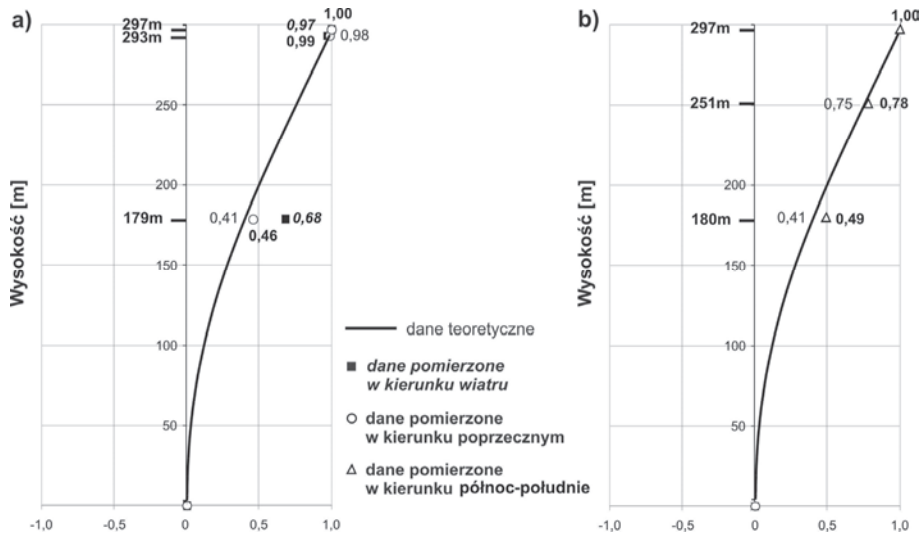
Rys. 9. Przemieszczenia dynamiczne z dnia 23.05.2011r. w czasie od 6:05:15 do 6:05:45 w kierunku północ-południe na trzech różnych wysokościach komina: a) przed filtracją, b) po filtracji i maksymalne przemieszczenia dynamiczne

4. Porównanie wartości obliczonych i pomierzonych

W Tabeli 1 przedstawiono porównanie obliczonych i pomierzonych częstości drgań własnych (swobodnych) i liczb tłumienia komina. Na Rys. 10 przedstawiono porównanie pierwszej postaci drgań własnych komina otrzymanej na podstawie analizy numerycznej z uwzględnieniem podatności podłoża gruntowego i pomierzonych maksymalnych przemieszczeń dynamicznych komina w płaszczyźnie poziomej jednocześnie na trzech różnych wysokościach.

Tabela 1. Porównanie obliczonych częstości drgań własnych i pomierzonych częstości drgań swobodnych i liczb tłumienia komina

Częstość drgań	Obliczone wartości częstości drgań własnych [Hz]		Pomierzone wartości częstości drgań swobodnych [Hz]				
			kol.2 – kol.3	i liczby tłumienia [%]		kol.2 – kol.3	kol.2 – kol.3
	z założeniem pełnego utwierdzenia	z założeniem podatności podłoża gruntowego	kol.3	z dnia 1.12.2008r.	z dnia 23.05.2011 r.	kol.3 – kol.5	kol.3 – kol.6
			[%]			[%]	[%]
1	2	3	4	5	6	7	8
f_1	0,243	0,236	3,0	0,212 (0,47) 0,219 (0,52)	0,213 (0,64) 0,219 (0,53)	11,3 7,8	10,8 7,8
f_2	1,229	1,146	7,2	-	-	-	-
f_3	3,086	2,192	40,8	-	-	-	-



Rys. 10. Porównanie rzędnych pierwszej postaci drgań własnych z uwzględnieniem podatności podłoża gruntowego i maksymalnych przemieszczeń dynamicznych na trzech różnych wysokościach komina na podstawie pomiarów w dniu: a) 1.12.2008r. i b) 23.05.2011r.

5. Wnioski

Uwzględnienie podatności podłoża gruntowego pod fundamentem komina ma najbardziej znaczący wpływ na trzecią częstotliwość drgań własnych (wpływ ten wynosi około 40 %) i trzecią postać drgań własnych. Na częstotliwość drgań podstawowych wpływ ten wynosi około 3 %.

Na podstawie pomiarów wykonanych w czasie dwóch sesji określono dwie zbliżone do siebie częstotliwości drgań swobodnych komina. Wartości doświadczalne, tj. $f_1=0,212$ Hz i $f_2=0,219$ Hz różnią się od częstotliwości drgań podstawowych otrzymanej z analizy numerycznej z uwzględnieniem podatności podłoża gruntowego o około 11 % i 8 %. Można przypuszczać, że różnice te wynikają z niepewności danych dotyczących własności mechanicznych betonu trzonu komina i własności podłoża gruntowego, które przyjęto do analizy.

Stwierdzono dobrą zbieżność rzędnych pierwszej postaci drgań własnych i pomierzonych w czasie dwóch sesji przemieszczeń dynamicznych komina w punktach pomiarowych na wysokościach od 251 m. Znacznie większą różnicę, tj. około 66% stwierdzono w punkcie pomiarowym na wysokości 179 m, prawdopodobnie spowodowaną wielotorowością odbieranych sygnałów w tym punkcie pomiarowym.

Uzyskane doświadczalnie parametry drgań, tj. pierwsze postacie i częstotliwości drgań własnych, liczby tłumienia i maksymalne przemieszczenia, potwierdzają możliwość stosowania techniki GPS w ocenie stanu technicznego wysokich i smukłych budowli.

Literatura

- 1 Solari G., Stura D. An evaluation technique for vibration modes of structures interacting with soil. Istituto di Scienza delle Costruzioni, Facolta di Ingegneria, Via Montallegro 1, 16145 Genova, Italy 1980.
- 2 Gazetas G. Analysis of machine foundation vibrations: state of the art. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* Vol. 2/1 (1983) 2-42.
- 3 Chmielewski T., Zembaty Z. *Podstawy dynamiki budowli*. Arkady, Warszawa, 1998.
- 4 Breuer P., Chmielewski T., Górski P., Konopka E., Tarczynski L. Investigations of dynamic characteristics of a tall industrial chimney due to light wind and solar radiation. *Budownictwo i Architektura* Vol. 12/2 (2013) 87-94.
- 5 Chmielewski T., Górski P., Tarczyński L. Poprawa dokładności pomiarów przemieszczeń komina przemysłowego techniką GPS. *Materiały Budowlane* 5 (2014) 11-13.

Comparison of computed and measured dynamic characteristics of industrial chimney by GPS technology

Tadeusz Chmielewski¹, Piotr Górski², Peter Breuer³, Eduard Konopka⁴

^{1,2} *Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering, Opole University of Technology, e-mail: ¹t.chmielewski@po.opole.pl, ²p.gorski@po.opole.pl*

³ *Stuttgart University of Applied Sciences, Stuttgart, Germany, e-mail: peter.breuer@hft.stuttgart.de*

⁴ *Stuttgart University of Applied Sciences, Stuttgart, Germany, e-mail: eduard.konopka@hft.stuttgart.de*

Abstract: In the paper, the theoretical natural vibration frequencies and mode shapes of the chimney with and without the flexibility of soil were compared with the experimental results of two field tests carried out in December 2008 and in May 2011 by using GPS technology. Three GPS rover receivers were installed at three various levels. The GPS was able to measure only the first natural frequencies and mode shapes of the chimney. The damping ratios and maximum displacements of the chimney using the band-pass filtering technique for both tests were also determined. The measured dynamic characteristics are important for the assessment of the technical state of the chimney. The estimated dynamic characteristics, using GPS measurements, are compatible with the computed results.

Keywords: Industrial chimney, free vibrations, displacement measurement, GPS, dynamic characteristics

Kompozyt przekładkowy GFRP z rdzeniem PET w powłokowej konstrukcji kładki dla pieszych

**Jacek Chróścielewski¹, Marian Klasztorny², Mikołaj Miśkiewicz¹,
Łukasz Pyrzowski¹, Magdalena Rucka¹, Krzysztof Wilde¹**

¹ *Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, e-mail: jchrost@pg.gda.pl,
lpyrzow@pg.gda.pl, mmisk@pg.gda.pl, mrucka@pg.gda.pl, wild@pg.gda.pl*

² *Wojskowa Akademia Techniczna, Wydział Mechaniczny, e-mail: m.klasztorny@gmail.com*

Streszczenie: W artykule przedstawiono badania doświadczalne materiału przekładkowego zastosowanego w innowacyjnym rozwiązaniu mostu dla pieszych. Kładka o konstrukcji powłokowej wykonana jest z kompozytu przekładkowego i jest wytworzona w całości bez złączy w technologii infuzji. Artykuł przedstawia wyniki badań doświadczalnych okładzin, pianki PET oraz testy 3- i 4-punktowego zginania belek wykonanych z materiału przekładkowego. Uzyskane wyniki badań eksperymentalnych stanowią dane walidacyjne do modeli numerycznych konstrukcji kładki użytych w projektowaniu.

Słowa kluczowe: kładka dla pieszych, dźwigar przekładkowy, okładki GFRP, rdzeń piankowy PET, technologia infuzji.

1. Wprowadzenie

Na świecie zbudowano około 600 mostów, w których elementy konstrukcyjne wykonane są z kompozytu wzmocnionego włóknem szklanym (GFRP) [1]. Jednakże, według aktualnej wiedzy autorów referatu, nie powstał jeszcze obiekt mostowy o konstrukcji powłokowej przekładkowej z rdzeniem piankowym, w której okładziny wykonywane są z laminatów wzmocnionych włóknem szklanym, a cała konstrukcja wytworzona jest w całości bez złączy, w technologii infuzji [2].

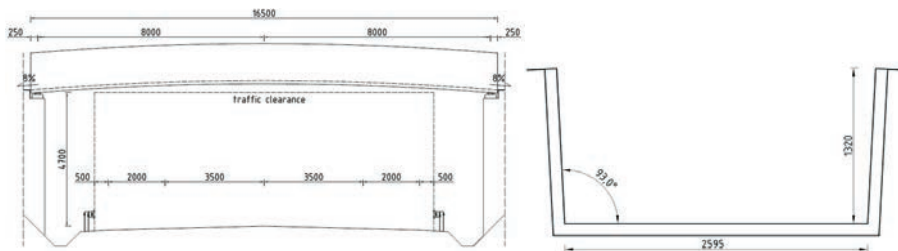
Pomysł opracowania powłokowej kompozytowej kładki dla pieszych powstał w roku 2008 i został zarejestrowany w formie wniosku badawczego w roku 2009. Projekt uzyskał finansowanie w roku 2012 i jest realizowany pod akronimem FOBRIDGE (PBS1/B2/6/2013) przez konsorcjum w składzie: Politechnika Gdańska (lider), Wojskowa Akademia Techniczna, ROMA Sp. z o.o. Celem projektu jest wykonanie prac badawczych, które pozwolą na opracowanie architektoniczno-materiałowo-konstrukcyjne kompozytowych przęseł mostów dla pieszych o schemacie statycznym swobodnie podpartego dźwigara, do zastosowania przede wszystkim nad głównymi drogami ruchu przyspieszonego.

Podstawowym założeniem koncepcji kładki jest powtarzalność jej konstrukcji nośnej, która umożliwi w przyszłości wypracowanie produktów standardowych, sprzedawanych w Internecie lub dostępnych w marketach budowlanych. Proponowana kładka pieszo-rowerowa ma szerokość użytkową 2,5 m oraz maksymalną długość 16 m. Produkcja obiektu realizowana będzie z ogólnodostępnych materiałów, a czas produkcji obiektu nie przekroczy kilku dni. Podstawowym celem realizowanych badań jest opracowanie rozwiązania kładki o rozpiętości 16 m, której cena i koszty utrzymania będą konkurencyjne, a nawet z czasem znacznie niższe w porównaniu z tradycyjnymi rozwiązaniami z zastosowaniem stali, betonu lub drewna.

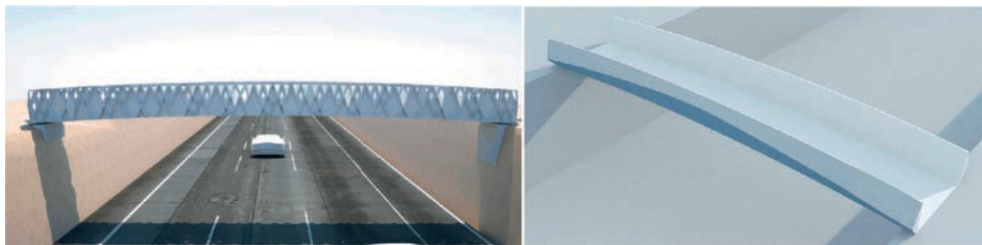
Proponowane rozwiązanie kładki dla pieszych z wykorzystaniem materiałów kompozytowych jest zgodne ze współczesnymi tendencjami w inżynierii mostowej, dotyczącymi coraz szerszego zastępowania tradycyjnych materiałów budowlanych materiałami nowymi o lepszych cechach wytrzymałościowo-eksploatacyjnych. Warstwowe konstrukcje kompozytowe charakteryzują się następującymi właściwościami: relatywnie mały ciężar objętościowy, relatywnie duże wytrzymałości właściwe, możliwość zapewnienia odpowiednio wysokich sztywności globalnych i lokalnych, możliwość zapewnienia wysokiej odporności na czynniki atmosferyczne, możliwość zapewnienia trwałości do kilkudziesięciu lat, relatywnie duże tłumienie materiałowe drgań, łatwe kształtowanie prefabrykatów o dowolnym kształcie.

2. Opis konstrukcji kładki i technologia jej produkcji

W projekcie badawczym FOBRIDGE analizowane są różne rodzaje konstrukcji o założonej rozpiętości teoretycznej pojedynczego przęsła wynoszącej 16 m. W niniejszym artykule przedstawione jest preferowane rozwiązanie kładki, w którym dźwigar zbudowany jest z kompozytu przekładkowego (rys. 1). Przyjęta rozpiętość obiektu wynika z szerokości skrajni drogowej jednojezdniowej (dwa pasy ruchu) drogi ruchu przyspieszonego, nad którą kładka ma przeprowadzić ruch pieszy i rowerowy oraz – przy odpowiednich dojazdach – pozwolić na przejazd pojazdu serwisowego lub karetki pogotowia ratunkowego. Zakłada się również wykorzystanie projektowanego przęsła nad innymi przeszkodami (drogi samochodowe, kolejowe, przeszkody wodne itp.) oraz sugeruje się zastosowanie takich obiektów jako rozwiązań przepraw tymczasowych na obszarach dotkniętych klęskami żywiołowymi.



Rys. 1. Kładka kompozytowa: widok z boku oraz przekrój poprzeczny



Rys. 2. Koncepcje architektoniczne kładki kompozytowej

Ściany boczne dźwigara typu U są jednocześnie poręczami o wysokości 1,3 m. Obiekt ma bardzo małą wysokość konstrukcyjną, która wynosi zaledwie kilkanaście centymetrów. Przyjęto, że geometria konstrukcji nośnej w widoku z boku, opisana jest na łuku kołowym, a maksymalny spadek podłużny nie przekracza 8%. Wybrane warianty form architektonicznych kładki, nadające jej lekkość poprzez grę kolorem, światłem i fakturą, przedstawione są na rys. 2 [3]. Wszystkie elementy składowe struktury typu sandwich są elementami nośnymi.

Kładka zostanie w całości wykonana w technologii infuzji. Technologia ta pozwala na wytworzenie produktu w formie, w której pod membraną foliową w worku próżniowym ułożone są tkaniny szklane i panele pianki PET. Pomiędzy formą i workiem próżniowym wytwarzane jest podciśnienie, które powoduje zasysanie żywicy, a tym samym przesycenie tkanin i pianki żywicą (rys. 3). Próby technologiczne obejmowały wykonanie testów właściwości zastosowanych żywic (czas polimeryzacji, temperatura wiązania, lepkość, przesycanie) oraz ustalenie wybranych parametrów procesu infuzji, takich jak minimalne i maksymalne parametry nadciśnienia i podciśnienia, przebieg procesu polimeryzacji z uwzględnieniem jakości i drogi zwilżania, określenie kierunków przepływu oraz zbadanie potencjalnych zakłóceń hydrotechnicznych w wytypowanych elementach. Wynikiem prób jest dobór parametrów technologicznych i urządzeń wytwórczych do produkcji kładki.



Rys. 3. Stanowiska testowe do prób technologicznych

3. Badania doświadczalne materiału przekładkowego

Celem badań doświadczalnych było uzyskanie danych walidacyjnych do modeli obliczeniowych laminatu, pianki i materiału przekładkowego. Testy trójpunktowego i czteropunktowego zginania belek wykonanych z materiału przekładkowego miały na celu także określenie mechanizmów zniszczenia.

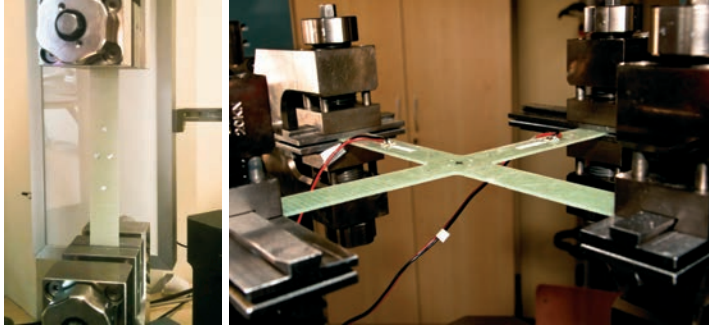
3.1. Rozciąganie jednoosiowe i dwuosiowe okładzin

Badania okładzin przeprowadzono na próbkach laminatu wykonanych z czterech warstw tkanin z włókna szklanego w orientacji $[0/90]$. Zrealizowano dwa rodzaje testów: badania jednoosiowego rozciągania na próbkach w kształcie płaskownika o wymiarach $250 \text{ mm} \times 25 \text{ mm} \times 2,7 \text{ mm}$ oraz badania dwuosiowego rozciągania na próbkach krzyżowych o wymiarach $400 \text{ mm} \times 400 \text{ mm} \times 2,4 \text{ mm}$ z wyokrągleniami naroży o promieniu 5 mm (rys. 4). Testy wykonano z użyciem jednej (testy jednoosiowe) lub czterech (testy dwuosiowe) maszyn wytrzymałościowych Zwick/Roell Z020. Do pomiaru odkształceń wykorzystano videoekstensometr videoXtens. Testy jednoosiowe zrealizowano z prędkością przemieszczenia 2 mm/min , natomiast dwuosiowe w stosunku sił 1-1 z prędkością 100 N/s .

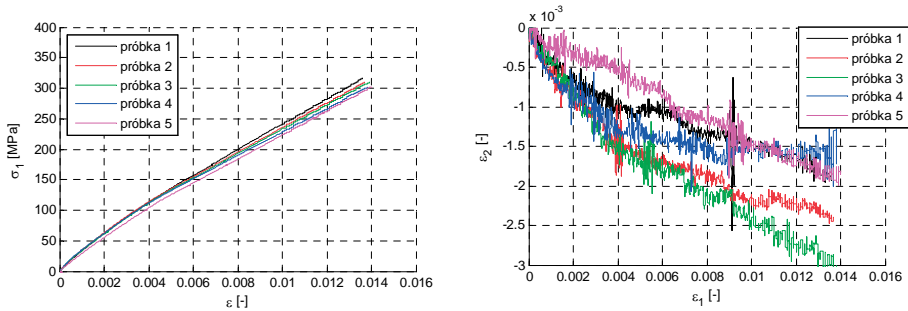
Wyniki testów rozciągania jednoosiowego dla pięciu próbek dociętych wzdłuż włókien szklanych przedstawiono na rys. 5. Wynik testu rozciągania dwuosiowego przedstawiono na rys. 6. We wszystkich zaprezentowanych testach maksymalna siła osiągalna na urządzeniu była mniejsza od siły niszczącej próbki. Testy zakończono dla końcowej wartości siły równej $19,5 \text{ kN}$.

Badania identyfikacyjne właściwości mechanicznych kompozytu wzmocnionego tkaniną szklaną E dwukierunkową, quasi-zrównoważoną, zszywaną, o gramaturze 800 g/m^2 , stanowiącego warstwę laminatu okładek dźwigara przekładkowego kładki, przeprowadzono

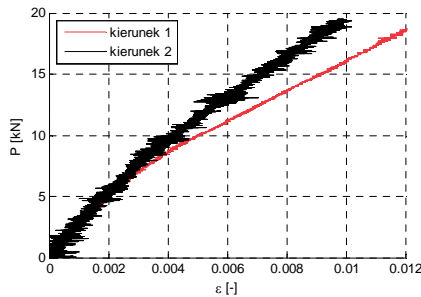
w Laboratorium Badań Materiałów i Konstrukcji Wydziału Mechanicznego Wojskowej Akademii Technicznej. Badania te obejmowały kompozyt nowy i starzony (cykl przyspieszonego starzenia odpowiadający okresowi eksploatacji 5 lat) w temperaturze -20°C , 20°C , 55°C . Opis i wyniki badań zostaną opublikowane w oddzielnej pracy.



Rys. 4. Próbki okładzin w teście jednoosiowym (po lewej) i dwuosiowym (po prawej)



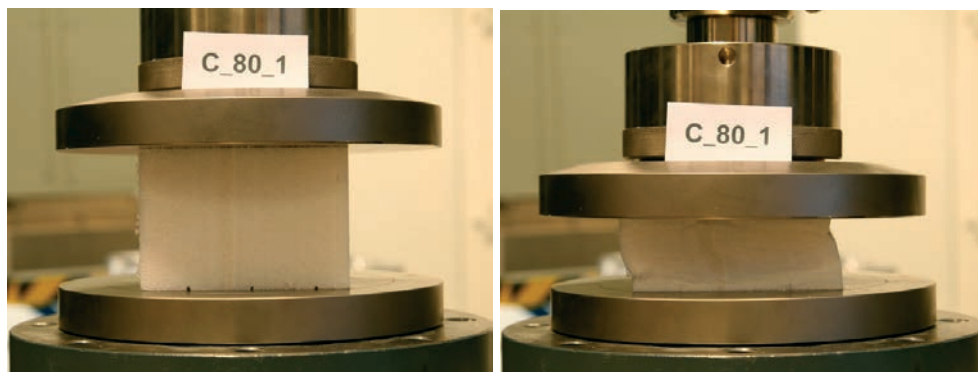
Rys. 5. Wyniki rozciągania jednoosiowego próbek z laminatu wzmocnionego tkaniną szklaną E dwukierunkową, quasi-zrównoważoną, zszywaną



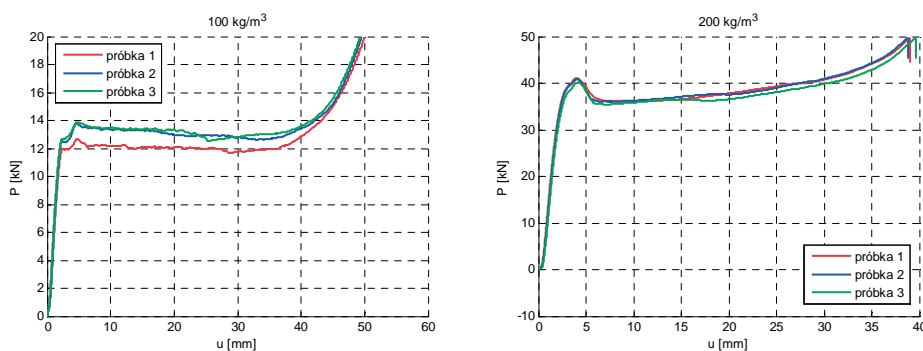
Rys. 6. Wynik rozciągania dwuosiowego próbek z laminatu wzmocnionego tkaniną szklaną E dwukierunkową, quasi-zrównoważoną, zszywaną

3.2. Badania pianki PET

Badania ściskania jednoosiowego wykonano na próbkach prostokątnych o wymiarach $100\text{ mm} \times 100\text{ mm} \times 70\text{ mm}$ wykonanych z pianki PET o gęstości 80 kg/m^3 , 100 kg/m^3 oraz 200 kg/m^3 . Ściskanie przeprowadzono w maszynie wytrzymałościowej Zwick/Roell Z400 z prędkością 5 mm/min (rys. 7). Wyniki próby ściskania dla próbek o gęstości 100 kg/m^3 oraz 200 kg/m^3 pokazane są na rys. 8. Każde z badań powtórzono na trzech próbkach. Widoczna jest zgodność wyników ściskania dla poszczególnych próbek.



Rys. 7. Próbkę z pianki PET poddanej ścisaniu jednoosiowemu

Rys. 8. Wyniki ścisania jednoosiowego próbek o gęstości 100 kg/m³ oraz 200 kg/m³

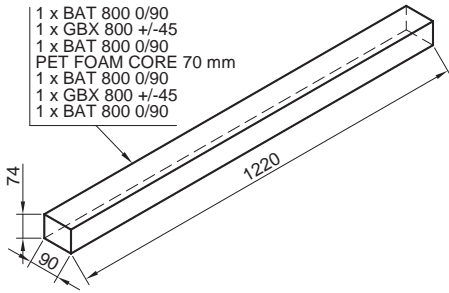
3.3. Zginanie belek z kompozytu przekładkowego

Próby zginania wykonano na belkach o długości 1220 mm i przekroju 90 mm×74 mm (rys. 9) [4]. Badaniu poddano 6 belek (B1 do B6), do wykonania których użyto trzech gęstości pianek PET tworzących rdzeń: 80 kg/m³ (belki B1 oraz B4), 100 kg/m³ (belki B2 oraz B5) i 200 kg/m³ (belki B3 oraz B6). Belki poddano zginaniu 3-punktowemu (belki B1, B2, B3) oraz 4-punktowemu (belki B4, B5, B6). Zginanie przeprowadzono w maszynie wytrzymałościowej Zwick/Roell Z400 z prędkością przemieszczenia 2 mm/min. Przemieszczenie pionowe belki mierzono za pomocą czujnika indukcyjnego, zaś odkształcenia przy użyciu tensometrów elektrooporowych, rozmieszczonych jak na rys. 10.

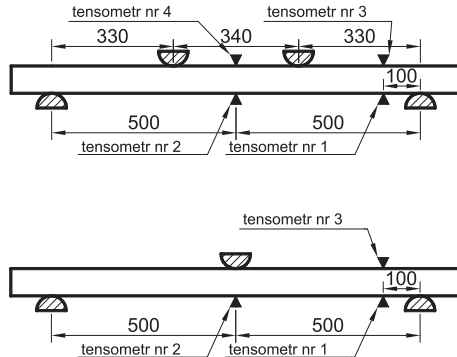
Rysunek 11 pokazuje zależność siły od przemieszczenia dla wszystkich testowanych belek. Maksymalna siła przy zginaniu 3-punktowym wyniosła 9,98 kN, zaś przy zginaniu 4-punktowym 17,1 kN. Wszystkie próbki zostały zniszczone w trakcie testów. Na rys. 12, 13 widoczne są odkształcenia pomierzone przy zginaniu 3- i 4-punktowym. Można zauważyć, że przy zginaniu 4-punktowym odkształcenia w strefie przypodporowej zmieniały się w zależności od gęstości rdzenia, natomiast wpływ gęstości pianki na krzywe siła-odkształcenie pomierzone w środku belki był mniejszy. Odwrotną tendencję zaobserwowano przy zginaniu 3-punktowym (rys. 13).

Rysunek 14 przedstawia postacie zniszczenia belek o różnej gęstości rdzenia, w zginaniu 3-punktowym. Przy najniższej gęstości pianki (80 kg/m³) zniszczenie nastąpiło na skutek ścięcia pianki, co spowodowało odspojenie okładziny od rdzenia. W przypadku pianki o największej gęstości (200 kg/m³) zniszczenie nastąpiło na skutek wybożenia

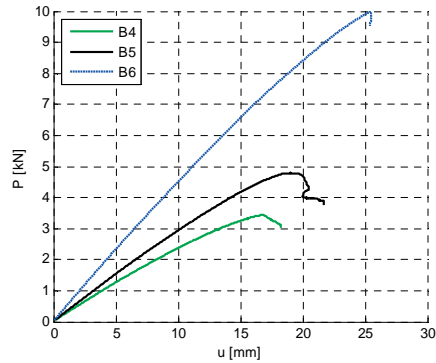
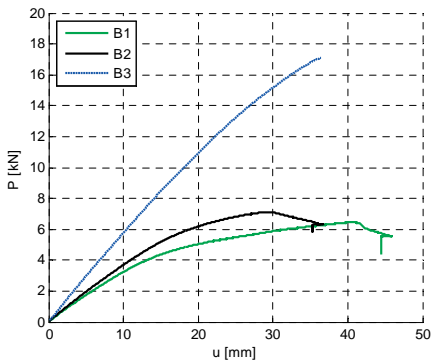
okładziny w pobliżu miejsca przyłożenia obciążenia. W przypadku pianki o gęstości 100 kg/m^3 mechanizm niszczenia jest podobny jak w przypadku gęstości 80 kg/m^3 , jednak odspojenie okładziny jest znacznie mniejsze.



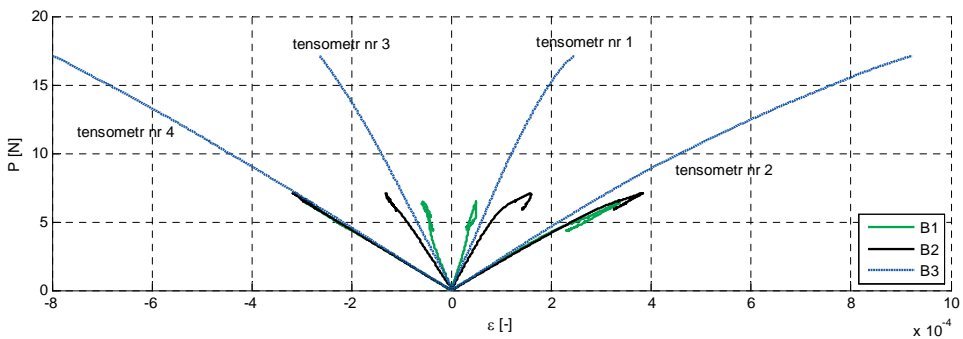
Rys. 9. Geometria belek



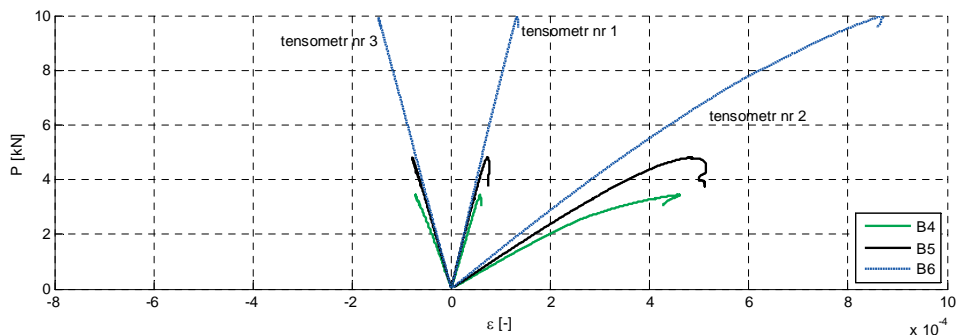
Rys. 10. Stanowiska dla zginania 4- oraz 3-punktowego



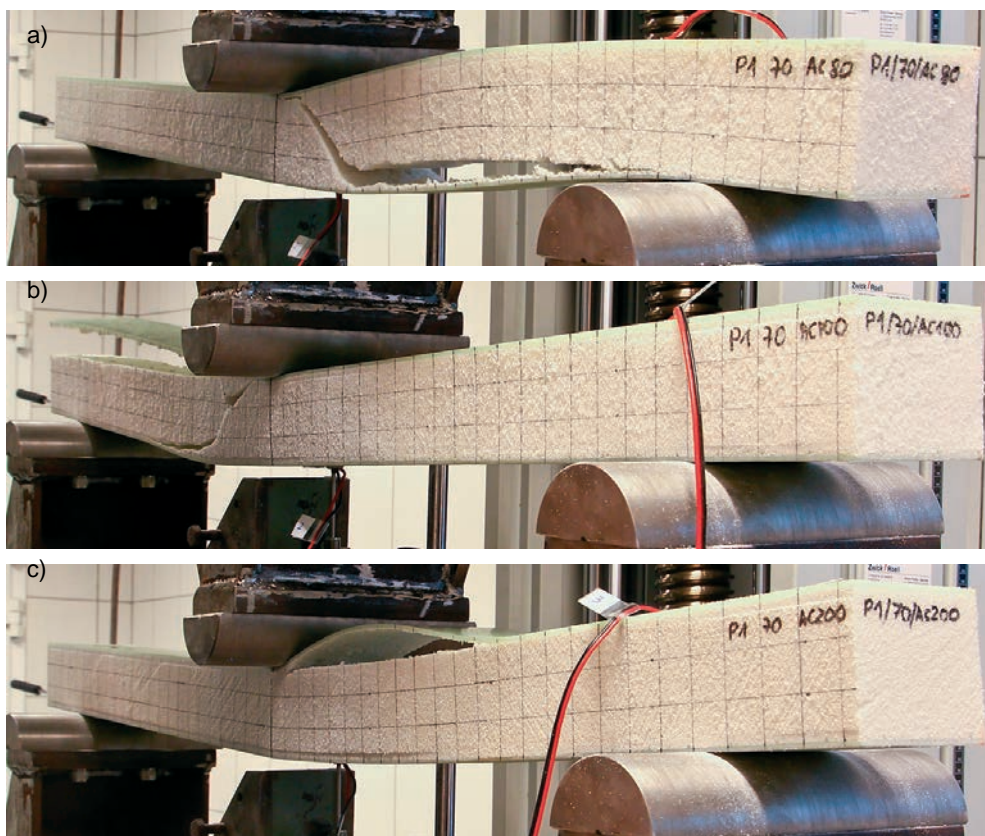
Rys. 11. Zależność siła-przemieszczenie przy zginaniu 4-punktowym (po lewej) oraz 3-punktowym (po prawej)



Rys. 12. Zależność siła-odkształcenie przy zginaniu 4-punktowym



Rys. 13. Zależność siła-odkształcenie przy zginaniu 3-punktowym



Rys. 14. Postacie zniszczenia belek przy zginaniu 3-punktowym: a) belka B4; b) belka B5; c) belka B6

4. Uwagi końcowe

Materiał przekładkowy wykonany z okładzin kompozytowych wzmocnionych tkaniną szklaną i rdzenia z pianki PET ma wiele zalet, z których najważniejszą jest relatywnie mały ciężar i duża sztywność. Most sandwiczowy może być wyprodukowany w technologii infuzji zaledwie w kilka dni, a jego ważną cechą ma być konkurencyjna cena.

W artykule przedstawiono wybrane wyniki badań doświadczalnych okładzin, pianki PET i belek wykonanych z materiału przekładkowego. Uzyskane wyniki stanowią dane

walidacyjne do modeli numerycznych kładki, na potrzeby jej projektowania. W przeprowadzonych badaniach 3- i 4-punktowego zginania kompozyt przekładkowy uległ zniszczeniu w wyniku delaminacji okładzin lub zniszczenia pianki rdzenia.

Podziękowania

Praca została wykonana w ramach konkursu PBS1 NCBiR pt. „Opracowanie kompozytowych przęseł mostów dla pieszych do zastosowania nad drogami GP” (Umowa PBS1/B2/6/2013, realizacja w latach 2013-2015). Autorzy wyrażają podziękowanie dr. hab. inż. Tomaszowi Mikulskiemu, dr. hab. inż. Wojciechowi Witkowskiemu, mgr. inż. Karolowi Daszkiewiczowi, mgr. inż. Tomaszowi Ferencowi i mgr. inż. Bartoszowi Sobczykowi za ich znaczący wkład w wykonanie badań doświadczalnych.

Literatura

- 1 Potyrała P.B., Rius J.R.C. Use of Fibre Reinforced Polymer Composites in Bridge Construction. State of the Art in Hybrid and All-Composite Structures. Escola Tecnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona. Universitat Politècnica de Catalunya. Departament Enginyeria de la Construcció, 2011.
- 2 Chrościelewski J., Klasztorny M., Miśkiewicz M., Romanowski R., Wilde K. Innovative design of GFRP sandwich footbridge, Proceedings of Int. Conf. Footbridges: Past, Present & Future FOOTBRIDGE-2014, 16-18 July 2014, London, England.
- 3 Rochman-Drochomirecka K., Białkowski M., Drohomirecki J. Koncepcje architektoniczne mostu dla pieszych w ramach projektu FOBRIDGE. Raport okresowy, Gdańsk, 2013.
- 4 Chróścielewski J., Pyrzowski Ł., Romanowski R. and Rucka M. Experimental tests of sandwich beam in the design process of GFRP shell footbridge structure, Proceedings of Int. Conf. Footbridges: Past, Present & Future FOOTBRIDGE-2014, 16-18 July 2014, London, England.

GFRP sandwich composite with PET core in shell structure of footbridge

Jacek Chróścielewski¹, Marian Klasztorny², Mikołaj Miśkiewicz¹,
Łukasz Pyrzowski¹, Magdalena Rucka¹, Krzysztof Wilde¹

¹ *Gdansk University of Technology, Faculty of Civil and Environmental Engineering,
e-mail: jchrost@pg.gda.pl, lpyrzow@pg.gda.pl, mmisk@pg.gda.pl, mrucka@pg.gda.pl,
wild@pg.gda.pl*

² *Military University of Technology, Faculty of Mechanical Engineering,
e-mail: mklasztorny@wat.edu.pl*

Abstract: The paper presents experimental study of sandwich composite used for an innovative foot-and-cycle bridge. The footbridge has a U-shaped shell structure made of sandwich consisting GFRP laminate covers and foam PET core. The bridge is manufactured using the infusion technology. Results of one and two directional tension tests of the laminates, compression tests of PET foam samples and 3-point as well as 4-point bending tests of sandwich beams are presented.

Keywords: footbridge, sandwich, GFRP covers, PET foam core, infusion technology.

Wyznaczanie wytrzymałości na rozciąganie betonu i skał metodą "brazylijską" w konfrontacji z zastosowanym kryterium zniszczenia materiału

Jakub Gontarz¹, Jerzy Podgórski²

^{1,2} Katedra Mechaniki Budowli, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e-mail: ¹j.gontarz@pollub.pl, ²j.podgorski@pollub.pl

Streszczenie: W pracy przedstawiono analizy tzw. brazylijskiej próby ściskania walca dwoma liniowymi, równoważącymi się obciążeniami, przyłożonymi wzdłuż tworzących, pod kątem możliwości prawidłowego wyznaczenia wytrzymałości na rozciąganie. Analizy te zawierają precyzyjnie wyznaczone pola naprężeń, bez osobliwości w miejscu przyłożenia siły, wyznaczenie naprężenia krytycznego w świetle klasycznych oraz współczesnych kryteriów zniszczenia materiału kruchego oraz wyznaczenie położenia punktu, w którym prawdopodobnie zostanie zainicjowana szczelina niszcząca próbkę.

Słowa kluczowe: test „brazylijski”, mechanika betonu, mechanika skał, kryteria zniszczenia, wyteżenie materiału

1. Wstęp

W pracy przedstawiono studia nad metodą pośredniego wyznaczenia wytrzymałości na rozciąganie materiałów kruchych takich jak beton i skały. Najczęściej tego typu badanie wykonuje się tzw. metodą „brazylijską”, przez ściśnięcie walca na pobocznicę dwoma liniowymi równoważącymi się obciążeniami. Prostota tego testu i wygoda użycia rdzeni odwiertów jako próbek laboratoryjnych, uczyniły „metodę brazylijską” dominującą próbą wyznaczenia wytrzymałości na rozciąganie skał naturalnych i betonu. Wytrzymałość materiału w tej próbie wyznacza się zwykle biorąc maksymalne naprężenie rozciągające, osiągnięte w momencie zniszczenia, jako miarę tej cechy materiału. Naprężenie to najczęściej wyznacza się na podstawie rozważania płaskiego zadania teorii sprężystości dla tarczy kołowej w płaskim stanie naprężenia, ściskanej dwoma równoważącymi się siłami działającymi wzdłuż średnicy, co daje: $f_t = \frac{2P_{\max}}{\pi dh}$, gdzie P_{\max} jest siłą niszczącą próbkę,

d – średnicą a h – wysokością badanego walca.

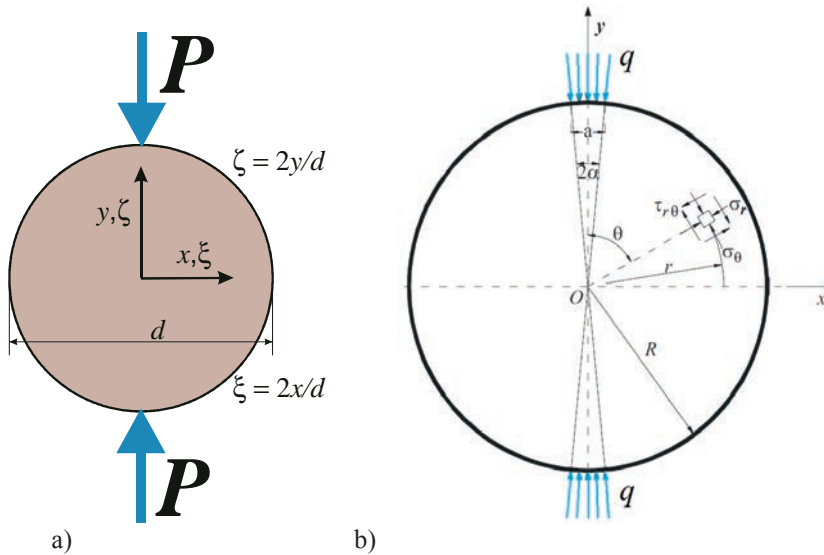
Wyznaczona w ten sposób wytrzymałość na rozciąganie wykazuje wartości niższe niż wyznaczana w bezpośredniej próbie rozciągania. Powodem tego są nadmierne uproszczenia w wyznaczeniu pola naprężeń oraz zaniedbanie wpływu naprężeń ściskających, które mają znaczący wpływ na wyteżenie materiału.

Problem określenia wytrzymałości materiału i modułów sprężystości na podstawie wyników pomiarów wykonywanych w czasie próby brazylijskiej jest w dalszym ciągu interesującym tematem badań, co można zaobserwować w wielu pracach ukazujących się w czasopiśmie naukowych poświęconym zagadnieniom mechaniki skał oraz betonu [1, 2, 3].

Autorzy prezentowanej pracy podjęli próbę dokładniejszego wyznaczenia wytrzymałości na rozciąganie przy wykorzystaniu testu brazylijskiego analizując wyężenie materiału na podstawie współczesnych oraz klasycznych warunków zniszczenia stosowanych w przypadku betonu jak i skał naturalnych. Przeanalizowano warunki Lamé-Rankine'a, Coulomba-Mohra, Druckera-Pragera, Ottosena-Podgórskiego.

2. Pole naprężeń

Wyznaczenie wartości naprężeń w tarczy kołowej ściskanej wzdłuż średnicy (Rys.1a) jest zagadnieniem klasycznym, rozwiązaniem w końcu XIX wieku przez Flamanda i Hertza [4].



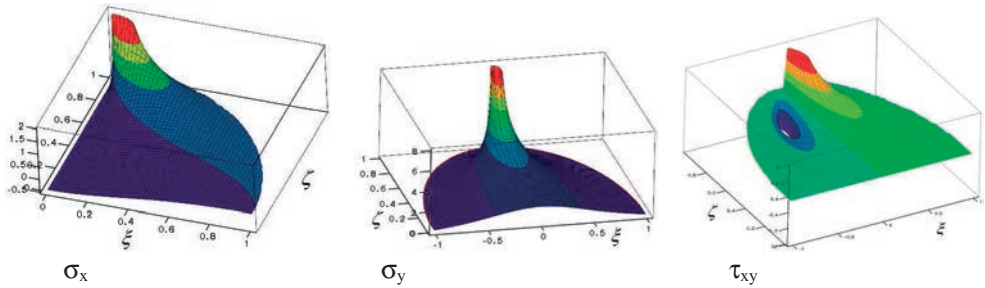
Rys. 1. Zagadnienie ściskania tarczy kołowej – „próba brazylijska”, a) obciążenie siłą skupioną, b) obciążenie rozłożone wg Hondrosa

Równania składowych tensora naprężenia w kartezjańskim układzie współrzędnych wyrazić można następująco [4, 5]:

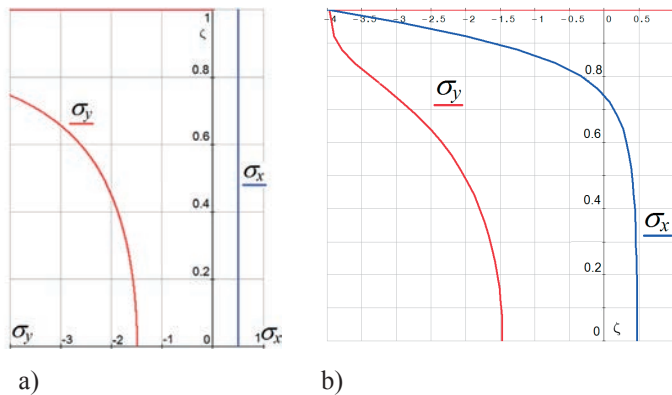
$$\begin{aligned}
 \sigma_x &= \frac{-2P}{\pi d h} \left[\frac{(1-\zeta)\zeta^2}{\left((1-\zeta)^2 + \xi^2\right)^2} + \frac{(1+\zeta)\zeta^2}{\left((1+\zeta)^2 + \xi^2\right)^2} - \frac{1}{2} \right] \\
 \sigma_y &= \frac{-2P}{\pi d h} \left[\frac{(1-\zeta)^3}{\left((1-\zeta)^2 + \xi^2\right)^2} + \frac{(1+\zeta)^3}{\left((1+\zeta)^2 + \xi^2\right)^2} - \frac{1}{2} \right] \\
 \tau_{xy} &= \frac{-2P}{\pi d h} \left[\frac{(1-\zeta)^2 \xi}{\left((1-\zeta)^2 + \xi^2\right)^2} + \frac{(1+\zeta)^2 \xi}{\left((1+\zeta)^2 + \xi^2\right)^2} \right]
 \end{aligned} \tag{1}$$

Na Rys. 2 przedstawiono mapy pól naprężeń w obszarach odpowiadających $\frac{1}{4}$ ściskanego walca - w przypadku wykresu σ_x , połowie walca w przypadku naprężeń ściskających σ_y i stycznych τ_{xy} .

Jak widać, w środku przekroju ($\xi=0, \zeta=0$) naprężenia ściskające σ_y są co do wartości bezwzględnej 3 razy większe od naprężeń rozciągających σ_x , ($\sigma_y/\sigma_x = -3$). W punkcie przyłożenia siły skupionej występują osobliwości obu pól naprężeń gdyż $\sigma_y \rightarrow -\infty, \sigma_x \rightarrow \infty$. Wykresy tych naprężeń w przekroju $x = 0$ przedstawione zostały na Rys. 3a.



Rys. 2. Rozkład naprężeń w tarczy kołowej ściskanej siłami skupionymi

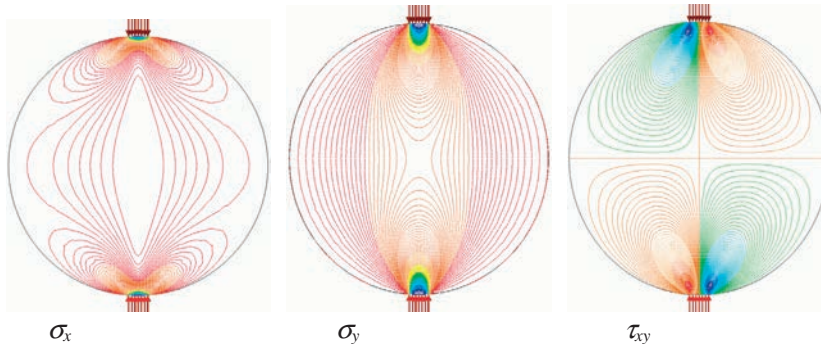


Rys. 3. Wykresy naprężeń σ_x i σ_y w przekroju $x = 0$, a) dla obciążenia skupionego, b) obciążenia rozłożonego

W rzeczywistym zadaniu obciążenia walca, osobliwości pól naprężeń nie występują, gdyż zawsze mamy do czynienia z przyłożeniem ciśnienia na małym obszarze poboczniczy (Rys. 3b). Pole naprężeń w tym przypadku wyznaczone zostało przez Hondrosa [1, 6] w postaci szeregu:

$$\begin{aligned} \sigma_r &= -\frac{2q}{\pi} \left\{ \alpha + \sum_{n=1}^{\infty} \left[1 - \left(1 - \frac{1}{n} \right) \left(\frac{r}{R} \right)^2 \right] \left(\frac{r}{R} \right)^{2n-2} \sin 2n\alpha \cos 2n\theta \right\} \\ \sigma_\theta &= -\frac{2q}{\pi} \left\{ \alpha - \sum_{n=1}^{\infty} \left[1 - \left(1 + \frac{1}{n} \right) \left(\frac{r}{R} \right)^2 \right] \left(\frac{r}{R} \right)^{2n-2} \sin 2n\alpha \cos 2n\theta \right\} \\ \tau_{r\theta} &= -\frac{2q}{\pi} \left\{ \sum_{n=1}^{\infty} \left[1 - \left(\frac{r}{R} \right)^2 \right] \left(\frac{r}{R} \right)^{2n-2} \sin 2n\alpha \sin 2n\theta \right\} \end{aligned} \quad (2)$$

Rysunek 4 przedstawia izolinie pola naprężeń a Rys. 3b wykres naprężeń σ_x i σ_y w przekroju $x=0$ tarczy kołowej obciążonej ciśnieniem p , analogiczny do przedstawionego na Rys. 3a wykresu naprężeń wywołanych działaniem siły skupionej. Widoczny jest tu brak osobliwości w punkcie przyłożenia obciążenia. W przypadku małej szerokości „ a ” pasma obciążonego ciśnieniem, rozkład naprężeń w okolicach środka tarczy nie odbiega znacznie od pokazanego na rys. 3a rozkładu σ_x i σ_y .



Rys. 4. Izolinie składowych tensora naprężenia w przypadku obciążenia ciągłego

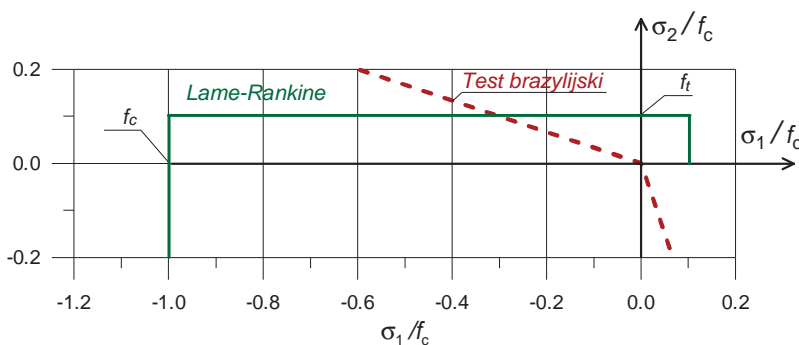
3. Kryteria zniszczenia materiału

3.1. Kryterium Lamé-Rankina

Lamé i Rankine przyjęli założenie, że o zniszczeniu materiału decyduje przekroczenie wytrzymałości przez największe naprężenie główne:

$$f_c \leq \sigma_1 \leq f_t, \quad f_c \leq \sigma_2 \leq f_t \quad (3)$$

Obwiednię graniczną tego warunku w obszarze „ściskanie-rozciąganie” przedstawiono na rys.5



Rys. 5. Obwiednia warunku Lamé-Rankina

3.2. Kryterium Coulomba-Mohra

Zgodnie z tą hipotezą o zniszczeniu decyduje maksymalne naprężenie styczne, które przekracza wartość kohezji powiększoną o siły tarcia:

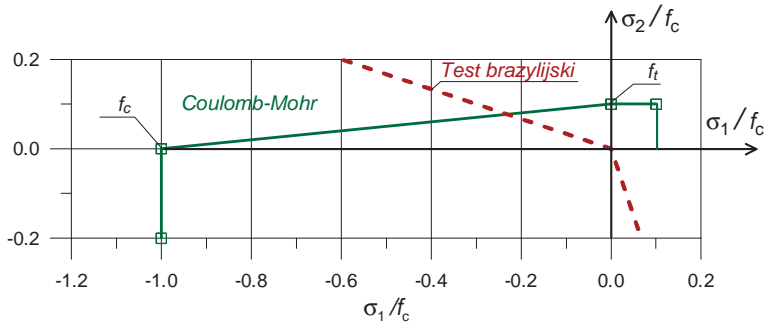
$$\tau_{\max} \leq c - \sigma_n \operatorname{tg} \varphi, \quad (4)$$

gdzie σ_n jest naprężeniem normalnym do płaszczyzny τ_{\max} , c oznacza kohezję a φ jest

kątem tarcia wewnętrznego. Wartości parametrów c i $\operatorname{tg}\phi$ wyznaczyć można na podstawie znanych wartości wytrzymałości na ściskanie $-f_c$ i rozciąganie $-f_t$.

$$c = \frac{f_c}{2(\eta+1)}, \operatorname{tg}\phi = \frac{\eta-1}{2(\eta+1)}, \eta = f_c/f_t.$$

Obwiednię graniczną warunku Coulomba-Mohra w obszarze $\sigma_1 \leq 0, \sigma_2 \geq 0$ przedstawiono na rys. 6.



Rys. 6. Obwiednia warunku Coulomba-Mohra

3.3. Kryterium Druckera-Pragera

Warunek Druckera-Pragera [7] opiera się na analogicznej do kryterium Coulomba-Mohra zależności wyrażonej w postaci niezmienników w płaszczyźnie oktaedrycznej:

$$\tau_o \leq c - b \sigma_o, \quad (5)$$

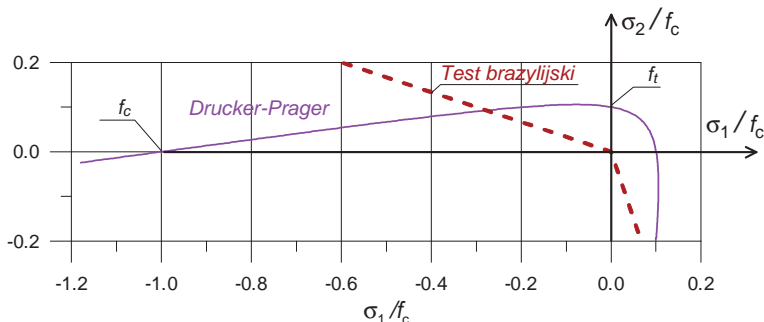
w równaniu tym $\sigma_o = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ jest średnim naprężeniem normalnym,

$\tau_o = \sqrt{\frac{2J_2}{3}}$ jest oktaedrycznym naprężeniem stycznym, J_2 oznacza 2-gi niezmiennik

dewiatora naprężenia, c i b są stałymi, które można wyznaczyć na podstawie znanych wartości wytrzymałości na ściskanie $-f_c$ i rozciąganie $-f_t$:

$$c = f_c \frac{2\sqrt{2}}{3(\eta+1)}, b = \sqrt{2} \frac{\eta-1}{\eta+1}, \eta = f_c/f_t.$$

Obwiednię graniczną warunku Druckera-Pragera w obszarze $\sigma_1 \leq 0, \sigma_2 \geq 0$ przedstawiono na rys. 7.



Rys. 7. Obwiednia warunku Druckera-Pragera

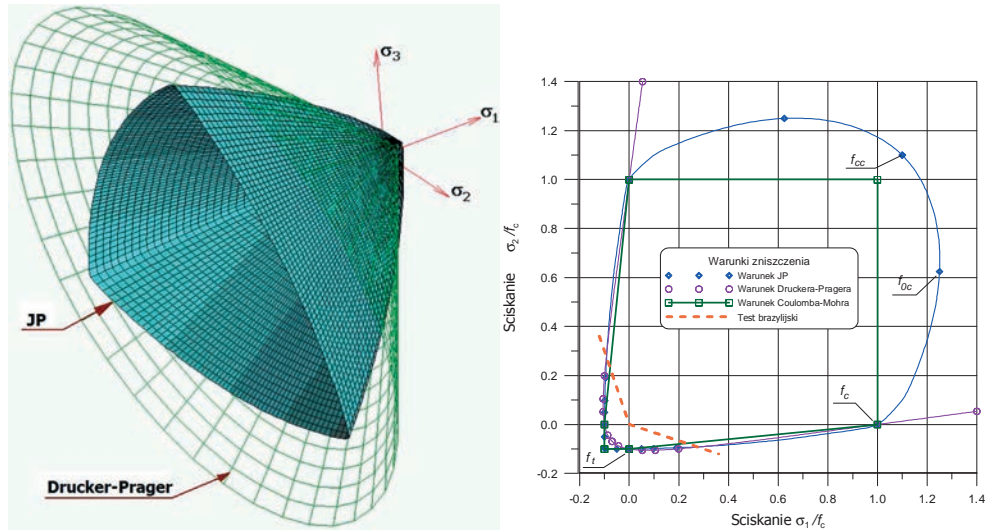
3.4. Kryterium Ottosena-Podgórskiego (JP)

Warunek Ottosena-Podgórskiego [7, 8] został zaproponowany w formie wyrażającej zależność trzech alternatywnych zmienników tensora naprężenia:

$$\sigma_0 - C_0 + C_1 P(J) \tau_0 + C_2 \tau_0^2 = 0, \quad (6)$$

gdzie $P(J)$ jest funkcją opisującą przekrój powierzchni granicznej płaszczyzną dewiatorową $\sigma_0 = \text{const}$. Ottosen [9, 10] zaproponował przyjęcie tej funkcji w postaci: $P(J) = \cos\left(\frac{1}{3} \arccos \alpha J\right)$, analogicznej do funkcji generowanych przez warunki Ladego i Matsuoki [7]. Modyfikacja tej funkcji przez Podgórskiego [7, 8] pozwoliła lepiej dopasować obwiednię powierzchni granicznej do danych doświadczalnych dla betonu i jednocześnie uogólniła warunek tak aby obejmował on klasyczne warunki Tresca'i i Coulomba-Mohra: $P(J) = \cos\left(\frac{1}{3} \arccos(\alpha J) - \beta\right)$. W równaniu (6) oznaczono:

$\sigma_0 = \frac{1}{3} I_1$, $\tau_0 = \sqrt{\frac{2}{3} J_2}$, I_1 – oznacza pierwszy niezmiennik tensora naprężenia, J_2, J_3 – niezmienniki dewiatora naprężenia, $\alpha, \beta, C_0, C_1, C_2$ – są stałymi zależnymi od materiału. Proponowaną metodę wyznaczania tych stałych opisano we wcześniejszych pracach [9, 11]. Powierzchnię graniczną warunku Podgórskiego oraz obwiednię w płaskim stanie naprężenia przedstawiono na rys. 8.



Rys. 8. Powierzchnia graniczna warunku J. Podgórskiego i jej przekrój płaszczyzną płaskiego stanu naprężenia $\sigma_3=0$

3.5. Wyznaczenie wytrzymałości na rozciąganie

Porównując rzędną punktu przecięcia ścieżki obciążenia w teście brazylijskim ($\sigma_1 = \kappa \sigma_2$) z obwiednią warunku zniszczenia materiału (Rys. 5, 6, 7, 8) widzimy, że tylko w przypadku najprostszego kryterium Lamé-Rankina możemy maksymalne naprężenie rozciągające otrzymywane w próbie brazylijskiej $\sigma_{\max} = \frac{2P_{\max}}{\pi d h}$, uznać za wytrzymałość na

rozciąganie $f_t = \sigma_{\max}$, w pozostałych przypadkach mamy zawsze $f_t > \sigma_{\max}$, czyli $\rho = \frac{\sigma_{\max}}{f_t} < 1$.

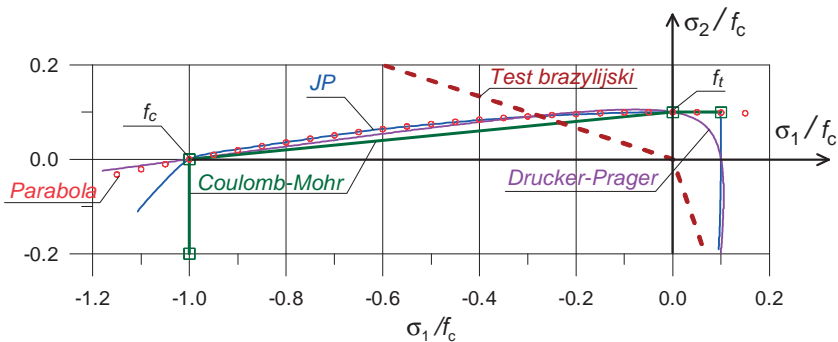
Dla obciążenia tarczy kołowej siłą skupioną na środku tarczy otrzymamy rozkład naprężeń, który daje $\sigma_1 = \sigma_y$, $\sigma_2 = \sigma_x$, $\kappa = \left| \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \right| = 3$. W przypadku obciążenia rozłożonego wartość współczynnika κ różni się niewiele od 3,0. Poszukując punktu przecięcia prostych $\sigma_2 = \frac{-\sigma_1}{\kappa}$ i $\sigma_2 = 1 + \frac{\sigma_1}{\eta}$ otrzymamy dla kryterium Coulomba-Mohra:

$$\rho = \frac{\sigma_{\max}}{f_t} = \frac{1}{1 + \gamma}, \text{ gdzie } \gamma = \frac{\kappa}{\eta}. \quad (7)$$

Zakładając $\kappa = 3,0$ i $\eta = 10$ otrzymujemy: $f_t = (1 + \gamma)\sigma_{\max} = 1,3\sigma_{\max}$, a więc wytrzymałość na rozciąganie dla materiałów podlegających kryterium zniszczenia Coulomba-Mohra powinna być o 30% wyższa od maksymalnego naprężenia rozciągającego występującego w próbie brazylijskiej.

W przypadku innych kryteriów otrzymanie tak prostego związku między σ_{\max} i f_t jak w równaniu (7) nie będzie możliwe, ale obserwując (Rys. 9) niewielkie różnice w położeniu obwiedni opisanych warunkami Druckera-Pragera i JP a parabolą o równaniu

$\frac{\sigma_2}{f_t} = 1 - \left(\frac{\sigma_1}{f_c} \right)^2$ można z dostateczną dokładnością założyć, że punkt przecięcia paraboli z ścieżką obciążenia w teście brazylijskim daje poszukiwaną wartość σ_{\max} .



Rys. 9. Obwiednia warunków JP, Druckera-Pragera i Coulomba-Mohra na płaszczyźnie $\sigma_1 - \sigma_2$

Naprężenie niszczące otrzymamy wtedy za pomocą prostego związku: $\sigma_{\max} = \rho f$, gdzie:

$$\rho = \frac{\sqrt{1 + 4\gamma^2} - 1}{2\gamma^2}, \quad \gamma = \frac{\kappa}{\eta}. \quad (8)$$

Biorąc znowu $\kappa = 3,0$ i $\eta = 10$ otrzymujemy $\rho = 0,92328$, a dokładne obliczenia dla warunku Druckera-Pragera dają wartość $\rho = 0,92332$, więc odbiegającą mniej niż $4 \cdot 10^{-5}$ od otrzymanej z równania (8). Wytrzymałość na rozciąganie obliczona przy użyciu warunków

JP i Druckera-Pragera będzie, zatem ok. 8% wyższa od wartości σ_{\max} , czyli $f_t = \frac{\sigma_{\max}}{\rho} \approx 1,083 \sigma_{\max}$.

4. Powstawanie szczeliny niszczącej

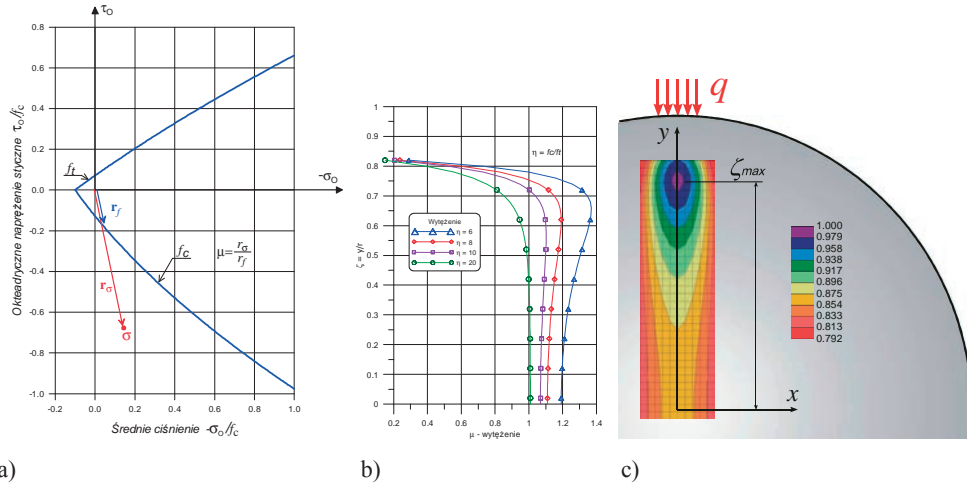
4.1. Kryterium inicjacji szczeliny

Jako kryterium inicjacji szczeliny, która rozpoczyna proces zniszczenia materiału przyjęto osiągnięcie wyężenia, które odpowiada punktowi w przestrzeni naprężeń znajdującemu się na powierzchni granicznej opisanej równaniem (4), (5) lub (6) w zależności od przyjętego warunku zniszczenia. Założono, że obciążenie próbki rośnie monotonicznie a proces zniszczenia rozpoczyna się w punkcie, w którym wyężenie osiąga wartość największą.

Wyężenie (μ) materiału definiuje się jako stosunek modułów wektorów \mathbf{r}_σ i \mathbf{r}_f :

$$\mu = \frac{|\mathbf{r}_\sigma|}{|\mathbf{r}_f|} = \frac{r_\sigma}{r_f}, \quad (9)$$

gdzie \mathbf{r}_σ jest wektorem wskazującym punkt (w przestrzeni naprężeń) odpowiadający stanowi naprężenia w analizowanym miejscu próbki, a \mathbf{r}_f jest wektorem wskazującym punkt na powierzchni granicznej, który jednocześnie należy do ścieżki obciążenia monotonicznego (rys. 10).



Rys. 10. Definicja współczynnika wyężenia μ , a) na tle przekroju powierzchni granicznej JP , b) wartości tego współczynnika na osi próbki ściskanej obciążeniem rozłożonym w zależności od stosunku wytrzymałości η , c) mapa współczynnika wyężenia μ wg. kryterium JP , wyznaczona na podstawie analizy numerycznej MES.

4.2. Lokalizacja miejsca inicjacji szczeliny

Wyężenie materiału próbki wyznaczone zgodnie z równaniem (9), po przyjęciu pola naprężeń opisanego równaniami Hondrosa (2), w punktach leżących na osi $x = 0$ przedstawione zostało na rys. 10b. Zastosowano tu paraboliczną aproksymację warunków Druckera-Pragera i Ottosena-Podgórskiego, wyznaczając krzywe wyężenia przy różnych stosunkach

$\eta = f_c/f_t$. Widoczne tu jest przesunięcie punktu maksymalnego wyężenia od środka próbki, co jest widoczne przy dużych wartościach η , do obciążonego brzegu przy niższych od 15 wartościach η . Położenie tego punktu określone bezwymiarową współrzędną ζ_{\max} , dla różnych hipotez wyężeniowych, przy ustalonym $\eta = 10$ przedstawione zostały w Tabeli 1. Dodatkowo podano także wartości współczynników $\kappa = \sigma_1/\sigma_2$ i ρ wyznaczonego zgodnie z równaniem (8).

Tabela 1. Porównanie wyężeń w zależności od kryterium zniszczenia, przy $\eta = 10$

Kryterium zniszczenia	Siła skupiona			Obciążenie rozłożone		
	ζ_{\max}	$\kappa = \sigma_1/\sigma_2$	ρ	ζ_{\max}	$\kappa = \sigma_1/\sigma_2$	ρ
Coulomb-Mohr	0	3	0,769	0,593	5,167	0,659
Drucker-Prager	0	3	0,923	0,566	4,885	0,834
Ottosen-Podgórski	0	3	0,923	0,566	4,885	0,834
Obwiednia paraboliczna	0	3	0,923	0,566	4,885	0,834
Lame-Rankine, Norma 12390-6	0	3	1,0	0	3,112	1,0

5. Podsumowanie i wnioski

W pracy przedstawiono studia nad metodą pośredniego wyznaczania wytrzymałości na rozciąganie materiałów kruchych tzw. metodą „brazylijską”, przez ścisnięcie walca na pobocznicy dwoma liniowymi równoważącymi się obciążeniami. Wytrzymałość materiału w tej próbie wyznacza się zwykle biorąc maksymalne naprężenie rozciągające, osiągnięte w momencie zniszczenia. Takie oszacowania przyjmowane są zwykle w normach i standardach badań laboratoryjnych [12, 13, 14]. Jak pokazano naprężenie to jest istotnie niższe od naprężenia niszczącego próbkę w jednokierunkowym stanie czystego rozciągania. Różnice te oszacować można na podstawie przyjętego warunku zniszczenia w złożonym stanie naprężenia. Jak można sądzić, na podstawie wyników analiz wyężenia, różnica ta wynosi ok. 8%, przy założeniu warunków Druckera-Pragera i Ottosena-Podgórskiego, a może dochodzić do 30% przy założeniu warunku Coulomba-Mohra.

Ciekawym zagadnieniem jest też lokalizacja miejsca, w który inicjuje się szczelina niszcząca próbkę. Jak pokazano na wykresach wyężenia materiału, miejsce maksymalnego wyężenia zależy od stosunku $\eta = f_c/f_t$. Przy $\eta < 17$ punkt inicjacji zniszczenia przesuwają się w kierunku obciążonego brzegu próbki, przy $\eta \geq 17$ punkt maksymalnego wyężenia znajduje się w środku próbki.

Tabela 2. Położenie punktu maksymalnego wyężenia w zależności od stosunku wytrzymałości $\eta = f_c/f_t$

η	5	7	10	13	15	16	17	20
ζ_{\max}	0,668	0,638	0,566	0,439	0,293	0,170	0,0	0,0

Literatura

- 1 Ye Jianhong, F. Q. Wu, J. Z. Sun, Estimation of the tensile elastic modulus using Brazilian disc by applying diametrically opposed concentrated loads. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 46 (2009) 568–576.
- 2 Nihal Aréoglu, Z. Canan Girgin, and Ergin Aréoglu, Evaluation of Ratio between Splitting Tensile Strength and Compressive Strength for Concretes up to 120 MPa and its Application in Strength Criterion. *ACI Materials Journal*, V. 103, No. 1, January-February 2006, 18–24.
- 3 C. S. Chen and S. C. Hsu, Measurement of Indirect Tensile Strength of Anisotropic Rocks by the Ring Test. *Rock Mech. Rock Engng.* (2001) 34 (4), 293–321.
- 4 S. Timoshenko, J. N. Goodier, *Teoria Sprężystości*. Arkady, Warszawa 1962.

- 5 N. I. Mushelishvili, *Nekotorye Osnovnye Zadachi Matematicheskoy Teorii Uprugosti*. Nauka, Moskwa 1949.
- 6 G. Hondros, The evaluation of Poisson's ratio and the modulus of materials of a low tensile resistance by the Brazilian (indirect tensile) test with particular reference to concrete. *Aust. J. Appl. Sci.* 1959, 10, 243-268.
- 7 J. Podgórski, Limit state condition and the dissipation function for isotropic materials. *Archives of Mechanics*, 36(1984)3, 323-342.
- 8 J. Podgórski, General Failure Criterion for Isotropic Media. *Journal of Engineering Mechanics ASCE*, 111(1985)2, 188-201.
- 9 J. Podgórski, Limit state condition and the dissipation function for isotropic materials. *Archives of Mechanics*, 36(1984)3, 323-342.
- 10 N. S. Ottosen, A Failure Criterion for Concrete. *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, Vol. 103, No. EM4, Aug., 1977, pp. 527-535.
- 11 J. Podgórski, Criterion for angle prediction for the crack in materials with random structure. *Mechanics and Control* vol 30, No 4 (2011), 229-233.
- 12 Norma PN-EN 12390-6:2011, *Badania betonu -- Część 6: Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek do badań*
- 13 Test method T222. Indirect tensile strength of rock drill core ('Brazil' or splitting test). OCTOBER 2012, New South Wales Roads and Maritime Services, Australia
- 14 Standard Test Method for splitting Tensile Strength of Intact Rock Core Specimens, ASTM Standards, USA

Determination of tensile strength of concrete and rocks by using the Brazilian test in the confrontation with the failure criteria

Jakub Gontarz¹, Jerzy Podgórski²

^{1,2} Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: ¹j.gontarz@pollub.pl, ²j.podgorski@pollub.pl

Abstract: The paper presents the analysis of the Brazilian compression tests considering the possibilities of determining the proper tensile strength. These analyses include the precise designation of the stress field without singularity at the point of application of force, the evaluation of critical stress in the light of classical and contemporary failure criteria for a brittle material, and determination of the position of the point where the destructive crack is expected to be initiated in the sample.

Keywords: Brazilian test, mechanics of concrete, rock mechanics, failure criteria, material effort coefficient

Badania modelowe liczby Strouhala oblodzonego cięгна mostu podwieszzonego

Piotr Górski¹, Stanislav Pospíšil², Sergej Kuznetsov³, Marcin Tataro⁴,
Ante Marušić⁵

¹ Katedra Mechaniki Budowli, Wydział Budownictwa, Politechnika Opolska,
e-mail: p.gorski@po.opole.pl

^{2,3} Institute of Theoretical and Applied Mechanics, Academy of Sciences of the Czech Republic,
e-mail: ²pospasil@itam.cas.cz, ³kuznetsov@itam.cas.cz

⁴ Katedra Dróg i Mostów, Wydział Budownictwa, Politechnika Opolska,
e-mail: m.tataro@po.opole.pl

⁵ Institute of Theoretical and Applied Mechanics, Academy of Sciences of the Czech Republic,
e-mail: marusic@itam.cas.cz

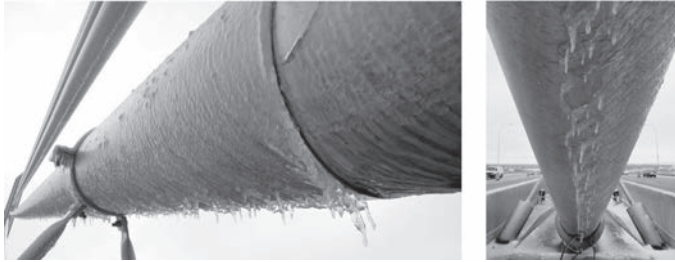
Streszczenie: W artykule przedstawiono sposób i wyniki badań liczby *Strouhala* nieruchomego modelu oblodzonego cięгна mostu podwieszzonego. Badania wykonano w tunelu aerodynamicznym z komorą klimatyczną Laboratorium Czeskiej Akademii Nauk w Telc. W komorze klimatycznej wykonano doświadczalne oblodzenie modelu cięгна o osi nachylonej pod kątem 30^0 do płaszczyzny poziomej. Kształt oblodzonej powierzchni zarejestrowano metodą fotogrametrii cyfrowej. Do badań w tunelu aerodynamicznym wykonano nowy model sekcyjny oblodzonego cięгна metodą druku 3D. Liczbę *Strouhala* wyznaczono w zakresie wartości liczby *Reynoldsa* od $28 \cdot 10^3$ do $122 \cdot 10^3$ na podstawie pomiaru częstości odrywania się wirów w śladzie aerodynamicznym za modelem.

Słowa kluczowe: aerodynamika, oblodzenie, cięгно, liczba *Strouhala*, wzbudzenie wirowe.

1. Wprowadzenie

Zagadnienia aerodynamiki cięgien mostów podwieszonych przedstawiono w pracy [1]. Analiza odpowiedzi pojedynczych cięgien o przekroju kołowym na działanie wiatru wymaga uwzględnienia trzech składników obciążenia wiatrem, tj. działania wiatru w kierunku napływającego powietrza, obciążenia wzbudzeniem wirowym i obciążenia fluktuacjami wiatru w kierunku poprzecznym. Zagadnienia te są szczególnie istotne dla cięgien o długości ponad 100 m. Podstawy teoretyczne i propozycje matematycznego opisu wymienionych zagadnień przedstawiono w pracach [2, 3].

Utrata symetrii kołowego przekroju poprzecznego cięgien w wyniku oblodzenia (np. Rys. 1) jest przyczyną niesymetrycznego opływu powietrza wokół cięгна i niesymetrycznego rozkładu ciśnienia wiatru na jego powierzchni. Wówczas należy rozpatrywać trzy składowe współczynniki aerodynamiczne, tj. współczynnik oporu aerodynamicznego, aerodynamicznej siły bocznej i momentu aerodynamicznego, które zależą od kierunku wiatru. W tej sytuacji powstaje także możliwość wystąpienia niestabilności aerodynamicznej oblodzonego cięгна w postaci drgań samowzbudnych typu galopowania jeżeli spełniony będzie warunek *den Hartoga* [1].



Rys. 1. Przykład oblodzenia cięgna mostu podwieszonoego Veteran's Glass City Skyway w Toledo w stanie Ohio, USA [4]

Ważnym parametrem na etapie analizy odpowiedzi oblodzonych cięgien na wzbudzenie wirowe jest liczba *Strouhala*, charakteryzująca częstość odrywania się wirów od konstrukcji. Jej wartość zależy od kształtu przekroju poprzecznego konstrukcji, poziomu amplitudy jej drgań, intensywności turbulencji napływającego powietrza, a także liczby *Reynoldsa*, opisującej charakter opływu powietrza wokół konstrukcji i może być wyznaczona na drodze doświadczalnej. Znając liczbę *Strouhala* konstrukcji można wyznaczyć prędkość krytyczną wiatru, przy której występują największe wartości jej drgań wywołane wzbudzeniem wirowym.

W literaturze znane są liczne prace dotyczące badań liczby *Strouhala* oblodzonych linii elektroenergetycznych, np. [5], ale ze względu na ich małe średnice zewnętrzne, rzędu do kilku centymetrów i inny kształt oblodzenia, otrzymane wyniki są nieadekwatne dla cięgien mostów o średnicach rzędu od kilkunastu do kilkudziesięciu centymetrów. Wyniki badań kształtu oblodzenia i jego wpływu na aerodynamikę walców o średnicach do 9 cm przedstawiono w pracach [6, 7], jednak liczba *Strouhala* nie była badana.

W niniejszym artykule przedstawiono sposób i wyniki badań liczby *Strouhala* modelu oblodzonego cięgna mostu podwieszonoego w zakresie wartości liczby *Reynoldsa* w przedziale od $28 \cdot 10^3$ do $122 \cdot 10^3$. Badania wykonano w tunelu aerodynamicznym z komorą klimatyczną Laboratorium Czeskiej Akademii Nauk w Telc. W komorze klimatycznej wykonano doświadczalne oblodzenie modelu cięgna o osi nachylonej pod kątem 30° do płaszczyzny poziomej. Kształt oblodzonej powierzchni zarejestrowano metodą fotogrametrii cyfrowej. Do badań w tunelu aerodynamicznym wykonano nowy model sekcyjny oblodzonego cięgna metodą druku 3D. Liczbę *Strouhala* wyznaczono na podstawie pomiaru częstości odrywania się wirów w śladzie aerodynamicznym za modelem. Badania wykonano dla nieruchomego modelu cięgna, tj. z pominięciem wpływu jego drgań na częstość odrywania się wirów.

2. Sposób oblodzenia modelu cięgna w komorze klimatycznej

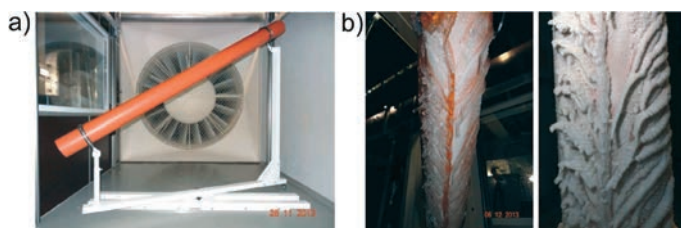
Komora klimatyczna połączona jest obiegiem zamkniętym z przestrzenią pomiarową tunelu aerodynamicznego. Wymiary przestrzeni komory są następujące: szerokość 2,5 m, wysokość 3,9 m i długość 9,0 m. Temperatura powietrza w jej wnętrzu może być regulowana w zakresie od -5 do 30°C , zaś prędkość przepływu powietrza w zakresie od 0,8 do 18 m/s. W górnej części komory znajduje się system spryskiwaczy pozwalający na symulację opadu deszczu, którego intensywność zależy od doboru średnicy dysz spryskiwaczy.

Doświadczalne oblodzenie wykonano na modelu sekcyjnym osłony cięgna o przekroju kołowym o średnicy zewnętrznej równej 0,160 m i długości modelu 2,5 m. Model został wykonany z polichloru winylu (PVC), którego struktura powierzchni zewnętrznej jest zbliżona do powierzchni osłony rzeczywistego cięgna wykonanej z polietylenu (HDPE).

Model zamocowano pod kątem 30° do płaszczyzny poziomej na przygotowanej konstrukcji ramowej z możliwością jej obrotu względem napływającego powietrza (Rys. 2 a).

Proces oblodzenia modelu wykonano w czasie 40 minut w temperaturze -2°C , przy średniej prędkości napływającego powietrza $2,8\text{ m/s}$ w kierunku nachylonym pod kątem około 60° względem rzutu osi modelu na płaszczyznę poziomą i przy jednoczesnym opadzie deszczu z użyciem spryskiwaczy o średnicy $2,8\text{ mm}$. Wstępne schłodzenie modelu uzyskano za pomocą suchego lodu, który umieszczono w jego wnętrzu. Końcowy efekt oblodzenia widoczny w dolnej części modelu przedstawiono na Rys. 2 b.

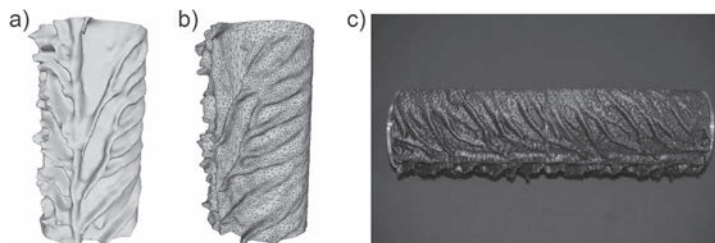
W wyniku oblodzenia otrzymano niesymetryczny przekrój poprzeczny modelu o zaokrąglonych krawędziach. W dolnej części występuje charakterystyczny kształt oblodzenia w postaci żeber (Rys. 2 b), powstały w wyniku zamarzania spływających strug wody opadowej, zaś w górnej części kształt oblodzenia zbliżony jest do kołowego. Całkowita wysokość oblodzonego przekroju poprzecznego wyniosła $0,192\text{ m}$, zaś szerokość $0,181\text{ m}$.



Rys. 2. a) Sposób zamocowania modelu cięgna w konstrukcji ramowej w komorze klimatycznej, b) końcowy efekt oblodzenia modelu cięgna widoczny w dolnej jego części

3. Przygotowanie nowego modelu oblodzonego cięgna do badań w tunelu aerodynamicznym

W celu wykonania nowego modelu oblodzonego cięgna do badań w tunelu aerodynamicznym zarejestrowano kształt powierzchni oblodzenia uzyskanego w komorze klimatycznej metodą fotogrametrii cyfrowej. Metoda ta polega na wykonaniu serii zdjęć fotograficznych, wysokiej klasy aparatem cyfrowym, całej powierzchni oblodzenia, a następnie ich obróbki przeznaczonym do tego oprogramowaniem. W końcowym efekcie uzyskano przestrzenny model MES powierzchni oblodzenia przedstawiony na Rys. 3 a i b. Model numeryczny był podstawą wydruku nowego modelu w pomniejszonej skali $1:1,6$, który wykonano za pomocą drukarki 3D z biodegradowalnego plastiku kukurydzianego (PLA). Końcowy efekt wydruku nowego modelu sekcyjnego oblodzonego cięgna widoczny jest na Rys. 3 c. Całkowita wysokość przekroju poprzecznego modelu wyniosła $0,120\text{ m}$, szerokość $0,113\text{ m}$, zaś jego długość $0,43\text{ m}$.

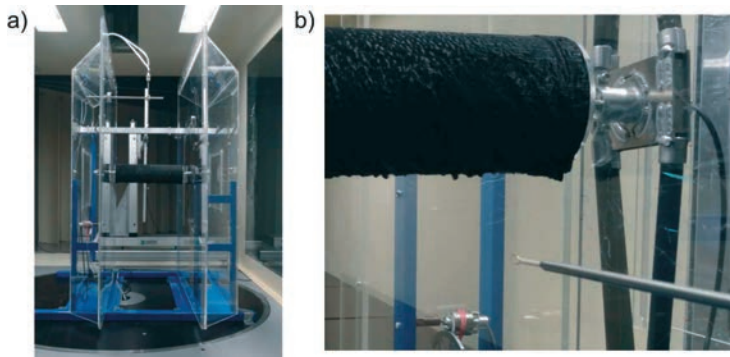


Rys. 3. a) Przestrzenny model fragmentu powierzchni oblodzenia i b) jego podział na elementy skończone, c) końcowy efekt wydruku 3D nowego modelu sekcyjnego oblodzonego cięgna

4. Warunki i sposób badań w tunelu aerodynamicznym

W przestrzeni pomiarowej tunelu aerodynamicznego istnieje możliwość modelowania warstwy przyziemnej i regulacji średniej prędkości wiatru w zakresie od 1,5 do 33 m/s. Przestrzeń pomiarowa ma przekrój poprzeczny o szerokości 1,9 m i wysokości 1,8 m, zaś jej długość wynosi 11,0 m.

W czasie badań nie modelowano warstwy przyziemnej przepływu, tj. na podłodze przestrzeni pomiarowej nie ustawiono żadnych przeszkód. Intensywność turbulencji wyniosła 1 %, zaś temperatura powietrza 23°C. Model sekcyjny oblodzonego cięgna zamocowano nieruchomo w pozycji poziomej, poprzecznie do kierunku napływającego powietrza do specjalnie przygotowanej ramy, której boki zostały odpowiednio zabudowane w celu zapewnienia przepływu płaskiego wokół modelu (Rys. 4). Model umieszczono na wysokości 76 cm, licząc od płaszczyzny podłogi przestrzeni pomiarowej do osi modelu, żebrami oblodzenia do dołu, tj. zgodnie z układem oblodzenia otrzymanym w komorze klimatycznej. W takim położeniu zewnętrzna średnica odniesienia modelu, mierzona w kierunku poprzecznym (pionowym) do kierunku przepływu była równa $d = 0,120$ m.



Rys. 4. a) Widok ogólny ramy i modelu oblodzonego cięgna w przestrzeni pomiarowej tunelu aerodynamicznego, b) sposób zamocowania modelu do ramy i widok termooanemometru CTA za modelem

Sposób badania liczby *Strouhala* był następujący. W czasie badań mierzono prędkość wiatru w odległości 40 cm przed modelem za pomocą rurki *Prandtla* i jednocześnie prędkość przepływu w śladzie aerodynamicznym za modelem za pomocą termooanemometru CTA, który znajdował się w odległości $3d$, tj. 36 cm od osi modelu i 3 cm poniżej dolnej jego krawędzi (Rys 4 b). Pomiaru wykonano przy siedmiu różnych średnich prędkościach przepływu powietrza przed modelem \bar{u} , których wartości mieściły się w przedziale od 3,4 do 14,8 m/s, co odpowiadało wartościom liczby *Reynoldsa* od $28 \cdot 10^3$ do $122 \cdot 10^3$. Pomiaru termooanemometrem wykonywano w czasie 30 sekund z częstością próbkowania 2000 Hz. Na podstawie wyników pomiarów prędkości przepływu w śladzie aerodynamicznym modelu określono, za pomocą szybkiej transformacji *Fouriera*, częstość odrywania się wirów f_s , która na osi odciętych odpowiada wartości dominującej w uzyskanym spektrum. Liczbę *Strouhala* obliczono ze wzoru:

$$St = \frac{f_s \cdot d}{\bar{u}}, \quad (1)$$

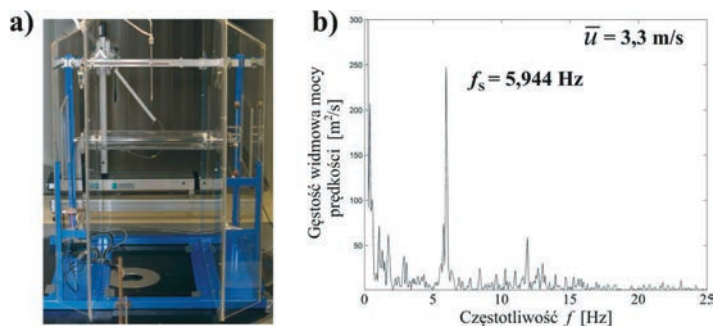
gdzie: f_s jest częstością odrywania się wirów, $d = 0,120$ m jest wymiarem odniesienia modelu w kierunku poprzecznym do kierunku napływającego powietrza, zaś \bar{u} jest średnią prędkością wiatru przed modelem.

Liczbę *Reynoldsa* obliczono zgodnie z następującą zależnością:

$$Re = \frac{d \cdot \bar{u}}{\vartheta}, \quad (2)$$

gdzie $\vartheta = 0,145 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$ jest lepkością kinematyczną powietrza.

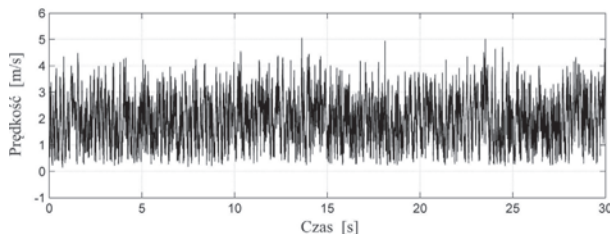
W badaniach prowadzonych w tunelach aerodynamicznych należy brać pod uwagę możliwość wystąpienia zjawiska blokowania przepływu powietrza w przestrzeni pomiarowej tunelu, które może mieć pewien wpływ na wyniki badań. W celu określenia wpływu tego zjawiska na wyniki pomiarów wykonano badanie liczby *Strouhala* gładkiego walca kołowego o średnicy $d = 0,10 \text{ m}$, przy średniej prędkości wiatru przed modelem $\bar{u} = 3,3 \text{ m/s}$. Na Rys. 5 przedstawiono sposób zamocowania walca do konstrukcji ramy i wykres funkcji gęstości widmowej mocy prędkości przepływu wiatru w ścieżce wirowej za walcem. Obliczona wartość liczby *Strouhala* wyniosła $St = 0,180$ i jest zgodna wartością podaną w przepisach normowych [8] dla przekroju kołowego. Doświadczenie potwierdza brak wpływu zjawiska blokowania przepływu powietrza na wynik badania liczby *Strouhala*.



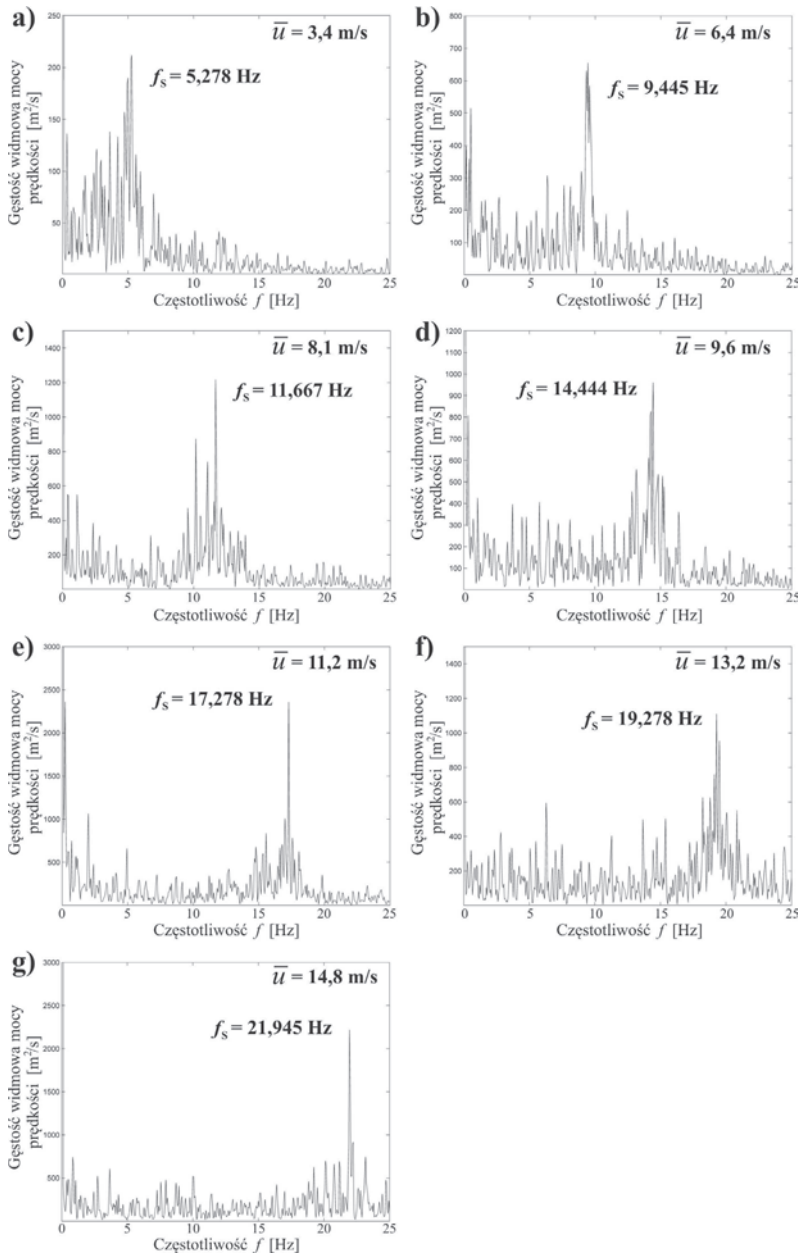
Rys. 5. a) Sposób zamocowania walca do konstrukcji ramy, b) wykres funkcji gęstości widmowej mocy prędkości przepływu w ścieżce wirowej za walcem przy średniej prędkości napływającego powietrza $\bar{u} = 3,3 \text{ m/s}$

5. Wyniki badań liczby *Strouhala* modelu oblodzonego cięgna

Na Rys. 6 przedstawiono przykładowy wynik pomiaru prędkości przepływu powietrza w ścieżce wirowej za modelem oblodzonego cięgna w czasie 30 sekund z częstością próbkowania 2000 Hz, przy średniej prędkości wiatru przed modelem $\bar{u} = 3,4 \text{ m/s}$. Na Rys. 8 przedstawiono wykresy funkcji gęstości widmowej mocy prędkości przepływu w ścieżce wirowej za modelem oblodzonego cięgna, z podaniem częstości odrywania się wirów f_s przy różnych średnich prędkościach wiatru przed modelem $\bar{u} \in \langle 3,4 \div 14,8 \rangle \text{ m/s}$.



Rys. 6. Wynik pomiaru prędkości przepływu powietrza w ścieżce wirowej za modelem oblodzonego cięgna w czasie 30 sekund z częstością próbkowania 2000 Hz, przy średniej prędkości przepływu przed modelem $\bar{u} = 3,4 \text{ m/s}$



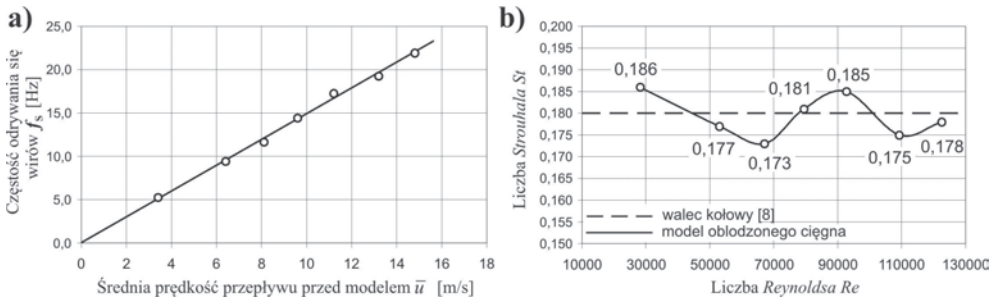
Rys. 7. Wykresy funkcji gęstości widmowej mocy prędkości przepływu wiatru w ścieżce wirównej za modelem oblodzonego cięgna i częstości odrywania się wirów f_s przy średniej prędkości wiatru przed modelem: a) $\bar{u} = 3,4$ m/s, b) $\bar{u} = 6,4$ m/s, c) $\bar{u} = 8,1$ m/s, d) $\bar{u} = 9,6$ m/s, e) $\bar{u} = 11,2$ m/s, f) $\bar{u} = 13,2$ m/s i g) $\bar{u} = 14,8$ m/s

W Tabeli 1 podano wartości średniej prędkości przepływu powietrza przed modelem \bar{u} , przy których wykonywane były pomiary, pomierzone częstości odrywania się wirów f_s , wartości liczby *Reynoldsa* Re i obliczone wartości liczby *Strouhala* St modelu oblodzonego cięgna. Na Rys. 8 a przedstawiono wpływ średniej prędkości wiatru przed modelem \bar{u} na

częstość odrywania się wirów f_s , zaś na Rys. 8 b wpływ liczby *Reynoldsa* na obliczoną wartość liczby *Strouhala*.

Tabela 1. Wartości pomierzone średniej prędkości przepływu przed modelem \bar{u} , częstości odrywania się wirów f_s , liczby *Reynoldsa* i liczby *Strouhala* modelu oblodzonego cięgna

Średnia prędkość przepływu przed modelem \bar{u} [m/s]	3,4	6,4	8,1	9,6	11,2	13,2	14,8
Częstość odrywania się wirów f_s [Hz]	5,278	9,445	11,667	14,444	17,278	19,278	21,945
Liczba <i>Reynoldsa</i> $Re \cdot 10^3$	28	53	67	79	93	109	122
Liczba <i>Strouhala</i> St	0,186	0,177	0,173	0,181	0,185	0,175	0,178



Rys. 7. a) Wpływ średniej prędkości przepływu powietrza przed modelem \bar{u} na częstość odrywania się wirów f_s i b) wpływ liczby *Reynoldsa* na wartość liczby *Strouhala*

6. Wnioski

Badania eksperymentalne liczby *Strouhala* wykonano dla nieruchomego modelu sekcyjnego oblodzonego cięgna. Rzeczywiste oblodzenie uzyskano w komorze klimatycznej tunelu aerodynamicznego dla sekcyjnego modelu cięgna o osi nachylonej pod kątem 30^0 do płaszczyzny poziomej.

W wyniku oblodzenia uzyskano niesymetryczny i nieregularny przekrój poprzeczny modelu o zaokrąglonych krawędziach. Opływ ciała w takim przypadku jest niesymetryczny względem napływającego powietrza, a położenie punktów odrywania się wirów na powierzchni modelu zależy przede wszystkim od cech geometrycznych jego przekroju poprzecznego. Na podstawie porównania wykresów funkcji gęstości widmowej mocy prędkości przepływu w ścieżce wirowej za walcem (Rys. 5) i za modelem oblodzonym (Rys. 7) można stwierdzić, że już przy małych prędkościach napływającego powietrza, tj. od 3,4 m/s, odpowiadających małym wartościom liczby *Reynoldsa* $Re \geq 28 \cdot 10^3$, charakter śladu aerodynamicznego za modelem oblodzonym ma cechy opływu walca kołowego w zakresie nadkrytycznym. Wskazuje na to większa szerokość pasma częstości wzbudzenia wirowego w śladzie aerodynamicznym za modelem oblodzonym, widoczna na Rys 7.

Obliczone wartości liczby *Strouhala* oblodzonego modelu cięgna zależą od wartości liczby *Reynoldsa*. Dla liczby *Reynoldsa* w zakresie od $28 \cdot 10^3$ do $122 \cdot 10^3$, liczba *Strouhala* zmienia się w przedziale od 0,173 do 0,186 (patrz Tabela 1 i Rys. 8 b), jednak zmiany te mogą mieć charakter przypadkowy, wynikający z nieregularności wzbudzenia wirowego.

a) Wartości liczby *Strouhala* otrzymane dla oblodzonego modelu cięgna są zbliżone do wartości podanej w przepisach normowych [8] dla przekroju kołowego $St=0,180$, a różnice nie przekraczają $\pm 4\%$.

Literatura

- 1 Flaga A., Michałowski T. Zagadnienia aerodynamiki cięgien w mostach podwieszonych. Inżynieria i Budownictwo. 6 (1997) 316-321.
- 2 Flaga A. Inżynieria wiatrowa. Arkady, Warszawa, 2008.
- 3 Flaga A. Mosty dla pieszych. WKŁ, Warszawa, 2011.
- 4 <http://www.toledoblade.com/gallery/Ice-closes-Skyway> (styczeń 2014r.).
- 5 Zdero R., Turan O. F. The effect of surface strands, angle of attack, and ice accretion on the flow field around electrical power cables. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. 98 (2010) 672–678.
- 6 Koss H., Gjelstrup H., Georgakis C. T. Experimental study of ice accretion on circular cylinders at moderate low temperatures. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. 104-106 (2012) 540-546.
- 7 Gjelstrup H., Georgakis Ch. T., Larsen A. An evaluation of iced bridge hanger vibrations through wind tunnel testing and quasi-steady theory. Wind and Structures. 15/5 (2012) 385-407.
- 8 Eurocode 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4: Oddziaływania ogólne – Oddziaływania wiatru. ICS 91.010.30, PN-EN 1991-1-4:2007.

Model investigations of Strouhal number of iced cable of cable-stayed bridge

Piotr Górski¹, Stanislav Pospíšil², Sergej Kuznetsov³, Marcin Tatar⁴,
Ante Marušić⁵

¹ Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering, Opole University of Technology, e-mail: p.gorski@po.opole.pl

^{2,3} Institute of Theoretical and Applied Mechanics, Academy of Sciences of the Czech Republic, e-mail: ²pospisl@itam.cas.cz, ³kuznetsov@itam.cas.cz

⁴ Department of Road and Bridges, Faculty of Civil Engineering, Opole University of Technology, e-mail: m.tatar@po.opole.pl

⁵ Institute of Theoretical and Applied Mechanics, Academy of Sciences of the Czech Republic, e-mail: marusic@itam.cas.cz

Abstract: The paper presents the method and results of wind tunnel investigations of Strouhal number of stationary iced cable model of cable-stayed bridge. The investigations were performed in a Climatic Wind Tunnel Laboratory of the Czech Academy of Sciences in Telc. The experimental icing of the inclined cable model in the climatic chamber of the laboratory was made. The shape of the iced model was registered by a numerical photogrammetry method. For the aerodynamic tunnel investigations, the new iced cable model was made by using 3D printing method. The Strouhal number was determined within the range of the Reynolds number between $28 \cdot 10^3$ and $122 \cdot 10^3$, on the basis of the dominant vortex shedding frequency measured in the flow behind the model.

Keywords: aerodynamic, icing, cable, Strouhal number, vortex shedding.

Analiza eksperymentalna ścieżek wyboczenia prętów ściskanych w przypadku obciążenia sterowanego przemieszczeniem

Szymon Imielowski¹, Aniela Glinicka², Cezary Ajdukiewicz³

¹ Zakład Budownictwa Wodnego i Hydrauliki, Wydział Inżynierii Środowiska, Politechnika Warszawska, e-mail: szymon.imielowski@is.pw.edu.pl

^{2,3} Zakład Wytrzymałości Materiałów i Teorii Sprężystości i Plastyczności, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska, e-mail: ²A.Glinicka@il.pw.edu.pl, ³C.Ajdukiewicz@il.pw.edu.pl

Streszczenie: W artykule rozważa się stateczność prętów metalowych w zakresie dokrytycznym i pokrytycznym, z uwzględnieniem złożonych cykli obciążenia, w przypadku obciążenia sterowanego przemieszczeniem. Zestawiono wyniki badań laboratoryjnych ściskania prętów o różnych kształtach przekroju poprzecznego raportowanych jako zależności $P=P(f)$ oraz $P=P(u)$, siły ściskającej od ugięcia bocznego f oraz całkowitego skrócenia pręta u . Zwrócono uwagę na fakt, że dopiero analiza obydwu wykresów daje pełny opis zjawiska. Umożliwia precyzyjne śledzenie kolejnych etapów procesu ściskania i wyboczenia, daje pełną informację o zniszczeniu pręta oraz w przypadku obciążenia zadawanego wzrastającym przemieszczeniem, pozwala określić energię procesu w pokrytycznym zakresie odkształceń. W pracy omówiono wyniki badań laboratoryjnych oraz przedstawiono w jakich warunkach można wykorzystać niezerową nośność pręta w zakresie podkrytycznym.

Słowa kluczowe: stateczność prętów pryzmatycznych, wyboczenie prętów, ścieżki pokrytyczne, obciążenie sterowane przemieszczeniem

1. Wstęp

Zalecenia normy PN-EN 1993-1-1 wskazują na możliwość przenoszenia obciążenia przez ściskane smukłe elementy konstrukcyjne do wartości dopuszczalnego poziomu naprężenia. Krytyczna wartość naprężenia jest określona dla zakresów sprężystego lub niesprężystego. Największa wartość siły na jaką projektowany jest słup jest niższa od wartości siły krytycznej.

Rozważmy dwa przypadki obciążania pręta ściskanego: a) obciążenie przyłożone w postaci wzrastającej siły oraz b) obciążenie przyłożone w postaci wzrastającego, wzdłuż kierunku osi pręta nieodkształconego, przemieszczenia. W pierwszym przypadku nawet niewielki wzrost obciążenia ponad P_{max} powoduje katastrofę. W przypadku drugim, jeżeli zmiany obciążenia wywołane są poprzez wzrastające przemieszczenie, stabilne zachowanie układu można obserwować również gdy ugięcie pręta znajduje się w zakresie pokrytycznym. Wielkość siły jest tylko monitorowanym parametrem procesu. W takich warunkach ściskane słupy w zakresie podkrytycznym a nawet pokrytycznym nie ulegną zniszczeniu. Jeżeli warunki obciążenia w postaci wzrastającego przemieszczenia byłyby zapewnione w zrealizowanej konstrukcji, oznaczałoby to, że zakres bezpiecznej pracy konstrukcji jest znacznie szerszy, niż wynika to z wytycznych określonych w normie.

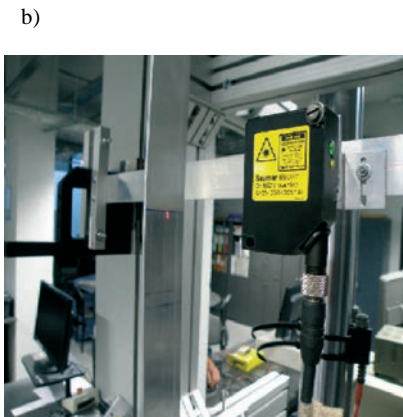
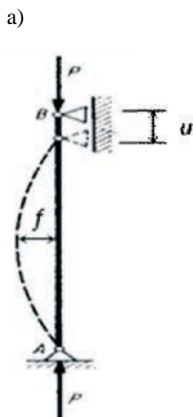
Rozważmy przypadek złożonej konstrukcji prętowej, np. układu słupów stanowiących podparcie stropu lub ściany konstrukcji, Załóżmy, że warunki obciążenia spowodowały utratę nośności jednego ze słupów. Konstrukcja stropu nie ulegnie zniszczeniu, jeżeli pozostanie on oparty na słupach będących bezpośrednimi sąsiadami przeciążonej kolumny a strop zachowuje swoją sztywność. Obserwator zauważy jedynie zwiększone ugięcie stropu ale o ograniczonej strzałce ugięcia. Obecność sąsiednich słupów i zachowana sztywność stropu powoduje, że obciążenie przenoszone na ten słup zadawane jest jako przyrastające przemieszczenie o skończonej wartości. W tym przypadku słup nie ulega całkowitemu zniszczeniu i możemy mówić o zdolności kolumny do pewnej nośności podkrytycznej a nawet pokrytycznej.

W fazie podkrytycznej metalowe słupy ściskane nie utracą zdolności przenoszenia obciążenia pod warunkiem zapewnienia obciążenia w postaci stałych lub narastających przemieszczeń.

2. Opis badań eksperymentalnych

Realizowany plan eksperymentu przewidywał badania podkrytycznych i pokrytycznych ścieżek wybożenia prętów o różnych przekrojach poprzecznych stosowanych w budownictwie. Rozważa się kolumny w średnim zakresie smukłości, dla których siła krytyczna występuje jako punkt graniczny. W pracy przyjęto, że zakres podkrytyczny pracy pręta zaczyna się od końca odcinka prostoliniowego do maksimum na wykresach obciążenie-ugięcie boczne lub obciążenie-całkowite skrócenie pręta po czym następuje zakres pokrytyczny.

Badania eksperymentalne przeprowadzono w laboratorium Zakładu Wytrzymałości Materiałów Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Warszawskiej. Do badań wykorzystano maszynę wytrzymałościową Instron 8802. Dokładność pomiaru siły wynosiła 1 kN, a dokładność pomiaru przemieszczenia głowic wynosi 0,05 mm. W obydwu przypadkach w skład stanowiska badawczego wchodziły: maszyna wytrzymałościowa, oryginalne oprzyrządowanie umożliwiające pomiar ugięcia próbki w połowie jej długości, rys.2b), oraz wyprowadzone kanały pomiarowe umożliwiające równoczesną rejestrację obciążenia P , przemieszczenia głowicy maszyny wytrzymałościowej u oraz ugięcia wybaczonej próbki f .



Rys. 1. a) Model pręta poddanego badaniom, odcinek odpowiadający smukłości efektywnej λ_{ef} , b) szczegół pomiaru ugięcia próbki za pomocą czujnika laserowego Baumer OADM 2016460/14F, dokładność pomiaru ugięcia $\Delta f \approx 3 \mu\text{m}$

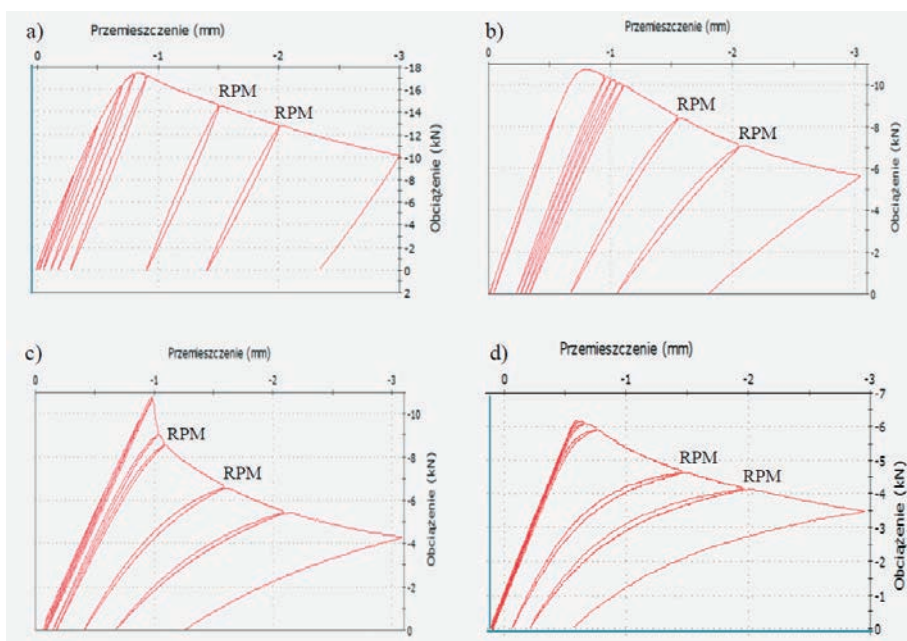
Próbka była zamocowana w szczękach hydraulicznych maszyny wytrzymałościowej, co zapewniało realizację modelu obustronnego utwierdzenia. W badaniach analizowano wpływ kształtu kolumny i jej smukłości na kształt ścieżki obciążenia. W każdym przypadku realizowano cykle odciażania i ponownego obciążania zaczynając w różnych punktach ścieżki obciążania, co umożliwiło analizę w obszarze zwiększonych ugięć pręta w zakresie dokrytycznym i pokrytycznym. Do zrealizowania zaplanowanego programu pomiarów w maszynie wykorzystano oprogramowanie maszyny wytrzymałościowej oraz indywidualne skrypty pisane niezależnie dla każdego z zaplanowanych eksperymentów. Wyniki raportowano w postaci wykresów $P-u$, $P-f$, zależności siły ściskającej od ugięcia bocznego f oraz całkowitego skrócenia pręta u . Obserwacje wynikające bezpośrednio z obydwu sposobów rejestracji wyników stanowiły podstawę do pełnej analizy zjawiska.

3. Opis uzyskanych wyników

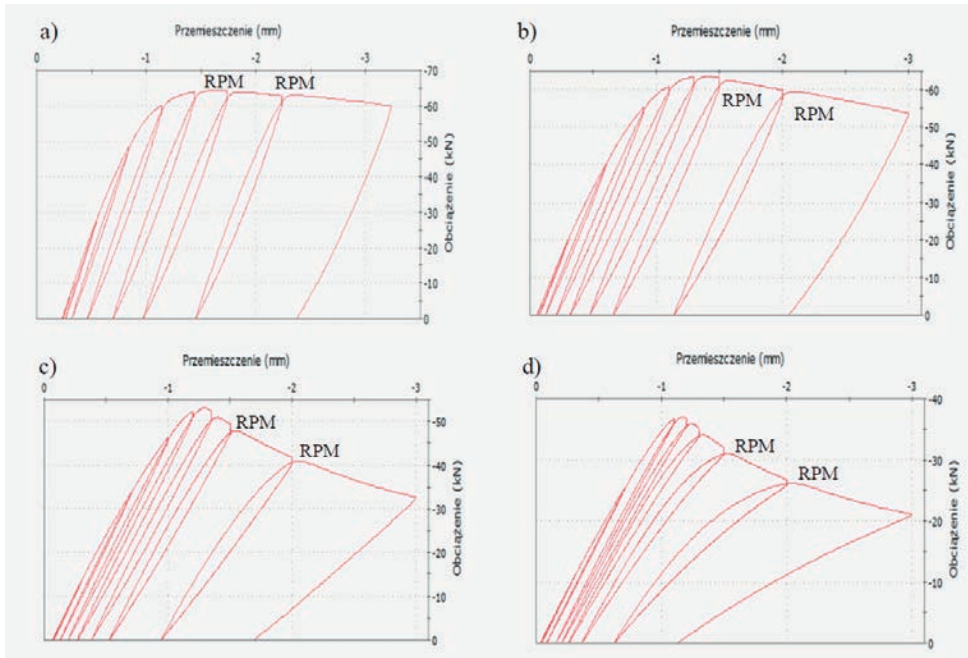
Analizie poddano wyniki dotyczące stateczności słupów wykonanych z kątowników $20 \times 10 \times 3$ mm, ze stali 1.4301 wg normy EN10088 oraz ceowników $20 \times 20 \times 2$ mm wykonanych z aluminium Pa38. Otrzymane wyniki są następnie porównane do rezultatów otrzymanych w pracach [3] i [4].

Analizując wykresy zwróćmy uwagę na korzyści wynikające z przedstawienia wyników na wykresach $P-u$. Ten sposób zestawienia wyników znacznie rozszerza zakres przekazanych informacji, m.in.:

a) Na wykresach $P-u$, można precyzyjnie śledzić kolejne etapy obciążania i deformacji próbki. Zwłaszcza pierwszy etap, w którym następuje skrócenie próbki. Dla wszystkich smukłości na wykresach widać odcinek prostoliniowy lub zbliżony do prostoliniowego odpowiadający skróceniu pręta bez efektu wyboczenia.



Rys. 2. Krzywe wyboczenia prętów ściskanych. Krzywa $P-u$, obciążenie całkowite-skrócenie pręta (obciążenie w postaci wzrastającego przemieszczenia). Ceowniki aluminiowe o smukłościach a) $\lambda_{ef} \cong 21.3$ b) $\lambda_{ef} \cong 40.6$ c) $\lambda_{ef} \cong 60.6$ d) $\lambda_{ef} \cong 82.9$

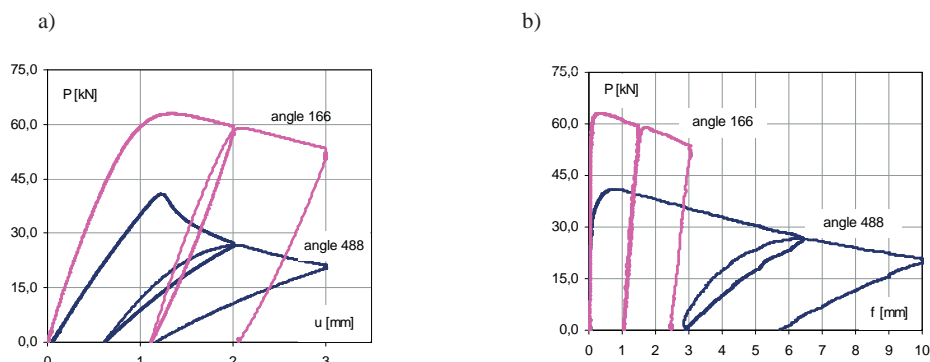


Rys. 3. Krzywe wyboczenia prętów ściskanych. Krzywa $P-u$, obciążenie całkowite-skrócenie pręta (obciążenie w postaci wzrastającego przemieszczenia). Kątowniki stalowe o smukłościach a) $\lambda_{ef} \approx 17.8$ b) $\lambda_{ef} \approx 22.3$ c) $\lambda_{ef} \approx 40.1$ d) $\lambda_{ef} \approx 65.8$

b) Interesującym przypadkiem przedstawiono na rys.2 b i c odpowiednio dla smukłości prętów 40,6 i 60,6. Dla obu wymienionych smukłości nie zaobserwowano istotnej różnicy wartości maksymalnej siły, natomiast zmianie uległ kształt krzywej wyboczenia. Na rys.3c widać wyraźnie gwałtowny spadek siły zaraz po osiągnięciu przez siłę wartości krytycznej. Zjawisko to zostało zaobserwowane wcześniej w próbach wyboczenia prętów aluminiowych o przekroju prostokątnym [4]. W przypadku płaskowników może nastąpić nawet zjawisko skokowego spadku siły. Należy podkreślić, że omawiane zjawisko można zaobserwować tylko na wykresach $P-u$. Kształt wykresów $P-f$ nie wskazuje na takie zachowanie. W przypadku stalowych kątowników podobne zmiany kształtu krzywej wyboczenia mają miejsce w przypadku przedstawionych na rys.3c i d smukłości $\lambda_{ef} \approx 40.1$ i $\lambda_{ef} \approx 65.8$.

c) Całkowite skrócenie pręta, mierzone w kierunku działającego obciążenia daje możliwość określenia energii wydatkowanej w procesie ściskania. Energia ta na wykresie jest polem zawartym pod krzywą.

Na rys.4 zaznaczono dwa pierwsze cykle obciążenie-odciążenie na wykresach wyboczenia dwóch kątowników stalowych przedstawianych jako krzywe: $P-u$ (obciążenie-całkowite skrócenie pręta) oraz $P-f$ (obciążenie-ugięcie boczne pręta), wg [3]. Smukłości prętów wynoszą odpowiednio: $\lambda_{ef} \approx 65,8$ (angle 488) oraz $\lambda_{ef} \approx 22,3$ (angle 166). Na zestawieniu widać różnice obydwu sposobów raportowania wyników badań. Na tradycyjnym wykresie $P-f$ nie można analizować skrócenia osi pręta, które występuje w pierwszym etapie procesu ściskania. Ten etap procesu ściskania ma istotny wpływ na przebieg całego zjawiska chociaż zwykle nie jest uwzględniany w analizie stateczności prętów. Zauważmy, że wartość skrócenia pręta przewyższa wartość ugięcia w momencie osiągnięcia siły krytycznej.



Rys. 4. Krzywe wyboczenia prętów ściskanych (obciążenie sterowane przemieszczeniem). Kątowniki stalowe: a) krzywe $P-u$ (obciążenie-całkowite skrócenie pręta) oraz b) krzywe $P-f$ (obciążenie-ugięcie boczne pręta). Smukłości: $\lambda_{ef} \cong 65,8$ (angle 488), $\lambda_{ef} \cong 22,3$ (angle 166)

W dalszej części prześledźmy kształt ścieżki w przypadku cyklu odciążenia i ponownego obciążenia. Cykle takie zrealizowano dla wszystkich badanych przypadków smukłości i kształtu przekroju prętów. Zaobserwowano, że niezależnie od punktu, w którym rozpoczyna się etap odciążania, powtórne obciążanie zawsze związane jest z powrotem do punktu początku odciążania. Na wykresach kilka punktów powrotu zaznaczono jako RPM, Return Point Memory. Próbką 'pamięta' wielkość odkształcenia odpowiadający danemu obciążeniu na pokrytycznej ścieżce obciążenia. Odciążanie, które może rozpocząć się z dowolnego punktu ścieżki powoduje zmniejszanie odkształceń sprężystych, jednak przy powtórnym obciążaniu odkształcenie wraca do poziomu jakie było na początku odciążania. Takie zachowanie nie zależy od kształtu przekroju pręta i rodzaju materiału. Jest cechą charakterystyczną nie tylko prętów ściskanych. Można je zaobserwować zarówno na ścieżce obciążenie-boczne ugięcie, jak również obciążenie-skrócenie pręta. Zjawisko powrotu do punktu na ścieżce pokrytycznej występuje również np. w przypadku statycznej próby rozciągania i jest wynikiem zmian struktury metalu i nie jest związane z rodzajem stanu naprężenia.

W przypadku prętów ściskanych zjawisko to zaobserwowano pierwotnie w pracy [4] na przykładzie aluminiowych płaskowników. W opisywanym eksperymencie zostało ono potwierdzone również dla prętów o innych kształtach przekroju poprzecznego i materiałów, aluminiowych ceowników i stalowych kątowników.

Opisane zachowanie polegające na powrocie do RPM, jest przewidywalne i przy obciążeniu realizowanym poprzez zwiększanie przemieszczenia świadczy o stabilnym zachowaniu pręta zarówno w zakresie podkrytycznym jak i pokrytycznym. Kształt ścieżki obciążania nie zależy od historii obciążenia.

4. Podsumowanie

W wyniku przeprowadzonych badań stateczności prętów stwierdzono, że raportowanie wyników badań w postaci wykresów $P-u$, obciążenie-całkowite skrócenie pręta wnosi wiele nowych informacji do analizy, pozwala na dokładne śledzenie etapów ściskania i wyboczenia pręta, daje wyobrażenie o wielkości energii wydatkowanej w procesie ściskania.

W zakresie średnich smukłości na wykresie $P-u$ można zaobserwować spadek siły, który ma miejsce zaraz po osiągnięciu krytycznej wartości siły. Takiego zjawiska nie można w sposób czytelny ujawnić na wykresach $P-f$, obciążenie-ugięcie boczne pręta.

Badania cykli odciążania i ponownego obciążania potwierdzają, że w warunkach obciążenia konstrukcji narastającym przemieszczeniem uwzględnienie niezerowej nośności prętów przyrzutowych w zakresie podkrytycznym a nawet pokrytycznym jest możliwe. Wymaga to jednak szczegółowego przeanalizowania konkretnych warunków pracy konstrukcji, uwzględniając smukłość pręta, jego kształt poprzeczny oraz rodzaj więzów nałożonych na przemieszczenia prętów.

Literatura

- 1 Bazant Z. P., Cedolin L., *Stability of structures: elastic, inelastic, fracture, and damage theories*, 2003 Dover Publications, ISBN 0-486-42568-1
- 2 Simites G., Hodges D., *Fundamentals of structural stability*, 2006 Elsevier
- 3 Imiełowski S., Ajdukiewicz C., Glinicka A., *Analiza eksperymentalna zachowań pokrytycznych na przykładzie ściskanych kolumn metalowych*, 943-948, *Logistyka* nr 3/2011, ISSN 1231-5478, www.czasopismologistyka.pl, 6p.
- 4 Ziółkowski A., Imiełowski Sz.: *Buckling and Post-buckling Behaviour of Prismatic Aluminium Columns Submitted to a Series of Compressive Loads*, *Experimental Mechanics* 51 (2011) No2, 1335-1345.

Experimental buckling path of compressed bars under displacement control

Szymon Imiełowski¹, Aniela Glinicka², Cezary Ajdukiewicz³

¹ *Department of Hydroengineering, Faculty of Environmental Engineering, Warsaw University of Technology, e-mail: szymon.imielowski@is.pw.edu.pl*

^{2,3} *Department of Strength of Materials and Theory of Elasticity and Plasticity, Faculty of Civil Engineering, Warsaw University of Technology, e-mail: 2A.Glinicka@il.pw.edu.pl,*

³ *C.Ajdukiewicz@il.pw.edu.pl*

Abstract: Buckling and postcritical analysis of prismatic metal bars, including complex cycles of loading are considered in the paper. The postbuckling path analysis of bars loaded in the form of increasing displacements is discussed in detail. The results of experimental research are reported as a dependence of the force P versus lateral deflection f as well as total shortening of the rod u . It is stated that only the simultaneous analysis of both methods of presentation of results comprises a complete tool for developing the column response. Particularly, the response that appears in the first, linear elastic phase of loading can be observed on P - u diagrams. The increase of the compressing force causes visible shortening of the bar without its buckling. This important phenomenon is not usually included in stability considerations of prismatic rods.

Keywords: stability of prismatic bars, buckling, postcritical path, displacement controlled compression

Drgania własne belki na stochastycznym dwuwarstwowym podłożu o znacznie różniących się grubościach

Barbara Kaleta¹, Bartosz Różycki²

¹ *Katedra Mechaniki Budowli, Wydział Budownictwa, Politechnika Opolska,
e-mail: b.kaleta@po.opole.pl*

² *Zarząd Dróg Wojewódzkich w Opolu, e-mail: brozycki@o2.pl*

Streszczenie: W artykule analizowano wpływ zmiany modułu Younga warstw podłoża gruntowego na częstości drgań własnych układu belka-dwuwarstwowe podłoże przy założeniu, że pierwsza warstwa podłoża jest znacznie cieńsza i sztywniejsza od drugiej. Taka nietypowa sytuacja stwarza czasem szczególne trudności w geotechnice. Obliczenia przeprowadzono najpierw w ujęciu deterministycznym, a następnie stochastycznym. W analizie stochastycznej założono przestrzenną korelację modułu Younga gruntu po długości każdej z warstw przyjmując dwa stopnie korelacji, korelację pełną lub jej brak. W obliczeniach uwzględniono pełną korelację modułu Younga gruntu pomiędzy warstwami, co wynika z badań, które autorzy zamieścili we wcześniejszej pracy. Do rozwiązania stochastycznego zagadnienia własnego zastosowano metodę Monte Carlo łącznie z metodą elementów skończonych (MES). Prezentowana analiza jest kontynuacją problematyki przedstawionej w poprzednich pracach autorów.

Słowa kluczowe: zagadnienie własne, belka, dwuwarstwowe podłoże gruntowe, cienka warstwa, metoda Monte Carlo, pole losowe, metoda punktu środkowego.

1. Wstęp

Problemy statyki i dynamiki belek na sprężystym podłożu należą do ważnych zagadnień inżynierii lądowej i były przedmiotem licznych prac. Ponieważ podłoże gruntowe jest często opisane parametrami o dużym zakresie zmienności, zatem w wielu przypadkach badano mechanikę układu belka podłoże przy założeniu losowych własności podłoża (por. np. [1, 2, 3, 4]).

W pracy [5] analizowano problem zagadnienia własnego belki spoczywającej na jednowarstwowym, losowym podłożu gruntowym. W pracy tej przyjęto, że własności materiałowe belki są deterministyczne, podczas gdy parametry podłoża gruntowego mają charakter stochastyczny i należy zatem dążyć do ich opisu jako zmiennych losowych. W pracy [5] analizowano wpływ zmian współczynników zmienności modułu Younga i współczynnika Poissona na częstości drgań własnych belki, uwzględniając szczególnie przypadki wzajemnej korelacji tych parametrów podłoża gruntowego.

W rzeczywistości często występują grunty uwarstwione o zróżnicowanych parametrach materiałowych. Analizę wpływu losowości modułu Younga gruntu na częstości drgań własnych belki spoczywającej na dwuwarstwowym podłożu przedstawiono w pracy [6]. Przyjęto tu układ dwóch poziomych warstw podłoża o różnych grubościach. Tym razem w miejsce opisu podłoża za pomocą zmiennych losowych wprowadzono opis przy zastosowaniu jednowymiarowego pola losowego. Badano dwa rodzaje przestrzennej korelacji modułu Younga gruntu, tj. po długości każdej z warstw i pomiędzy warstwami.

Dodatkowo w obliczeniach badano wpływ grubości warstw podłoża i ich sztywności na częstości drgań własnych belki.

Niniejsza praca jest kontynuacją problematyki przedstawionej w pracach [5, 6]. Podano szczegółowej analizie spotykaną czasami nietypową sytuację, gdy pierwsza warstwa podłoża jest znacznie cieńsza i sztywniejsza od drugiej. Analizę drgań własnych belki spoczywającej na takim podłożu przeprowadzono najpierw w ujęciu deterministycznym, a potem stochastycznym. Do rozwiązania stochastycznego zagadnienia własnego zastosowano metodę Monte Carlo z metodą elementów skończonych (MES).

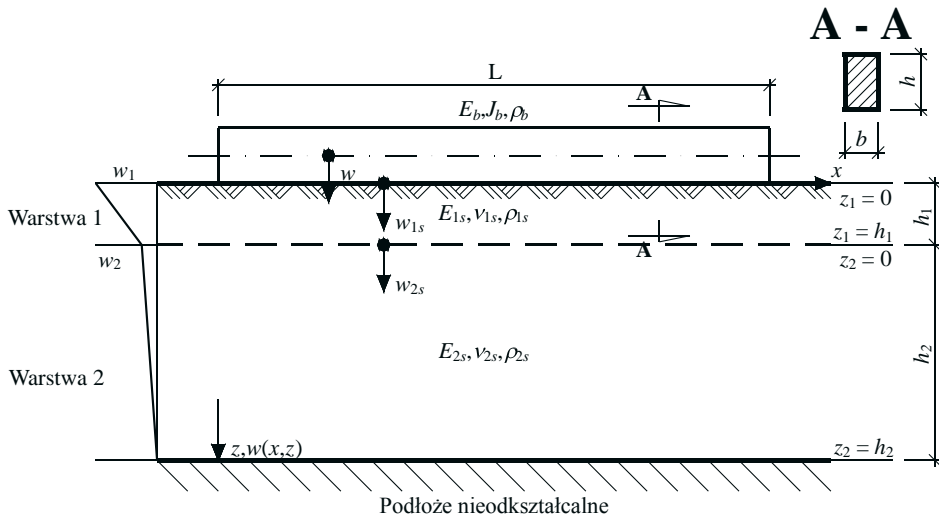
2. Sformułowanie problemu

Do rozważań przyjęto belkę typu Bernoulliego-Eulera spoczywającą na dwuwarstwowym podłożu gruntowym, którego pierwsza warstwa jest zdecydowanie cieńsza i sztywniejsza w stosunku do warstwy drugiej.

Założono model podłoża gruntowego Kolářa-Nemeca [7], który jest uogólnieniem modelu Własowa. Przyjęty model uwzględnia dowolne uwarstwienie podłoża gruntowego i zakłada, że jego i -te warstwy traktowane są jako materiał liniowo-sprężysty o różnym module Younga E_{is} , współczynniku Poissona ν_{is} , grubości h_i i spoczywają na położonym głębiej nieodkształcalnym podłożu (bedrock). Model ten zakłada również, że przemieszczenia poziome podłoża w obu warstwach są równe zero, natomiast pionowe przemieszczenie w_{is} zmienia się liniowo wzdłuż głębokości (Rys. 1) [8], zgodnie z równaniem

$$w_{i_s}(x, z_i) = w_i(x)f_1(z_i) + w_{i+1}(x)f_2(z_i), \quad i = 1, 2, \quad (1)$$

gdzie $f_1(z_i) = 1 - (z_i/h_1)$ i $f_2(z_i) = z_i/h_1$ są przyjętymi funkcjami pionowego rozkładu przemieszczeń wewnątrz i -tej warstwy podłoża, $w_i(x)$ i $w_{i+1}(x)$ są przemieszczeniami pionowymi górnych powierzchni warstw podłoża, a z_i jest pionową, lokalną współrzędną w i -tej warstwie podłoża.



Rys. 1. Belka na dwuwarstwowym podłożu gruntowym z górną, cienką warstwą

Podstawą sformułowania zagadnienia w MES jest wyrażenie na energię odkształcenia sprężystego. Całkowita energia sprężysta układu belka-dwuwarstwowe podłoża jest sumą energii deformacji sprężystej belki Π_b i energii deformacji sprężystej każdej z warstw podłoża Π_{is} , które wyrażają się w następujący sposób [7]:

$$\Pi_b = \frac{E_b I_b}{2} \int_0^L \left[\frac{d^2 w(x)}{dx^2} \right]^2 dx, \quad (2)$$

$$\Pi_{is} = \frac{1}{2} \int_0^L \int_0^{h_i} \left[k_{is} \left(w_i(x) \frac{df_1(z)}{dz} + w_{i+1}(x) \frac{df_2(z)}{dz} \right)^2 + \frac{1}{2} t_{is} \left(\frac{dw_i(x)}{dx} f_1(z) + \frac{dw_{i+1}(x)}{dx} f_2(z) \right)^2 \right] dz dx,$$

$$k_{is} = \frac{E_{is} b (1 - \nu_{is})}{(1 + \nu_{is})(1 - 2\nu_{is})}, \quad t_{is} = \frac{E_{is} b}{2(1 + \nu_{is})}, \quad i = 1, 2, \quad (3)$$

gdzie $w(x)$ jest funkcją pionowego przemieszczenia belki, k_{is} i t_{is} są parametrami opisującymi pracę i -tej warstwy podłoża odpowiednio na ściskanie i ścinanie, E_b jest modułem Younga belki, I_b jest momentem bezwładności przekroju poprzecznego belki, a E_{is} i ν_{is} są odpowiednio modułem Younga i współczynnikiem Poissona i -tej warstwy podłoża gruntowego.

Belkę i dwuwarstwowe podłoże dzielimy pionowymi liniami, dokonując dyskretyzacji układu na elementy skończone składające się z elementów belkowych i elementów podłoża (Rys. 2). Sformułowanie zagadnienia własnego za pomocą metody elementów skończonych przedstawiono w pracy [6].

Szczegółowe wyrażenia określające macierze sztywności i bezwładności elementu belki i podłoża oraz ich jawne postacie przedstawiono w pracy [5].

Całkowita energia sprężysta i kinetyczna układu jest sumą energii poszczególnych elementów, tj. energii sprężystej i kinetycznej elementu belka-podłoże. Wykorzystując zasadę Hamiltona i metody dynamiki budowli [9], równanie zagadnienia własnego belki na podłożu gruntowym można zapisać w postaci [5]

$$(\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{B}) \mathbf{w} = \mathbf{0}, \quad (4)$$

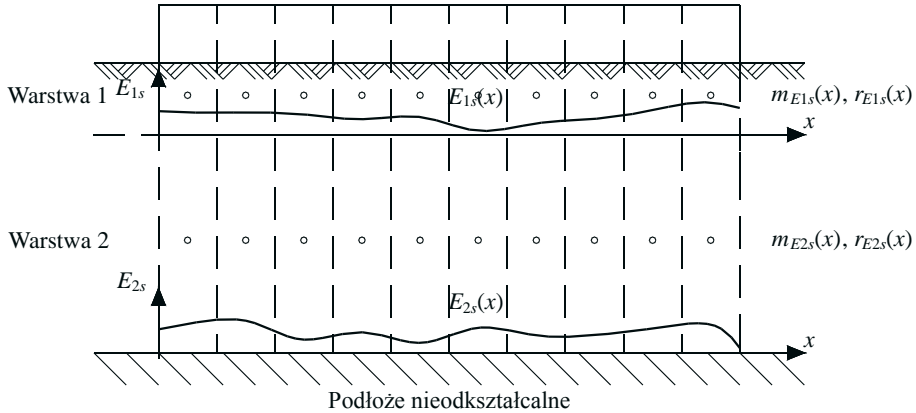
gdzie \mathbf{K} jest globalną macierzą sztywności układu, \mathbf{B} jest globalną macierzą bezwładności, \mathbf{w} jest wektorem przemieszczeń węzłowych układu, a ω jest częstością kołową drgań własnych układu.

Rozwiązanie ogólne zagadnienia własnego (4) stanowią częstości drgań własnych ω_i i odpowiadające im wektory własne w_i .

3. Stochastyczny model podłoża dwuwarstwowego

Rozpatrzmy podłoże gruntowe przedstawione na Rys. 2. Uwarstwienie podłoża wynikające z niejednorodności gruntu powoduje, że każda z dwóch warstw ma inne parametry materiałowe. Dodatkowo zmieniają się one losowo zarówno wzdłuż długości każdej z warstw, jak i pomiędzy nimi. Wprowadzając do deterministycznego modelu podłoża Koláfa-Nemeca losowy moduł Younga E_{is} otrzymujemy stochastyczny model tego podłoża. Do jego opisu wykorzystuje się układ dwóch jednowymiarowych, jednorodnych i ciągłych pól losowych $E_{1s}(x)$ i $E_{2s}(x)$. Wówczas parametry na ściskanie i na ścinanie każdej z warstw przyjmują postacie:

$$k_{is}(x) = \frac{E_{is}(x) b (1 - \nu_{is})}{(1 + \nu_{is})(1 - 2\nu_{is})}, \quad t_{is}(x) = \frac{E_{is}(x) b}{2(1 + \nu_{is})}, \quad i = 1, 2. \quad (5)$$



Rys. 2. Stochastyczny model gruntowego podłoża dwuwarstwowego

Każde z pól losowych modułu Younga opisane jest wartościami średnimi $m_{E_{1s}}(x)$ i $m_{E_{2s}}(x)$ oraz współczynnikami zmienności $r_{E_{1s}}(x)$ i $r_{E_{2s}}(x)$. Korelację po długości takiego pola losowego opisuje się najczęściej przy pomocy eksponentialnej funkcji korelacji [10]

$$\rho_{E_{is}}(\xi_{kl}) = \exp\left(-\left(\frac{|\xi_{kl}|}{\delta}\right)^2\right), \quad (6)$$

gdzie ξ_{kl} jest odległością w przestrzeni między punktami pola losowego, a δ jest skalą korelacji pola losowego.

Natomiast korelację pomiędzy polami losowymi warstw podłoża opisuje się przy pomocy współczynnika korelacji $r_{E_{1s}E_{2s}}$.

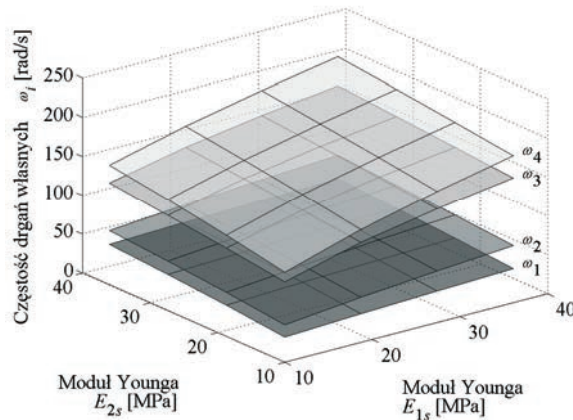
Na potrzeby metody Monte Carlo ciągłe pole losowe dyskretyzuje się przy pomocy metody punktu środkowego, w której pole losowe w danym elemencie jest reprezentowane przez pojedynczą wartość, będącą wartością tegoż pola w środku danego elementu.

4. Analiza numeryczna

Do analizy przyjęto belkę betonową o przekroju poprzecznym $A_b = 0,3 \times 0,5$ m, modułe Younga $E_b = 27$ GPa, długości $L = 5$ m, gęstości objętościowej $\rho_b = 2500$ kg/m³, spoczywającą na dwuwarstwowym podłożu, którego pierwsza warstwa jest znacznie cieńsza od drugiej. Założono grubość pierwszej warstwy $h_1 = 0,5$ m, a drugiej $h_2 = 5,0$ m (Rys.1). Gęstość objętościowa gruntu jest taka sama dla każdej warstwy i wynosi $\rho_{1s} = \rho_{2s} = 1700$ kg/m³. Tak samo jest w przypadku współczynników Poissona, które wynoszą $\nu_{E_{1s}} = \nu_{E_{2s}} = 0,3$.

Na początek przeprowadzono analizę numeryczną drgań własnych belki w ujęciu deterministycznym rozpatrując różne kombinacje sztywności obu warstw podłoża, dla których moduł Younga E_{is} zmieniał się w przedziale od 10 MPa do 36 MPa.

Na Rys. 3 przedstawiono zależność pierwszych czterech częstości drgań własnych belki od różnych wartości modułu sprężystości obu warstw podłoża gruntowego. Widać, że wraz ze wzrostem sztywności podłoża gruntowego rosną wartości częstości drgań własnych układu belka-dwuwarstwowe podłoże.



Rys. 3. Zależności wartości pierwszych czterech częstości drgań własnych belki ω_i od różnych wartości modułu Younga dwóch warstw podłoża gruntowego E_{is}

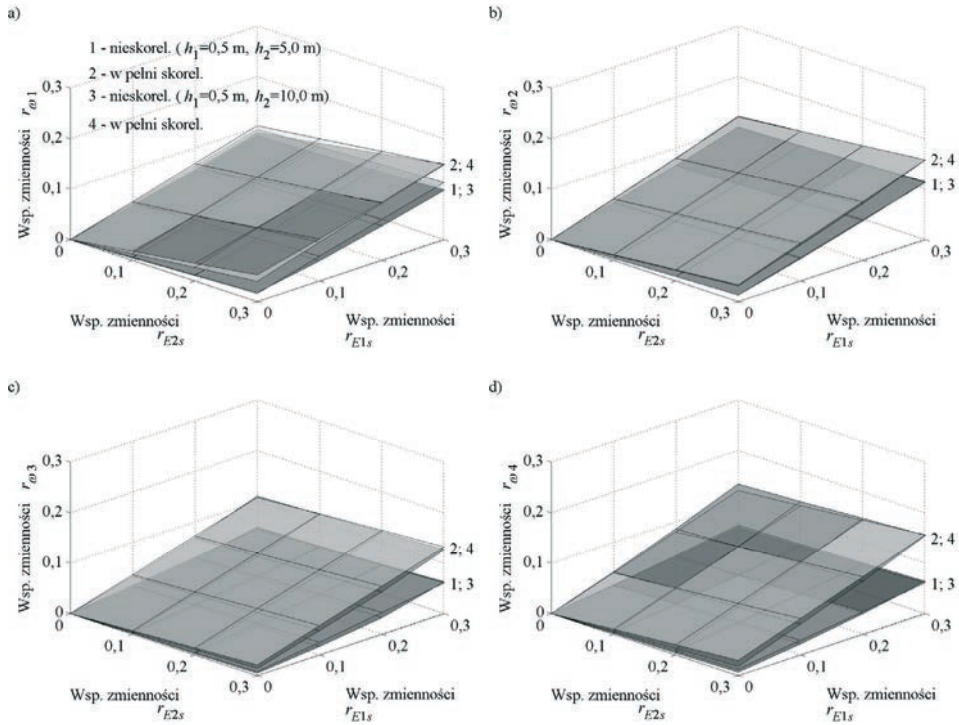
W przypadku dwóch pierwszych częstości drgań własnych większy wpływ na wartości drgań ma sztywność drugiej warstwy podłoża niż sztywność pierwszej warstwy. Wpływ ten jest około dwukrotnie większy. W przypadku trzeciej i czwartej częstości drgań większy wpływ na ich wartości (około dwa razy większy) ma sztywność pierwszej warstwy podłoża. Można to wyjaśnić postaciami drgań własnych, tzn. pierwsza i druga postać jest „gruntowa” sztywny ruch belki w podatnym podłożu, a trzecia i czwarta „belkowa” zginanie belki.

W kolejnym etapie badań przyjęto założenie, że moduł Younga podłoża gruntowego ma charakter stochastyczny i jest opisany jako jednowymiarowe pole losowe. Przeprowadzono analizę stochastycznego zagadnienia własnego układu belka-dwuwarstwowe podłoże stosując metodę Monte Carlo (por. np. [11]). Wartości średnie pól losowych każdej z warstw wynoszą odpowiednio $m_{E_{1s}} = 36$ MPa i $m_{E_{2s}} = 10$ MPa. Współczynniki zmienności $r_{E_{1s}}$ i $r_{E_{2s}}$ zmieniają się wzajemnie niezależnie w przedziale od 0 do 30% [12]. Przyjęto, że pola losowe modułu Younga pomiędzy warstwami są w pełni skorelowane. Wynika to z badań, które przeprowadzono w pracy [6].

Pola losowe modułu Younga wzdłuż długości warstw przyjęto jako przestrzennie nieskorelowane i w pełni skorelowane (dla $\delta \rightarrow 0$ odpowiada $r_{E_{is}} \rightarrow 0$ i dla $\delta \rightarrow \infty$ odpowiada $r_{E_{is}} \rightarrow 1$). Obliczenia przeprowadzono dla 1000 realizacji pól losowych modułów Younga warstw podłoża. Badano pierwsze cztery częstości drgań własnych belki. Dodatkowo przeprowadzono obliczenia, gdy grubość drugiej warstwy wynosi $h_2 = 10,0$ m. Wyniki przeprowadzonych analiz przedstawiono na Rys. 4.

Można zauważyć, że dla wszystkich analizowanych przypadków, tj. przy grubości drugiej warstwy $h_2 = 5,0$ m i $h_2 = 10,0$ m, wartości współczynników zmienności pierwszych czterech częstości drgań własnych rosną wraz ze wzrostem współczynników zmienności modułu Younga każdej z warstw podłoża. Zachodzi to zarówno dla pól losowych nieskorelowanych, jak i w pełni skorelowanych wzdłuż długości warstw. Wpływ zmiany współczynnika zmienności modułu Younga pierwszej warstwy podłoża na współczynnik zmienności wszystkich czterech częstości drgań własnych jest wyraźnie większy niż wpływ zmian współczynnika zmienności modułu Younga drugiej warstwy, niezależnie od jej grubości. W przypadku pól losowych nieskorelowanych wzdłuż długości warstwy wzrost ten jest około: cztery, siedem i dziewięć razy większy dla współczynników zmienności pierwszych trzech częstości drgań własnych. W przypadku pól losowych w pełni skorelo-

wanych wzdłuż długości wzrost ten jest odpowiednio około jeden, trzy i sześć razy większy dla współczynników zmienności pierwszych trzech częstotliwości drgań własnych.



Rys. 4. Zależności wartości współczynników zmienności pierwszych czterech częstotliwości drgań własnych belki $r_{\theta i}$ od różnych wartości współczynników zmienności dwóch warstw podłoża r_{Eis}

5. Wnioski

Celem artykułu była analiza wpływu zmiany modułu Younga warstw podłoża gruntowego na częstotliwości drgań własnych układu belka-dwuwarstwowe podłożo. Rozważono przypadki, w których pierwsza warstwa gruntu była 10-cio i 20-sto krotnie cieńsza od drugiej. Analizę drgań własnych układu przeprowadzono w ujęciu deterministycznym i stochastycznym. W ujęciu deterministycznym moduł Younga każdej z warstw zmieniał się w przedziale od 10 MPa do 36 MPa. Natomiast w przypadku losowym moduł Younga pierwszej warstwy był dużo większy od drugiej (3,6 razy). Przeprowadzając analizę stochastyczną założono przestrzenną korelację modułu Younga po długości każdej z warstw, przyjmując przy tym dwa stopnie korelacji, tj. pełną korelację i jej brak. Na podstawie przeprowadzonych badań w pracy [6] uwzględniono w obliczeniach pełną korelację pomiędzy warstwami gruntu. Stochastyczne zagadnienie własne rozwiązano przy zastosowaniu metody Monte Carlo.

Przeprowadzona analiza deterministyczna wykazała, że gdy wzrosła sztywność pierwszej warstwy z 10 MPa do 36 MPa to pierwsza częstota drgań własnych wzrosła o 35%, a druga o 53%. Natomiast jeśli o tyle samo wzrosła sztywność drugiej warstwy to pierwsza częstota drgań własnych wzrosła o 45%, a druga o 60%. Oznacza to, że większy wpływ na wartości dwóch pierwszych częstotliwości drgań własnych ma sztywność drugiej warstwy

podłoża niż sztywność pierwszej warstwy. Odwrotnie jest w przypadku trzeciej i czwartej częstotliwości drgań własnych. Gdy wzrosła sztywność pierwszej warstwy to trzecia częstotliwość drgań wzrosła o 56%, a czwarta częstotliwość o 64%. Jeśli wzrosła sztywność drugiej warstwy to trzecia częstotliwość wzrosła o 27%, a czwarta o 33%. Można uzasadnić to tym, że pierwsze dwie postaci drgań własnych obrazują ruch sztywny belki na podatnym podłożu, natomiast trzecia i czwarta przedstawia ruch, w którym dominuje zginanie belki [5].

Przeprowadzając analizę stochastyczną wykazano, że współczynnik zmienności modułu Younga pierwszej warstwy podłoża ma znacznie większy wpływ na współczynnik zmienności drgań własnych niż współczynnik zmienności modułu Younga drugiej warstwy. Na przykład dla skorelowanego pola losowego modułu Younga wzdłuż długości warstw, gdy współczynnik zmienności pierwszej warstwy wyniósł 30% to współczynnik zmienności pierwszej częstotliwości drgań własnych wzrósł o 9%, a współczynnik zmienności czwartej częstotliwości o 5%. W przypadku, gdy współczynnik zmienności drugiej warstwy wyniósł 30% to współczynnik zmienności pierwszej częstotliwości drgań wzrósł tylko o 5%, a czwartej o 2%. Ma to miejsce niezależnie od tego czy grubość drugiej warstwy wynosi 5,0 m, czy też 10,0 m i to zarówno w przypadku pełnej korelacji modułu Younga gruntu wzdłuż długości warstw, jak i przy braku korelacji.

Literatura

- 1 Śniady P. Podstawy stochastycznej dynamiki konstrukcji. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, 2000.
- 2 Ghanem R., Brząkała W. Stochastic finite-element analysis of soil layers. *Journal of Engineering Mechanics* 122 (1996) 361–369.
- 3 Przewłócki J., Górski J. Strip foundation on 2-D and 3-D random subsoil, *Probabilistic Engineering Mechanics* 16 (2000) 121–136.
- 4 Palczak G., Witt M. Statyczna analiza belek spoczywających na losowym dwuparametrowym podłożu sprężystym. *Materiały XX Jubileuszowej Konferencji Naukowej KIL i W PAN i KN PZITB, Krynica 1974, s. 244-252.*
- 5 Kaleta B., Zembaty Z. Eigenvalue problem of a beam on stochastic Vlasov foundation. *Archives of Civil Engineering* LIII (2007) 447–477.
- 6 Kaleta B., Różycki B. Zagadnienie własne belki na stochastycznym, dwuwarstwowym podłożu gruntowym. *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej* 276 (2011) 349–356.
- 7 Kolář V., Nemeč I. Modelling of soil structure interaction. *Akademia*, 1989.
- 8 Turhan A. A consistent Vlasov model for analysis of plates on elastic foundations using the finite element method, Ph. D. Thesis. The Graduate School of Texas Technical University, Texas, 1992.
- 9 Chmielewski T., Zembaty Z. *Podstawy dynamiki budowli*. Arkady, 1998.
- 10 Shinozuka M. Stochastic fields and their digital simulation, w: *Stochastic Methods in Structural Dynamics*. (ed. Schuëller G. I., Shinozuka M.), Martinus Nijhoff Publishers, Dordrecht 1987, s. 93-133.
- 11 Zieliński R. *Metody Monte Carlo*. WNT, 1970.
- 12 Puła W. *Zastosowanie teorii niezawodności konstrukcji do oceny bezpieczeństwa fundamentów*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, 2004.

Natural vibrations of a beam on stochastic two-layered subsoil with significantly different thickness

Barbara Kaleta¹, Bartosz Różycki²

¹ *Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering, The Opole University of Technology, e-mail: b.kaleta@po.opole.pl*

² *Voivodeship Roads Administration in Opole, e-mail: brozycki@o2.pl*

Abstract: In this paper the influence of variability of Young modulus of the subsoil layers on the natural frequency of the beam-two-layered subsoil system was analyzed. Assuming the first layer was thinner and more rigid than the second one (10 and 20 times). The calculations were made by using deterministic and stochastic approach. In the stochastic approach, the spatial correlation of Young modulus of the subsoil along the length of both layers was taken into account. Two cases of the correlation were considered, i.e. without and with full correlation. Regarding the results of the authors' research which were published in the previous article, in the calculations the full stochastic correlation of Young modulus of subsoil between both layers was taken into account. In order to solve the stochastic eigenvalue problem, Monte Carlo simulation techniques with Finite Element Method (FEM) were used. The present analysis is a continuation research demonstrated in the authors' previous papers.

Keywords: eigenvalue problem, beam, two-layered subsoil, thin layer, Monte Carlo method, random field, midpoint method.

Wpływ sprężenia elementów konstrukcji rozbudowy teatru na odpowiedź spowodowaną ruchem metra

Krzysztof Koziol¹, Waldemar Bzdula²

¹ *Institut Mechaniki Budowli Politechniki Krakowskiej,
e-mail: koziol_k@poczta.fm*

² *Planungsgruppe Brachmann GmbH,
e-mail: bzdula@interia.pl*

Streszczenie: Dobór rozwiązań konstrukcyjnych budynków pod względem ich odporności na wpływy dynamiczne wymaga niejednokrotnie wykonania pełnej analizy czasowej. Opracowanie zawiera porównanie odpowiedzi budynku wykonanego w dwóch alternatywnych technologiach: tradycyjnej żelbetowej i mieszanej - żelbetowej z częściowym sprężeniem, na wymuszenie spowodowane ruchem wagonów metra w tunelu zlokalizowanym pod obiektem. Odpowiedź budynku rozumiana jest w sensie wpływów na budynek (wartości sił przekrojowych) jak i na ludzi w nim przebywających (wartości RMS w pasmach tercjowych 1/3 oktaowych). Jak wynika z analiz numerycznych dla analizowanych typów konstrukcji nie da się w sposób jednoznaczny określić „najlepszego” rozwiązania. Bowiem w obiekcie da się wyszczególnić regiony cechujące się różną „wrażliwością” dynamiczną uzależnioną od doboru typu technologii zastosowanej do budowy elementów konstrukcji.

Słowa kluczowe: remont, dynamika, całkowanie równań ruchu, metro, dobór rozwiązań konstrukcyjnych

1. Wprowadzenie

Wraz z szybkim rozwojem budownictwa, uszczuplaniem masy konstrukcji, wznoszeniem obiektów o coraz większych gabarytach, rozbudową sieci komunikacyjnej, większą uwagę należy poświęcić zagadnieniom z zakresu dynamiki budowli w szczególności na etapie projektowania. Zagadnienia dynamiki mają szczególne znaczenie w przypadku „lekkich” konstrukcjach szkieletowych, gdzie skutki oddziaływań zmiennych w czasie mogą prowadzić do niepożądanych efektów. Dodatkowym problemem jest lawinowo rosnąca liczba pojazdów komunikacji indywidualnej, masowej oraz transportu ciężkiego – sprzyja to generowaniu drgań mających negatywne oddziaływania na budynki i przebywających w nich ludzi. Dyskomfort związany z drganiami coraz bardziej daje się odczuć w centrach dużych, starych miast, gdzie wąskie uliczki nie są przystosowane do obsługi dużej ilości pojazdów. Ten stan rzeczy niejednokrotnie prowadzi do pojawiania się rys na budynkach zmniejszając jego parametry wytrzymałościowe oraz atrakcyjność, jako obiektu. Dodatkowo dyskomfort związany z nadmiernymi drganiami wpływa również niekorzystnie na osoby przebywające w obiektach. Również tam, gdzie zlokalizowane są urządzenia narażone na nadmierny wpływ drgań, konieczne jest przeprowadzenie dokładnej analizy i oceny skutków oddziaływań dynamicznych.

2. Opis stanu istniejącego

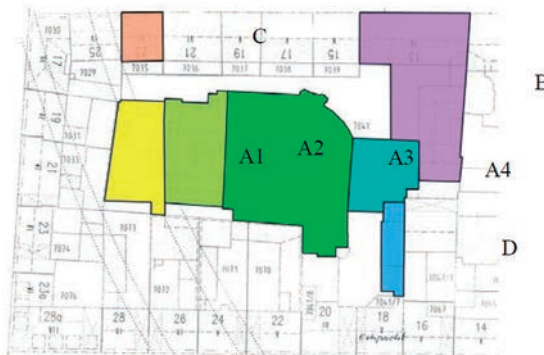
Obiektem poddanym analizie jest część Teatru Narodowego w Monachium (Rys.1). Teatr ten został wybudowany w 1896 roku przez Alexandra Bluma, Josepha Ranke i Karla Stöhra w stylu neobarokowym. Na całość obiektu składają się: sale teatralne - duża i mała, sale wystawowe, restauracja, część administracyjna oraz hotel. W roku 1943 podczas II Wojny Światowej został on w znacznym stopniu zniszczony w wyniku nalotu bombowego. Jego odbudowa i przywrócenie wcześniejszego blasku zostało podjęte na początku lat 50 XX-go wieku.



Rys. 1. Teatr Narodowy w Monachium

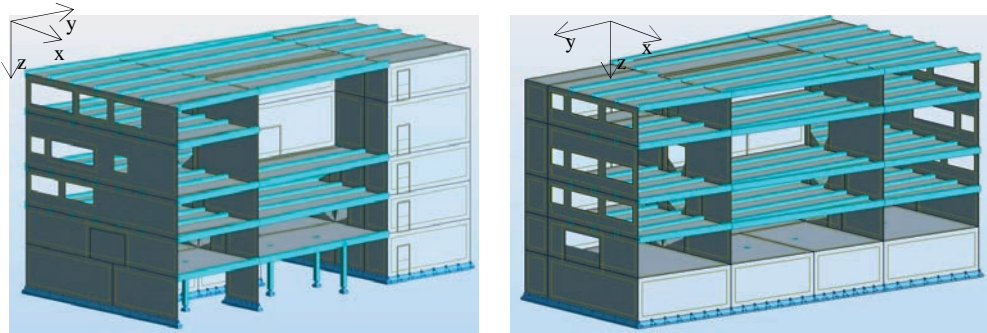
Z uwagi na pogarszający się stan techniczny obiektu nadszarpniętego czasem i historią, w 2002 roku przystąpiono do generalnego remontu. Ze względu na zabytkowy i reprezentacyjny charakter budynku remont obejmował wzmocnienie jego elementów konstrukcyjnych przy zachowaniu funkcjonalności obiektu.

Zakres przeprowadzonych prac obejmował m.in. wymianę konstrukcji dachowej, częściową rozbiórkę starych stropów i wbudowanie nowych stropów żelbetowych, wzmocnienie innych elementów nośnych, wymianę lub wzmocnienie fundamentów. Częściowej rekonstrukcji i renowacji zostały poddane również elementy detali architektonicznych. Mając na uwadze to, iż zakres prac związanych z przebudową całego obiektu jest przedsięwzięciem złożonym, został on podzielony na części (A1, A2, A3, A4, B, C, D) przedstawione na rys. 2. Miało to na celu lepszą organizację prac i usprawnienie przepływu informacji związanych z wykonawstwem.



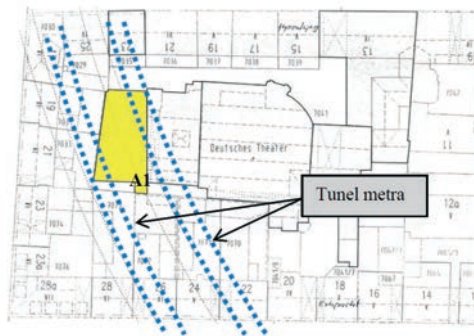
Rys. 2. Teatr Narodowy w Monachium – podział obiektu na części

Tematem niniejszego opracowania są prace poświęcone obiektowi A1. Po gruntownej analizie podjęto decyzję o rozbiórce tej części i na jej miejsce wybudowanie nowego obiektu, oddzielonego dylatacją od części A2. Uwarunkowane to było złym stanem technicznym elementów nośnych, który nie kwalifikował ich do dalszej rekonstrukcji. Nowy obiekt został zaprojektowany i wykonany jako pięciokondygnacyjna konstrukcja żelbetowa. Elementy nośne stanowią ściany żelbetowe grubości 25 cm. Stropy wykonano jako żelbetowe monolityczne grubości 16 i 20 cm, oparte na belkach żelbetowych o przekroju $b/h=30/45$ cm. Na potrzeby niniejszego opracowania przeanalizowano konstrukcję również jako częściowo sprężoną – w tym wypadku sprężeniu poddano stropy nad poszczególnymi kondygnacjami (płyty stropowe strunobetonowe). Model przestrzenny pokazano na rys. 3.



Rys. 3. Teatr Narodowy w Monachium - obiekt A1, model 3D, od frontu i od tyłu

W związku z lokalizacją linii metra bezpośrednio pod obiektem A1 (Rys. 4) zaistniała potrzeba określenia wpływu drgań generowanych przez przejeżdżające w tunelu wagony metra na obiekt oraz ich oddziaływanie na ludzi przebywających w nim. Tunel linii metra znajduje się 21 m poniżej poziomu fundamentu. Informacja ta pozwoliła dobrać wymuszenia obciążające budynek z bazy danych Politechniki Krakowskiej.



Rys. 4. Lokalizacja linii metra pod częścią A1

3. Analiza numeryczna

W celu przeprowadzenia analizy dynamicznej mającej określić wpływy drgań na budynek i ludzi, sporządzono modele numeryczne (MES) budynków w dwóch wariantach obliczeniowych:

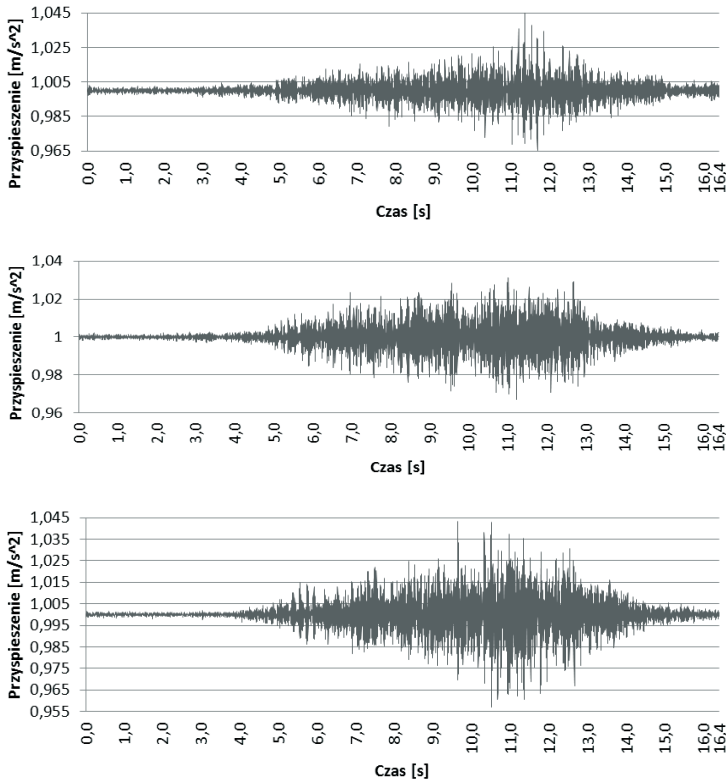
- dla konstrukcji żelbetowej,
- dla konstrukcji mieszanej - żelbetowo-sprężonej.

Model konstrukcji pokazany na rys. 3 został obciążony wymuszeniem kinematycznym dobranym na podstawie pomiarów przeprowadzonych w podobnych warunkach geometrycznych i materiałowych. Stanowi on przebieg czasowy przyspieszeń drgań wywołanych przez przejeżdżające metro. Wymuszenie to przyłożono w miejscach podparcia modelu z gruntem, przy czym dokonano uproszczenia - założono jednakowe wymuszenie w przestrzeni. W analizie uwzględniono dwie składowe poziome x i y oraz składową pionową z . Przebieg przyspieszeń drgań w poszczególnych kierunkach pokazano na rys. 5.

Korzystając z dwuparametrowego modelu tłumienia Rayleigha [1] określono przy znajomości problemu własnego (Tabela 2) współczynniki tłumienia masowo-szywnościowego dla analizowanych konstrukcji (Tabela 1).

$$\alpha = \frac{2\xi\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j}, \quad \beta = \frac{2\xi}{\omega_i + \omega_j} \quad (1)$$

Gdzie: α – współczynnik masowy, β – współczynnik sztywnościowy, ω_i, ω_j – częstotliwości drgań własnych konstrukcji, $\xi=0,05$ - ułamek tłumienia krytycznego dla konstrukcji przyjęto zgodnie z literaturą [1].



Rys. 5. Wymuszenie kinematyczne generowane przez przejeżdżające metro, składowe przyspieszenia drgań [m/s²] w kierunku x , y i z

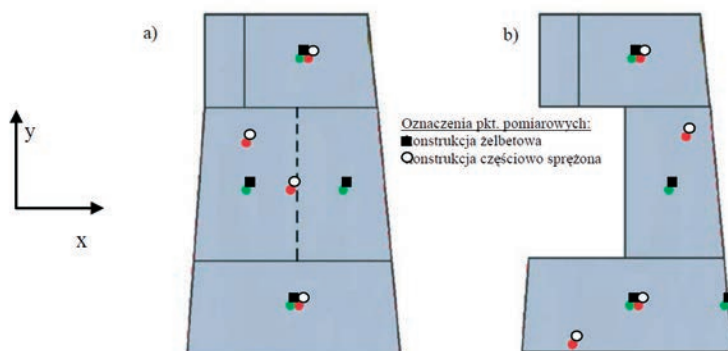
Tabela 1. Współczynniki tłumienia

Lp.	Parametr tłumienia	Budynek żelbetowy	Budynek częściowo sprężony
1	a	5,7647	4,9797
2	b	0,000371	0,000382

Tabela 2. Częstotliwości drgań własnych analizowanej konstrukcji

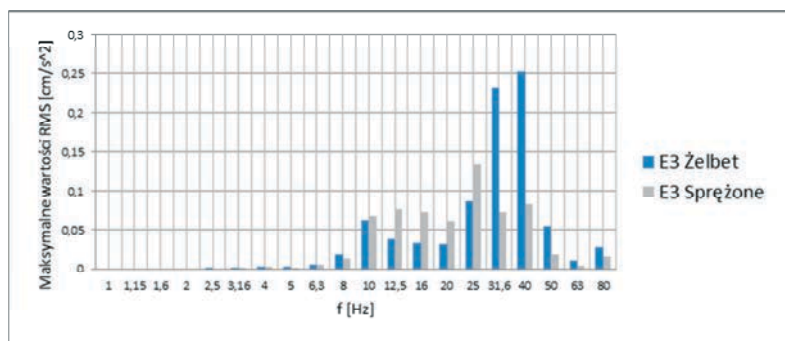
Postać własna	Budynek żelbetowy	Charakter i kierunek drgań	Budynek częściowo sprężony	Charakter i kierunek drgań
1	6,39	giętnie X	5,28	giętnie Z
2	6,60	giętnie Z	6,73	giętnie Z
3	7,09	giętnie Z	6,77	giętno-skrętne
4	7,36	giętnie Z	7,36	giętnie Z
5	7,50	giętnie Z	7,55	giętnie Z

Odpowiedź dynamiczną konstrukcji na zadane wymuszenie kinematyczne obliczono metodą Newmarka, a więc bezpośredniego całkowania równań różniczkowych drugiego rzędu. Wartości odpowiedzi konstrukcji w postaci przyspieszeń na poszczególnych kondygnacjach analizowano w niżej przedstawionych przykładowych punktach (Rys. 6) odpowiednio dla konstrukcji żelbetowej i częściowo sprężonej.

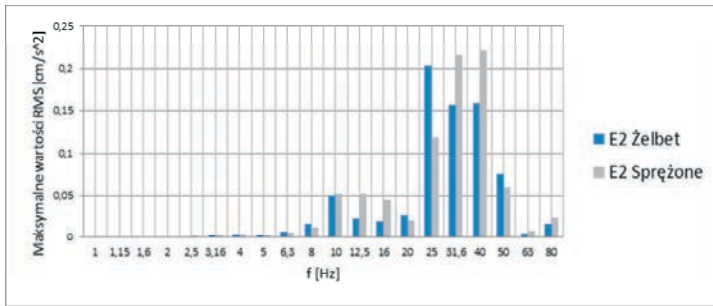


Rys. 6. Przykładowe punkty pomiarowe dla stropu: a) nad 3 piętrem, b) nad 2 piętrem

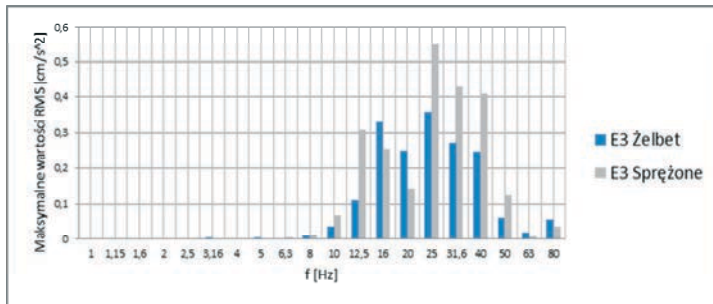
Przebiegi czasowe odpowiedzi (przyspieszeń drgań) konstrukcji dla poszczególnych kondygnacji poddano analizie w postaci wartości skutecznych (RMS - root mean square) w tercjach pasm częstotliwości w kierunkach poziomym i pionowym. Zbiorcze zestawienie maksymalnych wartości RMS dla wybranych kondygnacji przedstawiono poniżej. Jak można zauważyć na rysunkach poniżej (Rys. 7 do 10), wartości przyspieszeń drgań w kierunku poziomym i pionowym są różne w zależności od przedziału tercjowego i kondygnacji. Niemniej wartość dopuszczalna granicy komfortu wibracyjnego we wszystkich kierunkach i na wszystkich kondygnacjach nie została przekroczona.



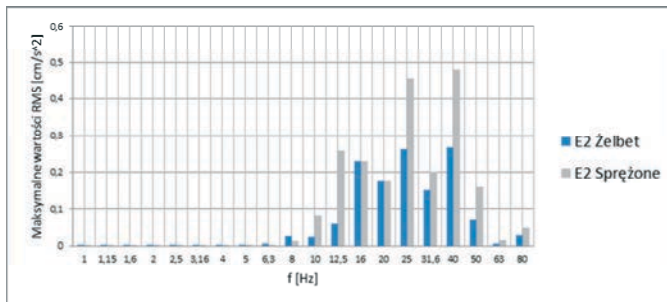
Rys. 7. Porównanie maksymalnych wartości RMS w pasmach tercjowych na kierunku poziomym dla kondygnacji 3



Rys. 8. Porównanie maksymalnych wartości RMS w pasmach tercyjnych na kierunku poziomym dla kondygnacji 2



Rys. 9. Porównanie maksymalnych wartości RMS w pasmach tercyjnych na kierunku pionowym dla kondygnacji 3



Rys. 10. Porównanie maksymalnych wartości RMS w pasmach tercyjnych na kierunku z dla kondygnacji 2

4. Wnioski

Przedmiotem niniejszej pracy była próba określenia potencjalnych negatywnych wpływów drgań generowanych przez przejeżdżające metro na budynek i ludzi w nim przebywających. Na podstawie otrzymanych wyników z przeprowadzonej analizy dynamicznej dla rozważanego obiektu, negatywne wpływy drgań na ludzi nie przekraczają wartości dopuszczalnych, zarówno w kierunku poziomym jak i pionowym. Dodatkowe siły przekrojowe (Tabela 3) powstałe w wyniku działania wymuszeń kinematycznych należy uwzględnić w obliczeniach statycznych jako dodatkowe obciążenie. W analizowanej konstrukcji ich wielkość w porównaniu z siłami przekrojowymi związanymi z obciążeniami typowymi (normowymi statycznymi) jest znikoma - poniżej 1%.

Tabela 3. Zestawienie ekstremalnych sił przekrojowych spowodowanych działaniami dynamicznymi pochodzącymi od przejazdu metra

Budynek żelbetowy						
Lp	Kondygnacja	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
1	Parter	28,1	2,2	22,6	0,2	2,4
2	Piętro1	20,5	4,0	16,7	0,5	2,3
3	Piętro 2	33,2	4,9	24,2	0,3	2,4
4	Piętro 3	17,6	3,9	25,3	0,5	2,0
Budynek częściowo sprężony						
Lp	Kondygnacja	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
1	Parter	22,7	3,3	19,5	0,5	3,2
2	Piętro1	31,1	5,6	23,8	0,4	2,9
3	Piętro 2	20,1	4,5	27,1	0,3	2,5
4	Piętro 3	33,7	4,3	28,2	0,4	2,0

Analiza odpowiedzi konstrukcji na obciążenie związane z wymuszeniem od pobliskiej linii metra w wariantach żelbetowym i częściowo sprężonym pokazała nam, że w przypadku obliczanego obiektu jest trudno dobrać rozwiązanie materiałowe pod względem dynamicznym (Rys. 7 do 10, Tab. 4). W kierunku pionowym dla kondygnacji parteru korzystniejszym jest wariant konstrukcji wykonanej jako żelbetowej (stosunek amplitud RMS sięga wartości 2,45 dla częstotliwości 8Hz), ale dla kierunku poziomego zdecydowanie lepszym jest sprężenie stropów. Najgorsze wyniki dla sprężenia uzyskujemy na kondygnacji 3, gdzie dla kierunku pionowego w/w współczynnik sięga wartości 4,67 przy częstotliwości 1,15Hz.

Tabela 4. Stosunek (rozwiązanie żelbet/częściowe sprężenie) ekstremalnych wartości RMS w kierunku pionowym i poziomym na poszczególnych kondygnacjach

lp	Budynek żelbetowy					Budynek częściowo sprężony			
	częst	KONDYGNACJA				KONDYGNACJA			
	f	0	1	2	3	0	1	2	3
	[Hz]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	1	1,73	0,06	0,94	3,26	0,79	0,48	0,94	2,55
2	1,15	1,45	0,08	0,43	4,67	0,40	0,22	0,94	1,82
3	1,6	2,20	0,09	0,62	2,89	0,52	0,23	1,22	1,46
4	2	2,23	0,11	0,52	2,92	0,52	0,40	0,98	1,49
5	2,5	2,19	0,10	0,53	2,65	0,43	0,48	0,79	1,78
6	3,16	1,99	0,16	0,69	2,67	0,36	0,52	0,99	1,07
7	4	1,34	0,69	0,93	0,98	0,41	0,79	1,01	0,92
8	5	2,04	0,31	0,75	2,33	0,25	0,55	0,96	1,26
9	6,3	1,55	1,86	1,35	0,69	0,36	0,89	1,10	1,03
10	8	2,45	0,56	1,89	0,88	0,11	0,87	1,41	1,40
11	10	1,88	0,27	0,28	0,54	0,13	0,77	0,96	0,92
12	12,5	0,36	0,24	0,23	0,36	0,11	0,48	0,44	0,50
13	16	0,29	1,11	1,00	1,30	0,07	0,79	0,45	0,46
14	20	1,63	0,83	1,00	1,75	0,04	1,16	1,23	0,53
15	25	1,28	1,39	0,57	0,65	0,02	2,10	1,72	0,65
16	31,6	2,09	0,78	0,76	0,64	0,02	1,04	0,73	3,20
17	40	1,89	0,58	0,55	0,61	0,02	0,94	0,72	3,02
18	50	1,19	0,65	0,44	0,49	0,03	0,74	1,26	2,88
19	63	0,67	0,29	0,44	2,42	0,09	0,38	0,57	2,12
20	80	0,39	1,35	0,59	1,46	0,02	1,08	0,68	1,67

Poza analizą czasową odpowiedzi budynku na drgania spowodowane ruchem metra, określono metodą uproszczoną wpływ drgań na ludzi [2]. Na podstawie otrzymanych wyników analizowane drgania okazały się być w dopuszczalnym zakresie, tym samym nie stwierdzono negatywnych oddziaływań na ludzi.

Literatura

- 1 R. Ciesielski, E. Mąciąg "Drgania drogowe i ich wpływ na budynki", Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 1990
- 2 H. Feldmann, Ch. Heinemeyer, B. Völling „Design Guide for Floor Vibrations“, http://www.arcelormittal.com/sections/fileadmin/redaction/4-Library/1-Sales_programme_Brochures/Vibration/Vibration_EN.pdf (Stan: 11.03.2013)
- 3 Ch. Petersen „Dynamik der Baukonstruktionen“, Vieweg Verlagsgesellschaft, Wiesbaden 2000
- 4 H. Kramer „Angewandte Baudynamik“, Ernst & Sohn, Berlin 2013
- 5 Ch. Barth, W. Rustler „Finite Elemente in der Baustatik-Praxis. Mit vielen Anwendungsbeispielen“, Bauwerk, Berlin 2010
- 6 PN-88/B-02171 "Ocena wpływu drgań na ludzi w budynkach", Polski Komitet Normalizacyjny
- 7 PN-91/N-01354 " Drgania. Dopuszczalne wartości przyspieszenia drgań o ogólnym oddziaływaniu na organizm człowieka i metody oceny narażenia", Polski Komitet Normalizacyjny
- 8 PN-85/B-02170 "Ocena szkodliwości drgań przekazywanych przez podłoże na budynki", Polski Komitet Normalizacyjny

The effect of compression design elements for the development of theater-Tell caused by the subway movement

Krzysztof Koziół¹, Waldemar Bzdula²

¹ *Department of Structural Mechanics, Cracow University of Technology,
e-mail: koziol_k@poczta.fm*

² *Planungsgruppe Brachmann GmbH Munich, e-mail: bzdula@interia.pl*

Abstract: The choice of building design solutions in terms of their resistance to the influence of dynamic performance often requires a full analysis of the time. The study contains a comparison of the response of the building made in two alternative technologies: traditional concrete and mixed concrete with partial compression on the force caused by the movement of the subway in a tunnel located under the object. The building answer is understood in the sense of the influence on the building (the internal forces) as well as people staying in it (the RMS value in one-third octave 1/3 octave bands). As from numerical analysis for the analyzed types of structures, the best solution cannot be unambiguously determined. In the object the regions characterized by different dynamic "sensitivity" dependent on the choice of the type of technology used to build the elements of the structure.

Keywords: repair, dynamics, integration of the equations of motion, the subway, the selection of design solutions.

Badania pomostów kompozytowych do zastosowań w mostach drogowych

Maciej Kulpa¹, Tomasz Siwowski²

^{1,2} Zakład Dróg i Mostów, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Rzeszowska, e-mail: ¹kulpa@prz.edu.pl, ²siwowski@prz.edu.pl

Streszczenie: Konieczność zwiększenia trwałości pomostów drogowych obiektów mostowych nadała w ostatnich latach bardzo duży impuls pracom badawczym, których celem jest stworzenie nowych rodzajów pomostów, trwałych, lekkich i łatwych w montażu, wykonanych z materiałów zaawansowanych technologicznie, takich jak np. kompozyty FRP (*fibre reinforced polymers*). W referacie przedstawiono wstępne wyniki prac badawczych nad opracowaniem pierwszego polskiego panelu pomostu kompozytowego FRP. W ramach projektu finansowanego z 7PR UE zaprojektowano, wykonano i zbadano trzy panele pomostów warstwowych (typu *sandwich*) o różnym układzie konstrukcyjnym. Na podstawie badań wytrzymałościowych paneli ustalono ich nośność i sztywność. Porównanie tych charakterystyk pozwoliło na wybór najlepszej konstrukcji panelu do dalszych prac badawczych i wdrożeniowych.

Słowa kluczowe: pomosty drogowe, kompozyty FRP, laminaty warstwowe, infuzja

1. Wprowadzenie

Trwałość typowych pomostów żelbetowych w drogowych obiektach mostowych jest kilkukrotnie krótsza od trwałości innych podstawowych elementów mostu. O trwałości pomostów obiektów mostowych w Polsce można wnioskować np. na podstawie oceny stanu mostów przeprowadzanej corocznie przez GDDKiA na sieci dróg krajowych. W sześciostopniowej skali ocen średnia ocena dla konstrukcji pomostów wyniosła w 2013 r. niewiele ponad 3.0, co oznacza stan niepokojący (tj. pomost wykazuje uszkodzenia, których nienaprawienie spowoduje skrócenie okresu bezpiecznej eksploatacji). Konieczność zwiększenia trwałości pomostów nadała w ostatnich latach bardzo duży impuls pracom badawczym i rozwojowym, których celem jest stworzenie nowych rodzajów pomostów, trwałych, lekkich i łatwych w montażu, wykonanych z materiałów zaawansowanych technologicznie, takich jak beton i stal wysokiej jakości, kompozyty FRP, stopy aluminium, a nawet poddane specjalnej obróbce drewno [1]. Oprócz znaczącego zwiększenia trwałości i zmniejszenia ogólnych kosztów utrzymania, stosowanie lekkich pomostów z nowoczesnych materiałów umożliwiła niejednokrotnie podniesienie nośności całego obiektu.

Od ponad 20 lat obserwuje się w mostownictwie rosnące zainteresowanie materiałami kompozytowymi FRP (ang. *fibre reinforced polymers*), stosowanymi do produkcji nowych elementów nośnych (dźwigary, panele pomostów) [2]. Powód tego zainteresowania jest oczywisty: trwałość (wysoka odporność na korozję i zmęczenie), duża wytrzymałość, lekkość oraz łatwość kształtowania przekroju poprzecznego elementów z kompozytów FRP [3]. Dzięki tym cechom powstało w ciągu ostatnich lat wiele różnych systemów pomostów kompozytowych, stosowanych przy modernizacji lub budowie obiektów mostowych [4].

Pomosty z kompozytów FRP dzieli się w zależności od ich struktury na dwie podstawowe grupy: pomosty warstwowe (typu *sandwich*) oraz pomosty z kształtowników wytwarzanych metodą pultruzji. Panele warstwowe są od dawna stosowane w przemyśle lotniczym, okrętowym i samochodowym, czyli tam, gdzie wymagana jest duża sztywność i wytrzymałość elementów, połączona z ich niewielkim ciężarem i wysoką trwałością. Płyty warstwowe są formowane z wytrzymałego na ścinanie rdzenia o małej gęstości oraz dwóch sztywnych i odpornych na zginanie arkuszy kompozytu, przyklejanych od góry i od spodu do materiału rdzenia. Typowy rdzeń jest wykonany zazwyczaj ze sztywnej pianki, a arkusze zewnętrzne są wykonane z mat lub rowingu z włókien szklanych lub węglowych, nasyconych żywicą epoksydową, poliestrową lub winylową. Ze względu na możliwość zmian strukturalnych zarówno materiału rdzenia jak i arkuszy podczas ich produkcji, kompozytowe konstrukcje warstwowe są bardzo łatwe do kształtowania pod specyficzne wymagania, np. dotyczące grubości lub sztywności panelu.

Prace badawcze nad opracowaniem pierwszego polskiego panelu pomostu warstwowego z kompozytów FRP do zastosowań w mostownictwie podjął Mostostal Warszawa S.A. we współpracy z Zakładem Dróg i Mostów Politechniki Rzeszowskiej w ramach projektu europejskiego *PANTURA* [5]. W referacie przedstawiono wyniki i wnioski ze wstępnych analiz konstrukcyjnych i badań wytrzymałościowych panelu pomostu warstwowego.

2. Ukształtowanie i wytworzenie paneli pomostu

2.1. Materiały

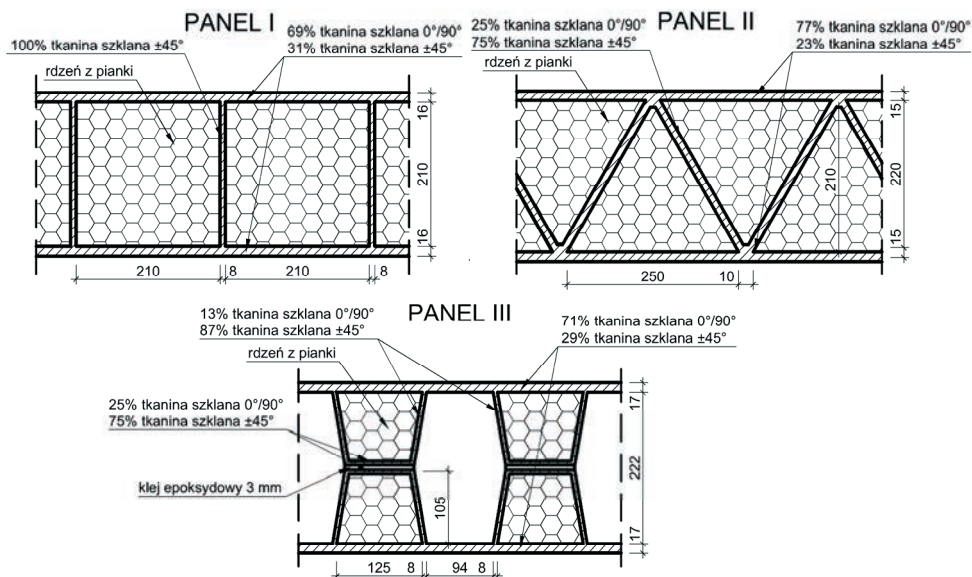
Podstawowym materiałem kompozytów FRP jest włókno zbrojące. Po wstępnych analizach zdecydowano się na zastosowanie włókien szklanych, ze względu na ich optymalny stosunek wytrzymałości do ceny. Etap projektowania kompozytu obejmował dobór liczby i orientacji włókien, co przekładało się na docelowe grubości laminatów. Z uwagi na dwukierunkową pracę panelu pomostu zastosowano tkaniny z ortogonalnie ułożonymi włóknami. Na podstawie wstępnych obliczeń przyjęto grubość górnych i dolnych arkuszy (laminatów) paneli na ok. 15 mm, a grubość laminatów wewnętrznego uzeźbrowania na ok. 6-8 mm. Biorąc pod uwagę gramatury tkanin przyjęto w laminatach górnym i dolnym ok. 20 warstw włókien ułożonych w kierunkach $0^\circ/90^\circ$ i 4 warstwy przekładkowe o kierunku włókien $\pm 45^\circ$. Laminaty żeber wewnętrznych zawierały ok. 10 warstw tkanin $\pm 45^\circ$ oraz 2 warstwy $0^\circ/90^\circ$. Matrycę kompozytu stanowiła żywica epoksydowa Araldite z utwardzaczami XB 3486 i XB 3487. Trzecim materiałem, kształtującym przekrój poprzeczny pomostu była pianka rdzeniowa typu Divinycell H80. Parametry mechaniczne materiałów wyznaczone na podstawie badań zestawiono w Tabelicy 1.

Tabelica 1. Parametry materiałowe laminatu szklanego i pianki rdzeniowej

Materiał	Moduł odkształcalności podłużnej	Współczynnik Poissona	Odształcenie odpowiadające wytrzymałości na rozciąganie	Odształcenie odpowiadające wytrzymałości na ściskanie
	$E_x = E_y$ [GPa]	ν [-]	ε_t [%o]	ε_c [%o]
Laminat szklany	24,00	0,14	18,75	11,67
Pianka rdzeniowa	0,09	0,32	26,32	15,56

2.2. Geometria

We wstępnym projektowaniu geometrii pomostu założono, że panel oparty na belkach głównych przesła o typowym rozstawie ok. 2,4 m musi przenieść obciążenie normowe wg [6] dla mostów drogowych. Na podstawie analizy piśmiennictwa nt. wcześniejszych zastosowań warstwowych pomostów kompozytowych przyjęto do badań pomosty o trzech różnych przekrojach poprzecznych i budowie pokazanej na rys.1. Dla każdego z nich wykonano panel pomostu o wymiarach 2,70 x 1,10 x 0,24 m. Grubość paneli wahała się od 0,23 do 0,25 m, a różnice spowodowane były względami technologicznymi, związanymi z indywidualną koncepcją układania włókien przy wytwarzaniu poszczególnych paneli.



Rys. 1. Ukształtowanie i budowa przekrojów poprzecznych badanych paneli

Wszystkie panele zbudowane były z laminatów szklanych oraz pianki rdzeniowej. Panele I i II były całkowicie wypełnione pianką rdzeniową pomiędzy arkuszami zewnętrznymi oraz żebrami. W panelu I rdzenie piankowe miały przekrój kwadratowy o boku 0,21 m, a w panelu II o kształcie trójkąta równobocznego o wysokości 0,21 m. Panel III został wykonywany z dwóch rozdzielnych, symetrycznych części, sklejonych warstwą kleju epoksydowego w płaszczyźnie środkowej. W tym przypadku rdzenie piankowe obejmowały ok. 50% powierzchni przekroju poprzecznego panelu.

2.3. Technologia wytworzenia paneli pomostu

Zasadniczą kwestią była decyzja dotycząca wyboru technologii wytwarzania paneli kompozytowych. Technologia musiała pozawalać na budowę dużych elementów oraz zapewniać możliwość stosunkowo swobodnego kształtowania ich geometrii i przekroju. Na wstępnym etapie projektu istotny był również początkowy koszt sprzętu niezbędnego do wytworzenia paneli. Biorąc pod uwagę powyższe aspekty zdecydowano się na technologię infuzji próżniowej (ang. VARTM – *vacuum-assisted resin transfer molding*). Nie bez znaczenia było również dotychczasowe pozytywne doświadczenie firmy Mostostal Warszawa S.A. w stosowaniu tej technologii przy produkcji elementów kompozytowych w dużej skali [7].

Proces infuzji polega na przesycaniu żywicą pod ciśnieniem suchych tkanin, ułożonych w nieodkształcalnej formie o docelowym kształcie. Forma jest uszczelniona od góry folią, która przykrywa system rozprowadzający żywicę w całym wykonywanym elemencie (rys.2). Po całkowitym uszczelnieniu formy następuje odessanie z niej powietrza (wytworzenie próżni), a następnie zasysanie żywicy, która pod ciśnieniem jest rozprowadzana pomiędzy tkaninami i warstwami włókien. Po kilkudziesięciu minutach żywica sieciuje, tworząc ostateczny kształt elementu. Na koniec procesu wytwarzania elementu poddaje się ogrzaniu, co zwiększa wytrzymałość i trwałość kompozytu.



Rys. 2. Zastosowanie technologii infuzji próżniowej do wykonania paneli kompozytowych. Po lewej układanie tkanin zbrojących panelu II w formie, po prawej część panelu III podczas infuzji żywicą

Po wytworzeniu panele I i II wykazywały pewne odchyłki od nominalnej geometrii, zwłaszcza w pobliżu żeber wewnętrznych (rys.3). Deformacje i podłużne zgrubienia tkanin w miejscach połączenia żeber z arkuszami górnym i dolnym były nieuniknione z uwagi na odkształcenia względem siebie tkanin i pianek na wolnej, niestykającej się z formą, powierzchni panelu w momencie wytwarzania próżni. Ten problem został praktycznie wyeliminowany w panelu III. Dzięki dwuetapowej infuzji możliwe było uzyskanie płaskiej powierzchni zarówno dla dolnej, jak i górnej części panelu.



Rys. 3. Przekroje poprzeczne paneli (od lewej) I, II i III oraz widoczne deformacje w strefach połączeń żeber z arkuszami powierzchniowymi

3. Badania paneli pod obciążeniem statycznym

3.1. Opis badań

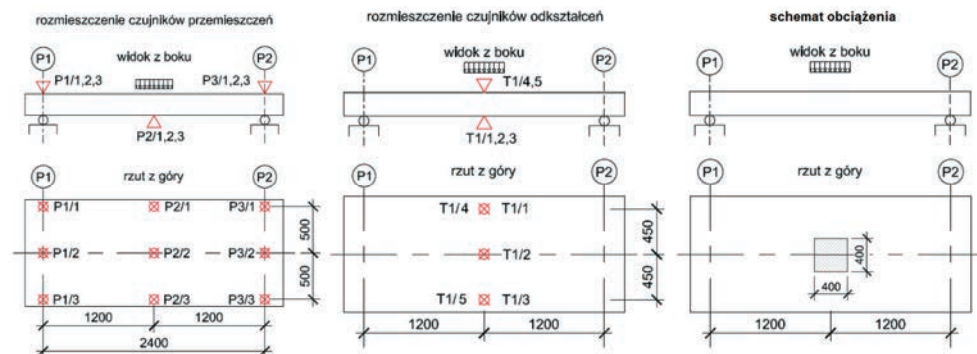
Celem wstępnych badań wytrzymałościowych było określenie sztywności i nośności granicznej poszczególnych rodzajów paneli pomostu. Porównanie tych charakterystyk pozwoliło na wybór rozwiązania konstrukcyjnego panelu do dalszych badań. Wyniki badań służyły także do walidacji modeli numerycznych paneli, przeznaczonych do optymalizacji materiałowej i konstrukcyjnej oraz do późniejszego projektowania.

Badania wytrzymałościowe paneli zostały wykonane w akredytowanym laboratorium Wydziału Budownictwa i Inżynierii Środowiska PRz. Panele pomostu o rozpiętości teoretycznej 2,40 m podparto swobodnie na łożyskach. Zastosowano obciążenie testowe w postaci pojedynczej siły skupionej o powierzchni nacisku 400×400 mm, przyłożonej w środku rozpiętości paneli (rys.4).



Rys. 4. Panel I podczas badań wytrzymałościowych (po lewej) oraz szczegół przyłożenia obciążenia skupionego na górnej powierzchni panelu (po prawej)

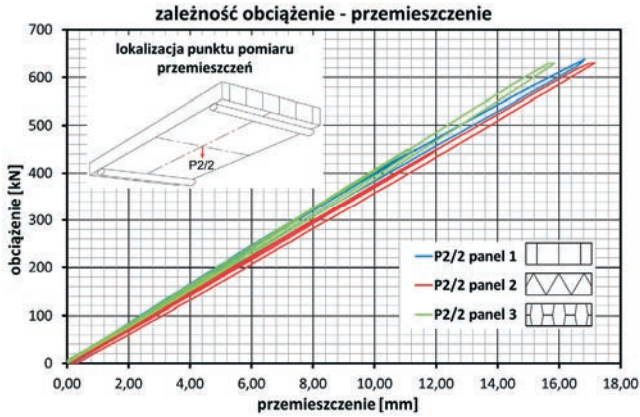
Maksymalne możliwe do uzyskania obciążenie było ograniczone możliwościami systemu i wynosiło 630 kN. Podczas badań w wybranych punktach paneli (rys.5) były mierzone przemieszczenia za pomocą czujników indukcyjnych (P) oraz odkształcenia za pomocą tensometrów elektrooporowych (T). Pomiar odbywał się w sposób ciągły, a zapisy mierzonych wielkości wykonywano z częstotliwością 1 Hz.



Rys. 5. Od lewej: rozmieszczenie czujników przemieszczeń (P), rozmieszczenie czujników odkształceń (T) oraz schemat obciążenia podczas badań wytrzymałościowych paneli

3.2. Główne wyniki badań wytrzymałościowych

Podczas badań wszystkie panele zostały obciążone maksymalną siłą 630 kN, co stanowiło 420% charakterystycznego obciążenia normowego. Zależność obciążenie-przemieszczenie dla wszystkich trzech paneli pomostu przedstawiono na rys.6, a szczegółowe wartości pomierzonych przemieszczeń w Tabelicy 2. Maksymalne ugięcie w środku rozpiętości odpowiednio dla paneli I, II i III wynosiło 16,7 mm, 17,2 mm oraz 15,8 mm, co stanowiło odpowiednio 174%, 179% oraz 165% ugięcia dopuszczalnego.

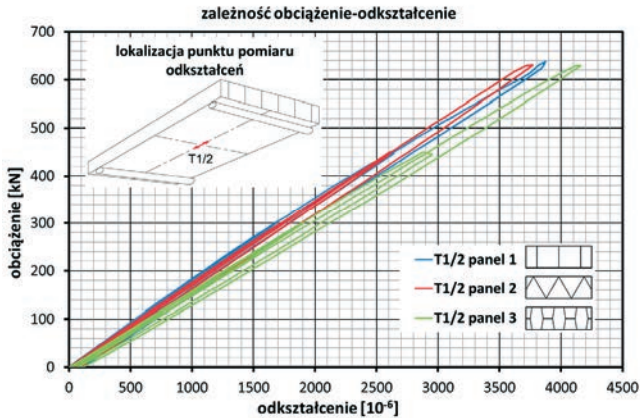


Rys. 6. Porównanie przemieszczeń w środku rozpiętości poszczególnych paneli

Tablica 2. Wartości przemieszczeń poszczególnych paneli dla $P_{\max}=630$ kN

Panel	P2/1	P2/2	P2/3	Wartość graniczna ($L_t/250$)
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
I	14,86 ($L_t/162$)	16,69 ($L_t/144$)	15,08 ($L_t/159$)	9,60 ($L_t/250$)
II	16,25 ($L_t/148$)	17,16 ($L_t/140$)	16,20 ($L_t/148$)	9,60 ($L_t/250$)
III	10,73 ($L_t/224$)	15,84 ($L_t/152$)	11,04 ($L_t/217$)	9,60 ($L_t/250$)

Zależność obciążenie-odkształcenie dla wszystkich trzech paneli pomostu przedstawiono na rys.7, a szczegółowe wartości odkształceń w tablicy 3. Maksymalne odkształcenie laminatu dolnej powierzchni paneli wynosiło odpowiednio dla paneli I-III 3,86‰, 3,77‰ oraz 4,16‰, co stanowiło odpowiednio 21%, 20% oraz 22% wartości granicznej.

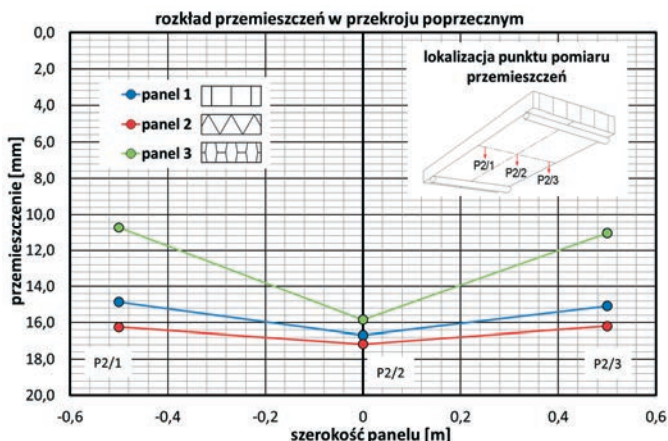


Rys. 7. Porównanie odkształceń na dolnej powierzchni laminatu w środku rozpiętości poszczególnych paneli

Tablica 3. Wartości odkształceń dolnej powierzchni laminatu poszczególnych paneli dla $P_{\max}=630$ kN

Panel	T1/1	T1/2	T1/3	Wartość graniczna
	[‰]	[‰]	[‰]	[‰]
I	2,82 (15%)	3,86 (21%)	2,80 (15%)	18,75
II	2,97 (16%)	3,77 (20%)	3,09 (16%)	18,75
III	2,31 (12%)	4,16 (22%)	2,56 (14%)	18,75

Z uwagi na zróżnicowany przekrój poprzeczny paneli istotnym zagadnieniem badawczym było ich zachowanie w kierunku poprzecznym. W tym celu porównano rozkład przemieszczeń paneli pod maksymalnym obciążeniem $P_{\max}=630$ kN (rys.8).



Rys. 8. Porównanie rozkładu przemieszczeń w przekroju poprzecznym poszczególnych paneli pod maksymalnym obciążeniem 630 kN

Podczas badań pod obciążeniem $P_{\max}=630$ kN żaden z paneli nie uległ zniszczeniu, wszystkie pracowały sprężysto w całym zakresie obciążenia. Najmniejsze ugięcie pod obciążeniem maksymalnym miał panel III, natomiast najmniejsze odkształcenie – panel II. Z kolei panel III miał najmniej równomierny rozkład poprzeczny sztywności i związany z nim rozkład wyężenia. Generalnie maksymalne wyężenie paneli stanowiło zaledwie ok. 20% wartości granicznej, podanej tablicy 1.

4. Wnioski i podsumowanie

Jak wynika z przeprowadzonych badań wytrzymałościowych, wszystkie trzy panele pomostu kompozytowego pracowały sprężysto pod obciążeniem pojedynczą siłą skupioną wynoszącą 630 kN. Jest to obciążenie punktowe, znacząco przekraczające obciążenie normowe według PN-EN 1991-2 [4]. Przy tym obciążeniu panele wykazywały ugięcia przekraczające założoną wartość graniczną (maksymalne przemieszczenie wynosiło $1/140 L_T$). Potwierdza to tezę, że dla pomostów kompozytowych stanem decydującym w procesie projektowym jest zazwyczaj stan graniczny użyteczności. Wszystkie panele wykazywały wysoką sztywność i nośność przy jednocześnie niewielkiej wadze (ok. 1 kN/m^2). Pod tym względem najlepiej wypadł panel III, który charakteryzował się najmniejszymi ugięciami. Wyniki badań potwierdziły możliwość dalszych optymalizacji materiałowej i konstrukcyjnej badanych paneli pomostu.

Metoda infuzji okazała się bardzo przydatna do wytwarzania kompozytów o stosunkowo dużych gabarytach. Jej zastosowanie pozwoliło na uzyskanie laminatów o prawidłowym nasyceniu przy całkowitej grubości laminatu przekraczającej 15 mm. Jednocześnie metoda infuzji przy panelach wykonywanych jednoetapowo powodowała deformacje podłużne wolnej powierzchni laminatu. Rozmiar tych imperfekcji może powodować problemy przy układaniu nawierzchni cienkowarstwowej. Problem ten został wyeliminowany w koncepcji III, gdzie panel był wykonywany dwuetapowo. Dzięki rozdzieleniu produkcji na dwa procesy infuzji możliwe było uzyskanie większej dokładności oraz lepszej jakości laminatów. Ze względu na mniejszą ilość rdzeni piankowych proces

wytwarzania panelu III był mniej czasochłonny niż w koncepcji I i II, które wymagały ułożenia bardziej skomplikowanych i liczniejszych warstw tkanin i pianek rdzeniowych.

Podsumowaniem tej fazy badań jest wybór najlepszej koncepcji na podstawie badań wytrzymałościowych, lecz także na podstawie czynników ekonomicznych (koszt materiałów, koszt wytworzenia) i technologicznych (czasochłonność, ograniczenie deformacji w procesie produkcji). Po szczegółowej analizie panel III okazał się najlepszą z badanych koncepcji, pomimo nieznacznie gorszej charakterystyki w zakresie sztywności poprzecznej. Ten rodzaj pomostu został wybrany do dalszych badań. Czynnikiem, który bardzo silnie zaważył na wyborze panelu III były znacząco mniejsze imperfekcje technologiczne, równość powierzchni laminatów zewnętrznych oraz jednostkowy koszt produkcji.

Kolejną fazą badań będzie opracowanie i wytworzenie zoptymalizowanego pod kątem materiałowym i konstrukcyjnym panelu kompozytowego w pełnej skali (ok. $5,5 \times 2,0$ m) i jego badania pod obciążeniem normowym, zarówno statycznym jak i dynamicznym.

Literatura

- 1 Siwowski T., Pomosty drogowe. Część I - Magazyn Autostrady, nr 10/2006, wydanie specjalne – jesień 2006, pn.: Mosty – konstrukcja, wyposażenie, utrzymanie, s. 30-38, część II - Magazyn Autostrady, nr 11/2006, s. 67-72.
- 2 Alagusundaramoorthy P., Harik M., Choo C., Structural Behavior of FRP Composite Bridge Deck Panels. *Journal of Bridge Engineering*, Vol. 11, No. 4, July/August 2006, pp. 384-393.
- 3 Kumar P., Chandrashekhara K., Nanni A., Structural performance of a FRP bridge deck. *Construction and Building Materials* 18, 2004 r., pp. 35-47
- 4 Zobel H., Karwowski W., Kompozyty polimerowe w mostownictwie – pomosty wielowarstwowe. *Geoinżynieria - drogi, mosty, tunele*, Nr 2, 2006, s. 42- 49.
- 5 <http://www.pantura-project.eu>.
- 6 PN-EN 1991-2:2007. Eurokod 1: Oddziaływanie na konstrukcje. Część 2: Obciążenia ruchome mostów.
- 7 Poneta P., Kulpa M., Własak L., Siwowski T., Koncepcja i badania innowacyjnego dźwigara mostowego z kompozytów FRP. *Inżynieria i Budownictwo*, 3/2014 r, s. 147-151.

Research on FRP decks for road bridge applications

Maciej Kulpa¹, Tomasz Siwowski²

^{1,2} *Department of Road and Bridges, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Rzeszow University of Technology, e-mail: ¹kulpa@prz.edu.pl, ²siwowski@prz.edu.pl*

Abstract: The growing need of durability enhancement for road bridge decks has recently caused the big impulse for research on new, durable, lightweight and easy to handle bridge decks, made of advanced materials, f.e. FRP (*fibre reinforced polymers*). The initial results of research on the first Polish FRP bridge deck have been presented in the paper. In the frame of UE 7FP the three structural solutions of sandwich FRP bridge deck have been elaborated, produced and tested under static load. On the basis of test results the stiffness and carrying capacity of panels have been estimated and the best solution for further research has been chosen.

Keywords: composites, road decks, infusion, laminates, fiberglass.

Oddziaływanie wiatru na dachy płaskie

Tomasz Lipecki

*Katedra Mechaniki Budowli, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska,
e-mail: t.lipecki@pollub.pl*

Streszczenie: W pracy przedstawiono zagadnienie oddziaływania wiatru na prostokątne dachy płaskie budynków średniej wysokości i wysokich. Wyznaczono rozkłady powierzchniowe współczynników średniego ciśnienia C_p na powierzchni takich dachów. Analizy przeprowadzono na podstawie badań modelowych, które zostały wykonane w tunelu aerodynamicznym z warstwą przyścienną znajdującym się w Laboratorium Inżynierii Wiatrowej Politechniki Krakowskiej. Przedmiotem badań były pionowe sztywno zamocowane w podłodze tunelu aerodynamicznego na stole obrotowym modele prostopadłościennych, o dwóch stosunkach wymiarów boków przekroju poprzecznego: 1:2 oraz 1:4. Pomiarów ciśnień powierzchniowych przeprowadzono dla pełnego kąta natarcia wiatru na modele od 0° do 90° , co 15° . Zbadano wpływ struktury wiatru na rozkłady ciśnień, uwzględniając sześć znacząco różniących się przypadków napływu.

Słowa kluczowe: tunel aerodynamiczny, badania modelowe, oddziaływanie wiatru, współczynniki aerodynamiczne ciśnień, dachy płaskie

1. Wprowadzenie

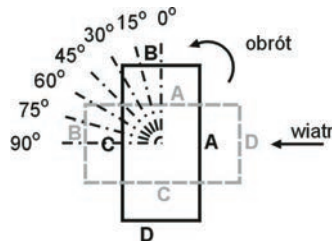
Zagadnienie oddziaływania wiatru na dachy płaskie jest dość szeroko analizowane w literaturze przedmiotu. Przeprowadzono zarówno badania modelowe, pomiary w skali naturalnej jak również symulacje komputerowe, głównie z wykorzystaniem technik CFD. Uematsu i in. [1, 2] wykonali pomiary ciśnień powierzchniowych i prędkości wiatru wokół dachów płaskich niskich budynków o przekrojach kołowych, zaś Fu i in. [3] przeprowadzili podobne badania w odniesieniu do budynków o przekrojach kwadratowych i prostokątnych. Ciekawe wyniki dotyczące wpływu attyk na ciśnienia i prędkości wiatru na dachu przedstawił Stathopoulos i in. [4]. Cao i in. [5] rozważali natomiast kilkupoziomowe dachy płaskie. Pindado i in. [6] badali w tunelu wpływ interferencji sąsiednich budynków na rozkłady ciśnień i prędkości wiatru na płaskim dachu. Bardzo szerokie pomiary w skali rzeczywistej na sześćścianie o boku 6 m, dla kąta natarcia 0° przeprowadzili Richards i Hoxey [7, 8] tworząc potężną bazę danych mogących posłużyć do walidacji modeli numerycznych. Problem tzw. wirów stożkowych (wierzchołkowych) powstających nad dachem i powodujących pojawienie się dużego ssania na jego powierzchni, przy kącie natarcia wiatru różnym od 0° poruszali m.in.: Banks i in. [9], Wu i in. [10], Banks i Meroney [11], Kawai [12], Ono i in. [13], Tryggesson i Lyberg [14], Li i in. [15].

W niniejszej pracy przedstawiono badania modelowe współczynników średniego ciśnienia C_p na dachach płaskich, w zależności od struktury oraz kąta natarcia wiatru. Badania przeprowadzono na czterech modelach prostopadłościennych o stosunku wymiarów boków przekroju 1:2 oraz 1:4 i różnej smukłości całego modelu. Zmierzono ciśnienia dynamiczne na powierzchniach górnych modeli i na ich podstawie, po uśrednieniu i znormalizowaniu określono średnie współczynniki ciśnienia dynamicznego.

2. Badania modelowe

Badania obejmowały sześć wariantów struktury wiatru, opisanej znacząco różniącymi się równaniami: pionowego profilu średniej prędkości, pionowego profilu turbulencji, gęstości widmowej mocy. W niniejszej pracy rozróżnienie struktury wiatru opisano za pomocą nazw: profil 1 – profil 6 (por. Rys. 3-7). Odpowiednią strukturę wiatru uzyskano za pomocą metody biernej Counihana [16, 17] wykorzystującej elementy turbulizujące, takie jak barierki i iglice ustawione na wlocie do obszaru pomiarowego oraz klocki wysuwane z podłogi w obszarze pomiarowym. Szczegółowy opis badań nad strukturą wiatru przeprowadzonych w tunelu aerodynamicznym przedstawiono m.in. w pracach: Bęc i in. [18], Lipecki i Jamińska [19].

Jako modele badawcze przyjęto cztery prostopadłościanny o stosunku wymiarów boków przekroju 1:2 oraz 1:4, o wymiarach zestawionych w Tabeli 1, gdzie D , B – krótszy i dłuższy wymiar boku przekroju poprzecznego, H – wysokość modelu. Modele zamontowano pionowo w centralnej części obszaru pomiarowego na stole obrotowym, umożliwiającym obrót w zakresie kąta $\alpha = 0^\circ$ - 90° , co 15° . W położeniu początkowym modele zostały ustawione dłuższym bokiem (B) prostopadłe do napływu (Rys. 1).



Rys. 1. Definicja kąta natarcia wiatru

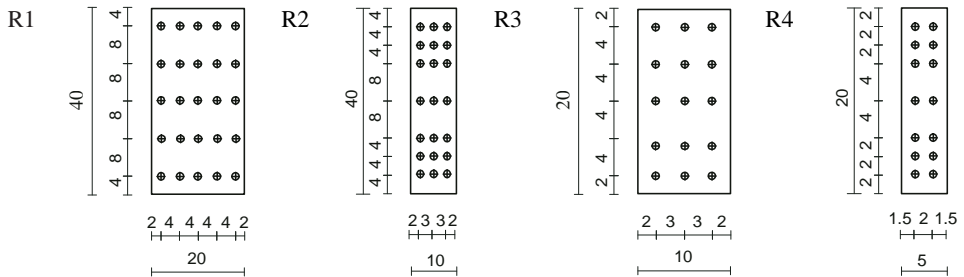
Tabela 1. Wymiary geometryczne modeli prostopadłościennych

Model	H	B	D	H/B	B/D
	[cm]	[cm]	[cm]	[-]	[-]
R1	100	40	20	2.5	2
R2	100	40	10	2.5	4
R3	100	20	10	5	2
R4	100	20	5	5	4

Na powierzchniach bocznych i górnej zamontowano czujniki, które zostały połączone za pomocą silikonowych rurek z piezorezystywnymi skanerami ciśnienia, które następnie przesyłały dane do urządzenia archiwizującego. Na powierzchniach górnych zainstalowano, w zależności od wymiarów modeli od 14 do 25 czujników rozmieszczonych według schematów pokazanych na Rys. 2. Ciśnienia dynamiczne na powierzchniach modeli mierzone były z częstotliwością 200 Hz, w czasie 30 s, dzięki czemu uzyskano 6000 próbek. Dokładność pomiarowa zastosowanego systemu wynosiła 0,1% i nie mniej niż 0,1 Pa. Zmierzone ciśnienia dynamiczne zostały uśrednione w czasie i unormowane do średniego współczynnika ciśnienia dynamicznego C_p zgodnie ze wzorem:

$$C_p = p/p_0, \quad (1)$$

w którym: p , p_0 – średnie ciśnienia dynamiczne, odpowiednio w danym punkcie na powierzchni dachu oraz referencyjne, zmierzone przed modelem, w obszarze przepływu niezaburzonego, na wysokości 70 cm. Szczegółowe informacje na temat pomiarów ciśnień przedstawiono w pracach Lipecki i in. [20, 21].

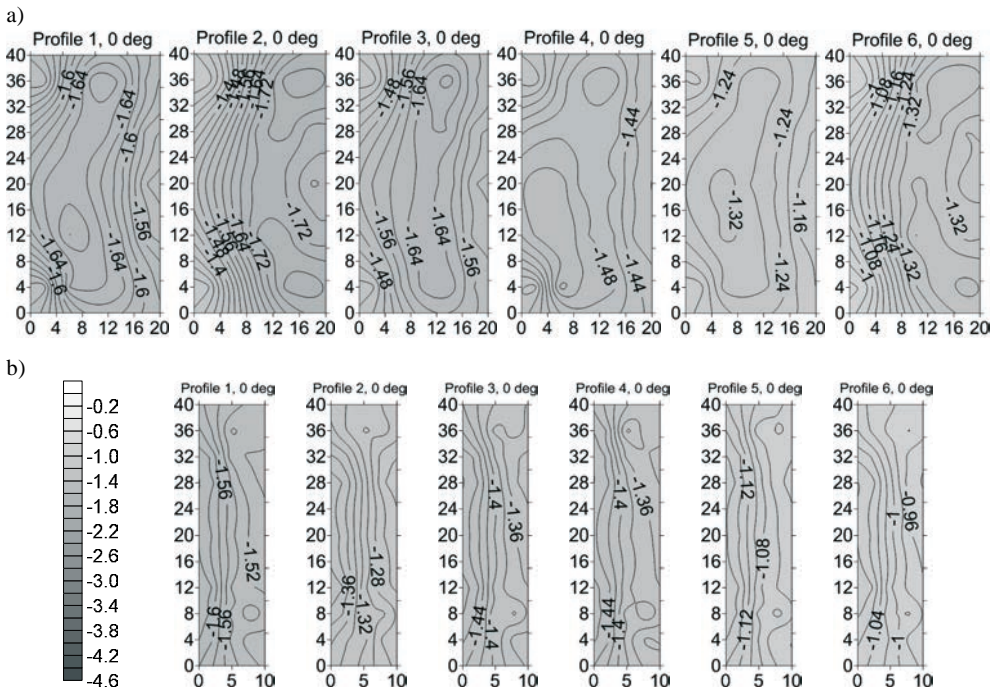


Rys. 2. Rozmieszczenie czujników ciśnienia na powierzchniach górnych prostokątów, wymiary modeli zostały podane w centymetrach

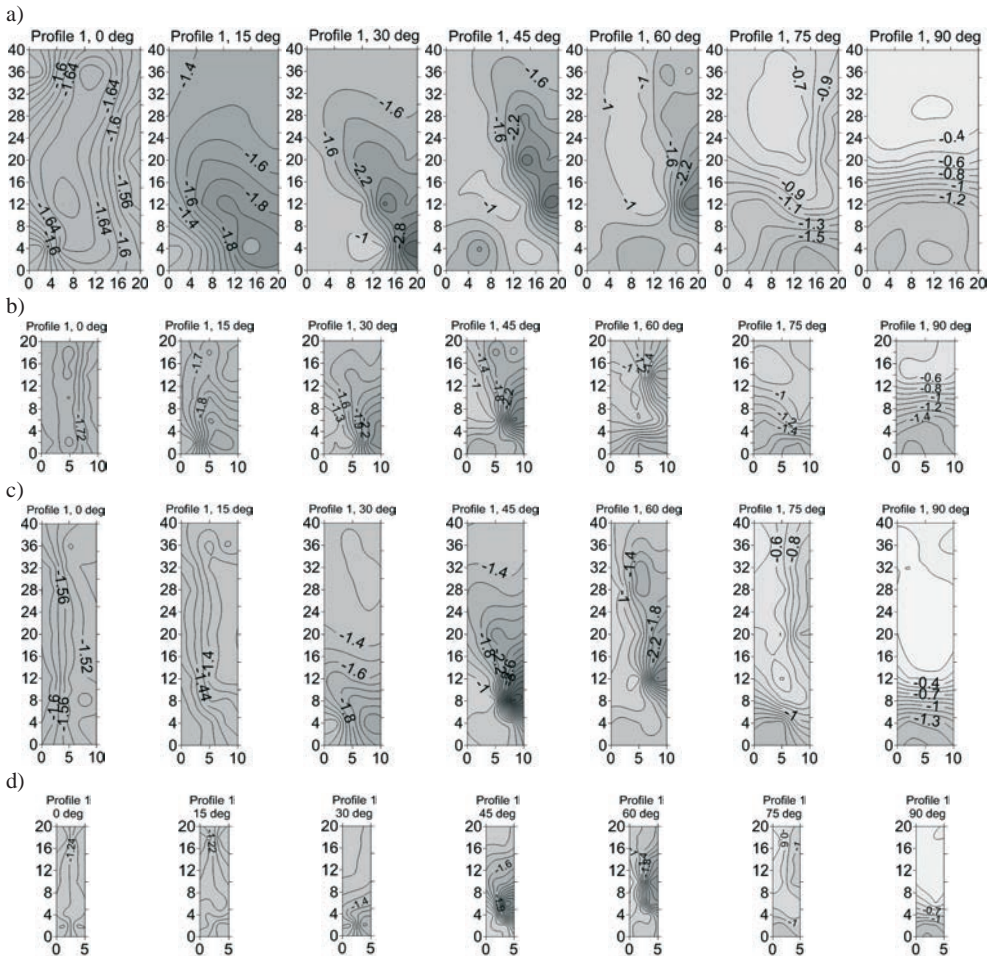
3. Rozkłady współczynników ciśnień średnich na dachach płaskich

Przykładowe rozkłady współczynników ciśnień średnich w zależności od struktury wiatru, dla kąta natarcia 0° (dłuższa ściana prostopadła do napływu – por. Rys. 1) i modeli R1 i R2 przedstawiono na Rys. 3, zaś w zależności od kąta natarcia wiatru α , dla profilu 1 i wszystkich modeli na Rys. 4. Osie pionowe i poziome odpowiadają wymiarom dachów modeli w cm. We wszystkich przypadkach na dachach uzyskano ssanie, dla którego na każdym z zamieszczonych wykresów zastosowano taką samą skalę: $C_{pmax} = 0$, $C_{pmin} = -4.6$.

Jak wynika z Rys. 3-4 rozkłady powierzchniowe ciśnień są podobne w każdym przypadku napływającego powietrza, zarówno pomiędzy dwoma modeli o tym samym stosunku boków B/D jak i modelami o różnych B/D , przy czym należy zauważyć, że różnice między modelami częściowo wynikają z innego rozmieszczenia czujników pomiarowych.



Rys. 3. Rozkłady przestrzenne C_p na dachach w zależności od struktury wiatru, dla kąta natarcia wiatru 0° , w przypadku: a) modelu R1, b) modelu R2

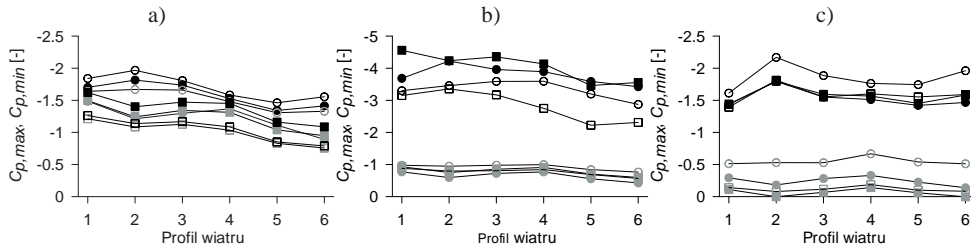


Rys. 4. Rozkłady przestrzenne C_p na dachach w zależności od kąta natarcia wiatru α , dla profilu 1, w przypadku: a) modelu R1, b) modelu R3, c) modelu R2, d) modelu R4

Analizując rozkłady można zauważyć, że większe ssanie pojawia się w przypadku kąta natarcia α równego 90° niż 0° , dla większości napływów, za wyjątkiem napływu 1 (Rys. 4), który jest scharakteryzowany przez najniższy wykładnik we wzorze opisującym pionowy profil wiatru, a więc odpowiada terenowi o charakterze najbardziej zbliżonym do otwartego. Taka tendencja ma miejsce w przypadku obu grup modeli 1:2 i 1:4, przy czym różnice są wyraźniejsze dla modeli mniejszych R3 i R4.

Dużo większe zmiany wartości współczynnika C_p wzdłuż dachu można zaobserwować dla kąta 90° , a więc położeniu, w którym ścianą nawietrzną jest ściana krótsza. Występuje w tym przypadku znaczna redukcja ssania w obszarze w pobliżu krawędzi zawietrznej, gdzie odrywająca się z krawędzi nawietrznej warstwa przyścienna przylega ponownie do powierzchni modelu. Zmiany wartości współczynników ciśnienia na dachach w zależności od wariantu napływającego powietrza, dla kątów natarcia wiatru 0° , 45° oraz 90° pokazano na Rys. 5. Współczynniki $C_{p,max}$ oraz $C_{p,min}$ oznaczają wartości odpowiednio największego i najmniejszego ssania. Największa różnica między $C_{p,max}$ oraz $C_{p,min}$ wynosząca 0,603 występuje dla modelu R1 i profilu 2, w przypadku kąta $\alpha = 0^\circ$, oraz 1,796, dla modelu R2

i profilu 2, w przypadku kąta $\alpha = 90^\circ$. W większości przypadków największe ssanie uzyskano dla profilu 2, natomiast najmniejsze dla profili 5 i 6 scharakteryzowanych przez wysoki wykładnik opisujący pionowy profil wiatru oraz wysoki poziom turbulencji. Największe różnice pomiędzy wartościami $C_{p,max}$ zmierzonymi dla różnych profili, dla poszczególnych modeli wynoszą: R1: 0,473, R3: 0,534, R2: 0,506, R4: 0,472, w przypadku kąta $\alpha = 0^\circ$ oraz R1: 0,373, R3: 0,353, R2: 0,726, R4: 0,420, w przypadku $\alpha = 90^\circ$. Uogólniając większe różnice między profilami wystąpiły dla $\alpha = 0^\circ$, a więc gdy ściana dłuższa jest nawietrzna

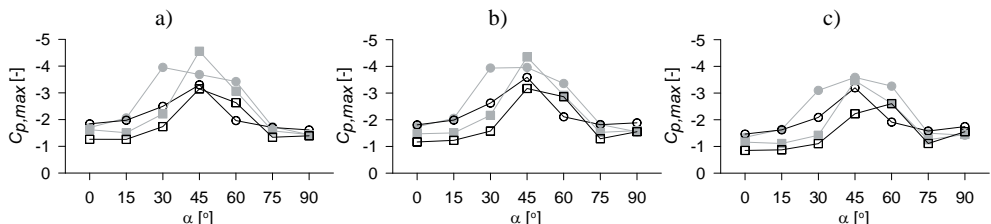


Rys. 5. Wartości największe $C_{p,max}$ (kolor czarny) i najmniejsze $C_{p,min}$ (kolor szary) współczynnika ssania na dachach w zależności od wariantu struktury wiatru i dla kąta natarcia α równego: a) 0° , b) 45° , c) 90° , ● – model R1, ○ – model R3, ■ – model R2, □ – model R4

Przy analizowaniu napływu na dachy płaskie okazuje się, że przy pewnych kątach natarcia wiatru różnych od prostopadłych do ścian można zauważyć obszary, w których powstaje znaczne ssanie, spowodowane tzw. wirami stożkowymi (wierzchołkowymi). W przeprowadzonych badaniach znacznie zwiększone obszary ssania zauważono dla modeli 1:2, dla kątów w zakresie $\alpha = 15^\circ-60^\circ$ i dla modeli 1:4, dla kątów w zakresie $\alpha = 30^\circ-60^\circ$. Największe ssanie pojawia się przeważnie dla $\alpha = 45^\circ$. Wartości największego współczynnika ssania wraz z kątem natarcia, dla którego go uzyskano zestawiono w Tabeli 2, zaś na Rys. 5b pokazano różnice pomiędzy największymi i najmniejszymi wartościami współczynnika dla $\alpha = 45^\circ$. Na Rys. 6 w celu zobrazowania wzrostu wartości współczynnika ssania wywołanego wirami wierzchołkowymi przedstawiono zależność $C_{p,max}$ od kąta natarcia wiatru α . Jak wynika z wykresu większe wartości współczynnika uzyskano dla modeli R1 i R2, a więc większych.

Tabela 1. Maksymalne wartości współczynnika ssania $C_{p,max}$ z odpowiadającym im kątem natarcia wiatru.

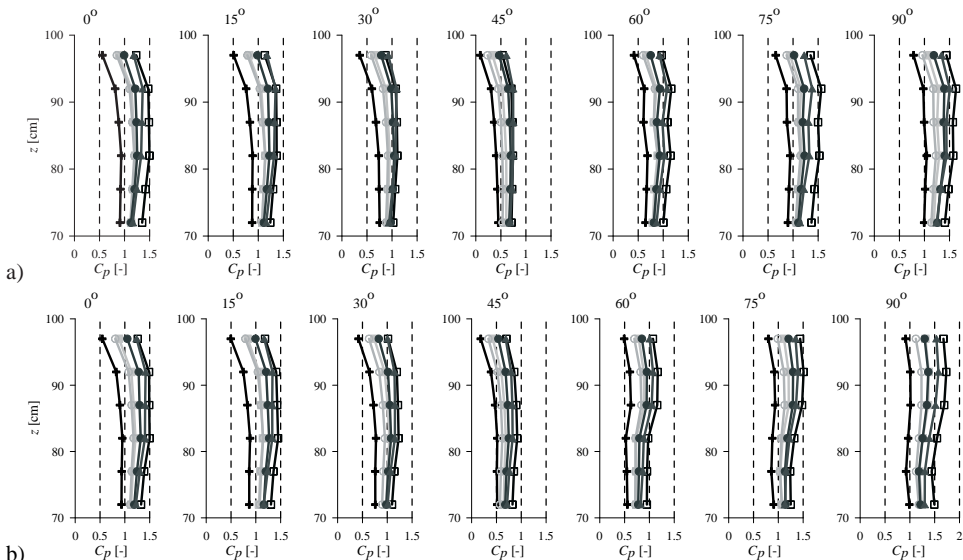
	1:2						1:4						
	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P1	P2	P3	P4	P5	P6	
R1	-3,95	-4,22	-3,96	-3,89	-3,59	-3,42	R2	-4,56	-4,23	-4,35	-4,13	-3,46	-3,55
α	30°	45°	45°	45°	45°	45°	α	45°	45°	45°	45°	45°	45°
R3	-3,30	-3,46	-3,59	-3,59	-3,20	-2,87	R4	-3,15	-3,35	-3,17	-2,93	-2,60	-2,43
α	45°	45°	45°	45°	45°	45°	α	45°	45°	45°	60°	60°	60°



Rys. 6. Zmiany największych wartości współczynnika ssania $C_{p,max}$ w zależności od kąta natarcia wiatru, ● – model R1, ○ – model R3, ■ – model R2, □ – model R4

Największy wzrost współczynnika ssania występuje na dachu bezpośrednio przy krawędzi nawietrznej ($\alpha = 15^\circ$ i 30°). Przy wyższych kątach natarcia wiatru 45° i 60° obszar maksymalnego ssania jest nieznacznie przesunięty w kierunku dłuższej krawędzi dachu, która staje się krawędzią boczną w stosunku do napływu. W przypadku modelu R1 wzrost ssania dla 15° i 30° występuje dokładnie w narożu, a nieznaczne przesunięcie na rozkładach powierzchniowych (Rys. 4) wywołane jest lokalizacją czujnika ciśnienia 4 cm od krawędzi krótszej. Dla kątów 45° i 60° największe ssanie pojawia się około 12 cm od krawędzi krótszej, a więc w $0,3B$. Podobne zależności można zaobserwować dla modelu R3. W przypadku modelu R2 (1:4) i kąta 30° największe ssanie pojawia się w narożu nawietrznym, dla kąta 45° jest odsunięte o 8 cm od krawędzi krótszej, a więc w $0,2B$, zaś dla 60° jest zlokalizowane 12 cm od krawędzi krótszej, a więc w $0,3B$. Podobne lokalizacje uzyskano dla modelu R4, ale dla kąta 60° największe ssanie było przesunięte do $0,4B$.

Wskutek trójwymiarowego opływu wokół swobodnego wierzchołka modelu na poziomach górnych ścian pionowych zaobserwowano redukcję współczynników ciśnienia. Zmniejszenie wartości C_p występuje głównie na ścianie nawietrznej. Na Rys. 7 przedstawiono zmiany wartości współczynnika parcia od wysokości 72 cm, czyli ok. 1/3 wysokości modelu do 97 cm, a więc poziomu ostatniego obwodu zainstalowanych czujników na ścianach pionowych. Rozkłady współczynnika C_p pokazano wzdłuż linii przechodzącej przez środek ściany nawietrznej. W przypadku kątów natarcia wiatru w zakresie 0° - 45° była to ściana dłuższa, zaś w przypadku kątów 60° - 90° krótsza. Znaczny spadek wartości C_p pojawia się od wysokości ok. 92 cm (poziom czujników) i jest podobny dla każdej struktury wiatru. Spadek C_p jest wyraźniejszy, gdy ściana dłuższa jest nawietrzną, a więc kątów 0° - 45° . W przypadku modeli 1:4 i kątów 60° - 90° w zasadzie nie ma spadku wartości C_p (R2) lub jest nawet nieznaczny ich wzrost (R4). Więcej informacji na temat rozkładów ciśnień na ścianach pionowych przedstawiono w pracach Lipecki i in. [20, 21].



Rys. 7 : Zmniejszenie wartości C_p na ścianie nawietrznej w pobliżu dachu, a) model R1, b) model R2,

⊕ – profil 1, □ – profil 2, ■ – profil 3, ○ – profil 4, ● – profil 5, ▲ – profil 6

4. Wnioski

W pracy przedstawiono wyniki pomiarów w tunelu aerodynamicznym dotyczące ciśnień na powierzchniach górnych prostopadłościanów (dachach płaskich budynków wysokich i średniej wysokości) o stosunku wymiarów boków przekroju poprzecznego 1:2 oraz 1:4 i różnych smukłościach całych modeli. Analizowano wartości współczynnika średniego ciśnienia dynamicznego C_p w punktach zlokalizowanych na pokrywie górnej modeli oraz na ścianach pionowych, w zależności od kąta natarcia i struktury wiatru. Podsumowując można wymienić kilka głównych spostrzeżeń wynikających z badań i obliczeń:

1. Wartości C_p są znacząco różne w zależności od napływającego powietrza w obrębie modelu i podobne pomiędzy modelami w obrębie jednego wariantu struktury wiatru.

2. Większe ssanie pojawia się przy kącie natarcia wiatru równym 90° , niż 0° , a więc w przypadku, gdy krótsza ściana jest nawietrzna.

3. Większe zmiany współczynnika ciśnienia C_p na dachu zaobserwowano w przypadku kąta natarcia 90° , a więc gdy wiatr działa na krótszą ścianę. Występuje wtedy bardzo duży spadek ssania w kierunku krawędzi zawietrznej spowodowany ponownym przyleganiem do powierzchni dachu oderwanej na krawędzi warstwy przyściennej.

4. Najmniejsze wartości C_p występują dla przypadków napływu 5 i 6 charakteryzujących się wyższym wykładnikiem we wzorze opisującym pionowy profil wiatru oraz wyższą turbulencją.

5. Występuje znaczący wzrost ssania spowodowany wirami wierzchołkowymi (stożkowymi) dla kątów natarcia wiatru w zakresie 0° – 60° w przypadku modeli 1:2 oraz 30° – 60° w przypadku modeli 1:4. Większe wartości ssania uzyskano dla modeli większych R1 i R2, co może świadczyć o wpływie blokady wewnątrz tunelu aerodynamicznego.

6. W związku z charakterem trójwymiarowym opływu wokół dachu występuje zmniejszenie wartości C_p od wysokości ok. 92 cm, głównie w przypadku, gdy ściana dłuższa jest nawietrzna.

Literatura

- 1 Uematsu Y., Watanabe K., Sasaki V., Yamada M., Hongo T. Wind-induced dynamic response and resultant load estimation of a circular flat roof. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 83 (1999) 251–261.
- 2 Uematsu Y., Moteki T., Hongo T. Model of wind pressure field on circular flat roofs and its application to load estimation. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 96 (2008) 1003–1014.
- 3 Fu J.Y., Li Q.S., Xie Z.N. Prediction of wind loads on a large flat roof using fuzzy neural networks. *Engineering Structures* 28 (2006) 153–161.
- 4 Stathopoulos T., Marathe R., Wu H. Mean wind pressures on flat roof corners affected by parapets: field and wind tunnel studies. *Engineering Structures* 21 (1999) 629–638.
- 5 Cao J., Tamura Y., Yoshida A. Wind pressures on multi-level flat roofs of medium-rise buildings. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 103 (2012) 1–15.
- 6 Pindado S., Meseguer J., Franchini S. Influence of an upstream building on the wind-induced mean suction on the flat roof of a low-rise building. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 99 (2011) 889–893.
- 7 Richards P.J., Hoxey R.P. Flow reattachment on the roof of a 6 m Cube. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 94 (2006) 77–99.
- 8 Richards P.J., Hoxey R.P. Wind loads on the roof of a 6m Cube. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 96 (2008) 984–993.

- 9 Banks D., Meroney R.N., Sarkar P.P., Zhao Z., Wu F. Flow visualization of conical vortices on flat roofs with simultaneous surface pressure measurement. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 84 (2000) 65-85.
- 10 Wu F., Sarkar P.P., Mehta K.C., Zhao Z. Influence of incident wind turbulence on pressure fluctuations near flat-roof corners. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 89 (2001) 403-420.
- 11 Banks D., Meroney R.N. A model of roof-top surface pressures produced by conical vortices: model development. *Wind and Structures* 4(3) (2001) 227-246.
- 12 Kawai H. Local peak pressure and conical vortex on building. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 90 (2002) 251-263.
- 13 Ono Y., Tamura T., Kataoka H. LES analysis of unsteady characteristics of conical vortex on a flat roof. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 96 (2008) 2007-2018.
- 14 Tryggesson H., Lyberg M.D. Stationary vortices attached to flat roofs. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 98 (2010) 47-54.
- 15 Li Q.S., Hu S.Y., Dai Y.M., He Y.C. Field measurements of extreme pressures on a flat roof of a low-rise building during typhoons. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 111 (2012) 14-29.
- 16 Counihan J. An improved method of simulating an atmospheric boundary layer in a wind tunnel. *Atmospheric Environment* 3(2) (1969) 197-214.
- 17 Counihan J., Simulation of an adiabatic urban boundary layer in the wind tunnel. *Atmospheric Environment* 7 (1973) 673-689.
- 18 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.
- 19 Lipecki T., Jamińska J. Influence of wind structure and aspect ratio of circular cylinders on mean wind pressure coefficient. *Task Quarterly* 16(3) (2012) 203-218.
- 20 Lipecki T., Błazik-Borowa E., Bęc J. Wind structure influence on surface pressures of rectangular cylinders at various angles of wind attack. *Proceedings of the 13th International Conference on wind Engineering*, Amsterdam, Holandia, 2011.
- 21 Lipecki T., Bęc J., Błazik-Borowa E. Surface pressures on rectangular cylinders – the dependence on aspect ratio, wind structure and angle of wind attack. *Proceedings of 7th International Symposium on Bluff Body Aerodynamics and Applications*, Szanghaj, Chiny, 2012.

Wind action on flat roofs

Tomasz Lipecki

*Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering and Architecture,
Lublin University of Technology, e-mail: t.lipecki@pollub.pl*

Abstract: The paper deals with the wind action on flat roofs of rectangular shapes which can be considered for medium-rise and high-rise buildings. Distributions of mean pressure coefficient C_p on flat roofs were measured. All analyses were based on model measurements which had been performed in the boundary layer wind tunnel in Wind Engineering Laboratory of Cracow University of Technology. Vertical, fixed in the floor of the wind tunnel on the turn table rectangular prisms of the ratio of cross-section dimensions 1:2 and 1:4 were investigated. Measurements were carried out for the angle of wind attack in the range 0° - 90° , every 15° . The influence of the wind structure on pressures was investigated in six different cases of the approaching wind.

Keywords: wind tunnel, model tests, wind action, aerodynamic coefficient of pressure, drag and lift, flat roofs

Oddziaływanie wiatru na kominy stalowe w ujęciu przepisów normowych

Tomasz Lipecki¹, Jarosław Bęc², Paulina Jamińska³

*^{1,2,3}Katedra Mechaniki Budowli, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska,
e-mail: ¹t.lipecki@pollub.pl, ²j.bec@pollub.pl, ³p.jaminska@pollub.pl*

Streszczenie: W artykule przedstawiono analizę odpowiedzi kominów stalowych na oddziaływanie wiatru. Rozpatrzono podejścia zastosowane w normach polskich: dotyczącej kominów stalowych [1] i wiatrowej [2] oraz w Eurokodzie 1 [3]. Porównano oddziaływania w linii wiatru według poszczególnych procedur, a także w kierunku prostopadłym do średniej prędkości wiatru, które jest wywołane wzbudzeniem wirowym oraz odpowiedzi kominów na te obciążenia wyrażone za pomocą przemieszczeń wierzchołków. Do analiz przyjęto istniejące kominy stalowe, które niemal wszystkie uległy awariom, głównie wskutek wzbudzenia wirowego. Wszystkie kominy i oddziaływania zostały zamodelowane w programie MES – Autodesk Mechanical Simulation 2013.

Słowa kluczowe: kominy stalowe, oddziaływanie wiatru, wzbudzenie wirowe

1. Wprowadzenie

Rozpatrując oddziaływanie wiatru na kominy stalowe należy wziąć pod uwagę jego dwa rodzaje: wzdłuż średniej prędkości wiatru i prostopadłe do kierunku średniej prędkości, powodowane wirami Benarda-Kármána. Oszacowanie pierwszego rodzaju obciążeń we wszystkich w zasadzie normach na świecie jest oparte na modelu matematycznym stworzonym przez Alana Davenporta w latach 70-tych. (m.in. [4, 5]). Eurokod 1 [3] pozwala określać obciążenie na podstawie wartości szczytowych prędkości wiatru, podczas gdy normy polskie [1, 2] szacują obciążenie na podstawie wartości średnich dziesięciominutowych prędkości wiatru. Obciążenie prostopadłe według Eurokodu można przyjmować na podstawie dwóch alternatywnych procedur. Pierwsza z nich, stworzona przez Ruscheweyha [6, 7] uwzględnia rezonansowe wzbudzenie wirowe. Podstawy drugiej zostały zaproponowane przez Vickery'ego [8, 9], następnie zmodyfikowane przez Hansena i Dyerby'ego [10, 11] i w tej formie obowiązują one w Eurokodzie. Zastosowanie obu procedur prowadzi do uzyskania bardzo znacznie różniących się wyników. W Normie Polskiej [1] zastosowano uproszczony model Ruscheweyha. Fenomen wzbudzenia wirowego oraz analizy różnych podejść normowych opisujących drgania powodowane wirami kominów stalowych były szeroko opisywane w literaturze, wraz z opisami przypadków konstrukcji, które uległy awariom [12-27].

W niniejszej pracy analizowano oddziaływanie wiatru w linii jego działania i w kierunku prostopadłym w odniesieniu do trzech grup kominów stalowych: 1) typ 1 – o stałej średnicy zewnętrznej, 2) typ 2 – zbieżne w części dolnej, 3) typ 3 – zbieżne wzdłuż całej wysokości. Na podstawie danych przyjętych z literatury zostały stworzone modele metody elementów skończonych w odniesieniu do każdego z kominów.

2. Normowe oddziaływanie w linii działania wiatru

Zgodnie z polskimi normami [1, 2] statyczne oddziaływanie wiatru, równoważne co do skutków dynamicznemu, jest określane w jednostkach ciśnienia według wzoru:

$$p_x = q_k C_e C_x C_{te} \beta, \quad (1)$$

gdzie: q_k – ciśnienie charakterystycznej prędkości wiatru, C_e – współczynnik ekspozycji, C_x – współczynnik oporu aerodynamicznego, C_{te} – współczynnik planowanego czasu użytkowania, β – współczynnik działania porywów wiatru.

Według zaleceń Eurokodu 1 [3] siła wywierana przez wiatr na konstrukcję określane jest zgodnie ze wzorem:

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) A_{ref}, \quad (2)$$

gdzie: $c_s c_d$ – współczynnik konstrukcyjny, wyznaczony dla wysokości odniesienia $z_s = 0,6H$, będący iloczynem c_s – współczynnika zmniejszającego obciążenie ze względów na wymiary konstrukcji oraz c_d – współczynnika dynamicznego zwiększającego obciążenie ze względu na porywy wiatru, c_f – współczynnik siły aerodynamicznej, $q_p(z_e)$ – ciśnienie szczytowe prędkości wiatru na poziomie danego segmentu konstrukcji, A_{ref} – pole powierzchni odniesienia, na które działa wiatr.

3. Normowe oddziaływanie w kierunku prostopadłym

Polskie normy [1, 2] podają dwie procedury obliczeniowe: uproszczoną przyjmującą oddziaływanie wiatru jako statyczne równoważne co do skutków rzeczywistemu obciążeniu dynamicznemu oraz szczegółową przyjmującą dynamiczne oddziaływanie wiatru o charakterze wymuszenia harmonicznego zgodnego z częstotliwością drgań własnych konstrukcji. Obciążenie w obu procedurach należy przykładać w obszarze maksymalnych ugięć konstrukcji na odcinku długości korelacyjnej $0,25H$, nie mniejszej niż $6D$ (H – wysokość komina, D – średnica). Procedura uproszczona, może być stosowana tylko dla pierwszej postaci drgań, gdy smukłość $H/D < 30$, $Sc < 15$, planowany czas użytkowania jest mniejszy niż 20 lat, a obciążenie w [kN/m] wyrażone jest wzorem:

$$p_y = \frac{0,05\rho}{T_1^2 \delta_s} c_{lat} D^3, \quad (3)$$

w którym: ρ – gęstość powietrza, T_1 – podstawowy okres drgań własnych, δ_s – logarytmiczny dekrement tłumienia konstrukcyjnego, c_{lat} – współczynnik aerodynamiczny siły bocznej.

Według procedury szczegółowej, oddziaływanie dynamiczne w i -tej postaci drgań jest określane według wzoru:

$$p_{y,i} = \frac{\rho v_{kr,i}^2}{2} D c_{lat,i} \sin(\omega_i t), \quad (4)$$

w którym ω_i – i -ta częstość kołowa drgań własnych.

Eurokod 1 [3] pozwala stosować dwie procedury służące do określenia obciążenia poprzecznego. Obie oparte są na wyznaczeniu maksymalnych przemieszczeń powodowanych wzbudzeniem wirowym. Obciążenie uwzględniające siły bezwładności jest przykładane zgodnie z postacią drgań i określane dla j -tego węzła konstrukcji według wzoru:

$$F_{i,j} = m_j \left(2\pi n_{i,j} \right)^2 \Phi_{i,y,j} \max y_F, \quad (5)$$

gdzie: m_j – masa drgająca w punkcie j , $n_{i,j}$ – częstotliwość drgań własnych odpowiadająca i -tej postaci, $\Phi_{i,y,j}(z)$ – unormowana i -ta postać drgań.

Procedura 1. Wykorzystywany jest model wzbudzenia wirowego stworzony przez Ruscheweyha [6, 7]. W modelu przyjmuje się efektywne obciążenie wzbudzeniem wirowym jako obciążenie równomiernie rozłożone w ograniczonym obszarze konstrukcji zwanym efektywną długością korelacyjną L_j . Zwiększenie obciążenia spowodowane efektem lock-in jest w modelu uwzględnione poprzez sprzężenie długości korelacyjnej z amplitudą drgań porzecznych komina (y_j) wywołanych wirami. Stosunek długości korelacyjnej do średnicy zewnętrznej budowli L_j/D zależy od stosunku amplitudy drgań do średnicy zewnętrznej y_F/D , według następujących relacji: gdy $y_F/D < 0,1$ wtedy $L_j/D = 6,0$, gdy $0,1 < y_F/D < 0,6$ wtedy $L_j/b = 4,8 + 12 y_F/b$, gdy $y_F/D > 0,6$ wtedy $L_j/b = 12$. Maksymalna amplituda drgań przy krytycznej prędkości wiatru wyrażona jest wzorem:

$$\frac{\max y_F}{D} = K_w K_{c_{lat}} \frac{1}{St^2} \frac{1}{Sc}, \quad (6)$$

w którym D – średnica zewnętrzna komina na odcinku efektywnej długości korelacyjnej, K_w – współczynnik efektywnej długości korelacyjnej, K – współczynnik postaci drgań, c_{lat} – współczynnik aerodynamiczny siły bocznej, St – liczba Strouhala, Sc – liczba Scrutona.

Do wyznaczenia maksymalnej amplitudy drgań ($\max y_j$) konieczna jest procedura iteracyjna, która polega na założeniu wstępnej amplitudy y_j , na jej podstawie wyznaczeniu długości korelacyjnej L_j , a następnie współczynników c_{lat} i K_w (zależą od L_j) oraz K i $\max y_F$ według wzoru (6). Iteracja jest szybko zbieżna, przeważnie niezbędne są 2 lub 3 kroki.

Procedura 2. Podstawy teoretyczne modelu, zwanego modelem Vickery-Clark lub Vickery-Basu, wykorzystanego w procedurze 2 przedstawiono m.in. w pracach [8, 9]. W Eurokodzie 1 wykorzystano powyższy model zmodyfikowany przez Dyrbye i Hansena [10, 11], którzy uwzględnili wpływ intensywności turbulencji. Maksymalne przemieszczenia wywołane wirami wyznacza się ze wzoru:

$$y_{\max} = \sigma_y \cdot k_p, \quad (8)$$

w którym σ_y – odchylenie standardowe przemieszczeń w punkcie maksymalnych ugięć, k_p – współczynnik wartości szczytowej. Odchylenie standardowe jest wyznaczane ze wzoru:

$$\frac{\sigma_y}{D} = \frac{1}{St^2} \cdot \frac{C_c}{\sqrt{\frac{Sc}{4\pi} - K_a \cdot \left[1 - \left(\frac{\sigma_y}{Da_L} \right)^2 \right]}} \cdot \sqrt{\frac{\rho D^2}{m_e}} \cdot \sqrt{\frac{D}{H}}, \quad (9)$$

uzależnionego od trzech parametrów: C_c , K_a – parametry aerodynamiczne zależne od intensywności turbulencji, liczby Reynoldsa, postaci drgań, prędkości wiatru i zmian średnicy konstrukcji wzdłuż wysokości, a_L – amplituda graniczna uzyskana przy bardzo niskim tłumieniu. Ponadto, we wzorze (9) m_e – masa efektywna na jednostkę długości.

Współczynnik wartości szczytowej należy wyznaczać według wzoru:

$$k_p = \sqrt{2} \left\{ 1 + 1,2 \arctan \left[0,75 \left(\frac{Sc}{4\pi K_a} \right)^4 \right] \right\}, \quad (10)$$

a jego wartość zawiera się w przedziale 3,5-4 dla niskich amplitud drgań, zaś wynosi $\sqrt{2}$ w przypadku wysokich amplitud drgań.

4. Analizowane kominy stalowe

W analizach rozpatrzono 35 kominów o stałej średnicy (typ 1, Tabela 1), 38 kominów o zbieżnej dolnej części i górnej ze stałą średnicą (typ 2, Tabela 2) oraz 9 kominów zbieżnych wzdłuż całej wysokości (typ 3, Tabela 3). W tabelach wprowadzono następujące oznaczenia: H – wysokość, H_1 – fragment wysokości, na której komin jest zbieżny, D , D_T , D_B – średnica zewnętrzna, średnica zewnętrzna górna i dolna, m_e – dana masa równoważna kominą, δ_s – logarytmiczny dekrement tłumienia konstrukcyjnego, f_1 – pierwsza częstotliwość drgań własnych, $\lambda = H/D$ ($\lambda = H/D_T$) – smukłość kominą, m_{e_obl} , Sc_{obl} , f_{1obl} , $V_{kr,1}$ – masa równoważna, liczba Scrutona, pierwsza częstotliwość drgań własnych, pierwsza prędkość krytyczna wyznaczone w obliczeniach. Dla każdego z kominów stworzono model MES i jako pierwszy etap wykonano analizę modalną. W modelach MES dokładnie odwzorowano daną masę m_e , natomiast nie udało się w każdym przypadków zachować częstotliwości drgań własnych. Z uwagi na brak pełnych danych na temat sztywności kominów oraz okresu eksploatacji, dla którego mierzono częstotliwości drgań własnych takie podejście wydaje się uzasadnione.

Tabela 1. Zestawienie charakterystyk kominów typu 1

Lp	H	D	m_e	δ_s	f_1	λ	m_{e_obl}	Sc_{obl}	f_{1obl}	$V_{kr,1}$
	[m]	[m]	[kg/m]	[-]	[Hz]	[-]	[kg/m]	[-]	[Hz]	[m/s]
1	17	0,6	95	0,025	2	28,33	95,3	10,6	2,227	6,7
2 ⁽¹⁾	23	1,5	510	0,038		15,33	511,2	13,8	2,271	17,0
3	25,5	1,8	360	0,031		14,17	359,7	5,5	2,898	26,1 ⁽³⁾
4	25,5	0,71	199	0,025	0,72	35,92	199,1	15,8	1,102	3,9
5	26	1,25	199,2	0,030	1,88	20,80	199,6	6,1	1,991	12,4
6	28	0,914	88,8	0,015	1,72	30,63	88,8	2,6	1,872	8,6
7	29	1,4	216	0,019		20,71	216,9	3,4	1,687	11,8
8	30	0,816	135,7	0,020	1,06	36,76	135,5	6,5	1,094	4,5
9	30	0,711	157	0,025	0,7	42,19	157,0	12,4	0,848	3,0
10	31	1,5	240	0,031	1,5	20,67	242,1	5,3	1,796	13,5
11	31	1,35	215	0,031	1,6	22,96	217,5	5,9	1,619	10,9
12	34	0,813	159	0,025	0,76	41,82	159,1	9,6	0,761	3,1
13	35	1,8	280	0,019		19,44	276,2	2,6	1,763	15,9
14	35	0,813	201,6	0,015	0,61	43,05	201,8	7,3	0,751	3,1
15 ⁽¹⁾	38	3,3	1080	0,031		11,52	1085,5	4,9	1,888	31,1 ⁽³⁾⁽⁴⁾
16	38	1,016	231	0,030	0,68	37,40	231,4	10,8	0,847	4,3
17	40,5	1,65	22 ⁽²⁾	0,025	0,81	24,52	461,1	6,8	1,169	9,6
18	40,7	1,42	29 ⁽²⁾	0,025	0,68	28,66	639,8	12,7	0,937	6,7
19 ⁽¹⁾	41	3,04	1166	0,038		13,49	1170,1	7,7	1,362	20,7
20	45	1,12	182	0,025	0,62	40,18	182,6	5,8	0,753	4,2
21 ⁽¹⁾	46	3,2	3280	0,038		14,38	3281,7	19,5	0,910	14,6
22	46	1,8	447	0,025	0,9	25,56	448,0	5,5	1,012	9,1
23	48,7	1,62	181	0,025	0,72	30,06	181,5	2,8	0,952	7,7
24	54	3,9	61 ⁽²⁾	0,031	1,1	13,85	894,7	2,9	1,604	31,3 ⁽³⁾
25	55	2,04	49 ⁽²⁾	0,031	1,09	26,96	652,1	7,8	0,866	8,8
26	58,8	2,4	63 ⁽²⁾	0,031	0,68	24,50	879,4	7,6	0,620	7,4
27	60	1,575	233	0,031	0,5	38,10	232,5	4,6	0,532	4,2
28	60	2	315	0,013	0,8	30,00	314,6	1,6	0,696	7,0
29	60	2	345	0,125	0,77	30,00	345,2	17,3	0,665	6,7
30	61	3,35	620	0,038	0,97	18,21	619,6	3,4	1,026	17,2
31 ⁽¹⁾	61	3,35	2040	0,057	0,71	18,21	2039,5	16,6	0,556	9,3
32	65	1,91	58 ⁽²⁾	0,031	0,71	34,03	648,8	8,8	0,589	5,6
33	80	3,96	5096,5	0,020	0,53	20,20	5093,7	10,4	0,483	9,6
34	90	2,3	661	0,040	0,29	39,13	660,8	8,0	0,303	3,5
35	90	2,3	661	0,070	0,29	39,13	660,8	14,0	1,000	11,5

Tabela 2. Zestawienie charakterystyk kominów typu 2

Lp.	H	H ₁	D _T	D _B	m _e	δ _s	f ₁	λ	m _{e,obl}	SC _{obl}	f _{1obl}	V _{kr,1}
	[m]	[m]	[m]	[m]	[kg/m]	[-]	[Hz]	[-]	[kg/m]	[-]	[Hz]	[m/s]
1	28	6,16	1,6	2,304	255	0,031		17,50	255,1	4,9	2,774	22,2 ⁽³⁾
2	30,50	7,625	1,4	2,45	275	0,025		21,79	274,6	5,6	2,016	14,1
3	30,5	7,625	1,4	2,45	330	0,025	1,6	21,79	331,3	6,8	2,251	15,8
4	36	0,72	1,5	2,325	230	0,025	1,04	24,00	230,2	4,1	1,180	8,9
5	36	12,96	0,4	0,904	85	0,019	0,4	90,00	84,9	16,1	0,537	1,1
6	40	12	1,45	2,32	214	0,038		27,59	214,8	6,2	1,801	13,1
7 ⁽¹⁾	43	12,9	1,8	3,294	895	0,031		23,89	894,4	13,7	0,908	8,2
8	43	12,9	1,8	3,294	300	0,019	1	23,89	299,8	2,8	1,578	14,2
9	43,5	15,225	1,68	3,024	330	0,025	0,95(0,5)	25,89	331,4	4,7	1,330	11,2
10 ⁽¹⁾	44	11	1,450	2,596	490	0,031		30,34	491,5	11,6	0,705	5,1
11	44,7	12,069	2,54	3,581	500	0,019	1,2	17,60	499,6	2,4	1,626	20,7
12 ⁽¹⁾	44,7	12,069	2,54	3,581	950	0,031	0,91	17,60	950,4	7,3	1,178	15,0
13	45	13,5	1,83	2,928	270	0,038		24,59	270,7	4,9	1,512	13,8
14	45,7	11,882	1,22	3,05	190	0,025	0,92	37,46	188,4	5,1	1,193	7,3
15 ⁽¹⁾	45,7	10,511	2,2	3,036	735	0,031		20,77	734,2	7,5	0,913	10,0
16	46	18,4	1,7	3,74	262	0,025	-	27,06	261,1	3,6	1,535	13,0
17 ⁽¹⁾	46	18,4	1,7	3,74	650	0,038	-	27,06	649,5	13,7	0,966	8,2
18 ⁽¹⁾	46	13,34	1,4	2,8	450	0,038		32,86	449,8	14,0	0,702	4,9
19 ⁽¹⁾	46	11,04	2,2	3,432	745	0,031		20,91	744,8	7,6	0,928	10,2
20 ⁽¹⁾	47,5	15,2	2	2,66	755	0,044	0,9	23,75	755,0	13,3	0,753	7,5
21 ⁽¹⁾	49	15,19	2,9	5,22	955	0,038		16,90	955,6	6,9	1,080	15,7
22	55	17,05	2,14	3,681	323	0,025	1,1	25,70	322,1	2,8	1,308	14,0
23	56	3,92	2,4	3,768	780	0,031	0,83	23,33	779,6	6,7	0,817	9,8
24	60	36	1	1,6	148	0,031	1,37(0,6)	60,00	148,6	7,4	0,754	3,8
25	61	15,25	2,1	3,675	410	0,025	0,66	29,05	408,8	3,7	0,861	9,0
26	68,5	27,4	3,45	5,693	680	0,025	1,12	19,86	682,9	2,3	1,234	21,3
27 ⁽¹⁾	68,5	27,4	3,45	5,693	1470	0,038	0,82	19,86	1469,6	7,5	0,836	14,4
28	72	23,76	2,5	4,225	470	0,025		28,80	469,3	3,0	0,876	11,0
29 ⁽¹⁾	72	23,76	2,5	4,225	980	0,038	0,8	28,80	979,9	9,5	0,601	7,5
30 ⁽¹⁾	74	18,5	3,5	5,25	1640	0,038		21,14	1642,2	8,2	0,589	10,3
31	74	24,42	3	4,5	595	0,019	0,66	24,67	595,6	2,0	1,060	15,9
32 ⁽¹⁾	76	28,88	4,9	8,33	2175	0,05	1,05	15,51	2174,3	7,2	1,010	24,7 ⁽³⁾
33	76	23,56	2,75	6,105	450	0,025		27,64	453,5	2,4	0,940	12,9
34 ⁽¹⁾	76	19,76	2,9	4,35	1270	0,031	0,68	26,21	1270,1	7,5	0,553	8,0
35 ⁽¹⁾	76,2	15,24	2,62	3,563	970	0,038	0,6	29,08	971,4	8,6	0,387	5,1
36	90	23,4	4,5	5,49	1098	0,025		20,00	1098,2	2,2	0,811	18,2
37	91,5	29,28	4,88	8,247	765	0,031	1	18,75	765,1	1,6	1,118	27,3 ⁽³⁾
38	145	34,8	6	10,08	1950	0,025	0,48	24,17	1943,5	2,2	0,456	13,7

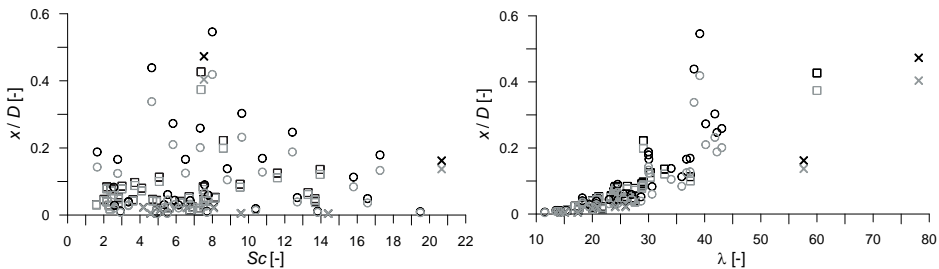
Tabela 3. Zestawienie charakterystyk kominów typu 3

Lp	H	D _T	D _B	m _e	δ _s	f ₁	λ	m _{e,obl}	SC _{obl}	f _{1obl}	V _{kr,1}
	[m]	[m]	[m]	[kg/m]	[-]	[Hz]	[-]	[kg/m]	[-]	[Hz]	[m/s]
1	37	2,5	3,68	450	0,038		15,10	452,4	4,6	3,221	39,5 ⁽³⁾⁽⁴⁾
2 ⁽¹⁾	49	0,9	2,32	245	0,038		57,65	245,6	20,7	1,043	4,4
3 ⁽¹⁾	67	3,9	9,16	3510	0,038	0,84	17,40	3510,5	14,4	1,646	31,7 ⁽³⁾
4 ⁽¹⁾	73	5,1	7,91	4100	0,038	0,64	14,31	4097,4	9,6	1,191	30,4 ⁽³⁾
5	75	1	3,17	140	0,031	1,25 (0,8)	78,13	140,0	7,5	0,875	4,2
6	77	3,2	5,54	1360	0,031	0,69	24,06	1361,4	6,6	1,050	16,8
7	83	3,2	6,4	1360	0,038	1,15 (1,2)	25,94	1360,2	8,1	1,073	17,2
8	90	4,5	7,2	2090	0,031	0,75 (0,8)	20,00	2088,6	5,1	0,978	22,0
9 ⁽¹⁾	92	4,4	6,92	2010	0,025	0,68 (0,8)	20,89	2010,2	4,2	0,851	18,6

⁽¹⁾ występuje izolacja kominu, ⁽²⁾ masa całkowita kominu w tonach, ⁽³⁾ zgodnie z normą polską nie trzeba liczyć wzbudzenia wirowego, ⁽⁴⁾ zgodnie z Eurokodem nie trzeba liczyć wzbudzenia wirowego.

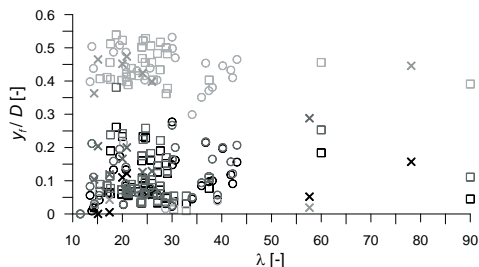
5. Wyniki analiz

Przy analizowaniu obciążenia w linii działania wiatru przyjęto teren otwarty (kategoria A według norm polskich i najbardziej odpowiadająca jej kategoria 2 według Eurokodu). W obliczeniach zastosowano dwie procedury wyznaczania współczynnika konstrukcyjnego $c_s c_d$. W większości przypadków uzyskano wystarczającą zgodność, poniżej 5% różnicy między wartościami, co może stanowić potwierdzenie poprawności modelu MES. W każdym przypadku wartości większe wyznaczono według procedury 2. Obliczenia statyczne MES wykonano przyjmując obciążenie ze współczynnikiem konstrukcyjnym wyznaczonym według procedury 1, jako bardziej prawdopodobnym. Należy zaznaczyć, że wartości $c_s c_d$, a więc i wartości obciążenia są bardzo wrażliwe na wybór kategorii terenu oraz przyjęcie logarytmicznego dekrementu konstrukcyjnego tłumienia drgań kominia. Na Rys. 1 pokazano unormowane przemieszczenia wierzchołków kominów (x/D) w zależności od liczby Sc i smukłości, obliczone na podstawie norm polskich [1, 2] i Eurokodu 1 [3].

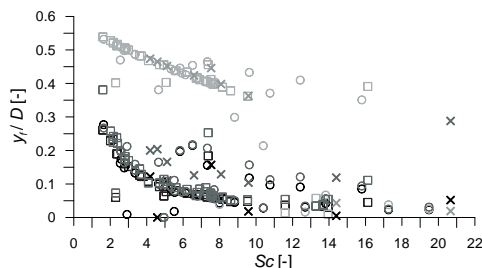


Rys. 1. Unormowane przemieszczenia wierzchołków x/D w funkcji liczby Sc i smukłości kominia λ , dla kominów: \circ – typu 1 [1,2], \square – typu 2, [1,2] \times – typu 3, [1,2], \circ – typu 1, [3], \square – typu 2, [3], \times – typu 3, [3]

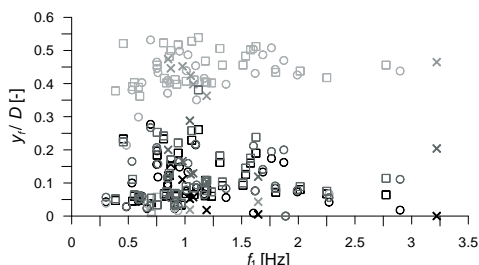
Przy analizowaniu wzbudzenia wirowego według norm polskich przyjęto liczbę $St = 0,2$, natomiast według Eurokodu $St = 0,18$ zgodnie z zaleceniami odpowiednich norm. W tabelach 1-3 dodano przy odpowiednich kominach adnotacje o nie obliczaniu obciążenia wzbudzeniem wirowym, z uwagi na inne wymogi dotyczące konieczności jego uwzględnienia. Według polskich norm $V_{kr} > V_k$, według Eurokodu $V_{kr} > 1,25V_{m,Lj}$ oznacza, że obciążenie może nie zostać uwzględnione. Uzyskane według Eurokodu wartości maksymalnej amplitudy drgań posłużyły do przyjęcia obciążenia statycznego, które zostało następnie wykorzystane w statycznej analizie liniowej w programie MES.



Rys. 2. Unormowane poprzeczne przemieszczenia wierzchołków y/D w funkcji smukłości kominia λ , dla kominów: \circ – typu 1, [3], proc. 1, \square – typu 2, [3], proc. 1, \times – typu 3, [3], proc. 1, \circ – typu 1, [1,2], \square – typu 2, [1,2], \times – typu 3, [1,2], \circ – typu 1, [3], proc. 2, \square – typu 2, [3], proc. 2, \times – typu 3, [3], proc. 2



Rys. 3. Unormowane poprzeczne przemieszczenia wierzchołków y/D w funkcji liczby Sc , dla kominów: \circ – typu 1, [3], proc. 1, \square – typu 2, [3], proc. 1, \times – typu 3, [3], proc. 1, \circ – typu 1, [1,2], \square – typu 2, [1,2], \times – typu 3, [1,2], \circ – typu 1, [3], proc. 2, \square – typu 2, [3], proc. 2, \times – typu 3, [3], proc. 2



Rys. 4. Unormowane poprzeczne przemieszczenia wierzchołków y/D w funkcji częstotliwości drgań własnych f_1 , dla kominów: \circ – typu 1, [3], proc. 1, \square – typu 2, [3], proc. 1, \times – typu 3, [3], proc. 1, \circ – typu 1, [1,2], \square – typu 2, [1,2], \times – typu 3, [1,2], \circ – typu 1, [3], proc. 2, \square – typu 2, [3], proc. 2, \times – typu 3, [3], proc. 2

Przemieszczenia przy obciążeniu siłami bezwładności były zbliżone do przemieszczeń wyznaczonych od samych wirów, a zależności między nimi były podobne. Stąd na Rys. 2, Rys. 3 i Rys. 4 pokazano przemieszczenia końcowe uzyskane po analizach MES w formie wartości unormowanych y/D w zależności od Sc , λ i f_1 .

6. Analiza wyników

W pracy przedstawiono analizę oddziaływania wiatru na kominny stalowe w dwóch kierunkach: zgodnym i prostopadłym do średniej prędkości wiatru. W przypadku obciążenia parciem wiatru wykorzystano dwa podejścia szacujące to obciążenie, oparte na modelu Davenporta i obowiązujące w polskich normach [1,2] oraz Eurokodzie [3]. Wzbudzenie wirowe przyjęto jako statyczne równoważne dynamicznemu jak nakazuje norma [1] oraz w dwóch wersjach rekomendowanych przez normę [3]: według modelu Ruscheweyha i Vickery'ego-Basu (Vickery'ego-Clarka). W systemie metody elementów skończonych przeprowadzono analizy statyczne, w wyniku których wyznaczono przemieszczenia wierzchołków kominów.

W przypadku obciążenia w linii działania wiatru przemieszczenia wierzchołków uzyskane według obydwu metod [1,2] oraz [3] są do siebie zbliżone. Przy założonych w obliczeniach parametrach nieznacznie większe przemieszczenia wyznaczono według [1, 2]. Różnice względne między przemieszczeniami wierzchołka według obydwu podejść są w granicach 22,3-30,8% dla kominów typu 1, 0,6-14,4% dla kominów typu 2, 2-15,4% dla typu 3. Ponadto, największe przemieszczenia unormowane x/D wykazują kominny typu 1 i kilka kominów z grupy 2. Większe różnice bezwzględne między przemieszczeniami uzyskano dla większych smukłości kominów. Nie zauważono natomiast wyraźnej

zależności przemieszczeń od liczby Sc . W analizach według Eurokodu wykorzystano procedurę pierwszą obliczania współczynnika konstrukcyjnego $c_s c_d$. Wykorzystanie procedury drugiej zwiększało obciążenie do około 5%. W obliczeniach zastosowano wyznaczoną w analizie modalnej postać drgań rzeczywistego komina, która w niektórych przypadkach w nieznacznym stopniu odbiegała od postaci drgań założonej w Eurokodzie, dla której określone są współczynniki służące do obliczania $c_s c_d$ według procedury 2. Normy polskie wyróżniają 3 kategorie terenu, podczas, gdy Eurokod – 5. Przejście między zaleceniami jednej normy i drugiej wiąże się więc z dobraniem odpowiedniej kategorii terenu. Może to powodować powstanie różnic w obliczonym obciążeniu i odpowiedzi komina.

W przypadku obciążenia prostopadłego, przemieszczenia obliczone zgodnie z normami [1, 2] są zbliżone do rezultatów uzyskanych zgodnie z procedurą 1 (Ruscheweyha) z Eurokodu i są nieznacznie od nich większe. Wyniki wyznaczone z wykorzystaniem procedury 2 Eurokodu są znacznie wyższe. Norma [1] wykorzystuje zmodyfikowany model długości korelacyjnej Rucheweyha, ale zakłada wzbudzenie wirowe na długości korelacyjnej ustalonej na poziomie stałym i równym $0,25H$. W większości przypadków prowadzi to do uzyskania większego obszaru komina, wzdłuż którego może powstawać wzbudzenie wirowe niż ma to miejsce przy wykorzystaniu procedury iteracyjnej zgodnej z Eurokodem. Różnice przemieszczeń obliczonych według procedur zawartych w normach [1, 2] oraz procedury 1 z normy [3] wynikają również z przyjęcia innej wartości liczby Strouhala: normy polskie nakazują przyjmować 0,2, a Eurokod 0,18 dla przekroju kołowego. Prowadzi to do uzyskania innej prędkości krytycznej, dla której występuje wzbudzenie. Różnice występują również w wartościach logarytmicznego dekrementu tłumienia aerodynamicznego uzyskanego na podstawie obydwu norm, które to różnice również dość silnie oddziałują na wyniki. Użycie procedury 2 rekomendowanej przez Eurokod prowadzi do wyznaczenia dużo wyższych przemieszczeń kominów. W przypadku kominów typu 1 procedura 2 daje rezultaty większe od uzyskanych według procedury 1 średnio ok. 4,6 razy (w jednym przypadku różnice wyniosła 58 razy, a w dwóch przemieszczenie uległo zmniejszeniu). Dla kominów typu 2 procedura 2 dała wyniki wyższe średnio również 4,6 razy (w dwóch przypadkach uzyskano mniejsze przemieszczenia). W przypadku kominów typu 3 przemieszczenia były większe średnio o 6,5%, ale należy zaznaczyć, że liczba analizowanych kominów była dużo mniejsza (w jednym przypadku przemieszczenie było mniejsze, w drugim było większe ponad 20 razy). Zmniejszenie wartości przemieszczeń wyznaczonych według procedury 2 miało miejsce w przypadku kominów charakteryzujących się wysoką liczbą Scrutona, a więc takich, dla których przeważają siły tłumienia nad siłami bezwładności. W przypadku wysokich liczb Scrutona niskie wartości przemieszczeń spowodowane są rozwiązaniem równania (9).

Analizując zależność przemieszczeń od liczby Sc , można zauważyć oczywistą prawidłowość, że dla niższych liczb Sc uzyskane przemieszczenia są wyższe i odnosi się to do wszystkich typów kominów. Wraz ze wzrostem liczby Sc wartości przemieszczeń y_f spadają asymptotycznie do 0. Podczas analizy unormowanego przemieszczenia y_f/D wyraźnie zauważalne jest zmniejszanie się przemieszczeń wraz ze wzrostem Sc wzdłuż krzywej wykładniczej, w przypadku polskich norm oraz procedury 1 z Eurokodu oraz niemal liniowy spadek w przypadku procedury 2 z Eurokodu. Najwyraźniej tendencja ta jest zaznaczona dla kominów typu 2.

Zależność przemieszczeń od smukłości kominów λ nie wykazuje żadnej dominującej tendencji, przemieszczenia uzyskane według procedury 2 są wyższe w podobnym zakresie dla każdej smukłości. Podobnie nie zauważono charakterystycznej zależności pomiędzy

odpowiedzią kominów a pierwszą częstotliwością drgań własnych, w odniesieniu do której analizowano wzbudzenie. Dla analizowanych kominów zakres częstotliwości to $f_1 = 0,303\text{--}3,221$ Hz. Wyższa wartość f_1 powoduje oczywiście oszacowanie wyższej prędkości krytycznej, a więc i zwiększenie obciążenia poprzecznego, ale z drugiej strony świadczy też o tym, że komin jest sztywniejszy, czyli mniej podatny na drgania poprzeczne wywołane wirami.

7. Wnioski

Przemieszczenia wierzchołków kominów w przypadku oddziaływania wiatru wzdłuż jego linii wyznaczone z uwzględnieniem wszystkich analizowanych przepisów są zbliżone. Wpływ na powstawanie ewentualnych różnic ma sposób definicji chropowatości terenu w poszczególnych normach, jak też przyjęte tłumienie konstrukcyjne, wykorzystana procedura wyznaczania współczynnika konstrukcyjnego.

Znaczne różnice są zauważalne w przypadku obciążenia poprzecznego. W przypadku kominów o niższych liczbach Sc uzyskane przemieszczenia są wyższe i dotyczy to wszystkich typów kominów, niezależnie od częstotliwości drgań własnych. Zależność przemieszczeń od smukłości kominów λ nie wykazuje żadnej dominującej tendencji. Istotny wpływ na otrzymane wyniki mają: przyjęta wielkość liczby St , założone tłumienie konstrukcyjne, przyjęty obszar wzbudzenia wirowego, a przede wszystkim zastosowana procedura.

Generalnie wyznaczone przemieszczenia od obciążenia w linii wiatru były nawet kilkukrotnie mniejsze niż przemieszczenia przy oddziaływaniu poprzecznym, powodowanym odrywaniem się wirów. Nie uwzględnienie obciążenia poprzecznego powoduje zaniedbanie istotnych sił wymiarujących przekroje konstrukcji i jak wyraźnie stwierdzają normy nie może być pominięte.

Literatura

- 1 PN- 93/B-03201. Konstrukcje stalowe. Kominy. Obliczenia i projektowanie. PKN, 1993.
- 2 PN-77/B-02011. Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem. PKN, 1977.
- 3 PN-EN 1991-1-4. Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4: Oddziaływania ogólne. Oddziaływanie wiatru. PKN, 2008
- 4 Davenport A.G. The spectrum of horizontal gustiness near the ground in high winds. *Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society* 87 (1961) 194-211.
- 5 Davenport A.G. The relationship of wind structure to wind loading, *Proceedings of the 1st Conference on Wind Effects on Building and Structures*, Teddington, England, 1965
- 6 Ruscheweyh H. Codification of vortex excited vibrations. Recent advances in wind engineering. *Proceedings of the 2nd Asia-Pacific Symposium on Wind Engineerig.*, Beijing, China, Int. Acad. Publ., Pergamon Press 1 (1989) 362-72.
- 7 Ruscheweyh H. Windlastannahmen für turmartige Bauwerke, *DIN-Mitt* 71(11) (1992) 644-47.
- 8 Vickery B.J., Clark A.W. Lift or across-wind response of tapered stacks. *ASCE Journal of Structural Division* 98(1) (1972) 1-20.
- 9 Vickery, B.J., Basu, R.I. Across-wind vibrations of structures of circular cross-section. Part I & Part II. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 12 (1983) 49-73 & 75-97.
- 10 Dyrbye, C., Hansen, S.O., 1997. *Wind Loads on Structures*. Wiley, New York.
- 11 Hansen S.O. Vortex-induced vibrations of line-like structures. *CICIND Report* 15(1) (1999) 15–23.
- 12 Pritchard B.N. Steel chimney oscillations: A comparative study of their reported performance versus predictions using existing techniques. *Engineering Structures* 6 (1999) 315-323.
- 13 Ciesielski R., Gaczek M., Kawecki J. Observation of cross-wind response of towers and steel chimneys. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 41-44 (1992) 2205-2211.

- 14 Galemann T., Ruscheweyh H. Measurements of wind induced vibrations of a full-scale steel chimney. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 41–44 (1999) 241–252.
- 15 Ruscheweyh H., Galemann T. Full-scale measurements of wind-induced oscillations of chimneys. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 65 (1996) 55-62.
- 16 Verwiebe C., Burger W. Unerwartet starke wirbelerregte Querschwingungen eines 49 m hohen Stahlschornsteins. *Stahlbau* 67(11) (1998) 876-878.
- 17 Tranvik P., Alpsten G. Dynamic behaviour under wind loading of a 90m steel chimney. Alstom Power Sweden AB, Report S-01041/9647-3, 2002.
- 18 Włodarczyk W. Wzbudzenie wirowe drgań według Eurokodu 1 jako oddziaływanie wiatru na kominę stalowe. *Inżynieria i Budownictwo* 10 (2006) 530-533.
- 19 Kalabińska J. Analiza podatności kominów stalowych na wzbudzenie wirowe według ujęć normowych. *Inżynieria i Budownictwo* 3 (2007) 199-202.
- 20 Flaga A., Lipecki T. Code approaches to vortex shedding and own model. *Engineering Structures* 32(6) (2010) 1530-1536.
- 21 Verboom G.K., van Koten H. Vortex excitation: Three design rules tested on 13 industrial chimneys. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 98 (2010) 145–154.
- 22 Wichtowski B., Żurański J.A. Pewne przypadki rezonansu wiatrowego kominów stalowych. *Inżynieria i Budownictwo* 3 (2011) 154-156.
- 23 Clobes M., Willecke A., Peil U. Vortex excitation of steel chimneys: Two ultimate limit states. *Proceedings of the 13th International Conference on Wind Engineering*, Amsterdam, 2011.
- 24 Włodarczyk W. Wzbudzenie wirowe drgań w projektowaniu kominów stalowych według PN-EN 1991-1-4 i PN-EN 1993-3-2. *Inżynieria i Budownictwo* 11 (2012) 576-579.
- 25 Lipecki T., Flaga A. Vortex excitation model. Part I. mathematical description and numerical implementation. *Wind and Structures, An International Journal* 16(5) (2013) 457-476.
- 26 Lipecki T., Flaga A. Vortex excitation model. Part II. application to real structures and validation. *Wind and Structures, An International Journal* 16(5) (2013) 477-490.
- 27 Van Koten H. Wind induced vibrations of chimneys: the rules of the CICIND code for steel chimneys. *Engineering Structures* 6 (1984) 350-356

Wind action on steel chimneys according to standards

Tomasz Lipecki¹, Jarosław Bęc², Paulina Jamińska³

^{1,2,3} *Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: ¹t.lipecki@pollub.pl, ²j.bec@pollub.pl, ³p.jaminska@pollub.pl*

Abstract: Analysis of the steel chimneys response to the wind action has been presented in the paper. The approaches presented in the Polish standards: referring to the steel chimneys [1] and to the wind action [2], as well as in the Eurocode 1 [3] have been shown here. The comparisons of the inline wind action according to these procedures, as well as in the cross-wind directions have been made. The responses to the wind action, i.e. displacements at the top of each chimney, have been compared as well. The real chimneys have been subjected to the analyses. Almost each of them had collapsed, mainly because of the vortex excitation. All chimneys and wind actions have been modelled by FEM system – Autodesk Mechanical Simulation 2013.

Keywords: steel chimneys, wind action, vortex excitation.

Wzmacnianie płaskich, zginanych elementów stalowych materiałami kompozytowymi FRP

Marek Łagoda¹, Maciej Kowal²

¹ *Instytut Badawczy Dróg i Mostów, e-mail: mlagoda@ibdim.edu.pl,*

² *Katedra Dróg i Mostów, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e-mail: m.kowal@pollub.pl*

Streszczenie: Artykuł opisuje badania wpływu wzmocnienia płaskich, zginanych elementów stalowych materiałami kompozytowymi CFRP (Carbon Fibre Reinforced Polymer). Badano wpływ zmian geometrii końca złącza na wytrzymałość trzypunktowo zginanych płaskowników stalowych, wzmocnionych jednostronnymi nakładkami z taśm węglowych. Zniszczenie skleiny na granicy stal-klej było dominujące wśród postaci zniszczenia dla przyklejonych do stali taśm CFRP. Przedstawiono wyniki badań, które pokazały, że zastosowanie wzmocnienia CFRP płaskiego elementu stalowego może mieć wpływ na zmniejszenie ugięć. Zastosowanie odwrotnie ściętej taśmy z wpływem kleju może wyraźnie podnieść nośność złącza przy zginaniu płaskiego elementu stalowego wzmocnionego taśmą CFRP. Opisano wnioski i przedstawiono plan dalszych prac nad wzmacnianiem elementów stalowych taśmami CFRP.

Słowa kluczowe: konstrukcje stalowe, wzmacnianie, stal, kompozyty FRP, kształtowanie złącza, nośność złącza, ugięcie

1. Wprowadzenie

Głównym motywem przywracania starym, metalowym konstrukcjom gwarancji dalszej funkcjonalności są przesłanki kulturowe, oparte na potrzebie zachowania nie tylko ich historycznych walorów, ale też zachowania wartości krajobrazu miejsc, w których te obiekty się znajdują. Bardzo ważne jest wówczas, aby wzmacnianie zachowywało wygląd zgodny z pierwotnym projektem. Rodzaj i sposób wzmocnienia musi odpowiadać cechom materiału wzmacnianego mostu. Łane żelazo często jest zawodnym materiałem z powodu jego łamliwości i pęknięcia również przy zmianie temperatury w warunkach wysokich naprężeń rozciągających. Wrażliwość na kruche pęknięcie również zachodzi w stalach zgrzewnych i zlewnych, zwłaszcza w sytuacjach, gdy przekroje poprzeczne są zaatakowane korozją.

Alternatywą dla konwencjonalnych metod wzmacniania konstrukcji metalowych jest użycie przyklejanych materiałów kompozytowych FRP. Celem wzmacniania konstrukcji metalowych materiałami FRP jest w szczególności zwiększenie albo przywrócenie nośności na rozciąganie lub nośności na zginanie, podniesienie wytrzymałości zmęczeniowej oraz zwiększenie lub przywrócenie stateczności płaskich elementów ściskanych.

Użycie takich materiałów we wzmacnianiu konstrukcji metalowych nie jest rozwijane tak obszernie jak w przypadku wzmacniania konstrukcji betonowych lub murowanych. Studia skupiały się na możliwości wzmacniania konstrukcji nitowanych lub uszkodzonych w celu ograniczenia propagowania pęknięć zmęczeniowych [1,2], podniesienia żywotności zmęczeniowej na rozciąganie [3] i zginanie [4,5], wzmacniania stalowych elementów

rozciąganych [6], rozciąganych stref elementów zginanych [7,8], podnoszenia nośności na wyboczenie elementów stalowych [9,10], podnoszenia nośności na ściskanie elementów rurowych [11,12], spełnienia nowych warunków eksploatacji dzięki wzrostowi wartości obciążeń lub usunięcia skutków korozji.

Nieznaczną, w odniesieniu do ilości aplikacji materiałów kompozytowych do wzmacniania konstrukcji żelbetowych, jest również ilość zastosowania tychże materiałów przy wzmacnianiu konstrukcji stalowych czy zespolonych stal-beton. Należy jednak mieć świadomość o istnieniu takich zastosowań w Polsce [13] i na świecie [14,15].

W niniejszej pracy sprawdzono, jaki wpływ miało zróżnicowanie geometrii zakończenia skleiny na podniesienie nośności złącza na zginanie płaskich elementów stalowych. Zbadano również, czy zastosowanie wzmocnienia elementu stalowego taśmą CFRP ma wpływ na zwiększenie sztywności elementu i w konsekwencji ograniczenie ugięć. Istniejące prace opisujące wpływ kształtowania geometrii zakończenia złącza na nośność złącza klejowego dotyczyły głównie elementów rozciąganych osiowo [16,17,18].

2. Badania laboratoryjne

2.1. Materiały

Do badań wykorzystano płaskowniki stalowe 1000 x 100 x 12 mm ze stali klasy S235JR+AR, o module Younga 210 GPa, granicy plastyczności 308 MPa, wytrzymałości na rozciąganie 432 MPa i odkształceniu przy uplastycznieniu wynoszącym 0,2%.

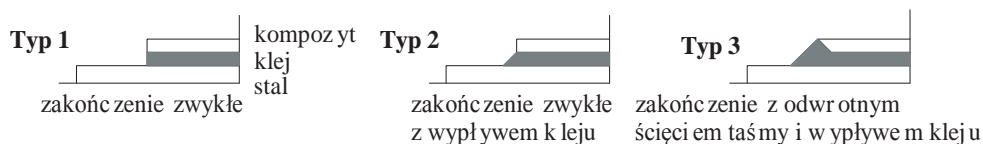
Do badań wykorzystano kompozytowe taśmy na bazie żywicy epoksydowych z włóknami węglowymi S&P CFK-Lamellen 200/2000. Szerokość taśm wynosiła 60 mm, a ich grubość 1,4 mm. Zgodnie z danymi producenta taśm, moduł Younga wynosi >210 GPa, wytrzymałość na rozciąganie 2500 MPa, a odkształcenie przy zerwaniu 1,25%.

Do klejenia próbek użyto systemowego kleju S&P Resin 220, dwuskładnikowego, bezrozpuszczalnikowego na bazie żywicy epoksydowej. Pomierzone grubości kleju wynosiły $0,65 \div 0,89$ mm (średnio 0,74 mm), $0,67 \div 0,82$ mm (średnio 0,77 mm) oraz $0,63 \div 0,76$ mm (średnio 0,72 mm) odpowiednio w przypadku próbek Typu 1, 2 oraz 3.

2.2. Przygotowanie próbek

Przygotowano 19 próbek i poddano trzypunktowemu zginaniu, w tym wykonano jedną próbkę porównawczą płaskownika stalowego (1000 x 100 x 12 mm) oraz 18 próbek z trzema typami wzmocnienia, na które wpływ miała geometria zakończenia taśmy wzmacniającej i kleju. Każda wzmacniania próbka składała się z płaskownika stalowego (1000 x 100 x 12 mm) wzmocnionego za pomocą przyklejonej do dolnej płaszczyzny na żywicy epoksydową taśmy węglowej (600 x 60 x 1,4 mm) z dwoma typami ukształtowania geometrii końca taśmy i dwoma typami kształtowania kleju na jej końcu. Rozpiętość teoretyczna zginanych wzmocnionych płaskowników wynosiła 900 mm. Wykonano 3 typy próbek, po sześć każdego typu. Rys. 1 pokazuje schematy ukształtowania zakończeń kleju i taśmy.

Przygotowanie nośnego podłoża stanowi jeden z warunków właściwego wykonania wzmocnienia przy użyciu przyklejanych taśm. Złe przygotowanie powierzchni może znacząco wpłynąć na obniżenie nośności skleiny, co może wypaczyć pozytywny wpływ materiałami kompozytowymi FRP [18]. Niedopuszczalne jest przy aplikacji taśm zawilgocenie powierzchni, a materiały obce w rodzaju kurzu, olejów i tłuszczów muszą zostać usunięte.



Rys. 1. Schematy kształtów zakończenia spoiny

Przed aplikacją taśm, powierzchnie stalowe były oczyszczane z zastosowaniem acetonu, następnie przecierane papierem ściernym i ponownie przeczyszczane acetonem. Powierzchnie sklepane taśm kompozytowych oczyszczone zostały acetonem. Na oczyszczone i osuszone powierzchnie taśm CFRP наносzono klej i następnie doklejano na podłoże stalowe.

Wprowadza się następujące nazewnictwo typów próbek: z zakończeniem zwykłym (Typ 1 - zwykły), z zakończeniem zwykłym z wypływem kleju (Typ 2 – zwykły z wypływem) oraz z zakończeniem z odwrotnym fazowaniem taśmy i wypływem kleju (Typ 3 – odwrotnie fazowany z wypływem), zgodnie z Rys. 1.

Do dwóch próbek z każdego typu przyklejone zostały tensometry elektrooporowe, w celu zbadania odkształceń taśm i płaskowników w konkretnych lokalizacjach. Jedną z próbek każdego typu była oklejona symetrycznie względem środka rozpiętości siedemnastoma tensometrami a druga tylko dziesięcioma umiejscowionymi z jednej strony. Te próbki były przygotowywane dodatkowo pod badania rozkładu odkształceń w skleinie przy pomocy skanera odkształceń.

Temperatura przygotowania i przechowywania próbek wynosiła 22°C. Czas od wykonania próbek do poddania badaniom wyniósł 100-170 dni.

3. Sprzęt badawczy i cel badań

Użyto uniwersalnej maszyny badawczej (Zwick&Roel). Badania przeprowadzono kontrolując przyrost siły przy stałym wzroście 100N/s, aż do zniszczenia złącza. Siłę i przemieszczenie tłoka rejestrowano co 0,01s. Wzrost obciążenia następował w cyklach, których wartości zwiększały się co 500 N, wracając do siły 500 N, po osiągnięciu maksimum cyklu (0 N – 500 N – 1000 N – 500 N – 1500 N – 500 N – 2000 N – 500 N – ... – 500 N – 5000 N).

Głównym celem badań było zweryfikowanie wyników badań opisanych przez autorów w poprzedniej pracy [18] i określenie wpływu ukształtowania geometrii kleju i wzmacniającej taśmy kompozytowej CFRP na jej koniec na nośność złącza podczas trój punktowego zginania płaskowników. Drugim celem badań było sprawdzenie wpływu wzmocnienia taśmą CFRP płaskiego, zginanego elementu stalowego. Trzecim celem było określenie rozkładu naprężeń na długości taśmy kompozytowej i płaskownika stalowego na podstawie pomierzonych odkształceń. Czwartym celem było określenie rozkładu odkształceń w kleju w obszarze końca skleiny w zależności o typu zakończenia wzmocnienia poprzez pomiary skanerem odkształceń Aramis®. Trzeci i czwarty cel nie były przedmiotem niniejszej pracy i nie zostały w niej opisane.

4. Wyniki badań i ich omówienie

4.1. Wyniki

W czasie opracowania wyników wszystkich 18 wzmocnionych próbek zauważono, że w zależności od typu próbki zmieniały się średnie poziomy zniszczenia wzmocnienia. Najslabiej wypadły wyniki wzmocnienia Typ 1, a najlepiej Typ 3, zgodnie z przewidywaniami, opartymi na wynikach badań uzyskanych w poprzedniej pracy badawczej opisanej przez autorów w [18].

Przy opracowaniu wyników zauważono w przypadku czterech próbek, że rozbieżności wyników w populacjach danego typu, zarówno na minus i plus, osłabiają pozytywny efekt wzmocnienia. W przypadku Typu 1, wynik jednej z próbek wyniósł 13% poniżej średniej a drugi 105 % powyżej. W przypadku Typu 2 jeden z wyników był 15 % poniżej, a w przypadku drugiej z próbek, nie oderwała się taśma wzmacniająca, nawet po przekroczeniu granicy plastyczności w stali. W przypadku Typu 3 jedna próbka uzyskała wynik o 15 % niższy od średniej. Podczas opracowywania wyników badań, rozważono dwa warianty. W pierwszym wariacie rozpatrzono średnie wyniki z wytrzymałości wszystkich próbek w danej populacji $F_{\text{sr.m}}$ oraz odchylenia procentowe od średniej wyników w każdej populacji, w tym przypadku próbki, które osiągnęły wyniki znacznie wyższe od średniej (w przypadku Typu 1 i 2) sprowadzono do wartości siły niszczącej drugiej w populacji. W drugim wariacie zredukowano zakres rozpoznania do wyników różniących się od średniej o nie więcej niż 10%.

W sumie do rozważań nie wzięto pod uwagę wyników 2 z 18 próbek (Typ 2 – 1 wynik 18,4 % poniżej średniej, Typ 3 – jeden wynik 14,8 % poniżej średniej) a dwa wyniki sprowadzono do wartości niższej odpowiadającej drugiej najwyższej w danej populacji (Typ 1 – 1 wynik sprowadzono z wartości 3,87 kN do 1,73 kN, Typ 2 – brak zerwania taśmy, wynik sprowadzono do siły 2,97 kN).

Ze wszystkich 18 wyników oraz przyjętych ostatecznie do opracowania 16 wyników zginania próbek uzyskano wartości średnie miarodajne ($F_{\text{sr.m}}$) i wartości średnie miarodajne z prawdopodobieństwem wystąpienia 95% ($F_{95\%.m}$) przy odchyleniu standardowym (δ_F) w przypadku każdej rozważanej populacji ($n = 5-6$). Wyniki średnich sił niszczących oraz ugięć przy sile niszczącej próbkę, pomierzonych w przypadku wszystkich próbek (1, 2, 3) oraz po odrzuceniu i sprowadzeniu tych niemieszczących się w zakładanych 10% odchyłkach (1', 2', 3') zestawiono w Tabeli 1. Metodologia obliczania wartości miarodajnych zgodnie z przedstawionymi poniżej wzorami (1, 2, 3).

$$F_{\text{sr.m}} = \Sigma F_i / n \quad (1)$$

$$F_{95\%.m} = F_{\text{sr.m}} (1 - 1,65v) \quad (2)$$

$$v = \delta_F / F_{\text{sr.m}} \quad (3)$$

$$\Delta u = u_{\text{CFRP.pom}} - u_{\text{referencyjne}} \quad (4)$$

$$\Delta_{\text{szt}} = \Delta u / u_{\text{CFRP.pom}} \quad (5)$$

Tabela 1. Zestawienie wyników ugięć dla sił niszczących $F_{95\%}$ i sił niszczących

Typ próbek	$F_{\text{śr.m}}$ [N]	$F_{95\%.m}$ [N]	$u_{\text{referencyjne}}^*$ [mm]	$u_{\text{CFRP.pom}}^{***}$ [mm]	Δ_u^{***} [mm]	$\Delta_{\text{szt}}^{****}$ [%]
1'	1554	1228	6,561	5,718	-0,843	12,85%
1	1911	310	1,745	1,601	-0,144	8,25%
2'	2563	1752	9,273	8,154	-1,119	12,07%
2	2343	1199	6,386	5,552	-0,834	13,06%
3'	3416	2195	11,561	9,715	-1,845	15,96%
3	3153	1634	8,635	7,280	-1,355	15,69%

*ugięcie próbki referencyjnej przy danym poziomie obciążenia

**pomierzone ugięcie próbki po wzmocnieniu przy danym poziomie obciążenia

***ograniczenie ugięcia próbki wzmocnionej w stosunku do referencyjnej

****wzrost sztywności przekroju po wzmocnieniu

4.2. Sposób zniszczenia próbek

W badaniach zaobserwowano występowanie jednej głównej postaci zniszczenia próbek, oderwania nakładki na granicy stal – klej. Zniszczenie wzmocnienia przez oderwanie taśmy dotyczyło 17 próbek, w przypadku jednych z nich, taśma nie oderwała się podczas badania. Badania w przypadku tej próbki zakończone zostały po uplastycznieniu się stali płaskownika. Zniszczenie przez oderwanie taśmy było gwałtowne. Nie udało się zaobserwować, czy zniszczenie rozpoczęło się w środku rozpiętości czy na końcu taśmy wzmacniającej.

4.3. Wnioski z uzyskanych wyników

Rozpatrując wyniki badania nad wpływem wzmocnienia materiałami kompozytowymi CFRP płaskiego elementu stalowego w zakresie obniżenia ugięcia oraz wpływu kształtowania geometrii zakończenia taśmy i kleju na wytrzymałość wzmocnienia, można wyciągnąć poniższe wnioski:

- Przy zastosowaniu zwykłego zakończenia taśmy, wpływ kleju miał widoczny wpływ na podniesienie nośności złącza (wytrzymałość kleju). W przypadku konfiguracji Typu 2 wytrzymałość złącza w stosunku do konfiguracji Typu 1 wzrosła o 22,6 % w przypadku rozpatrywania wszystkich wyników (wariant 1) oraz o 64,9% w przypadku wariantu 2, przy założeniu wyników średnich miarodajnych. W przypadku wartości średnich miarodajnych z prawdopodobieństwem wystąpienia 95%, wartości te osiągnęły poziom zwiększenia wytrzymałości złącza odpowiednio o 286,7 % oraz 42,5 %. Zatem jednoznacznie widać wpływ typu geometrii zakończenia złącza na przenoszenie obciążeń.

Metodologia obliczania wzrostu wytrzymałości złącza jest następująca:

$$\Delta F_{\text{śr.m}} = (F_{\text{śr.m.2}} - F_{\text{śr.m.1}}) / F_{\text{śr.m.1}} \quad (6)$$

$$\Delta F_{95\%.m} = (F_{95\%.m.2} - F_{95\%.m.1}) / F_{95\%.m.1} \quad (7)$$

$$\Delta F_{\text{śr.m}'} = (F_{\text{śr.m.2}'} - F_{\text{śr.m.1}'}) / F_{\text{śr.m.1}'} \quad (6)$$

$$\Delta F_{95\%.m'} = (F_{95\%.m.2}' - F_{95\%.m.1}') / F_{95\%.m.1}' \quad (7)$$

- Przy zastosowaniu zakończenia odwrotnie fazowanego z wpływem (Typ 3) wytrzymałość na siłę niszczącą wzmocnienie (zrywającą taśmę CFRP) wzrosła w stosunku do konfiguracji Typu 1 o 65,0 % (wariant 1) oraz o 119,8% (wariant 2), przy założeniu wyników średnich miarodajnych. W przypadku wartości średnich

miarodajnych z prawdopodobieństwem wystąpienia 95%, wartości te osiągnęły poziom zwiększenia wytrzymałości złącza odpowiednio o 427,0 % oraz 78,7 %. Sposób obliczania wzrostu nośności złącza zgony z wzorami (6,7).

- Stosowanie zakończenia odwrotnie fazowanego z wpływem (Typ 3) lub stosowania zakończenia zwykłego z wpływem (Typ 2) wpłynęło w stopniu nieznacznym na zmniejszenie ugięcia zginanej próbki w stosunku do zastosowanego wzmocnienia ze zwykłym zakończeniem Typ 1. W stosunku do Typu 1 ograniczenie ugięcia próbek Typu 2 wyniosło 0,14 %, a w przypadku Typu 3 wyniosło 2,95 %.
- Wpływ zastosowania wzmocnienia taśmą kompozytową CFRP płaskiego elementu stalowego w celu poprawy stanu granicznego użytkowania był widoczny, a jego wartość w stosunku do próbki porównawczej wyniosła około 13 % oraz 16 % odpowiednio w przypadku próbek Typ 1, Typ 2 oraz Typ 3. Podobną wartość wzmocnienia można by uzyskać przez zwiększenie przekroju stalowego, n.p. za pomocą przyspawania taśmy stalowej, lub mocowanej na śruby.
- W badaniu zakładano, że przy zastosowaniu wzmocnienia przyspawanym lub przykręconym elementem stalowym (zwiększając przekrój elementu do wartości zgodnej z powierzchnią przekroju uwzględniającą przyklejoną taśmę kompozytową CFRP), na podstawie własnych obliczeń teoretycznych, obniżenie ugięcia osiągnęłoby poziom 11,5 %, a wzmocnienie CFRP powinno dać poprawę o 16% (moduł sprężystości taśmy był wyższy od modułu stali). Zakładano, że taśma kompozytowa wraz z płaskownikiem stworzy przekrój zespolony CFRP-stal, ze sprowadzeniem powierzchni taśmy do powierzchni stali. Należy zauważyć, że obniżenie ugięcia po wzmocnieniu taśmą z zakończeniem Typu 3, osiągnęło zakładany poziom (16%) i było wartością o 3 % wyższą niż w przypadku pozostałych próbek z zakończeniem Typu 1 i 2, które nieznacznie nie spełniły wstępnych założeń.
- Należy zauważyć, że przy założeniu osiągnięcia stanu granicznego użytkowności (SGU) na poziomie ugięcia dopuszczalnego, które w zależności od znaczenia elementu konstrukcyjnego mogło by wynosić $u_{dop} = Lt/200 \div 800$ (w tym przypadku $1,12 \div 4,50$ mm), wzmocnienie zostało osiągnięte na zadowalającym poziomie. Siły niszczące $F_{95\%}$ osiągnęły poziomy 1228 N, 1752 N i 2195 N, odpowiednio w przypadku próbek Typu 1, 2 i 3. Zakładając osiągnięcie maksymalnego dopuszczalnego ugięcia wynoszącego 4,5 mm przy sile na poziomie 980 N, do zniszczenia wzmocnienia płaskowników stalowych taśmami kompozytowymi CFRP pozostał zapas na poziomie 25,1 %, 78,3 % oraz 123,2 %, odpowiednio w przypadku próbek z zakończeniem Typu 1, 2 i 3.

5. Podsumowanie

5.1. Wnioski

Kształtowanie zakończenia taśmy CFRP, ma widoczny wpływ na wytrzymałość złącza klejowego, co potwierdziło poprzednie badania autorów przedstawione w pracy [18].

Wzmocnienie płaskich elementów stalowych doklejonymi taśmami kompozytowymi CFRP miało wpływ na obniżenie wartości ugięcia. Wzmocnienie płaskowników stalowych taśmami CFRP pozwoliło na osiągnięcie zbliżonych do zakładanych poziomów ograniczenia ugięcia, które można uzyskać poprzez zwiększenie przekroju stalowego. Wartości te

osiągnęły 13÷16%, z zachowaniem bezpiecznego zapasu przed osiągnięciem siły niszczącej (25,1÷123,2 %).

Analizując przeprowadzone badania laboratoryjne, które potwierdziły wstępne założenia przyjęte na podstawie analiz teoretycznych, można zaproponować w celu wzmocnienia wytrzymałości złącza klejowego, jak również zmniejszenia ugięcia płaskiego elementu stalowego, wzmocnienia z użyciem kompozytowej taśmy CFRP z zakończeniem odwrótnie fazowanym z wypływem kleju w miejsce metod konwencjonalnych opierających się na dospawaniu lub przykręceniu stalowego elementu.

5.2. Przyszłe prace

Niezbędne będzie wykonanie obliczeń elementów płaskich z różnymi typami złączy poddanych zginaniu. Należy wyznaczyć naprężenia w skleinie i taśmie kompozytowej i porównać wyniki analizy numerycznej z uzyskanymi badaniami laboratoryjnymi.

Należy określić rozkłady naprężeń w skleinie w zależności od geometrii skleiny, przydatne do celów projektowych, porównując analityczne i numeryczne rozwiązania tego problemu. Obliczenia przy założeniu pełnego zakresu zachowania wszystkich materiałów zostaną przeprowadzone przy użyciu analizy MES.

Należy zbadać, jaki wpływ będzie miało wzmocnienie poprzez doklejenie taśmy kompozytowej, również z uwzględnieniem różnych typów zakończenia elementu wzmacniającego i kleju, zginanych stalowych elementów konstrukcyjnych o znacznie większym przekroju w stosunku do wzmocnienia. Należy pamiętać, że w opisanych badaniach, przekrój taśmy kompozytowej stanowił 7 % powierzchni przekroju bez uwzględnienia kleju, a 6,7 % z jego uwzględnieniem. Wpływ tego wzmocnienia zostanie zbadany na belkach dwuteowych (INP 140).

Podziękowania

Autorzy pragną podziękować firmom S&P Polska Sp. z o.o. oraz Mota-Engil Central Europe S.A. za nieodpłatne udostępnienie materiałów do badań (taśm S&P CFK-Lamellen i żywicy Resin 220 oraz płaskowników stalowych). Badania laboratoryjne przeprowadzono w ramach środków statutowych Katedry Dróg i Mostów Wydziału Budownictwa i Architektury Politechniki Lubelskiej (S-50/B/2012).

Autor jest uczestnikiem projektu „Kwalifikacje dla rynku pracy – Politechnika Lubelska przyjazna dla pracodawcy” współfinansowanego przez Unię Europejską w ramach Europejskiego Funduszu Społecznego.

Literatura

- 1 Jiao H., Mashiri F., Zhao X.-L.: “A comparative study on fatigue behaviour of steel beams retrofitted with welding, pultruded CFRP plates and wet layup CFRP sheets”. *Thin-Walled Structures* 59 (2012) 144–152
- 2 Ghafoori E., Schumacher A., Motavalli M.: “Fatigue behavior of notched steel beams reinforced with bonded CFRP plates: Determination of prestressing level for crack arrest”. *Engineering Structures* 45 (2012) 270–283
- 3 Bocciarelli M., Colombi P., Fava G., Poggi C.: Fatigue performance of tensile steel members strengthened with CFRP plates. *Composite Structures* 87 (2009) 334–343
- 4 Täljsten B., Skodborg Hansen Ch., Witttrup Schmidt J.: Strengthening of old metallic structures in fatigue with prestressed and non-prestressed CFRP laminates. *Construction and Building Materials* 23 (2009) 1665–1677
- 5 Deng J., Lee M.M.K.: “Fatigue performance of metallic beam strengthened with a bonded CFRP plate”. *Composite Structures* 78 (2007) 222–231

- 6 Fawzia S., Al-Mahaidi R., Zhao X.L., Rizkalla S.: Strengthening of circular hollow steel tubular sections using. *Construction and Building Materials* 21 (2007) 839–845
- 7 Colombi P., Poggi C.: An experimental, analytical and numerical study of the static behavior of steel beams reinforced by pultruded CFRP strips. *Composites: Part B* 37 (2006) 64–73
- 8 Selem M.H., Sharaky I.A., Sallam H.E.M.: Flexural behavior of steel beams strengthened by carbon fiber reinforced polymer plates – Three dimensional finite element simulation. *Materials and Design* 31 (2010) 1317–1324
- 9 Harries K.A., Peck A.J., Abraham E.J.: Enhancing stability of structural steel sections using FRP. *Thin-Walled Structures* 47 (2009) 1092–1101
- 10 Zhao X.L., Al-Mahaidi R.: Web buckling of light steel beams strengthened with CFRP subjected to end-bearing forces. *Thin-Walled Structures* 47 (2009) 1029–1036
- 11 Teng J.G., Hu Y.M.: Behaviour of FRP-jacketed circular steel tubes and cylindrical shells under axial compression. *Construction and Building Materials* 21 (2007) 827–838
- 12 Bambach M.R., Jama H.H., Elchalakani M.: Axial capacity and design of thin-walled steel SHS strengthened with CFRP. *Thin-Walled Structures* 47 (2009) 1112–1121
- 13 Łagoda G., Łagoda M.: Strengthening steel bridge across Vistula River in Poland. 33rd IABSE Symposium, Bangkok, Thailand, September 9-11, 2009, Sustainable Infrastructure Environment Friendly, Safe and Resource Efficient Vol. 96
- 14 Phares B. M., Wipf T. J., Klaiber F.W., Abu-Hawash A.: Strengthening of Steel Girder Bridges Using FRP. *Proceedings of the 2003 Mid-Continent Transportation Research Symposium*, Ames, Iowa, August 2003. © 2003 by Iowa State University.
- 15 Charles D.: A Case Study on Actual Bridge Performance. *Application of Advanced Materials*. NSF-REU 2006
- 16 Colombi P., Poggi C.: Strengthening of tensile steel members and bolted joints using adhesively bonded CFRP plates. *Construction and Building Materials* 20 (2006) 22–33
- 17 Lin H., Zhao X-L., Al-Mahaidi R.: Boundary element analysis of CFRP reinforced steel plates. *Composite Structures* 91 (2009) 74–83
- 18 Łagoda M., Kowal M.: Wpływ kształtu zakończenia skleiny na wytrzymałość złącza stal-kompozyt FRP. *Budownictwo i Architektura* 2013 vol.12(2) 39–46

FRP composite materials strengthening of flat steel elements

Marek Łagoda¹, Maciej Kowal²

¹ *Road and Bridge Research Institute, e-mail: mlagoda@ibdim.edu.pl,*

² *Department of Road and Bridge, Faculty of Civil Engineering and Architecture,
Lublin University of Technology, e-mail: m.kowal@pollub.pl*

Abstract: The article describes the study on the impact of FRP composite materials strengthening of flat steel slab. The influence of changing of bond end geometry on three point bending behavior of flat steel elements reinforced by CFRP patch has been investigated. A bond failure at steel-adhesive interface was a dominant failure mode. The test results showed clearly that geometry change of the bond end of strengthening CFRP plate and adhesive can significantly increase bond capacity. The use of reverse taper of CFRP patch with adhesive fillet tapes can improve the load capacity of the adhesive joint on the bending of the flat steel element reinforced by FRP patch. Conclusions and plan of further works on steel elements CFRP strengthening were described.

Keywords: metallic structures, strengthening, steel, FRP composites, bond end shaping, joint capacity, deflection

Praca stalowo-betonowej belki zespolonej z uwzględnieniem zarysowania płyty

Marek Łagoda¹, Krzysztof Śledziwski²

¹ *Instytut Badawczy Dróg i Mostów, e-mail: mlagoda@ibdim.edu.pl,*

² *Katedra Dróg i Mostów, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e-mail: k.sledziwski@pollub.pl*

Streszczenie: Tematem referatu jest wpływ zarysowania płyty żelbetowej na pracę belki zespolonej typu stal-beton. W pracy poddano ocenie stan wiedzy w dziedzinie konstrukcji zespolonych, w szczególności konstrukcji statycznie niewyznaczalnych z betonem w strefach rozciąganych. Dodatkowo w dużym skrócie omówiono dotychczasową praktykę projektową. Oprócz tego opisano własne badania doświadczalne dźwigarów mostowych w postaci belek ciągłych, dwuprzęsłowych, które zostały wykonane przez autorów. Przedstawiono również propozycję dalszych prac z tego zakresu.

Słowa kluczowe: belka zespolona, zarysowanie, Eurokod, badania laboratoryjne

1. Wprowadzenie

Konstrukcje zespolone zaliczane są do najbardziej interesujących rozwiązań ustrojów nośnych w technice budowlanej. Wynika to bezpośrednio ze szczególnych wymagań odnośnie teorii tych konstrukcji jak i ich twórczego kształtowania. Części składowe przekroju poprzecznego wykonane są z różnych materiałów, o różnych cechach fizycznych, które współpracują ze sobą, dzięki zastosowaniu specjalnych łączników (opórek, sworzni, listew). Poszczególne elementy dobiera się w taki sposób, aby maksymalnie wykorzystać zarówno ich właściwości wytrzymałościowe jak i cechy użytkowe, w odniesieniu do ich usytuowania w konstrukcji. Typowym przykładem efektywnego wykorzystania właściwości różnych materiałów jest stalowy dźwigar współpracujący ze zbrojoną, betonową płytą pomostową w mostach jednoprzęsłowych.

Współcześnie największe korzyści widzi się w zastosowaniu konstrukcji zespolonych typu stal – beton. Są one głównie wykorzystywane przy budowie mostów, ale stosuje się je również w innych dziedzinach budownictwa, zwłaszcza w budownictwie przemysłowym.

Pomimo tego, że początki konstrukcji zespolonych datuje się zasadniczo na lata trzydzieste ubiegłego wieku [7] to można zauważyć, że w dotychczasowych badaniach skupiano się z reguły na określeniu nośności granicznej całego przekroju zespolonego, bądź też jego poszczególnych części składowych. Niewiele miejsca poświęcono natomiast zagadnieniu zachowania się zespolonej konstrukcji z zarysowaną płytą betonową. Podejście takie wynikało zarówno ze złożoności problemu jak i z powodu nie występowania rys w konstrukcjach o małej rozpiętości przęseł oraz małym udziale obciążeń użytkowych w stosunku do obciążeń całkowitych. Dodatkowo sprawę komplikował brak normy krajowej do projektowania mostów zespolonych. Choć, jak wspomniano, belki zespolone są stosowane także w innych konstrukcjach, to osiągają w nich znacznie mniejsze rozpiętości niż w przypadku mostów, stąd też problem zarysowania rozciąganej płyty żelbetowej w mostownictwie występuje w większym stopniu.

Znaczenie samego zagadnienia zarysowania w kontekście konstrukcji zespolonych jest wciąż tematem dyskusji. Niepodważalnym faktem jest ich występowanie, aczkolwiek bezpieczeństwo konstrukcji nie jest tu w żaden sposób zagrożone. W niektórych krajach europejskich, w tym w Polsce dopuszczone jest występowanie rys o szerokości 0,2 mm nawet w wilgotnym środowisku, przy ekspozycji elementu na sole odladzające [8]. Oczywiście jest to możliwe dzięki stosowaniu szeregu różnych zabiegów technologicznych [9], między innymi: właściwej pielęgnacji betonu, odpowiedniej kolejności betonowania, kontrolowaniu przemieszczeń pionowych nad podporami czy też podniesieniu wykonawczemu [22].

Należy jednak pamiętać, że w mostach zespolonych, zarówno tych tradycyjnych jak i nowoczesnych, część elementów poddana jest naprężeniom rozciągającym, które powodują powstawanie zarysowań. Przy określeniu sił w betonowych elementach rozciąganych, w stanie granicznej nośności, użyteczności, oraz w celu sprawdzenia na zmęczenie, należy uwzględnić efekty zarysowania betonu i zmianę sztywności przy rozciąganiu betonu pomiędzy rysami. Zarysowanie betonu ma istotny wpływ na sztywność przekroju zespolonego. W wyniku powstałych rys w betonie może dojść do przecięcia przekroju stalowego momentem zginającym. Z kolei wzrost wartości momentu zginającego powoduje przyrost siły normalnej w stali zbrojeniowej pasa betonowego. Zmiana sztywności ustroju nośnego wiąże się z redystrybucją momentów zginających na długości belki ciągłej. Problem zachowania się zespolonej konstrukcji z zarysowaną płytą betonową jest skomplikowany i przez to nie do końca rozpoznany. Z tego powodu sztywność rozciąganego betonu pomiędzy rysami nie jest często uwzględniana w projektowaniu konstrukcji inżynierskich. Podejście takie może prowadzić do nieracjonalnej oceny nośności konstrukcji zespolonej oraz stanów granicznych użyteczności.

2. Praktyka projektowa

Projektanci mostowi dotychczas przy obliczaniu mostów zespolonych rzadko uwzględniali sztywność zarysowanej płyty pomostu pod wpływem naprężeń rozciągających. W ten sposób znacznie zmniejszana była teoretyczna trwałość i obliczeniowa sztywność konstrukcji mostu. Takie podejście, podyktowane było w dużej mierze brakiem normy krajowej. To, co wynikało z tradycji i przenoszenia zasad z norm stalowej i betonowej zostało obecnie zastąpione przez przepisy techniczne zawarte w Eurokodzie 4 [23].

Nowe, europejskie normy projektowania mostów zespolonych bardzo istotnie różnią się od dotychczas obowiązującej w Polsce praktyki projektowania. W tej chwili jedna z nowych, podstawowych zasad zakłada, że przewidywany czas pracy mostu stałego wynosi 100 lat, ale z uwzględnieniem obowiązku odpowiedniego utrzymywania i konserwacji obiektu. Oczywiście nie dla wszystkich elementów konstrukcji mostu, nie mówiąc już o elementach wyposażenia, możliwe jest zapewnienie stuletniej żywotności. W takim przypadku projekt powinien przewidzieć ich wymianę bez większych zakłóceń w normalnym użytkowaniu obiektu. Ponadto elementy konstrukcyjne, do których mocowane jest wyposażenie, muszą być tak projektowane, aby uszkodzenie wyposażenia nie powodowało zniszczenia nośnej konstrukcji mostu, do której jest ono przymocowane.

W trakcie projektowania obiektów należy sprawdzać sytuacje obliczeniowe w kolejności ich występowania, od momentu rozpoczęcia montażu. Efekty oddziaływań (siły wewnętrzne, naprężenia, odkształcenia itp.) określa się przy stosowaniu ogólnej analizy sprężystej lub analizy nieliniowej z uwzględnieniem wpływu deformacji, gdy ich efekty są znaczące (powyżej 10% wartości). Zakłada się, że efekty oddziaływań można

obliczać na podstawie globalnej analizy sprężystej, nawet wtedy, gdy nośność przekroju obliczana jest przy założeniu nieliniowości fizycznych materiałów lub kiedy projektant dopuszcza uplastycznienie przekroju. Przy projektowaniu mostów zespolonych najczęściej uzyskiwane były przekroje klasy czwartej. W świetle eurokodów możemy projektować przekroje wyższych klas. Nawet klasy pierwszej, co pozwoli nam w konsekwencji stosować analizę lokalną sprężysto – plastyczną, a nawet lokalną analizę plastyczną. Globalną analizę plastyczną można stosować, jeśli elementy wykazują wystarczającą zdolność obrotową, wymaganą ze względu na redystrybucję momentów zginających oraz pod warunkiem, że można zapewnić stabilność elementów w miejscach przegubów plastycznych. Analizę sztywno-plastyczną można stosować, jeśli efekty towarzyszące deformacjom (np. efekty drugiego rzędu) są pomijalnie małe.

3. Przegląd wybranych prac analitycznych i badawczych

Praktycznie od początku stosowania betonu w budownictwie pojawiały się prace dotyczące powstawania rys w żelbecie. Pierwsze badania przeprowadzone były na elementach rozciąganych przez Considéra [5], który ustalił związki o charakterze jakościowym między ilością i rodzajem zbrojenia a szerokością i rozstawem rys oraz wielkością siły rysującej. Problemem tym zajmowało się również wielu innych badaczy, zarówno w przypadku elementów rozciąganych jak i zginanych przekrojów, m.in. Bukowski [4], Godycki – Ćwirko [12]. Jednakże to Saliger [35] i Muraszow [32] podali najbardziej rozpowszechnione rozwiązania dotyczące zarysowania w elementach żelbetowych.

Wspomniany wyżej Saliger zakłada rozkład naprężeń w betonie i stali w strefie rozciąganej betonu jako funkcję sinusoidalną. Ponadto przyjął, że w miejscu rysy naprężenie w betonie jest równe zero, a między rysami zmienne ale mniejsze od wytrzymałości betonu na rozciąganie. Z kolei Muraszow za podstawę do obliczeń stanu zarysowania przyjął założenie, że przy większych obciążeniach elementy zginane pracują zarysowane, tj. znajdują się w fazie II pracy belki żelbetowej, żelbet uważa się za materiał sprężysto – plastyczny, a odkształcenia plastyczne rosną wraz z odkształceniami sprężystymi.

Większość dotychczasowych prac i badań dotyczących zarysowania płyty w stalowo – betonowych belkach zespolonych skupia się głównie na sposobie obliczania szerokości oraz rozstawu powstałych rys. Przykładem takich prac są [16] czy też [33], w których rozpatrywano stan zarysowania wywołany obciążeniem zewnętrznym, natomiast pominięto wpływ naprężeń własnych. Kolejną interesującą pozycją z tego zakresu jest [10]. W tej pracy podano sposób obliczania rozstawu rys, których bezpośrednią przyczyną powstania było wystąpienie skurczu, pęcznienia i różnicy temperatur.

Z kolei w [14] autor zaproponował wzory na rozstaw i szerokość rys, w których uwzględniono poślizg zbrojenia w płycie betonowej przez wykorzystanie stopnia zespolenia belki stalowej z płytą, niezależnie od zastosowanych łączników względem płyty. Sposób obliczania zarysowania uzależnił od położenia osi obojętnej przekroju zespolonego, a także od czynników wywołujących zarysowanie płyty.

Dokonano również porównania niektórych metod obliczeniowych i ich weryfikację doświadczalną przekroju żelbetowego w celu sprawdzenia, czy któryś ze znanych sposobów obliczania rys wywodzący się z żelbetu można odnieść bezpośrednio do płyt żelbetowych w belkach zespolonych, oraz które z rozwiązań teoretycznych dają najbliższe rzeczywistym wyniki. Zestawienie takie można znaleźć w [11].

Wśród prac dotyczących zarysowania belek zespolonych znajdują się również takie, które przedstawiają zagadnienie pracy konstrukcji, uwzględniającej zarysowanie rozciąga-

nej płyty betonowej. Do tej grupy prac należy zaliczyć [26]. Tym zagadnieniem zajął się również Gómez Navarro [13], który przedstawił własną propozycję modelu liniowego po zarysowaniu, opisującą zależność moment – krzywizna w przekroju podporowym.

Istotnym problemem w odniesieniu do zarysowania płyty, również słabo rozpoznany, jest podatność zespolenia. Przy czym przemieszczenie płyty żelbetowej względem belki stalowej w wyniku odkształcenia łączników i zerwania przyczepności płyty do belki stalowej występuje przede wszystkim w elementach, w których zastosowano łączniki wiotkie, a w szczególności w przypadku powszechnie stosowanych łączników sworzniowych. Jarek w [15] na podstawie wyników badań oraz analiz belek zespolonych o zespoleniu niepełnym stwierdził, że stan zarysowania elementów zespolonych zależy w znacznej mierze od stopnia zespolenia. Im wyższy stopień zespolenia tym rozstaw i szerokość rys były mniejsze. Najmniejsze rozstawy rys i maksymalne szerokości występowały w belkach z zespoleniem niepodatnym.

Podatność zespolenia w przypadku łączników wiotkich jest dość dobrze rozpoznana w zakresie nośności połączenia. Przykładem mogą tu być prace [2, 18] czy też [24, 25]. W szczególności interesujące są te ostatnie, w których to autor, w [25], na podstawie przeprowadzonych analiz teoretycznych i opracowanych wyników badań podał metodę obliczania stanu granicznego podatności łączników. Wiązało się to z określeniem wpływu podatności łączników na rozkłady sił wewnętrznych i odkształceń w konstrukcji zespolonej oraz na jej sztywność. Dodatkowo na podstawie przedstawionych badań określił nośność i charakter pracy zespolenia sprężystego w różnych warunkach obciążeń.

W pracy [9] na podstawie [27] podano wzory na wartość poślizgu. Zostały one wyprowadzone na podstawie teorii „ścisłej” pręta zespolonego, której założenia pozwalają oddzielnie rozpatrywać układ sił dla części betonowej i dla części stalowej [6]. Podano wzory dla czterech przypadków różniących się między sobą rodzajem obciążenia i zespolenia. Rozpatrzono belki swobodnie podparte przy obciążeniu równomiernie rozłożonym oraz obciążeniem siła skupioną. Dla każdego rodzaju obciążenia rozważano przypadek zespolenia częściowego z poślizgiem na końcach belki oraz zespolenia pełnego przy braku poślizgu na całej długości belki. Niestety wzory te są dość skomplikowane i przez to problematyczne do powszechnego stosowania w praktyce inżynierskiej.

Jednym z ważniejszych zagadnień w zakresie konstrukcji zespolonych jest również ocena wpływu zarysowania płyty żelbetowej na ugięcie belek zespolonych. Niestety literatura dotycząca tej problematyki nie jest zbyt obszerna, co akurat wiąże się z mniejszym zainteresowaniem jakie do niedawna przywiązywano do stanów granicznych użytkowalności konstrukcji zespolonych w porównaniu ze stanem granicznym nośności.

Wpływ zarysowania płyty na ugięcie belek zespolonych jest ważny przynajmniej z dwóch powodów. Pierwszy z nich, który de facto można traktować jako formalny, dotyczy rzecz jasna sprawdzenia ugięcia i porównania go z normowym. Drugi powód jest nie mniej ważny i dotyczy określenia podniesienia wykonawczego, tj. tzw. odwrotnej strzałki ugięcia.

Propozycję uwzględniania zarysowania płyty przy obliczaniu ugięć przedstawiono w [3]. Autor swoją metodę uzależnił od wartości działającego momentu zginającego oraz od momentu rysującego. Natomiast w pracy [1] dokonano analizy wpływu zarysowania płyty na zmianę wartości ugięć belek zespolonych ciągłych dwuprzęsłowych.

Należy w tym miejscu podkreślić, iż wpływ zarysowania płyty żelbetowej w strefie momentów ujemnych na wartość ugięć belki zespolonej ciągłej związany jest ze zmianą sztywności dźwigara w obszarze rys. Przyjęcie stałej sztywności przekroju zespolonego jest uproszczeniem, które może prowadzić w niektórych przypadkach do znacznych niedokład-

ności w obliczaniu ugięć. Jest to problem podobny do występującego przy obliczaniu belek żelbetonowych [21].

W pracy [20] podano zależność między krzywizną a momentem zginającym oraz siłą normalną w płycie betonowej. Wykazano, że nieciągłości związane są z zarysowaniem przekroju i zmniejszeniem się współpracy betonu ze stalą zbrojeniową. W konsekwencji efektem są lokalne, skokowe spadki sztywności, które nie powodują jednak skokowych zmian krzywizny belki. Wynika to ze współdziałania betonu rozciąganego ze stalą zbrojeniową na odcinkach bezpośrednio przylegających do rysy. Sztywność belki zespolonej w strefie momentów zginających rozciągających płytę jest więc zmienna na odcinku pomiędzy rysami.

Znajomość sztywności jako funkcji wyężenia jest wymagana nie tylko do oszacowania przemieszczeń (ugięć) konstrukcji ale również obliczenia rozkładu sił wewnętrznych w konstrukcjach statycznie niewyznaczalnych i redystrybucji sił wewnętrznych, będących skutkiem zmian sztywności przy zmieniającym się obciążeniu.

Zagadnieniami sztywności zespolonych belek stalowo – betonowych i związanymi z nią zjawiskami zajął się Madaj, który począwszy od 1994 r. rozpoczął publikację swoich prac na ten temat [28, 29, 30]. Ukoronowaniem jego badań była rozprawa [31].

Madaj przedstawił interesujący sposób obliczania belek zespolonych związany z oszacowaniem sztywności chwilowej przekroju zespolonego. Do określenia sztywności przyjął metodę elementów skończonych z wykorzystaniem elementów pasmowych, dokonując podziału przekroju zespolonego na pasma prostopadłe do płaszczyzny zginania i przyporządkowując każdemu pasmu związek konstytutywny naprężenie – odkształcenie. Sposób ten, jako jeden z nielicznych, dokładnie opisuje zmianę sztywności przekroju zespolonego przez zdefiniowanie sztywności chwilowej. Aczkolwiek zaproponowany sposób obliczania, zwłaszcza dla najczęściej występującego w praktyce zespolenia podatnego, jest dość skomplikowany i tym samym trudny do stosowania w praktyce inżynierskiej. Oprócz tego w pracy [29] dokonał analizy zależności między krzywizną belki a sztywnością, dla dwóch wybranych przekrojów zespolonych z rozciąganą płytą żelbetową. Na podstawie przeprowadzonych analiz stwierdzono, że sztywność zmniejsza się wraz z wyężeniem już w zakresie odkształceń sprężystych. Wyraźny wpływ na zaobserwowane zjawiska miał stopień zbrojenia płyty.

Również ciekawy opis sztywności na zginanie dźwigara zespolonego podatnie, typu stal – beton można znaleźć w [17]. Najważniejszym elementem zaproponowanej koncepcji jest odejście od założenia o równości krzywizn, które ogranicza rozpatrywania do przypadku równoległości kątów pochylenia przekrojów poprzecznych łączonych elementów w dźwigarze zespolonym. Dodatkowym atutem, poza możliwością wprowadzenia momentu bezwładności przekroju poprzecznego dźwigara z połączeniem podatnym, jest poziom prowadzonej analizy w zakresie odkształceń.

Analiza skutków zarysowania płyty w belkach zespolonych ze szczególnym uwzględnieniem redystrybucji sił wewnętrznych w belkach ciągłych została omówiona w pracach [29, 19]. Autorzy stwierdzają, że sztywność przekroju do chwili zarysowania płyty jest praktycznie stała. Dopiero zwiększenie obciążenia do wartości powodującej przekroczenie odkształceń, odpowiadających wytrzymałości betonu na rozciąganie wprowadza zmiany w pracy belki. W trakcie badań doświadczalnych wyraźny spadek sztywności zaobserwowano w chwili powstania pierwszej rysy, co objawiło się gwałtownym wzrostem krzywizny. Efektem zaburzenia krzywizn lokalnych były znacznie szybsze przyrosty ugięć niż przed zarysowaniem. Po zarysowaniu płyty, zmierzona wartość krzywizny mieściła się pomiędzy wartościami obliczonymi przy założeniu, że sztywność belki odpowiada sztywności części

stalowej, a wartościami obliczonymi z uwzględnieniem współpracy rozciąganego betonu ze zbrojeniem, i była około 15% większa od sztywności przekroju stalowego. Stabilizacja rozkładu sztywności następowała, gdy zmniejszała się liczba nowo powstałych rys.

Zarysowanie płyty powoduje dość duże zmniejszenie momentów podporowych (około kilkanaście procent) oraz względnie niewielkie zwiększenie momentów przęsłowych (około kilka procent). Na podstawie opisanych wcześniej badań w pracy [19] autorzy stwierdzili również, że w zakresie obciążeń eksploatacyjnych następuje stabilizacja rozkładu sztywności i nie obserwuje się redystrybucji momentów zginających w belce.

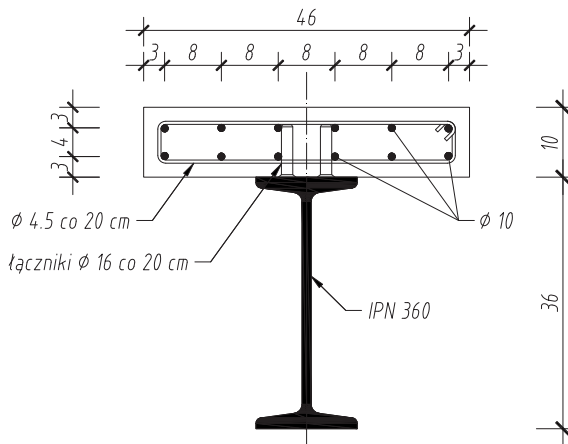
4. Opis badań własnych

Przeprowadzone rozpoznanie literaturowe wskazuje, iż problem zarysowania płyt żelbetowych w belkach zespolonych typu stal – beton nie jest nowy. Niemniej jednak zagadnienie to było traktowane do tej pory nie dość dokładnie, a główny nacisk kładziono na nośność elementów [9, 14]. Znalazło to swoje odzwierciedlenie również w obecnie obowiązującej normie do projektowania konstrukcji zespolonych [34]. Aczkolwiek propozycje przedstawione w Eurokodzie 4 cz. 2 wprowadziły nowe tendencje w ujęciu tego zagadnienia, przy czym wymagają one dalszych uściśleń i weryfikacji doświadczalnych, zwłaszcza w zakresie belek ciągłych.

Dodatkowo w procesie projektowania konstrukcji mostowych obecnie coraz większy nacisk kładzie się na konieczność uwzględnienia czynników ekonomicznych oraz stosowanie coraz dokładniejszych metod obliczeniowych, mających na celu zbliżenie rzeczywistych wartości naprężeń występujących w konstrukcji do wartości zakładanych w obliczeniach. Zwiększający się udział obciążeń użytkowych w stosunku do obciążeń całkowitych oraz stosowanie nowych metod montażu konstrukcji powodują, że prawidłowe uwzględnienie sztywności zarysowanego betonu w płycie stało się niezbędne przy analizie belek zespolonych.

4.1. Elementy badawcze

Autorzy przeprowadzili badania pod obciążeniem statycznym dźwigarów, które wykonano w postaci belek ciągłych, dwuprzęsłowych o przekroju poprzecznym pokazanym na rysunku 1. Długość całkowita każdego elementu badawczego wynosiła 7,00 m, a rozpiętości podporowe 2x3,00 m (rys.2).



Rys. 1. Przekrój poprzeczny badanych belek z rozmieszczeniem zbrojenia głównego

Płytę żelbetową wykonano z betonu klasy C 25/30 i zazbrojono prętami gładkimi. Jako zbrojenie podłużne zastosowano pręty ϕ 10 mm ułożone w dwóch warstwach: górą i dołem na całej długości płyty po 6 prętów w rozstawie co 8 cm. Natomiast w kierunku poprzecznym płyty ułożono strzemiona ϕ 4,5 mm w rozstawie co 20 cm. Przykład zbrojenia elementów badawczych pokazano na rysunku 1. Ze względu na ograniczenia wynikające z budowy stendu badawczego szerokość płyty nie mogła przekraczać 50 cm.

Jako dźwigar stalowy, zastosowano profil walcowany IPN 360, który na całej długości połączono z płytą żelbetową za pomocą dwu rzędów łączników kołkowych. Łączniki o średnicy ϕ 16 mm i wysokości 75 mm przyspawano do pasa górnego belki w rozstawie co 20 cm. Taki sposób połączenia miał zapewnić niepodatność zespolenia w całym zakresie obciążenia.

4.2. Program badań

Badania belek przeprowadzono w Ośrodku Badań Mostów, filia „Kielce” należącego do Instytutu Badawczego Dróg i Mostów. Badania podzielono na dwa etapy. Pierwszym etapem były badania wstępne, których głównym celem było określenie cech wytrzymałościowych betonu, z którego została wykonana płyta elementu badawczego. Wykonano badania na podstawie, których określono moduł sprężystości betonu oraz wytrzymałość betonu na ściskanie i rozciąganie. Badania cech materiałowych wykonano na elementach normowych. Na próbkach sześciennych o boku 150 mm zbadano wytrzymałość betonu na ściskanie po 3, 7, 14 i 28 dniach od chwili wykonania. Wyznaczono także wytrzymałość betonu na rozciąganie metodą przez rozłupywanie. Wartość modułu sprężystości badanego betonu określono podobnie jak w przypadku wytrzymałości na rozciąganie, na walcach normowych o średnicy 150 mm i wysokości 300 mm. Dodatkowe dane dotyczące zastosowanego betonu otrzymano z zakładu produkcyjnego, który dostarczył mieszankę betonową.



Rys. 2. Widok na element badawczy w trakcie badań

Drugim etapem były badania zasadnicze, które miały na celu rozpoznanie natury zjawisk zachodzących w konsekwencji rozciągania płyty podczas zginania belki zespolonej w warunkach laboratoryjnych. Badania właściwe obejmowały pomiary: ilości, rozstawu i szerokości rys, propagacji rys w czasie, przemieszczeń pionowych w osi podłużnej belek (w tym przemieszczenia nad podporami), ugięć belek w miejscu przyłożenia sił oraz kąt obrotu na końcach belek.

W trakcie badań laboratoryjnych wykonano również pomiary nie będące bezpośrednio związane z zagadnieniem sztywności zarysowanego betonu jednak pozwalające na weryfikację wyników obserwacji i wyznaczenia bądź też sprawdzenia dodatkowych parametrów. Stąd też dokonano pomiaru poślizgu płyty żelbetowej względem dźwigara stalowego, pozwalające zweryfikować stopień zespolenia belki a także pomiar odkształceń zarówno samego dźwigara, jak i płyty, co z kolei pozwoliło określić rzeczywiste położenie osi obojętnej. Ponadto dokonano pomiarów odkształceń stali zbrojeniowej i betonu płyty w strefie tzw. momentów dodatnich (w przekroju „przez rysę” – w tym celu wykonano kształtowane wymuszenie rysy) oraz w strefie tzw. momentów ujemnych. Pomiary te pozwoliły zweryfikować naprężenia w badanym elemencie.

Obecnie wyniki badań doświadczalnych poddawane są analizie i zostaną opublikowane w dalszym terminie.

5. Podsumowanie

W konstrukcjach mostów zespolonych, zarówno tych tradycyjnych jak i nowoczesnych, część elementów poddana jest naprężeniom rozciągającym. Naprężenia rozciągające powodują powstawanie zarysowań. Mają one bardzo istotny wpływ na sztywność, a więc pracę dźwigarów zespolonych, co również przekłada się na trwałość konstrukcji mostowej. Uwzględnianie tego efektu w pomostach mostów zespolonych, zarówno drogowych jak i kolejowych, pozwoli na modelowanie w fazie projektowania konstrukcji bliższych rzeczywistości.

Przy czym dla stworzenia podstaw ścisłych analiz konstrukcji, konieczne jest jeszcze przeprowadzenie badań uwzględniających następujące zagadnienia:

- wysoki stopień podłużnego zbrojenia płyty betonowej (powyżej 3%),
- interakcję między stalową półką górną i zbrojeniem,
- zależność między zbrojeniem poprzecznym płyty i obrazem poprzecznego zarysowania,
- podatność zespolenia i zmniejszenie jego sztywności po zarysowaniu betonu,
- skurcz i pęcznienie betonu.

Autorzy pragną podziękować firmie Gotowski Budownictwo Komunikacyjne i Przemysłowe Sp. z o.o. za nieodpłatne udostępnienie materiałów do badań (belek stalowych). Badania laboratoryjne były współfinansowane w ramach środków statutowych Ministerstwa Nauki i Szkolnictwa Wzwyższego nr S-50/B/2012.

Krzysztof Śledziwski jest uczestnikiem projektu "Kwalifikacje dla rynku pracy – Politechnika Lubelska przyjazna dla pracodawcy" współfinansowanego przez Unię Europejską w ramach Europejskiego Funduszu Społecznego.

Literatura

- 1 Aribert J. M., Raoul J., Terperea O. Test and Analyses of a Bridge Continuous Beam. Conference Report: Composite Construction - Conventional and Innovative, Innsbruck, 1997.
- 2 Barańczak J., Bryś G. Wpływ podatności złączy na stan przemieszczeń i naprężenia w belkach zespolonych. II Konferencja Konstrukcje Zespolone, Zielona Góra, (1989) 33-38.
- 3 Bujňák J. Navrhovanie oceľobetónových trámov. SvF Žilinska Univerzita, Žilina, 1997.
- 4 Bukowski B. Morfologia rys w konstrukcjach żelbetowych i betonowych. Archiwum Inżynierii Łądowej, Tom III, zeszyt 4, 1959.
- 5 Considér A. Influence des pressions latérales sur la resistance des solides a l'ecrasement. Le Génie Civil, nr 5, 1904.
- 6 Czudek H. Konstrukcje zespolone w mostownictwie metalowym. Wydawnictwo PW, Warszawa, 1969.
- 7 Czudek H. Stan wiedzy w zakresie konstrukcji zespolonych. V Konferencja Naukowa - Konstrukcje zespolone, Zielona Góra, (1999) 7-28.
- 8 Ducret J.-M., Lebet J.-P. Behaviour of Composite Bridges during Construction. Structural Engineering International, Vol. 9, No. 3, (1999) 212-218.
- 9 Furtak K. Mosty zespolone. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa – Kraków, 1999.
- 10 Furtak K., Łącki J. Analiza naprężeń termiczno – skurczowych w zespolonych belkach mostowych. Inżynieria i Budownictwo, nr 3, (1997) 155-158.
- 11 Furtak K., Musialik E. Analiza wybranych metod obliczania rozstawu i rozwarcia rys w belkach żelbetowych. Czasopismo Techniczne, nr 3-B, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, 2001.
- 12 Godycki - Ćwirko T. Z badań nad rysami w zginanych elementach żelbetowych. Inżynieria i Budownictwo, nr 2, (1961)
- 13 Gómez Navarro M. Concrete cracking in the deck slabs of steel - concrete composite bridges. Thèse No. 2268, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, 2000.
- 14 Jarek B. Zarysowanie płyty żelbetowej w belkach zespolonych typu stal - beton. Praca doktorska, Politechnika Krakowska, Kraków, 2004.
- 15 Jarek B. Zarysowanie belek zespolonych typu stal - beton o zespoleniu niepełnym. Konferencja Konstrukcje Zespolone, T VIII, Zielona Góra, (2008) 149-158.
- 16 Johnson R. P. Composite Structures of Steel and Concrete. Beams, Columns, Trames and Application in Building. Grand Technical Books, London, 1975.
- 17 Karaś S. Sztywność na zginanie dźwigara zespolonego podatnie typu stal-beton. Mosty, nr 1, (2011) 32-38.
- 18 Karlikowski J. Ocena podatności zespolenia na podstawie badań mostu drogowego. II Konferencja Konstrukcje Zespolone, Zielona Góra, (1989) 89-95.
- 19 Karlikowski J., Madaj A., Wołowicki W. Badanie skutków zarysowania płyty w belkach zespolonych. Inżynieria i Budownictwo, nr 7, (2002) 381-383.
- 20 Kindmann R. Composite Girders, IABSE Short Course. IABSE reports, vol. 61, Brussels, 1990.
- 21 Kuczyński W. Konstrukcje betonowe. Kontynualna teoria zginania żelbetu. PWN, Warszawa, 1971.
- 22 Łągoda G., Łągoda M. Technologie stosowane przy budowie mostów zespolonych. II Konferencja Konstrukcje zespolone, Zielona Góra, (1989) 113-119.
- 23 Łągoda G., Łągoda M. Projektowanie mostów zespolonych w świetle PN-EN 1994 -2. Materiały Budowlane, Nr 4, (2010) 45-49.
- 24 Łągoda M. Podatność zespolenia w konstrukcjach mostowych. Prace Instytutu Badawczego Dróg i Mostów, Warszawa, Nr 2, 1980.
- 25 Łągoda M. Stan graniczny podatności łączników w mostowych konstrukcjach zespolonych. Praca doktorska, IBDiM, Warszawa, 1981.
- 26 Łągoda M., Śledziwski K. Wpływ zarysowania betonu na pracę belki zespolonej ciągłej typu stal – beton. Przegląd Spawalnictwa, nr 3, (2011) 31-35.
- 27 Łącki J. Nośność zespolenia żelbetowej płyty z dźwigarem stalowym. Maszynopis, Instytut Materiałów i Konstrukcji Budowlanych, Politechnika Krakowska, Kraków, 1998.

- 28 Madaj A. Sztywność giętna stalowo – betonowego przekroju zespolonego z rozciąganą częścią betonową. Konferencja Naukowo – Techniczna „Mosty Zespolone”, Kraków, (1998) 233-242.
- 29 Madaj A. Redystrybucja sił w ciągłej belce zespolonej stalowo – betonowej. V konferencja naukowa „Konstrukcje zespolone”, Zielona Góra, (1999) 169-180.
- 30 Madaj A. Sztywność zginania stalowo – betonowych belek zespolonych: teoria i badania. Zeszyty Naukowe Politechniki Poznańskiej. Budownictwo Lądowe, nr 45, (2001) 81-105.
- 31 Madaj A. Doraźna nośność i sztywność na zginanie zespolonych belek stalowo – betonowych. Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań, 2005.
- 32 Muraszow W.J. Trieszczinoustojcziwost, zeszkost i procznost żeliezobetona. Maszstroizdat, 1950.
- 33 Pechar J., Bures J., Schindler A. Kovove mosty. SNTL, ALFA, Praha, 1990.
- 34 PN-EN 1994-2 Eurokod 4: Projektowanie konstrukcji zespolonych stalowo-betonowych. Część 2: Reguły ogólne i reguły dla mostów.
- 35 Saliger R. Der Stahlbetonbau. Verl. Deuticke, Wiedeń, 1956.

Operation of a steel-concrete composite beam considering slab cracking

Marek Łagoda¹, Krzysztof Śledziewski²

¹ Road and Bridge Research Institute, e-mail: mlagoda@ibdim.edu.pl

² Department of Road and Bridge, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: k.sledziewski@pollub.pl

Abstract: The theme of the paper is the effect of scratching of reinforced concrete slab on the work of a steel-concrete composite beam. The paper evaluates the state of knowledge in the field of composite structures, in particular, statically indeterminate structures with concrete in tension zones. Additionally, in a nutshell, it describes the current practice of design. Moreover, experimental studies were described on continuous beams that were made by the authors. A proposal for further work on this topic was also presented.

Keywords: composite beam, scratch, Eurocode, laboratory tests

Zastosowanie warstwowego kompozytu gumowego w celu redukcji oddziaływań dynamicznych na konstrukcje stalowe

Maciej Major¹, Izabela Major² Judyta Różycka³

*^{1,2,3} Katedra Mechaniki Technicznej, Wydział Budownictwa, Politechnika Częstochowska,
e-mail: ¹mmajor@bud.pcz.czest.pl, ²admin@major.strefa.pl, ³judyta.niemirowp.pl*

Streszczenie: Celem pracy jest analiza warstwowego kompozytu gumowego mającego na celu znaczną redukcję oddziaływań dynamicznych na konstrukcje stalowe. W pierwszej części pracy przedstawiono analityczną analizę poprzecznej i podłużnej fali akustycznej propagującej w warstwowym kompozycie gumowym wykonanym z materiałów o potencjale sprężystym Błatza - Ko. W drugiej części znajdują się przykład numeryczny przedstawiający zachowanie się powierzchni nieciągłości propagującej w omawianym warstwowym kompozycie, pokazujący rozkład naprężeń dla przyjętego potencjału oraz stałych materiałowych z pierwszej części pracy. W niniejszej pracy przedstawiono możliwości zastosowania omawianego kompozytu m.in. w celu ograniczenia efektów dynamicznych powstających w procesie opróżniania silosów z materiałów sypkich.

Słowa kluczowe: warstwowy kompozyt gumowy, fala przyśpieszenia, materiał Błatza-Ko, propagacja powierzchni nieciągłości

1. Wprowadzenie

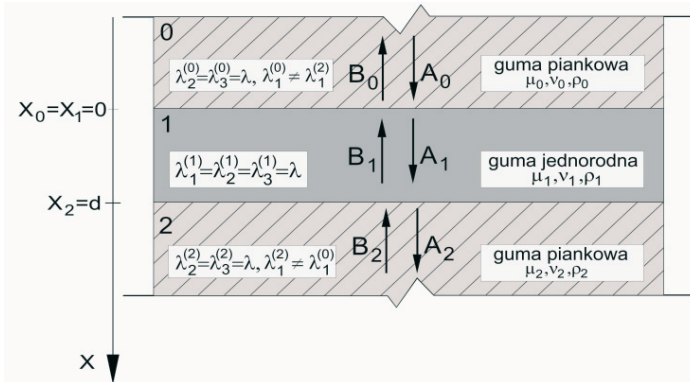
Dynamiczny rozwój budownictwa oraz przemysłu niesie za sobą potrzebę poszukiwania coraz nowszych i bardziej ekonomicznych rozwiązań, które zabezpieczą nowe, a także już istniejące konstrukcje przed negatywnym działaniem drgań. Redukcja oddziaływań dynamicznych pozwala na zwiększenie żywotności konstrukcji, na komfort oraz bezpieczeństwo pracy i życia ludzi przebywających w ich obszarze. Jednym z najczęściej stosowanych materiałów w elementach sprężysto tłumiących jest guma. Dzięki swoim właściwościom wysokim tłumieniem wewnętrznym, bardzo dobrą sprężystością postaciową oraz zdolnościom pochłaniania dźwięku, w porównaniu do stali daje duże możliwości redukcji oddziaływań dynamicznych. Guma również w odróżnieniu od stali nie koroduje, charakteryzuje się również odpornością na zjawiska zmęczeniowe. Uwzględniając właściwości gumy (w tym odporności gumy na ścieranie) oraz właściwości materiałów gumopodobnych poszukuje się możliwości zastosowania warstwowego kompozytu gumowego m.in. w celu ograniczenia efektów dynamicznych powstających w procesie opróżniania silosów z materiałów sypkich.

W pracy rozpatrywany jest warstwowy kompozyt gumowy wykonany z hipersprężystych materiałów Błatza – Ko. W części pierwszej przeprowadzono analizę podłużnej i poprzecznej fali akustycznej propagującej przez kolejne warstwy kompozytu. Uzyskano wykresy prędkości propagacji fali podłużnej i poprzecznej oraz iloraz impedancji sąsiadujących warstw. Druga część natomiast zawiera przykład numeryczny wykonany w programie ADINA przedstawiający zachowanie się powierzchni nieciągłości w omawianym kompozycie. Zagadnienie propagacji fal w ośrodkach warstwowych

o potencjale sprężystym prezentowane w literaturze technicznej nie obejmują w stopniu wyczerpującym realizowanego w pracy zagadnienia.

2. Propagacja fali akustycznej w gumopodobnym kompozycie warstwowym

Kompozyt wykonany został z trzech warstw: dwóch nieskończonych jednorodnych obszarów materialnych 0 i 2 oraz z rozdzielającej ich warstwy przejściowej 1.



Rys. 1. Warstwowy kompozyt gumowy, składający się z dwóch nieskończonych jednorodnych obszarów 0 i 2 i warstwy przejściowej 1

Przyjęto, że warstwy 0 i 2 są gumą piankową ($f=0$), natomiast warstwa 1 – gumą jednorodną ($f=1$). Analiza omawianej powierzchni nieciągłości wykonana została w oparciu o pracę [1] przyjmując maksymalną wartość z zakresu współczynnika Poissona wg pracy [2] $\nu=0,493$ dla gumy jednorodnej. Dla gumy piankowej przyjęto stałą wartość współczynnika Poissona dla nieskończonych deformacji $\nu=0,25$. Szczegółowa analiza została zawarta w pracy [3].

2.1. Materiał Blatza -Ko

Związek konstytutywny omawianego sprężystego potencjału zaproponowany przez Blatza i Ko [4] ma postać:

$$W(I_1, I_2, I_3) = \frac{\mu f}{2} \left\{ I_1 - 3 + \frac{1-2\nu}{\nu} \left[I_3^{1-2\nu} - 1 \right] \right\} + \frac{\mu(1-f)}{2} \left\{ \frac{I_2}{I_3} - 3 + \frac{1-2\nu}{\nu} \left[I_3^{1-2\nu} - 1 \right] \right\} \quad (1)$$

gdzie: I_1, I_2, I_3 – niezmienniki lewego lub prawego tensora deformacji Cauchy'ego Greena, μ – moduł ścinania, ν – współczynnik (dla deformacji nieskończonych). Wartość parametru f określa udział porów w materiale i zawarta jest w przedziale $0 \leq f \leq 1$. Kompozyt w niniejszym przykładzie złożony został z gumy piankowej ($f=0$) oraz gumy jednorodnej ($f=1$), którego zredukowane równania mają kolejno postać:

$$W(I_2, I_3) = \frac{\mu}{2} \left\{ \frac{I_2}{I_3} - 3 + \frac{1-2\nu}{\nu} \left[I_3^{1-2\nu} - 1 \right] \right\} \quad (2)$$

$$W(I_1, I_3) = \frac{\mu}{2} \left\{ I_1 - 3 + \frac{1-2\nu}{\nu} \left[I_3^{1-2\nu} - 1 \right] \right\} \quad (3)$$

2.2. Warunki propagacji fali akustycznej

Dla gum piankowych oraz gum jednorodnych układ równań ruchu redukuje się do dwóch niesprężonych równań falowych [1]:

$$u_{1,11}^{(k)} = \frac{1}{c_k^2} \ddot{u}_1^{(k)}, \quad u_{3,11}^{(k)} = \frac{1}{c_k'^2} \ddot{u}_3^{(k)} \quad (4)$$

Prędkości propagacji fali podłużnej oraz poprzecznej dla gumy piankowej ($f=0$) oraz gumy jednorodnej ($f=1$), uzupełnione o wartości współczynników Poissona dla obszarów 0,1,2 mają kolejno postacie ($p=0,2$)[3]:

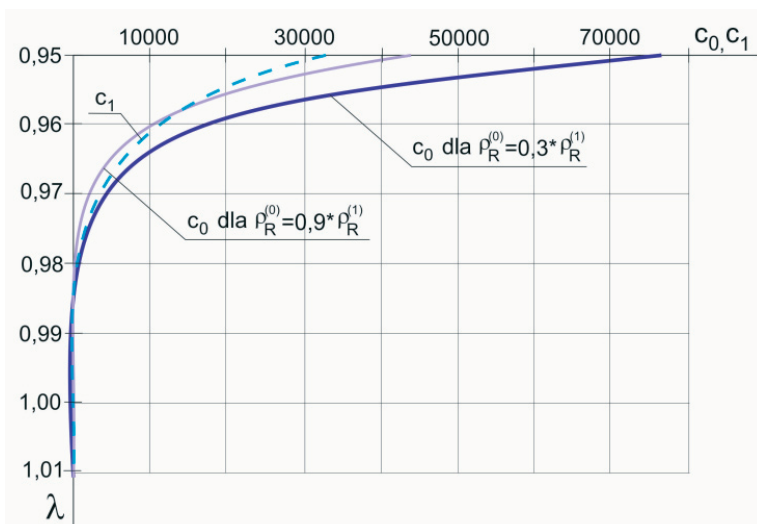
$$c_p^2 = \frac{3\mu_0}{\rho_R^{(p)}} \left(\lambda^2 + \frac{\mu_1}{\mu_p} \left[\lambda^{-\frac{1486}{7}} - \lambda \right] \right)^{\frac{4}{3}}, \quad c_p'^2 = \frac{\mu_0}{\rho_R^{(p)}} \lambda^{-2} \left(\lambda^2 + \frac{\mu_1}{\mu_p} \left[\lambda^{-\frac{1486}{7}} - \lambda \right] \right)^{\frac{2}{3}} \quad (4)$$

$$c_1^2 = \frac{\mu_1}{\rho_R^{(1)}} \left[1 + 71,429 \lambda^{-\frac{1493}{7}} \right], \quad c_1'^2 = \frac{\mu_1}{\rho_R^{(1)}} \quad (5)$$

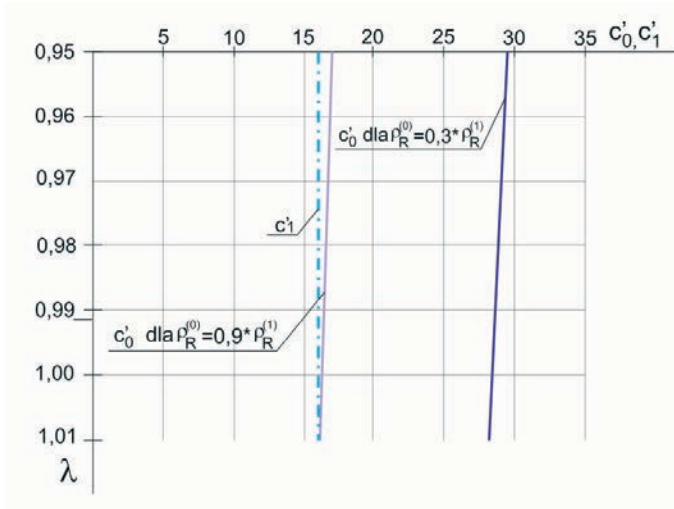
$$c_p'^2 = \frac{\mu_p}{\rho_R^{(p)}} \lambda^{-2} \left(\lambda^2 + \frac{\mu_1}{\mu_p} \left[\lambda^{-\frac{1486}{7}} - \lambda \right] \right)^{\frac{2}{3}} \quad (6)$$

$$c_1'^2 = \frac{\mu_1}{\rho_R^{(1)}} \quad (7)$$

Analizę przeprowadzono w oparciu o dwie wartości gęstości dla gumy piankowej $\rho_R^{(0)} = 0,9\rho_R^{(1)}$ oraz $\rho_R^{(0)} = 0,3\rho_R^{(1)}$. Gęstość gumy jednorodnej wynosi $\rho_R^{(1)} = 911\text{kg/m}^3$. Uzyskano wykresy prędkości propagacji podłużnej oraz poprzecznej fali akustycznej w gumie piankowej (c_0) i gumie jednorodnej (c_1) mające kolejno postacie:



Rys. 2. Wykres prędkości propagacji podłużnej fali akustycznej w gumie piankowej (c_0) oraz gumie jednorodnej (c_1)



Rys. 3. Wykres prędkości propagacji poprzecznej fali akustycznej w gumie piankowej (c_0) oraz gumie jednorodnej (c_1)

Rozpatrując falę harmoniczną, propagującą w badanym ośrodku warstwowym w kierunku prostopadłym do warstw, założono ruch falowy mający postać [1]:

$$u_1^{(k)}(X, t) = A_k \exp i \omega \left(t - \frac{X - X_k}{c_k} \right) + B_k \exp i \omega \left(t + \frac{X - X_k}{c_k} \right) \quad (8)$$

$$u_3^{(k)}(X, t) = A'_k \exp i \omega' \left(t - \frac{X - X_k}{c'_k} \right) + B'_k \exp i \omega' \left(t + \frac{X - X_k}{c'_k} \right) \quad (9)$$

gdzie: $u_i = u_i(X, t)$, $i=1,3$; ω, ω' - częstości fal podłużnej i poprzecznej; c_k, c'_k - prędkości propagacji fali podłużnej i poprzecznej, A_k, B_k, A'_k, B'_k - zespolone amplitudy fali podłużnej i poprzecznej w warstwie k . Zależność pomiędzy zespolonymi amplitudami sinusoidalnymi fal podłużnych i poprzecznych w warstwie $k-1$ i k ma postać [5]:

$$\begin{bmatrix} A_k \\ B_k \end{bmatrix} = M_k \begin{bmatrix} A_{k-1} \\ B_{k-1} \end{bmatrix}, \quad \begin{bmatrix} A'_k \\ B'_k \end{bmatrix} = M'_k \begin{bmatrix} A'_{k-1} \\ B'_{k-1} \end{bmatrix} \quad (10)$$

gdzie:

$$M_k = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} (1+\kappa_2) \exp(-i\alpha_2) & (1-\kappa_2) \exp(-i\alpha_2) \\ (1-\kappa_2) \exp(-i\alpha_2) & (1+\kappa_2) \exp(-i\alpha_2) \end{bmatrix} \quad (11)$$

$$M'_k = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} (1+\kappa'_2) \exp(-i\alpha'_2) & (1-\kappa'_2) \exp(-i\alpha'_2) \\ (1-\kappa'_2) \exp(-i\alpha'_2) & (1+\kappa'_2) \exp(-i\alpha'_2) \end{bmatrix} \quad (12)$$

Gdzie parametry κ_k i κ'_k macierzy przejścia fali podłużnej oraz fali poprzecznej opisujących płaszczyznę skokowej nieciągłości w warstwach badanego kompozytu dla $X=0$ i dla $X_2=d$ po wstawieniu prędkości propagacji dla fali podłużnej i fali poprzecznej przyjmują następującą postać:

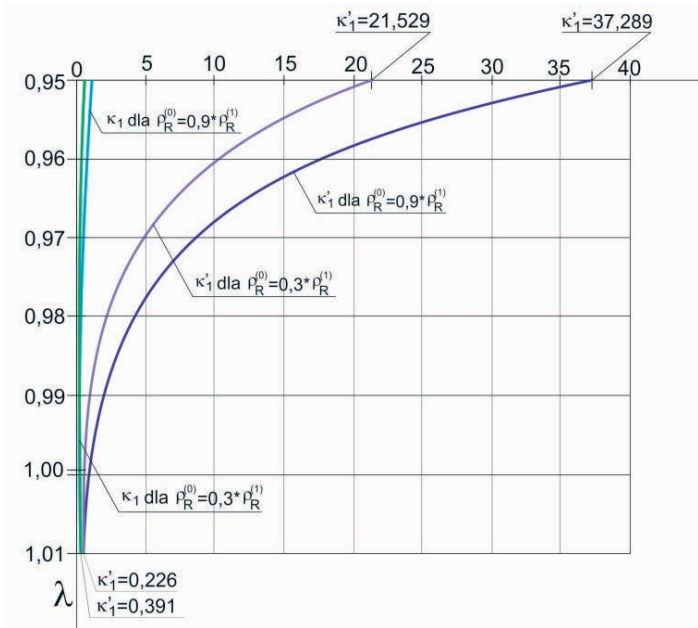
$$\kappa_1(\lambda) = \frac{\rho_R^{(0)} c_0(\lambda)}{\rho_R^{(1)} c_1(\lambda)} = \left\{ \frac{3 \rho_R^{(0)} \mu_0 \left(\lambda^2 + \frac{\mu_1}{\mu_0} \left[\lambda^{-\frac{1486}{7}} - \lambda \right] \right)^{\frac{4}{3}}}{\rho_R^{(1)} \mu_1 \left(1 + 71,429 \lambda^{-\frac{1493}{7}} \right)} \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (13)$$

$$\kappa_2(\lambda) = \frac{\rho_R^{(1)} c_1(\lambda)}{\rho_R^{(2)} c_2(\lambda)} = \left\{ \frac{1 \rho_R^{(1)} \mu_1 \left(1 + 71,429 \lambda^{-\frac{1493}{7}} \right)}{3 \rho_R^{(2)} \mu_2 \left(\lambda^2 + \frac{\mu_1}{\mu_0} \left[\lambda^{-\frac{1486}{7}} - \lambda \right] \right)^{\frac{4}{3}}} \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (14)$$

$$\kappa'_1(\lambda) = \frac{\rho_R^{(0)} c'_0}{\rho_R^{(1)} c'_1} = \left\{ \frac{\rho_R^{(0)} \mu_0 \lambda^{-2} \left(\lambda^2 + \frac{\mu_1}{\mu_0} \left[\lambda^{-\frac{1486}{7}} - \lambda \right] \right)^{\frac{2}{3}}}{\rho_R^{(1)} \mu_1} \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (15)$$

$$\kappa'_2(\lambda) = \frac{\rho_R^{(1)} c'_0}{\rho_R^{(2)} c'_1} = \left\{ \frac{\rho_R^{(1)} \mu_1 \lambda^2 \left(\lambda^2 + \frac{\mu_1}{\mu_2} \left[\lambda^{-\frac{1486}{7}} - \lambda \right] \right)^{-\frac{2}{3}}}{\rho_R^{(2)} \mu_2} \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (16)$$

Uzyskano następujące wykresy:



Rys. 4. Wykres zależności ilorazu impedancji sąsiadujących warstw od wstępnej deformacji λ

3. Przykład numeryczny gumowego kompozytu warstwowego w programie ADINA.

W drugiej części pracy przedstawiono analizę propagacji powierzchni zaburzenia w gumowym kompozycie warstwowym. Program ADINA umożliwia uwzględnienie nieliniowości materiałowych i geometrycznych, dzięki czemu warstwy można było zamodelować jako materiały o potencjale sprężystym Błatza- Ko, gdzie zależność między naprężeniem a odkształceniem ma następującą postać:

Dla gumy piankowej:

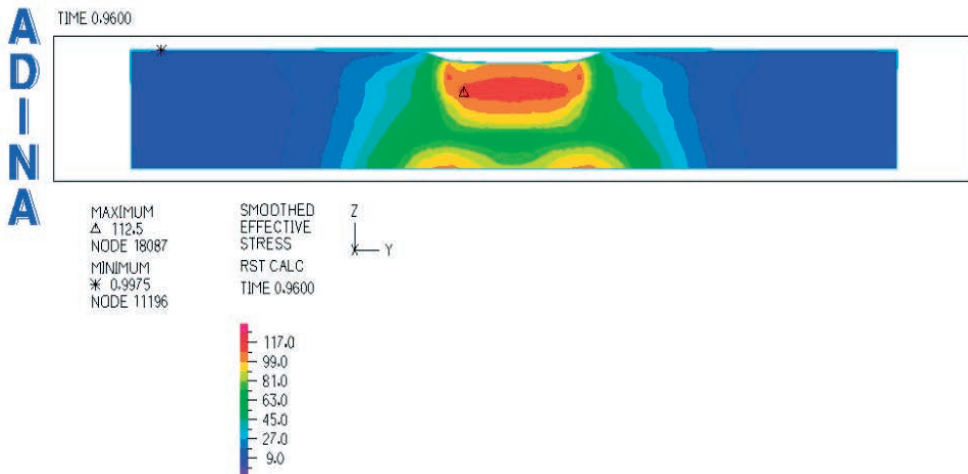
$$\sigma = \frac{221 \left[\frac{1}{\lambda^2 \lambda^{-0.5}} \right] (\lambda^2 - \lambda^{-0.5})}{\lambda} \quad (17)$$

Dla gumy jednorodnej:

$$\sigma = \frac{234 (\lambda^2 - \lambda^{-2*0.493})}{\lambda} \quad (18)$$

3.1. Przyjęte założenia i rezultaty

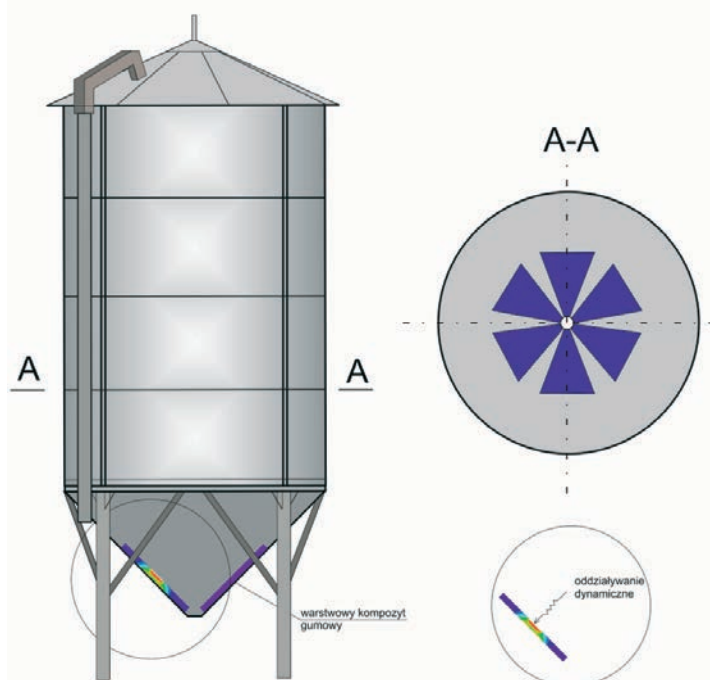
Kompozyt został złożony, podobnie jak w części analitycznej z trzech warstw o grubości 10mm każda, odpowiadającym kolejno: gumie jednorodnej, gumie piankowej i gumie jednorodnej. Kompozyt został umieszczony na stalowej płycie o gr 6mm. Parametry dla gumy piankowej oraz jednorodnej, przyjęto jak w przykładzie analitycznym w pierwszej części. W celu przeprowadzenia analizy propagacji powierzchni zaburzenia do omawianego kompozytu przyłożono w środku symetrii obciążenie liniowe na długości 0,05m o wartości 200 N/m w czasie 1 s. Na spodzie modelu znajdują się utwierdzenie. Uzyskano następujące rezultaty:



Rys. 5. Rozkład naprężeń [Pa] w warstwowym kompozycie gumowym po czasie 0,96s

3.2. Możliwość praktycznego zastosowania warstwowego kompozytu gumowego

Uwzględniając właściwości tłumiące oraz mechaniczne gumy poszukuje się możliwości zastosowania kompozytu gumowego m.in. w celu ograniczenia efektów dynamicznych powstających w procesie opróżniania silosów z materiałów sypkich. Procesy te mogą powodować awarie silosu, a w przypadku zespołów silosów mogą prowadzić do powstania oraz propagowania drgań dynamicznych w podłożu gruntowym, które zagrażają konstrukcjom znajdującym się w pobliżu. Poniżej przedstawiono rysunek poglądowy, przedstawiający przewidywane zastosowanie omawianego kompozytu gumowego.



Rys. 6. Poglądowy rysunek silosu z zastosowanym warstwowym kompozytem gumowym

4. Podsumowanie

Celem pracy była analiza warstwowego kompozytu gumowego, który w znacznym stopniu redukuje oddziaływania dynamiczne działające na konstrukcje stalowe. W części pierwszej została przeprowadzona analiza poprzecznej i podłużnej fali akustycznej propagującej w warstwowym kompozycie złożonym z materiałów o potencjale sprężystym Błatza-Ko. Wykres na Rys 4. przedstawiający zależność impedancji sąsiadujących ze sobą warstw pokazuje, że w zakresie badanych zmienności parametru λ , deformacja wstępna bardziej wpływa na iloraz impedancji fal poprzecznych niż fal podłużnych. Przeprowadzona analiza i wyprowadzone zależności pozwalają na dalszą analizę propagacji fali przyspieszenia w innych ściśliwych materiałach hipersprężystych, a także porównanie jej z obliczeniami przy zastosowaniu modeli komputerowych. W części drugiej przedstawiono przykład numeryczny, w którym zamodelowano omawiany kompozyt jako kompozyt złożony z materiałów o potencjale sprężystym Błatza-Ko i parametrach przedstawionych w

części pierwszej. Rys.5 przedstawia rozkład naprężeń w określonym czasie 0,96s. Widoczne jest, że propagujące zaburzenie docierając do trzeciej warstwy kompozytu powoduje naprężenie znacznie niższe niż w warstwie pierwszej i drugiej. Nasuwa to wniosek, że natężenie oddziaływań dynamicznych po przejściu przez trzy kolejne warstwy badanego kompozytu znacznie się zredukuje. Uzyskane rezultaty pozwalają na dalsze badania numeryczne i analizę analityczną w celu określenia możliwości praktycznego zastosowania do redukcji oddziaływań dynamicznych na konstrukcje stalowe m.in. redukcję oddziaływań powstających w procesie opróżniania silosów z materiałów sypkich.

Literatura

- 1 Kosiński S., Fale sprężyste w gumopodobnych kompozytach warstwowych; Monografie Politechniki Łódzkiej, Łódź 2007
- 2 Beatty M.F. Stalnakar D.O., The Poisson function of finite elasticity, Journal of App. Mech.,53 (1986) 807-813
- 3 Major M., Major I., Różycka J; Coefficients Reflection and Transmission of Transverse and Longitudinal Acoustic Wave in the Blatz-Ko Material., W:12. Medzinarodni konferencie Modelovani v Mechanice 2014 = 12th International Conference Modelling in Mechanics 2014. 5-6.2.2014., 2014
- 4 Blatz P.J.,Ko W.L., Application of finite elastic theory to the deformation of rubbery materials, Trans. Soc. Rheol., 6 (1962) 223-251.
- 5 Wesołowski Z., On the dynamics of the transition region between two homogenous materials, J. TechnPhys 32 (1991) 293-312

Application of a layered rubber composite to reduce dynamic effects on steel structures

Maciej Major¹, Izabela Major² Judyta Różycka³

^{1,2,3} Department of Technical Mechanics, Faculty of Civil Engineering, Czestochowa University of Technology, e-mail: ¹mmajor@bud.pcz.czest.pl, ²admin@major.strefa.pl, ³judyta.niemirowp@wp.pl

Abstract: The purpose of paper is to analyze a layered rubber composite aimed at significant reduction in dynamic effects on steel structures. In the first part of the paper there is presented an analytical analysis of transverse and longitudinal acoustic wave propagating in a layered rubber composite made of a material with elastic potential Blatz - Ko. The second part discusses a numerical example showing the behavior of the surface discontinuities propagating in this layered composite, showing the distribution of stresses for the assumed potential and constant material from the first part of the paper. In the paper seeking possibilities of application of the composite inter alia in order to reduce the dynamic effects generated in the process of emptying silos from granular materials which can cause their failures and for the group of silos can lead to the creation and propagation of dynamic oscillations in the subsoil which threaten building located nearby. Issue adopted at work and the obtained results provide the basis for the further numerical study expanding the results.

Keywords: layered rubber composite, acceleration wave, Blatz-Ko material, propagation of surface discontinuities

Modulowane fale ultradźwiękowe w diagnostyce zginanych płyt betonowych

Błażej Meronk¹, Krzysztof Wilde²

^{1,2} *Katedra Mechaniki Budowli i Mostów, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Politechnika Gdańska, e-mail: ¹blazej.meronk@wilis.pg.gda.pl, ²krzysztof.wilde@pg.gda.pl*

Streszczenie: Artykuł poświęcony jest eksperymentalnym badaniom diagnostyki zginanych elementów betonowych z zastosowaniem dwóch metod wykorzystujących modulowane fale ultradźwiękowe. Pierwsza metoda bazuje na modulacji, wymuszonymi drganiami niskoczęstotliwościowymi, uzyskanej z pomocą wzbudnika elektromagnetycznego. Druga metoda wykorzystuje modulację generowanego sygnału ultradźwiękowego bez wymuszania drgań niskich częstotliwości.

Słowa kluczowe: diagnostyka ultradźwiękowa, elementy betonowe, badania eksperymentalne

1. Wprowadzenie

Modulacja fal radiowych jest znana i powszechnie wykorzystywana, na przykład, we wszystkich urządzeniach przesyłających informację drogą radiową. Zjawisko to polega na modulacji amplitudy i częstotliwości fali ultradźwiękowej przez inną silną falę [1]. Przykładem może być zjawisko Luxemburg–Gorky, które zostało odkryte dla fal radiowych przechodzących przez jonosferę lub plazmę, a które także występuje w problematyce diagnostyki elementów konstrukcyjnych z zastosowaniem fal ultradźwiękowych. Systematyczny opis zjawisk nieliniowych towarzyszących propagacji fal ultradźwiękowych w ciałach stałych przedstawiony został w pracy [2]:

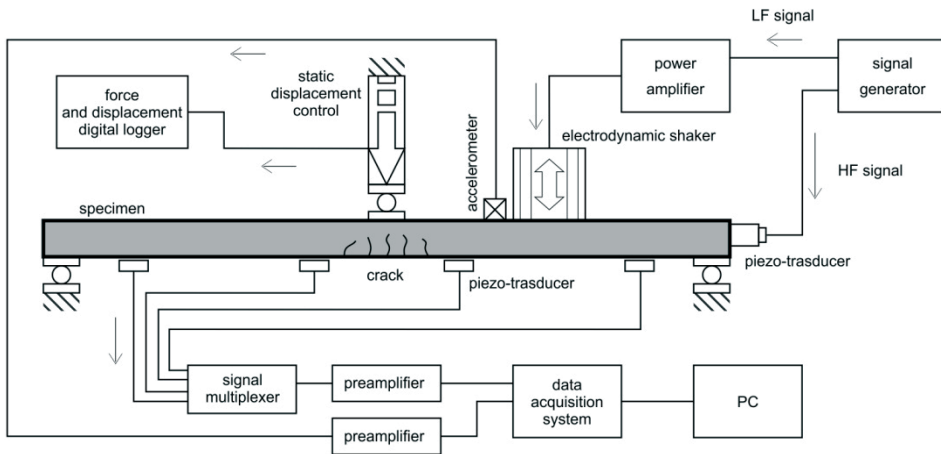
- powstawanie wyższych częstotliwości harmonicznych (parzyste i nieparzyste harmoniczne w zależności od rodzaju nieliniowości ośrodka i charakteru uszkodzenia);
- krzywa histerezy wynikająca z innych ścieżek przy obciążeniu i odciążeniu;
- efekty powolnej dynamiki (właściwości materiałowe zmieniają się w trakcie cyklicznego obciążania);
- przesunięcie częstotliwości rezonansowej (zależność od amplitudy fali nośnej);
- dyssypacja energii zależna od amplitudy fali (nie klasyczne mechanizmy tłumienia);
- intermodulacja fal (zjawisko analogiczne do efektu Luxemburg–Gorky);
- modulacja obwiedni fali (postawanie częstotliwości sub-harmonicznych);
- mieszanie częstotliwości (modulacja wibro-akustyczna).

Zaletą wykorzystania efektów nieliniowych propagacji fal ultradźwiękowych do diagnostyki elementów betonowych jest możliwość zwiększenia czułości urządzenia, ze względu na zwiększoną wrażliwość nieliniowych indeksów uszkodzenia w porównaniu do metod bazujących na sprężystych właściwościach propagujących fal. W niniejszym artykule przedstawiono drugi etap badań dotyczących diagnostyki elementów betonowych

z zastosowaniem modulowanych fal ultradźwiękowych [3], w której dopracowano stanowisko badawcze doposażając je w precyzyjny system sterowania statycznym ugięciem elementu betonowego oraz proponując i weryfikując metodę diagnostyki bazującą na intermodulacji fali bez użycia wzbudników niskoczęstotliwościowych.

2. Opis stanowiska badawczego

Badania eksperymentalne przeprowadzono na próbkach żelbetonowych, poddawanych jednoczesnemu działaniu obciążenia statycznego przy jednoczesnej, periodycznej transmisji i detekcji modulowanych amplitudowo fal ultradźwiękowych. Stanowisko składa się z (rys. 1): ramy wsporczej, próbki żelbetonowej, aparatury do wymuszania obciążeń statycznych, układu do generacji i rejestracji fali ultradźwiękowej [3].



Rys. 1. Schemat stanowiska badawczego

Aparatura do wymuszania obciążeń statycznych składa się z następujących elementów: ramy z poduszką pneumatyczną, czujnika siły, czujnika przemieszczeń i rejestratora cyfrowego. Rama z poduszką pneumatyczną (rys. 2) służy do przykładania, stałej w danym przedziale czasu, siły statycznej w dowolnym punkcie belki żelbetonowej. Wielkość wymuszenia jest regulowana za pomocą sprzężenia zwrotnego od czujnika siły. Tensometryczny czujnik siły umieszczony jest pomiędzy próbką a śrubą dociskową. Możliwy jest pomiar siły od zera do 10 kN. Elektrooptyczny inkrementalny czujnik przemieszczenia o dokładności 5 μm 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 20 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 wzbudnika był nieaktywny przy wykonywaniu eksperymentów z wykorzystaniem modulowanego sygnału wejściowego.



Rys. 2. Poduszka pneumatyczna (po lewej) oraz wzbudnik elektromagnetyczny (po prawej)

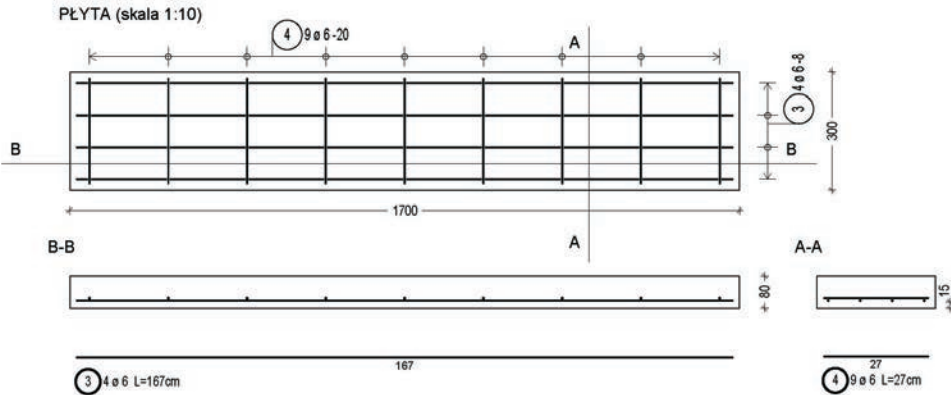
Fala diagnostyczna o centralnej częstotliwości 58 kHz generowana jest w sposób ciągły. Układ generacji i rejestracji fal ultradźwiękowych składa się z dwóch niezależnych systemów. Urządzenia generujące i rejestrujące zostały rozdzielone by uniemożliwić zakłócenia przy rejestracji fali. Taka konfiguracja, gdzie generator i rejestrator nie są połączone galwanicznie, daje pewność, że zarejestrowany sygnał o częstotliwości nośnej obrazuje intensywność fali ultradźwiękowej, a nie jest 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.

Eksperymenty z wykorzystaniem modulowanego sygnału wejściowego zrealizowano poprzez modulację amplitudową o głębokości 100% i częstotliwości modulującej 50Hz. Detekcja fali realizowana jest sekwencyjnie w czterech punktach rozłożonych po długości belki co 500 mm, za pomocą płytkowych elementów piezoelektrycznych. Następnie sygnał był wzmacniany, filtrowany analogowo i rejestrowany systemem akwizycji danych z częstotliwością 2 000 000 próbek na sekundę.

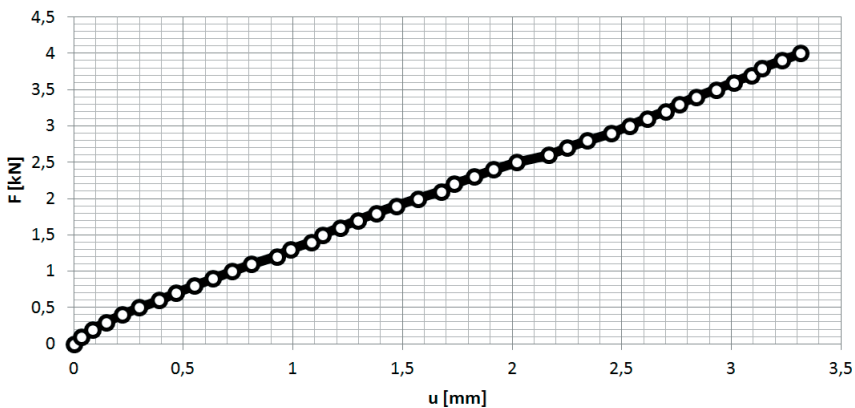
Wszystkie badania przeprowadzono na identycznych próbkach żelbetonowych. Próbki mają wymiary: długości 1700 mm, szerokości 300 mm i wysokość 80 mm (rys. 3). Wykonane są z betonu klasy C20/25. Zbrojenie stanowią cztery pręty średnicy 6 mm ze stali AIII-N, umieszczone przy dolnej płaszczyźnie próbki, na otuleniu 20 mm. W badaniach użyto 12 sztuk próbek. 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 zakłada się, że proces zagęszczania i dojrzewania mieszanki przebiegał dokładnie tak samo dla wszystkich próbek.

Testy wykonywano na belkach w trakcie przykładania obciążenia, w czasie tworzenia i rozwoju rys. Obciążenie zwiększano stopniowo od 0 do 4 kN wykonując pomiary ultradźwiękowe po każdym przyroście obciążenia o 0,1 kN. Zakres dobrano na podstawie wcześniejszych badań [3]. Rys. 4 przedstawia przykładowy cykl obciążenia i odciążenia

z zaznaczonymi punktami, w których wykonywano serie testów ultradźwiękowych. W każdej serii przeprowadzono badania z wykorzystaniem wzbudnika elektromagnetycznego pracującego z częstotliwością 50 i 80 Hz oraz badania bez wzbudnika, ale z wykorzystaniem modulowanego sygnału ultradźwiękowego.



Rys. 3. Zbrojenie badanej próbki betonowej

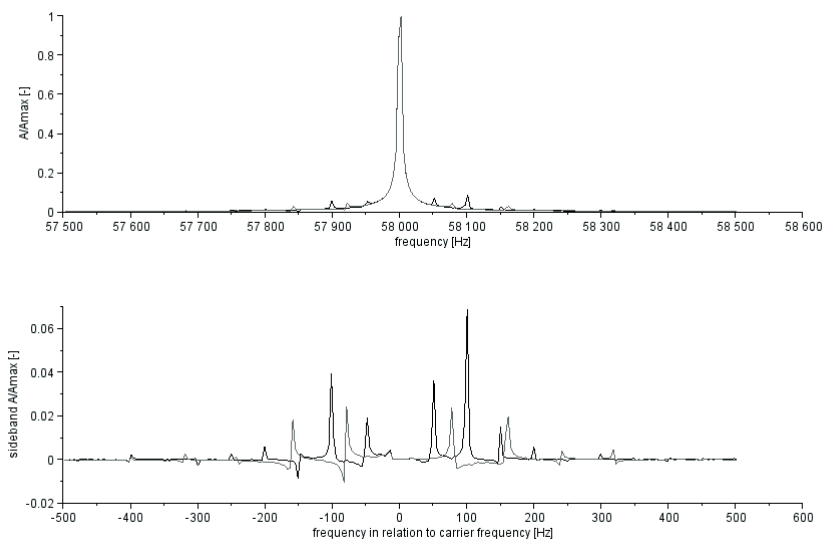


Rys. 4. Kolejne wartości obciążenia w funkcji ugięcia

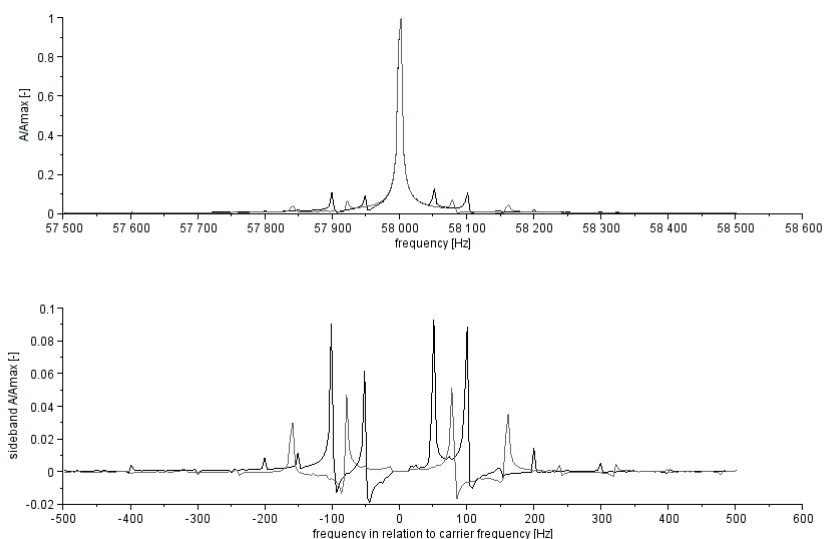
3. Analiza danych pomiarowych - eksperymenty z wykorzystaniem drgań niskiej częstotliwości

Celem analizy wyników było wykrycie modulacji amplitudowej zarejestrowanego sygnału ultradźwiękowego, określenie cech charakterystycznych modulacji – amplitudy poszczególnych składowych, oraz ich korelacja z drganiami niskiej częstotliwości. Modulację sygnału wykrywano z użyciem analizy sygnału w dziedzinie częstotliwości. Analizy wykonano wykorzystując transformatę Fouriera. Amplitudowa modulacja rejestrowanego sygnału skutkuje pojawieniem się dodatkowych ekstremów we wstęgach bocznych odsuniętych od fali nośnej (58 kHz) o częstotliwość modulującą (50 Hz i 80 Hz) i jej wielokrotności. Na wykresach 4 do 7 przedstawiono jak zmieniają się amplitudy poszczególnych składowych wstęg bocznych w trakcie zwiększania obciążenia i tworzenia się rysy. Dolne wykresy na poszczególnych rysunkach służą zwiększeniu precyzji

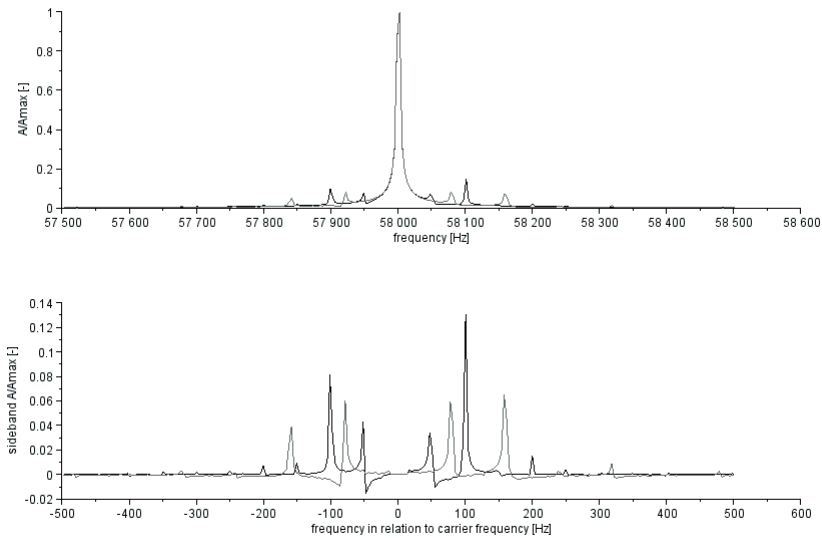
prezentacji obszaru wstęp bocznych – usunięto na nich częstotliwość nośną. Kolorem czarnym zaznaczono spektra pomierzone przy wzbudniku drgającym z częstotliwością 50 Hz, a kolorem szarym spektra pomierzone przy wzbudniku pracującym z częstotliwością 80 Hz. Amplitudy fal ultradźwiękowych najpierw narastają wraz z tworzeniem się rysy (Rys. 5, 6 i 7), następnie zmniejszają się (Rys. 8), gdy rozwarcie rysy jest duże. Wtedy drgania wzbudnika nie wystarczają by uzyskać efekt dynamicznego domknięcia się rysy. Po zdjęciu obciążenia i domknięciu rys są one dobrze wykrywane prezentowaną metodą, co było pokazane w poprzedniej pracy [3].



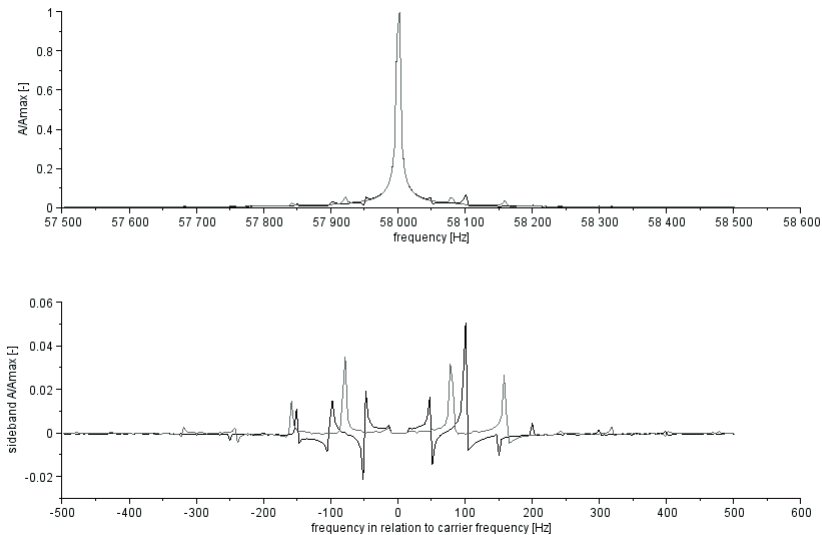
Rys. 5. Spektra częstotliwościowe dla próbki obciążonej siłą 900 N



Rys. 6. Spektra częstotliwościowe dla próbki obciążonej 1000 N



Rys. 7. Spektra częstotliwościowe dla próbki obciążonej 1100 N

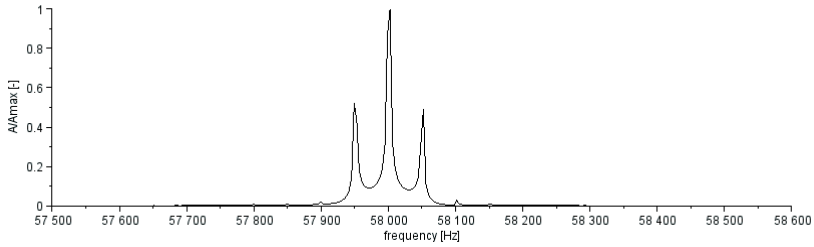


Rys. 8. Spektra częstotliwościowe dla próbki obciążonej 1200 N

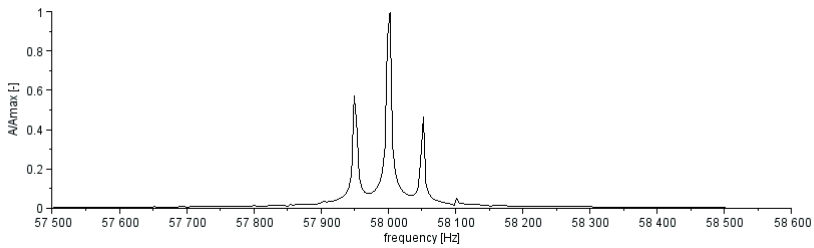
4. Analiza danych pomiarowych - eksperymenty z wykorzystaniem generacji sygnału modulowanego

W eksperymentach z wykorzystaniem generacji sygnału modulowanego wzбудnik elektromagnetyczny był wyłączony. Sygnał sinusoidalny (58kHz) modulowany amplitudowo częstotliwością 50 Hz o głębokości modulacji 100% przetransformowany do dziedziny częstotliwości ma spektrum o trzech wyraźnych ekstremach: jedno dla 58 kHz i dwa

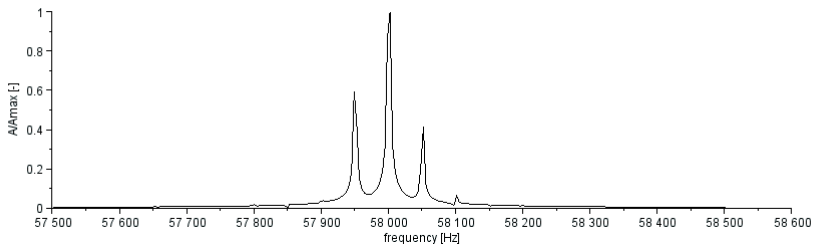
o połowę niższe przesunięte w lewo i prawo o 50Hz. Przy propagacji takiej fali przez ośrodek akustycznie nieliniowy (strefa zarysowana) dochodzi do auto-modulacji sygnału i rozszczępienia spektrum na kolejne częstotliwości odsunięte o wielokrotność 50 Hz. Analiza rejestrowanych sygnałów i prezentacja wyników została przeprowadzona analogicznie jak w rozdziale 3. Wykresy przedstawiają spektra rejestrowanego sygnału w tym samym przypadkach obciążenia (rys. 9, 10, 11 i 12).



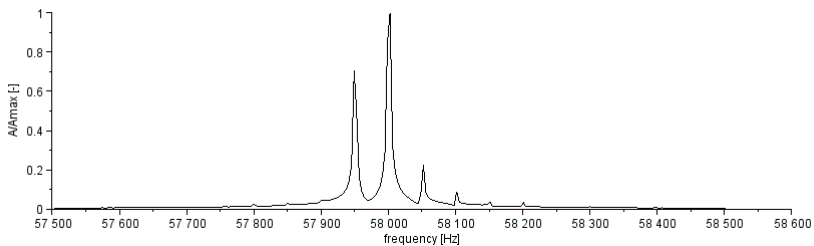
Rys. 9. Spektrum częstotliwościowe dla próbki obciążonej 900 N



Rys. 10. Spektrum częstotliwościowe dla próbki obciążonej 1000 N



Rys. 11. Spektrum częstotliwościowe dla próbki obciążonej 1100 N



Rys. 12. Spektrum częstotliwościowe dla próbki obciążonej 1200 N

5. Uwagi końcowe

W pracy przedstawiono badania eksperymentalne diagnostyki ultradźwiękowej elementów betonowych bazującej na efektach nieliniowych wykorzystujących modulowane fale nośne. W pracy zaproponowano metodę modulacji sygnału wejściowego bez użycia wzbudnika drgań niskoczęstotliwościowych. Wstępne badania eksperymentalne pokazały, że nowa prostsza do praktycznego zastosowania metoda także umożliwi wykrywanie rys elementów betonowych poprzez analizę pojawiających się sub-harmonicznych częstotliwości parzystych i nieparzystych. Dalsze prace ukierunkowane zostaną na poszukiwanie związków pomiędzy tworzonymi przez uszkodzenie częstotliwościami sub-harmonicznymi a intensywnością uszkodzenia.

Literatura

- 1 Tellegen B. D. H. , Interaction between Radio-Waves, Nature 131, 840, 1933.
- 2 Broda D., Staszewski W., Martowicz A., Uhl T., Silberschmidt V., Modelling of nonlinear crack-wave interactions for damage detection based on ultrasound – A review, Journal of Sound and Vibration, 333, 1097-1118, 2014.
- 3 Meronk B., Wilde K. Diagnostyka zginanej płyty betonowej z zastosowaniem fal ultradźwiękowych modulowanych drganiami niskich częstotliwości. 59 Konferencja Naukowa KILIW PAN oraz KN PZITB Krynica 2013.

Ultrasonic modulated waves for diagnostics of concrete elements in bending

Błażej Meronk¹, Krzysztof Wilde²

^{1,2} *Department of Structural Mechanics and Bridges, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Gdansk University of Technology,*
e-mail: ¹blazej.meronk@wilis.pg.gda.pl, ²krzysztof.wilde@.pg.gda.pl

Abstract: The paper presents the experimental study on the diagnostics of concrete elements with the use of nonlinear acoustic effects. The tests were conducted on a concrete plate subjected to ultrasonic waves modulated with and without an additional low frequency actuator. The experimental results showed that the new method based on the direct modulation of diagnostic ultrasonic waves also provided sub-harmonic frequencies that indicated the presence of damage. The new method does not require a low frequency actuator for generation of low frequency oscillations, and therefore, is more suitable for practical application.

Keywords: ultrasonic testing, NDT, concrete elements, experimental study

Badania dźwigara mostowego z kompozytów FRP pod obciążeniem statycznym

Paweł Poneta¹, Tomasz Siwowski²

¹ Mostostal Warszawa S.A., Dział Analiz i Rozwoju, e-mail: p.poneta@mostostal.waw.pl

² Zakład Dróg i Mostów, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Rzeszowska, e-mail: siwowski@prz.edu.pl

Streszczenie: Materiały kompozytowe FRP (*fibre reinforced polymer*) ze względu na swoje znakomite parametry mechaniczne są coraz szerzej wykorzystywane w budownictwie. W ostatnich kilkunastu latach obserwuje się m.in. coraz szersze wykorzystanie kompozytów FRP do budowy mostów. Głównym celem projektu badawczego było opracowanie kompozytowego dźwigara mostowego, poczynając od projektu technicznego, przez badania materiałowe, wybór metody wytwarzania, aż do badań wytrzymałościowych modelu dźwigara w skali naturalnej. Przedmiotem pracy jest omówienie wstępnych wyników badań wytrzymałościowych dźwigara wytworzonego metodą VARTM (*vacuum assisted resin transfer moulding*). Badania przeprowadzono na modelu o długości 13,5 m i docelowym przekroju poprzecznym. Celem badań było wyznaczenie nośności granicznej dźwigara oraz ocena jego zachowania pod obciążeniem statycznym, a także analiza postaci zniszczenia. Dźwigar kompozytowy spełnił wymagania w zakresie nośności, użyteczności i zapasu bezpieczeństwa, dlatego z dużym prawdopodobieństwem zostanie wykorzystany w budowie prototypowego obiektu mostowego. Wyniki badań potwierdziły także bardzo duży potencjał materiałów kompozytowych FRP w budownictwie mostowym.

Słowa kluczowe: kompozyt FRP, dźwigar mostowy, technologia VARTM, badanie statyczne, postać zniszczenia

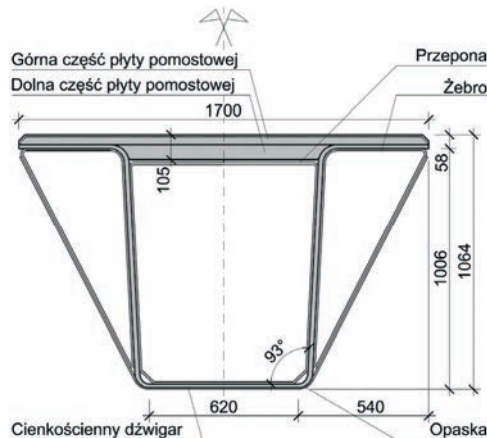
1. Wprowadzenie

Od ponad 20 lat dzięki zastosowaniu w obiektach mostowych bardzo wytrzymałych, lekkich i odpornych na korozję materiałów z kompozytów włóknistych o osnowie polimerowej FRP (ang. *fibre reinforced polymers*), jest możliwe znaczące wydłużenie ich trwałości [1]. Kompozyty FRP powstają z połączenia włókien syntetycznych (węglowych, szklanych, aramidowych, bazaltowych) oraz polimerów (np. żywicy epoksydowej, poliestrowej, winyloestrowej). Charakteryzują się one zdecydowanie lepszymi właściwościami mechanicznymi i fizycznymi niż powszechnie stosowane w budownictwie mostowym materiały konstrukcyjne (beton, stal). Z konstrukcyjnego punktu widzenia, do największych zalet kompozytów FRP należą m.in.: duża wytrzymałość na rozciąganie, duża wartość odkształceń granicznych, duża sztywność (w przypadku kompozytu z włókien węglowych), doskonała odporność na korozję oraz mała masa konstrukcji z kompozytów. Od kilkudziesięciu lat te właściwości kompozytów FRP są z powodzeniem wykorzystywane w przemyśle lotniczym, samochodowym i stoczniowym. Pierwsze dziesięciolecie XXI w. przyniosło także upowszechnienie tych materiałów w budownictwie, w tym w budownictwie mostowym [2].

W Polsce materiały FRP wykorzystano w mostownictwie początkowo do wzmocnienia istniejących obiektów za pomocą taśm i mat kompozytowych [3]. Jednak do tej pory, z wyjątkiem użycia drobnowymiarowych, katalogowych elementów kompozytowych w specyficznych lokalizacjach [4, 5] nie zbudowano obiektu mostowego o konstrukcji nośnej z kompozytów FRP. Projekty badawcze, realizowane przez konsorcjum pod kierunkiem Mostostalu Warszawa SA z udziałem Politechniki Rzeszowskiej są pierwszą krajową próbą zmiany tego stanu rzeczy. W pracy przedstawiono koncepcję kompozytowego dźwigara mostowego, opisano zrealizowany proces produkcji dźwigara, a także przedstawiono wybrane wyniki badań dźwigara pod obciążeniem statycznym.

2. Opis konstrukcji i wytworzenia modelu dźwigara FRP

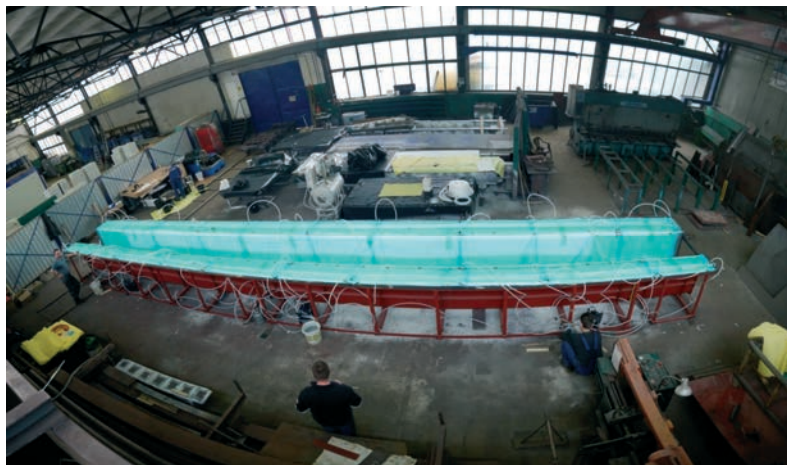
Zaprojektowany na podstawie założeń wstępnych kompozytowy dźwigar mostowy ma cienkościenną konstrukcję skrzynkową o rozpiętości teoretycznej 25,0 m, wysokości konstrukcyjnej (wraz z pomostem) 1,1 m i szerokości 1,7 m (rys. 1). Typowy most drogowy będzie składać się z czterech takich dźwigarów, połączonych kompozytową lub żelbetową płytą pomostu oraz stężonych żelbetowymi poprzecznikami podporowymi. W przypadku zastosowania kompozytowych paneli pomostu (typu sandwich), będą one połączone z dźwigarami głównymi za pomocą kleju epoksydowego.



Rys. 1. Przekrój poprzeczny kompozytowego dźwigara mostowego

Dźwigar główny został zaprojektowany z kompozytowych elementów warstwowych, składających się z płyt zewnętrznych, wykonanych z laminatów, oraz z rdzenia z pianki PVC. W górnych i dolnych pasach dźwigara zastosowano laminat hybrydowy, szklano-węglowy, natomiast w pozostałych elementach (środkach) wykorzystano do zbrojenia kompozytu jedynie włókno szklane. Skrzynkowa konstrukcja dźwigara jest usztywniona przeponami wewnętrznymi i żebrami zewnętrznymi, wykonanymi jako elementy kompozytowe warstwowe z tkanin szklanych oraz pianek PVC, przyklejanymi do dźwigara głównego klejem epoksydowym. Integralną częścią badanego dźwigara są kompozytowe panele pomostu. Składają się one z części dolnej i górnej (rys.1). Pierwsza z nich zamyka od góry przekrój dźwigara i jest zbudowana z dwóch warstw. Na spodzie panelu pomostowego znajduje się laminat szklany, a na górze pianka PVC grubości 60 mm. Górny panel składa się z pianki PVC grubości 60 mm oraz laminatu szklanego grubości 10 mm, stanowiącego jednocześnie nawierzchnię pomostu. Wyniki badań materiałowych kompozytów FRP, z których jest zbudowany dźwigar podano w pracy [6].

Wszystkie kompozytowe elementy konstrukcyjne dźwigara zostały wykonane metodą infuzji VARTM (ang. *vacuum assisted resin transfer moulding*). W tym procesie produkcji elementów kompozytowych suche warstwy tkanin zbrojących (węglowej, szklanej), wraz z liniowymi elementami doprowadzającymi i odprowadzającymi żywicę, są umieszczane w specjalnej formie o kształcie wykonywanego elementu i przykrywane workiem foliowym, uszczelnianym na obwodzie formy. Następnie za pomocą pompy próżniowej jest odsysane spod folii powietrze, a dzięki wytworzonemu podciśnieniu, po odkręceniu zaworu doprowadzającego żywicę, zaczyna się przesycanie żywicą tkanin zbrojących. Po zakończeniu procesu przesycania (zwykle od 0,5 do 3 h w zależności od wielkości elementu), żywica sieciuje w temperaturze pokojowej, formując ostateczny kształt elementu. Aby zwiększyć wytrzymałość oraz odporność kompozytu na zmiany temperatury, wytworzony dźwigar kompozytowy był wygrzewany przez dobę w temperaturze 50°C. Metodę infuzji zastosowano również do wykonywania paneli pomostowych, żeber zewnętrznych i przepon wewnętrznych. Panele, żebra i przepony połączono z konstrukcją dźwigara za pomocą kleju epoksydowego. Na rys.2 przedstawiono proces infuzji dźwigara o długości całkowitej 13,5 m w wytwórni Mostostalu Warszawa SA.



Rys. 2. Wytwarzanie dźwigara kompozytowego w procesie infuzji

Po wykonaniu dźwigara kompozytowego oraz montażu wszystkich elementów usztywniających, obie jego strefy podporowe wypełniono betonem klasy C25/30. W strefie podporowej A beton ułożono na długości 1,65 m od osi podparcia do wysokości 90 cm od dolnego pasa dźwigara. Beton zbrojono kompozytowymi prętami $\phi 8$ mm i teownikami $30 \times 30 \times 3,5$ mm. Teowniki zostały przyklejone do ścianek dźwigara. Na drugim końcu dźwigara (w strefie B) zastosowano trzy przepony, pomiędzy które wklejono w pionie 8 kompozytowych rur kwadratowych (o boku 18 cm). Przestrzeń pomiędzy nimi wypełniono betonem klasy C25/30, aż do poziomu paneli pomostu. Następnym etapem wykonania dźwigara był montaż paneli pomostu. Dolne części paneli pomostowych o wymiarach $1,0 \times 2,0$ m przyklejono do pasów górnych dźwigara. Utworzona w ten sposób płaska powierzchnia posłużyła do montażu górnych części paneli pomostowych o takich samych wymiarach. W procesie wytwarzania paneli (tj. podczas infuzji) oba elementy składowe przesunięto względem siebie o 0,20 m w celu ukształtowania połączenia zakładkowego między panelami. Obie części paneli połączono między sobą oraz z pasami górnymi dźwigara za pomocą kleju epoksydowego. Gotowy model dźwigara kompozytowego, wytworzonego w celu przeprowadzenia badań wytrzymałościowych pokazano na rys.3.



Rys. 3. Model dźwigara kompozytowego przygotowany do badań wytrzymałościowych

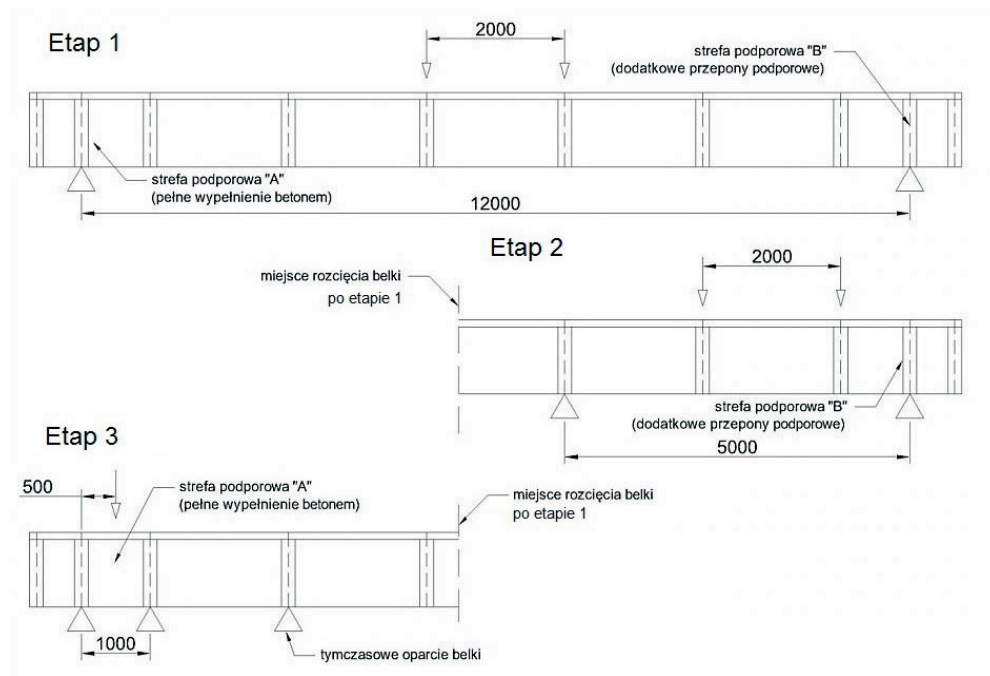
3. Badania wytrzymałościowe dźwigara FRP

Do badań wytrzymałościowych w skali naturalnej zaprojektowano dźwigar skrzynkowy o rozpiętości teoretycznej 12,0 m i długości całkowitej 13,5 m (rys.3). W celu wzmocnienia strefy ścinanej środkiem nad podporami oraz poprawy parametrów dynamicznych dźwigara w obu jego strefach podporowych zastosowano dodatkowe elementy kompozytowe (przepony, rury kwadratowe, teowniki) oraz wypełnienie betonem zbrojonym prętami kompozytowymi. Przed rozpoczęciem badań dźwigar był przedmiotem wstępnej analizy numerycznej pod obciążeniem badawczym [6]. Następnie model dźwigara poddano kompleksowym badaniom statycznym i dynamicznym na stanowisku badawczym w Wydziałowym Laboratorium Badań Konstrukcji PRz (rys.4). Celem badań była ocena zachowania dźwigara i jego wybranych elementów pod obciążeniem statycznym, ustalenie parametrów dynamicznych dźwigara oraz weryfikacja modelu numerycznego MES, służącego do projektowania mostu. W ostatnim etapie badań dźwigar obciążono do zniszczenia w celu identyfikacji postaci zniszczenia i wyznaczenia nośności granicznej.



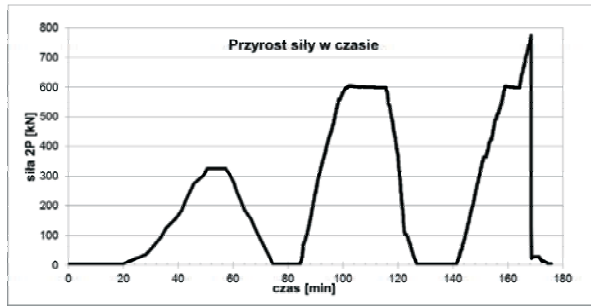
Rys. 4. Model dźwigara kompozytowego na stanowisku badawczym

Program badań statycznych obejmował 3 etapy (rys.5). W etapie 1 dźwigar obciążono przyjmując schemat czteropunktowego zginania. Rozstaw osiowy skupionych sił obciążających wynosił 2,0 m. Obciążenie zewnętrzne wywierano przez nacisk siłowników, rozłożony na powierzchnię kontaktu z panelami pomostu na całej ich szerokości, tj. 1,60 m i na długości 0,30 m. Obciążenie skupione od siłowników było rozkładane przez sztywne belki stalowe, ułożone na warstwie twardej gumy, zapewniającej równomierny rozkład obciążenia na powierzchnię paneli. W tym etapie badań dźwigar obciążono w kilku fazach, aż do jego zniszczenia. Po badaniach etapu 1 dźwigar rozcięto w zniszczonym przekroju, tj. w pobliżu środka rozpiętości, a obie powstałe w ten sposób części wykorzystano do badań w etapach 2 i 3. Celem badań w etapach 2 i 3 była ocena zachowania się obu różnie wykonanych stref podporowych dźwigara pod działaniem sił ścinających. W etapie 2 rozstaw osiowy podpór dźwigara wynosił 5,0 m, przy takim samym rozstawie dwóch sił obciążających jak w etapie 1. W etapie 3 fragment dźwigara podparto w rozstawie 1,0 m, wynikającym z rozstawu żeber w strefie podporowej A oraz obciążono pojedynczą siłą w środku badanego fragmentu dźwigara.



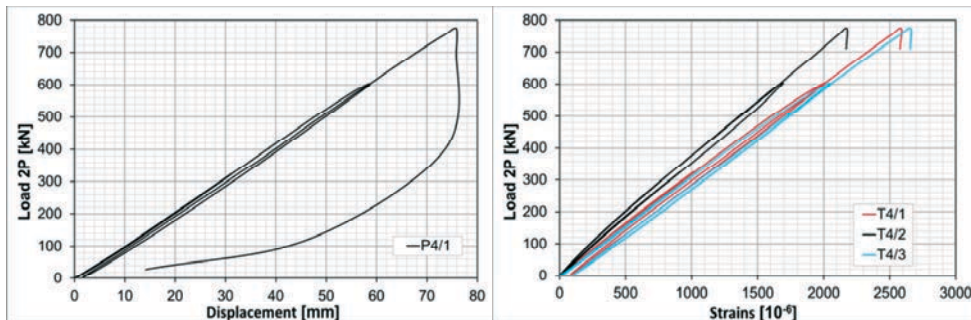
Rys. 5. Schemat badań statycznych dźwigara w etapach 1÷3

Podczas badań statycznych w etapie 1 obserwację zachowania dźwigara prowadzono za pomocą 16 czujników przemieszczeń oraz 44 czujników odkształceń, w tym 6 rozet tensometrycznych, pozwalających określić naprężenia główne w środku dźwigara. Wartości sił obciążających mierzono siłomierzami w czasie rzeczywistym. Przyrost przemieszczeń tłoka siłowników został tak dobrany, aby zachować prędkość przyrostu siły równą 15 kN/min. Odczyty wskazań czujników rejestrowano co 30 kN przyrostu obciążenia całkowitego. W końcowej fazie obciążenia oraz podczas fazy zniszczenia dźwigara rejestracja wskazań odbywała się co 0,5 s.



Rys. 6. Przebieg siły obciążającej ($2P$) w czasie badań statycznych w etapie I

Na rys. 6 pokazano przebieg całkowitej siły obciążającej dźwigar ($2P$) podczas badań statycznych w etapie I, a na rys.7 - wykres przemieszczeń i odkształceń pasa dolnego dźwigara w środku rozpiętości w poszczególnych fazach obciążenia tego etapu. Z tego wykresu wynika, że dźwigar pracował sprężysto aż do zniszczenia, które nastąpiło przy obciążeniu $2P = 774$ kN. Taki charakter pracy dźwigara potwierdzają także przebiegi odkształceń kompozytu węglowego pasa dolnego dźwigara, zmierzone w środku jego rozpiętości. W momencie zniszczenia dźwigara maksymalne naprężenie w pasie dolnym było równe około 26% wytrzymałości charakterystycznej laminatu węglowego na rozciąganie (tj. 332 MPa). Inny był charakter odkształceń na powierzchni panelu pomostu w strefie ściskanej, w tym samym przekroju środkowym dźwigara. Jeden z tensometrów skrajnych pokazał wyraźną nieliniowość materiału, która mogła być jednym z powodów przedwczesnego zniszczenia dźwigara w tej strefie. Całkowite ugięcie dźwigara przy sile niszczącej wynosiło 76 mm, co stanowi 1/165 L.



Rys. 7. Wykres przemieszczeń (lewy) i odkształceń (prawy) dźwigara w środku rozpiętości

Zniszczenie dźwigara było nagłe i wystąpiło w strefie ściskanej dźwigara (w panelu pomostu) na odcinku stałego momentu zginającego, w odległości 0,55 m od środka rozpiętości dźwigara. W pierwszej kolejności nastąpiła delaminacja części panelu pomostu i odklejenie panelu od pasów dźwigara, a następnie deformacja pasów górnych dźwigara skrzynekowego, lokalna utrata stateczności jego środników bezpośrednio pod obciążeniem oraz odspojenie zewnętrznych żeber pionowych w tym samym przekroju (rys.8). Dokładna analiza postaci i lokalizacji zniszczenia wykazała, że wystąpiło ono w połączeniu zakładkowym sąsiadujących paneli pomostu. Połączenie to okazało się najsłabszym fragmentem dźwigara, a jego nagłe zniszczenie wywołało szybko postępującą destrukcję w pasach, środniku i żebrach dźwigara. Jednak pomimo tej nagłej i niespodziewanej postaci zniszczenia, uzyskana w badaniach etapu I nośność graniczna dźwigara ($M_n = 1965$ kNm) była ponad 3-krotnie większa od charakterystycznego momentu zginającego, na który

zaprojektowano dźwigar. Wyznaczony doświadczalnie poziom bezpieczeństwa jest wystarczający do pozytywnej oceny dźwigara w aspekcie potencjalnego zastosowania w projektowanym obiekcie mostowym. Jednocześnie duży zapas nośności oraz nieoczekiwana postać zniszczenia wskazują na konieczność podjęcia prac nad optymalizacją, zarówno materiałową, jak również konstrukcyjną dźwigara.



Rys.8. Podstawowa postać zniszczenia dźwigara

Narzędziem do wykonania optymalizacji dźwigara będzie model numeryczny, który został pozytywnie zweryfikowany na podstawie uzyskanych wyników badań. Wyniki pomiarów wykazały bowiem wysoką zgodność z wynikami analizy numerycznej i pozwalają na akceptację modelu numerycznego jako wiarygodnego narzędzia do optymalizacji materiałowo-konstrukcyjnej oraz do dalszych prac projektowych w zakresie wykorzystania dźwigara kompozytowego do budowy obiektów mostowych [6].

4. Podsumowanie

W pracy opisano wstępne wyniki dotychczasowych prac koncepcyjnych, projektowych i badawczych, realizowanych przez konsorcjum kierowane przez Mostostal Warszawa SA, mających na celu wdrożenie do polskiego mostownictwa trwałych, lekkich i innowacyjnych dźwigarów z kompozytów FRP. Badania materiałowe potwierdziły, że bazując na powszechnie dostępnych materiałach (włóknach i żywicach) można w warunkach przemysłowych wyprodukować elementy z kompozytów FRP, które nadają się do budowy obiektów mostowych. Faza technologiczna projektu udowodniła, że w odpowiednio wyposażonym warsztacie firmy budowlanej, dysponując odpowiednio przeszkoloną załogą, można bez większych trudności produkować mostowe dźwigary kompozytowe. Przeprowadzone badania wykazały, że prototypowy dźwigar kompozytowy ma bardzo wysoką nośność, 3-krotnie większą od charakterystycznego obciążenia projektowego, dużą sztywność oraz cechuje się sprężystą pracą aż do zniszczenia. Wytężenie materiału przy zniszczeniu osiągnęło zaledwie 53% wytrzymałości charakterystycznej kompozytu węglowego na ściskanie oraz 26% wytrzymałości w strefie rozciąganej, co świadczy o dużym potencjale optymalizacyjnym zaprojektowanej konstrukcji, po wyeliminowaniu słabych fragmentów (połączeń), odpowiedzialnych za przedwczesne zniszczenie prototypu. Modyfikacja i optymalizacja materiałowo-konstrukcyjna dźwigara zostanie wykonana za pomocą opracowanego modelu numerycznego, który został zweryfikowany na podstawie wyników przeprowadzonych badań wytrzymałościowych. Model numeryczny zostanie również wykorzystany do projektu mostu drogowego o konstrukcji kompozytowej, którego

wybudowanie będzie docelowym rezultatem projektu badawczego i jednocześnie wstępem do wdrażania w Polsce innowacyjnej technologii budowy mostów z kompozytów FRP.

Opisane w pracy badania zostały częściowo zrealizowane w ramach krajowego projektu badawczego nr 6 ZR7 2009 C/07341 pod tytułem: „*Opracowanie technologii wytwarzania i wdrożenie kompozytowych kładek dla pieszych*”, który był realizowany przez konsorcjum naukowe pod kierunkiem Mostostalu Warszawa SA z udziałem Politechniki Rzeszowskiej oraz współfinansowany przez Narodowe Centrum Badań i Rozwoju.

Literatura

- 1 Jayaraman K., Xu X.W. Life cycle assessment of products made of composite materials. *International Journal of Product Lifecycle Management* 4 (2009) 11-22.
- 2 Keller T. Use of Fibre Reinforced Polymers in Bridge Construction. *Structural Engineering Documents IABSE* 7 (2003).
- 3 Siwowski T., Radomski W. Pierwsze krajowe zastosowanie taśm kompozytowych do wzmocnienia mostu. *Inżynieria i Budownictwo* 54 (1998) 382 – 388.
- 4 Zobel H., Karwowski W., Wróbel M. Kładka z kompozytu polimerowego zbrojonego włóknem szklanym. *Inżynieria i Budownictwo* 59 (2003) 107-108.
- 5 Grotte B., Karwowski W., Mossakowski P., Wróbel W., Zobel H., Żółtowski P. Stalowa lukowa kładka dla pieszych z podwieszonym pomostem z kompozytów polimerowych nad drogą S-11 pod Kórnikiem. *Inżynieria i Budownictwo* 65 (2009) 69-73.
- 6 Poneta P., Kulpa M., Własak L., Siwowski T. Koncepcja i badania innowacyjnego dźwigara mostowego z kompozytów FRP. *Inżynieria i Budownictwo* 70 (2014) 147-151.

Research on the FRP bridge girder under static load

Paweł Poneta¹, Tomasz Siwowski²

¹ *Mostostal Warszawa S.A., Dział Analiz i Rozwoju, e-mail: p.poneta@mostostal.waw.pl*

² *Zakład Dróg i Mostów, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Rzeszowska, e-mail: siwowski@prz.edu.pl*

Abstract: The CFRP composite materials due to their excellent mechanical properties are more and more often used in civil engineering. In recent more than ten years one could have observed f.e. much more wider application of FRP in bridge construction. The main goal of the ongoing research project was to develop and demonstrate FRP composite bridge girder, including their technical design, material research, manufacturing technique selection and structural testing on full scale model. The objective of the paper is the development and research on a new FRP bridge girder fabricated by VARTM manufacturing technique. The reduced scale prototype girder with the total length of 13,5 m was tested to evaluate its carrying capacity, overall behavior under ultimate static load, as well as modes of failure. The girder met the prescribed serviceability and safety criteria and is likely to be implemented on-site soon for bridge construction. The output of the research project gives a very promising future for the FRP application in bridge engineering.

Keywords: FRP composites, bridge girder, VARTM technique, static test, failure mode

Numeryczna i doświadczalna analiza propagacji fal sprężystych przez stalowe połączenie śrubowe

Magdalena Rucka¹, Rafał Kędra²

^{1,2} *Katedra Mechaniki Budowli i Mostów, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Politechnika Gdańska, e-mail: ¹magdalena.rucka@pg.gda.pl, ²rafkedra@student.pg.gda.pl*

Streszczenie: W pracy przedstawiono numeryczną i doświadczalną analizę propagacji fal sprężystych w połączeniu śrubowym dwóch blach stalowych. Obliczenia numeryczne metodą elementów skończonych przeprowadzono dwuetapowo. W pierwszej fazie analizowano statyczny wpływ sił sprężających na stan odkształceń i naprężeń połączenia śrubowego, formułując warunki kontaktu zastosowane następnie w modelu dynamicznym. W analizie propagacji fal sprawdzono wpływ naprężeń wstępnych na rezultaty obliczeń. Porównawcze badania doświadczalne wykonano przy wykorzystaniu wzbudnika piezoelektrycznego oraz wibrometru laserowego.

Słowa kluczowe: propagacja fal sprężystych, węzły konstrukcji stalowych, połączenia śrubowe, modelowanie MES, badania doświadczalne

1. Wprowadzenie

Węzły są integralnym elementem konstrukcji stalowych, pozwalającym na tworzenie struktur obiektów budowlanych. Wśród różnych rodzajów połączeń spotykanych w budownictwie coraz większą popularnością cieszą się połączenia na śruby sprężające. O ich atrakcyjności decyduje duża nośność, trwałość i odporność na obciążenia dynamiczne. Użycie łączników tego typu wiąże się jednak z większą pracochłonnością niż w przypadku tradycyjnych połączeń śrubowych, ponieważ wymaga odpowiedniego przygotowania powierzchni blach w miejscu styku z łącznikiem i kontrolowanej wartości momentu dokręcającego. Wyczerpanie nośności połączenia ciernego nie powoduje w sposób bezpośredni jego awarii, prowadzi jednak do zmiany sposobu pracy łączników i czyni je podatnymi na uszkodzenia dynamiczne i zmęczeniowe [1]. Opracowanie metod diagnostyki pozwalających na wykrycie poślizgów śrub sprężających pozwoliłoby na szybkie zlokalizowanie i usunięcie uszkodzeń zanim doprowadzą do awarii całej konstrukcji. Obecnie dynamicznie rozwijają się nieniszczące metody diagnostyczne wykorzystujące propagację fal sprężystych [2]. Trudnością przy wykorzystaniu systemów ultradźwiękowych do identyfikacji uszkodzeń złożonych układów konstrukcyjnych jest interpretacja danych pomiarowych. Dlatego ich praktyczne zastosowania poprzedzają obliczenia numeryczne z użyciem metody elementów skończonych [3] czy też metody elementów spektralnych [4, 5].

Niniejsza praca jest poświęcona rozpoznaniu zjawiska propagacji fal sprężystych w stalowym połączeniu śrubowym. Obliczenia numeryczne za pomocą MES przeprowadzono dwuetapowo. W pierwszej fazie analizowano statyczny wpływ sił sprężających na stan odkształceń i naprężeń połączenia śrubowego, formułując warunki kontaktu zastosowane następnie w modelu dynamicznym. W analizie propagacji fal sprawdzono wpływ naprężeń wstępnych na rezultaty obliczeń. Porównawcze badania doświadczalne wykonano przy użyciu wzbudnika piezoelektrycznego oraz wibrometru laserowego.

2. Propagacja fal sprężystych w połączeniu dwóch blach

Fale prowadzone Lamba mogą propagować w ośrodkach ograniczonych dwiema równoległymi powierzchniami, których grubość jest rzędu długości fali. W klasycznym rozwiązaniu dla jednorodnych płyt izotropowych o stałej grubości, ze względu na kształt propagującego zaburzenia, wyróżnia się fale symetryczne i antysymetryczne, które opisują odpowiednio równania [6]:

$$\frac{\operatorname{tg}(qh)}{\operatorname{tg}(ph)} = -\frac{4k^2 pq}{(k^2 - q^2)^2}, \quad \frac{\operatorname{tg}(qh)}{\operatorname{tg}(ph)} = -\frac{(k^2 - q^2)^2}{4k^2 pq}, \quad (1)$$

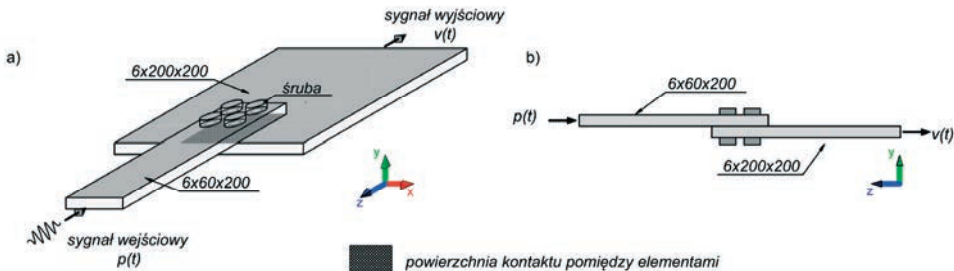
gdzie: $p^2 = \omega^2 / c_L^2 - k^2$, $q^2 = \omega^2 / c_T^2 - k^2$, k – liczba falowa, ω – częstość kołowa, c_L – prędkość fali podłużnej, c_T – prędkość fali poprzecznej, h – grubość płyty. Fale Lamba ulegają odbiciu i rozproszeniu na granicy ośrodka a także dyspersji i konwersji postaci zaburzenia na skutek interakcji z uszkodzeniami.

Propagacja fal w połączeniach blach przebiega analogicznie, ma jednak bardziej złożony charakter. Charakter zjawiska zależy od geometrii połączenia jak i sposobu scalenia jego elementów. Zaburzenia rozprzestrzeniają się pomiędzy poszczególnymi blachami poprzez miejsca ich trwałego mechanicznego połączenia lub powierzchnie styku. Dodatkowo dochodzi do dyssypacji energii fali. Na skutek występowania załamań, zmian grubości, spoin lub innych łączników propagujące zaburzenie ulega wielokrotnemu odbiciu. Zjawisko to jest najmniej intensywne w przypadku połączenia blach spoinami czołowymi. Fala ulega wówczas odbiciu na skutek występowania lokalnych zmian grubości oraz zmian parametrów mechanicznych w miejscu spoinowania. Wpływ spoin pachwinowych na propagację zaburzenia jest ściśle zależny od ich usytuowania względem kierunku rozchodzenia się fali. W połączeniach klejonych i śrubowych zaburzenia rozchodzą się na skutek trwałego połączenia powierzchni blach, wynikającego odpowiednio z zastosowania substancji klejącej i siły docisku blach.

3. Obliczenia numeryczne

3.1. Opis analizowanego węzła

Obliczenia numeryczne wykonano dla modelu węzła śrubowego składającego się z dwóch stalowych blach o wymiarach 6 mm × 60 mm × 200 mm oraz 6 mm × 200 mm × 200 mm, połączonych na zakład śrubami sprężanymi (rys. 1). Średnica trzpieni łączników wynosiła 10 mm, natomiast średnica łbów/nakrętek śrub wynosiła 17 mm. Przyjęto liniowo sprężysty model materiału izotropowego o module Younga 200 GPa, współczynniku Poissona 0,3 i gęstości objętościowej 7850 kg/m³.



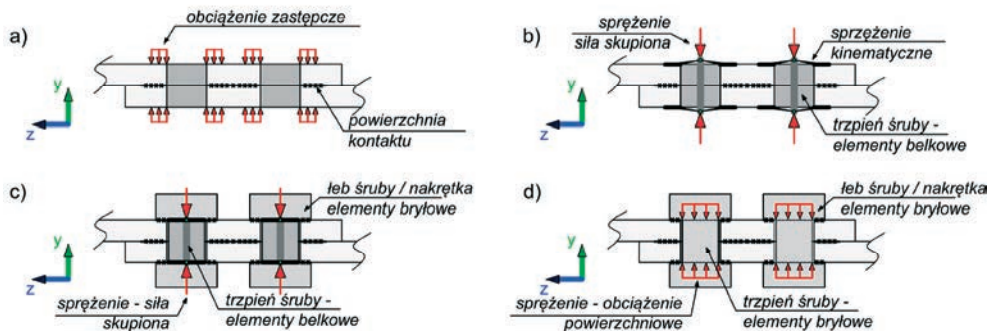
Rys. 1. Schemat analizowanego połączenia śrubowego: a) aksonometria; b) widoku z boku

3.2. Modele obliczeniowe

Modele numeryczne połączenia śrubowego wykonano w programie Abaqus. Obliczenia przeprowadzono dwuetapowo dla czterech modeli połączeń śrubowych spotykanych w literaturze, np. [7, 8]. We wszystkich modelach (A, B, C, D) blachy zdyskretyzowano przy użyciu elementów bryłowych. Modele różnią się między sobą sposobem wymodelowania śrub i nakrętek oraz kontaktu między łbem śruby/nakrętką a blachami (por. rys. 2). Opis dotyczący dyskretyzacji poszczególnych modeli podano w tabeli 1.

Tabela 1. Parametry dyskretyzacji poszczególnych modeli obliczeniowych

Model połączenia		A	B	C	D
typ elementów skończonych	łeb śruby/nakrętka	–	–	bryłowe (C3D8R)	bryłowe (C3D8R)
	trzcienie śruby	–	belkowe (B31)	belkowe (B31)	bryłowe (C3D8R)
	blachy	bryłowe (C3D6R, C3D8R)			
sposób połączenia elementów modelu (typ sprzężenia kinematycznego)	trzcienie – łeb śruby/nakrętka	–	węzeł – powierzchnia	powierzchnia – powierzchnia	powierzchnia – powierzchnia
	łeb śruby/nakrętka – blacha	–		powierzchnia – powierzchnia	powierzchnia – powierzchnia
	blacha – blacha	powierzchnia – powierzchnia			
liczba węzłów	łeb śruby/nakrętka	–	–	8520	8520
	trzcienie śruby	–	25	25	9646
	model – łączenie	13300	133100	202540	241024

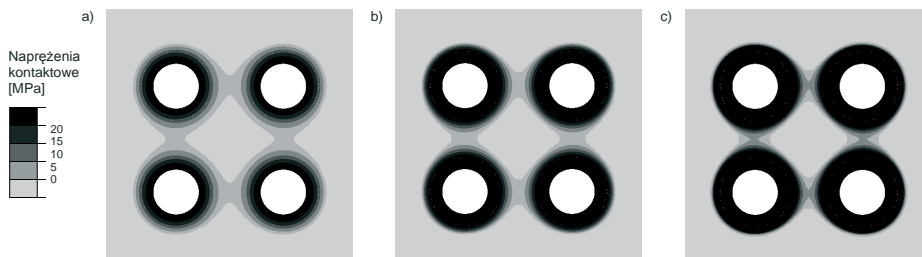


Rys. 2. Modele obliczeniowe połączenia śrubowego: a) model A; b) model B; c) model C; d) model D

W pierwszej fazie wykonano analizy statyczne w celu określenia warunków początkowych do obliczeń dynamicznych. Obliczenia statyczne wykonano dla modelu D, przy uwzględnieniu kontaktu stycznego i normalnego między blachami oraz pomiędzy blachami i łbami/nakrętkami śrub. Sprężenie łączników zrealizowano jako obciążenie osiowe trzpień poszczególnych śrub. Na podstawie wyników obliczeń statycznych dokonano definicji płaszczyzn i własności kontaktu, które następnie użyto w analizie propagacji fal sprężystych. Obliczenia dynamiczne wykonano w module Abaqus/Explicit dla wszystkich modeli (A, B, C, D) z uwzględnieniem wstępnego stanu naprężenia wywołanego sprężeniem łączników. W analizie dynamicznej jako wzbudzenie została przyjęta paczka falowa składająca się z pięciu cykli sinusoidy o częstotliwości 100 kHz zmodulowana oknem Hanninga. Obciążenie $p(t)$ o wartości wypadkowej równej 4 N zostało przyłożone na bocznej powierzchni blachy na obszarze 6 mm × 6 mm w kierunku wzdłużnym (osi z), jak zaznaczono na rys. 1. Sygnał propagującej fali w postaci prędkości drgań $v(t)$ był rejestrowany na przeciwległym końcu połączenia, również w kierunku osi z.

3.3. Wyniki obliczeń statycznych

Przeprowadzone analizy z uwzględnieniem kontaktu między elementami połączenia pozwoliły na określenie stanu deformacji i naprężenia pod wpływem sprężenia łączników. Na rys. 3 przedstawiono rozwój stref kontaktu pomiędzy blachami w zależności od wartości siły sprężającej dla przypadku równomiernego wzrostu wyężenia wszystkich śrub. Na podstawie uzyskanych wyników można stwierdzić, iż dla analizowanego schematu połączenia pod wpływem sprężenia dochodzi do uformowania się kołowych powierzchni kontaktu pomiędzy blachami. Zachowują one swój kształt do momentu, gdy strefy oddziaływań poszczególnych śrub zaczynają się pokrywać, w wyniku czego dochodzi do uformowania się powierzchni kontaktu o nieregularnym kształcie. W odniesieniu do wzajemnego oddziaływania blach i łbów/nakrętek stwierdzono, że już dla małych wartości sił sprężających strefa kontaktu obejmuje całą powierzchnię styku elementów.



Rys. 3. Naprężenia normalne wywołane kontaktem w płaszczyźnie styku blach dla wartości siły sprężającej: a) 10 kN, b) 20 kN; c) 30 kN działającej równomiernie we wszystkich łącznikach

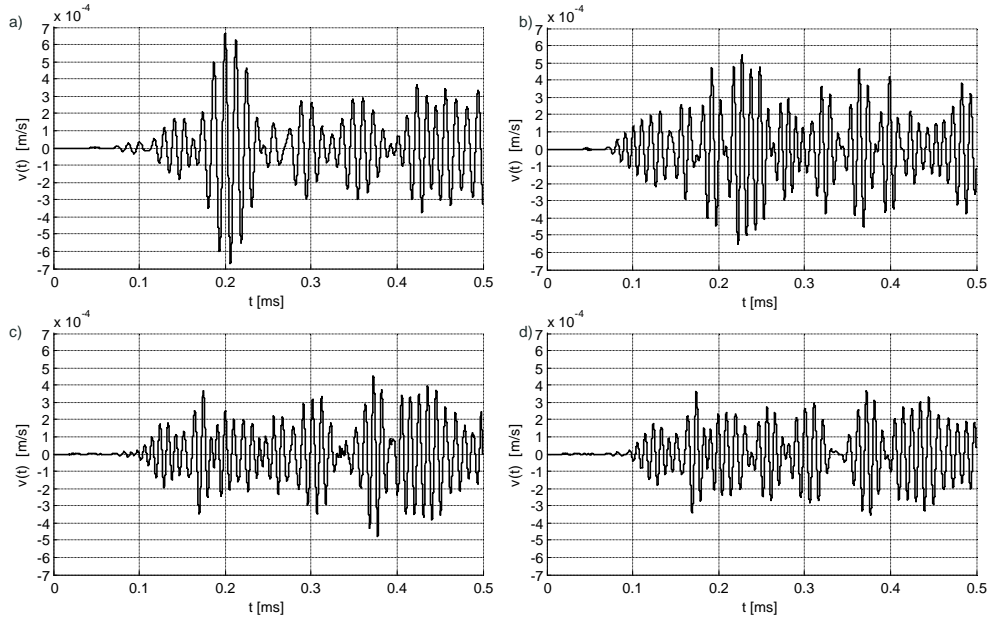
Na podstawie wyników obliczeń statycznych przyjęto uproszczony schemat formowania się stref kontaktu. W strefach wzajemnego oddziaływania na siebie dwóch blach, dla określonych wartości siły sprężającej w modelach poddanych analizie dynamicznej wprowadzono stałe kinematyczne sprężenie węzłów obu elementów. We wszystkich modelach (A, B, C, D) założono, iż strefy kontaktu blach powstające wokół poszczególnych śrub mają kształt kołowy. Ponadto w modelach C i D na styku blach i łbów/nakrętek wprowadzono stałe połączenie węzłów, niezależnie od wartości siły sprężającej.

3.4. Wyniki obliczeń dynamicznych

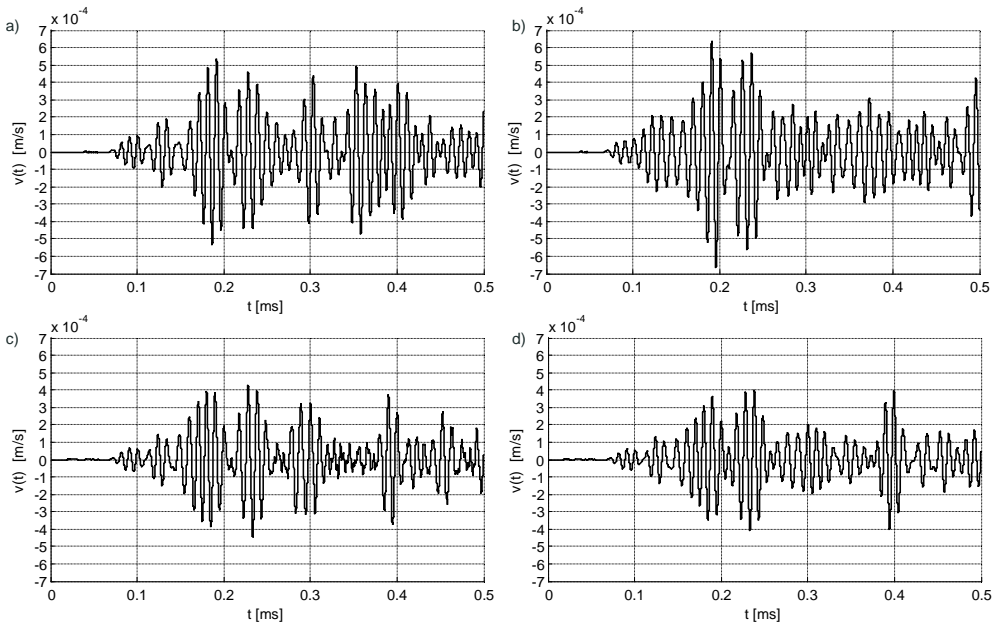
Sygnały czasowe propagujących fal dla różnych wartości siły sprężającej (10 kN i 60 kN) przedstawiono na rys. 4 i rys. 5. Wyniki uzyskane dla wszystkich modeli (A, B, C, D) wskazują na zmienność rezultatów wraz ze wzrostem siły sprężającej, realizowanej przez zmianę powierzchni kontaktu i wartości obciążenia zastępczego blach (model A) lub trzpieni (modele B, C i D). Dla obu analizowanych wartości wyężenia łączników (10 kN i 60 kN) wyniki uzyskane dla modeli C i D, uwzględniających pełną geometrię śrub, w przedziale czasowym $0 \div 0.25$ ms są bardzo zbliżone. W dalszych chwilach czasowych w modelu C pojawiają się zakłócenia sygnału wynikające ze sposobu połączenia trzpieni i łbów/nakrętek. Amplitudy sygnałów dla modelu B są większe niż dla modeli C i D z powodu przeszywnienia związanego z zastosowaniem sprężenia pomiędzy węzłami trzpieni a powierzchnią blach. Dla siły sprężającej wartości 60 kN w modelach A, C i D w czasie $0.08 \div 0.12$ ms można zaobserwować wyodrębnianie się paczki falowej w pierwszym przejściu fali odpowiadającym propagacji postaci symetrycznej.

Na rys. 6 przedstawiono mapy pól prędkości dla wartości siły sprężającej 60 kN w płaszczyźnie blachy $6 \text{ mm} \times 200 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$, obrazujące sposób propagacji fal w połączeniu blach. Zaburzenie rozprzestrzenia się w promieniście wokół łączników.

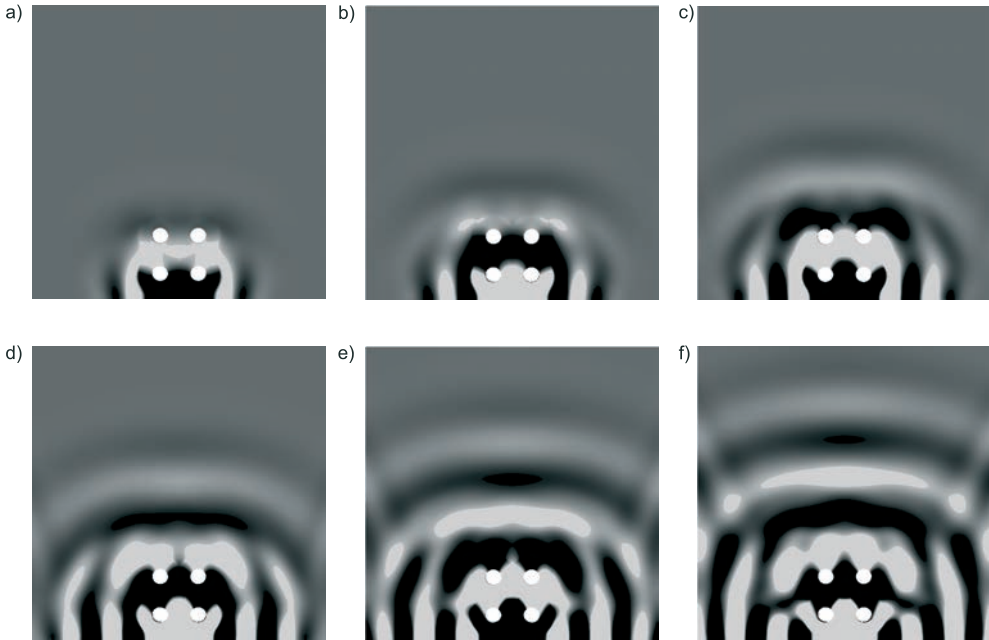
W rezultacie dochodzi do odbicia fali od płaszczyzn bocznych blachy. Przebieg prędkościowy $v(t)$ rejestrowany w punkcie pomiarowym jest więc wynikowym obrazem przemieszczeń wywołanych bezpośrednio propagacją fali poprzez połączenie jak również odbić od powierzchni swobodnych blachy.



Rys. 4. Sygnały numeryczne propagacji fali $v(t)$ w połączeniu z siłą sprężającą 10 kN: a) model A; b) model B; c) model C; d) model D



Rys. 5. Sygnały numeryczne propagacji fali $v(t)$ w połączeniu z siłą sprężającą 60 kN: a) model A; b) model B; c) model C; d) model D



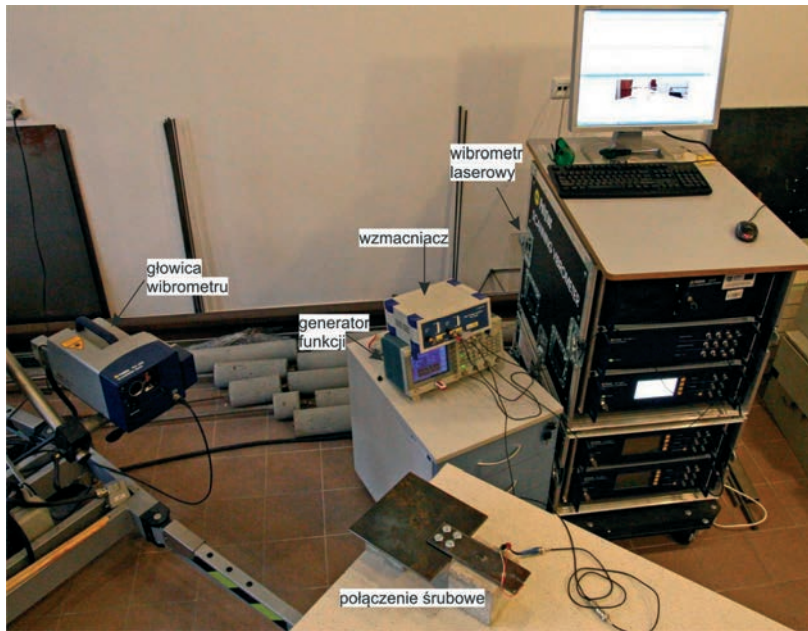
Rys. 6. Mapy pól prędkości $v(t)$ w kierunku osi z w blasze $6 \text{ mm} \times 200 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$ dla modelu D i siły sprężającej o 60 kN w chwilach czasowych: a) $t = 0.045 \text{ ms}$; b) $t = 0.05 \text{ ms}$; c) $t = 0.055 \text{ ms}$; d) $t = 0.06 \text{ ms}$; e) $t = 0.065 \text{ ms}$; f) $t = 0.07 \text{ ms}$

4. Badania doświadczalne

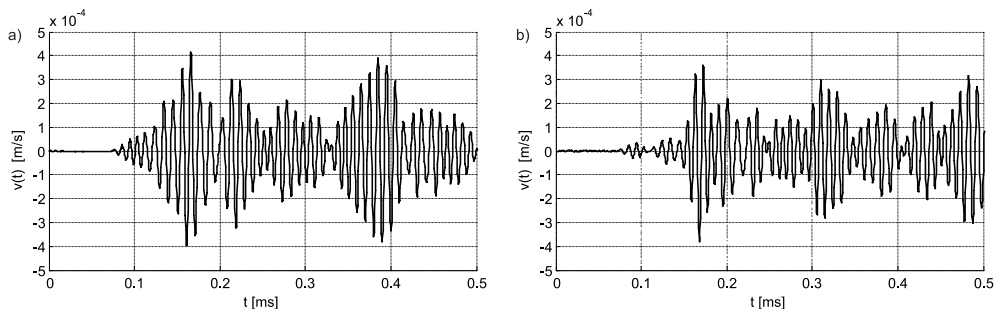
Badania doświadczalne przeprowadzono na modelu połączenia śrubowego opisanego w rozdziale 3.1. W celu zapewnienia docisku blach, śruby sprężono przy użyciu klucza dynamometrycznego. Pomiar wykonano dla dwóch wartości momentu dokręcającego: 20 Nm oraz 120 Nm . Stanowisko pomiarowe pokazano na rys. 7. Do wzbudzenia fal sprężystych użyto piezoaktuator Noliac CMAP11 przymocowany do powierzchni bocznej jednej z blach. Do wygenerowania wymuszenia zastosowano generator funkcji Tektronix AFG 3022 wraz ze wzmacniaczem wysokonapięciowym EC Electronics PPA 2000. Sygnał wyjściowy rejestrowano w pojedynczym punkcie na przeciwległym końcu połączenia za pomocą wibrometru laserowego Polytec PSV-3D-400-M z częstotliwością próbkowania równą $2,56 \text{ MHz}$.

Na rys. 8 pokazane są sygnały propagującej fali dla momentu dokręcającego równego 20 Nm oraz 120 Nm . Uzyskane wyniki wskazują na pewne różnice jakościowe i ilościowe przebiegów czasowych fal sprężystych w zależności od wartości momentu dokręcającego. Porównując zarejestrowane sygnały można zauważyć silne wyodrębnienie się pierwszej paczki falowej i następnie nagły spadek amplitudy w początkowym okresie pomiaru ($0,08 \div 0,11 \text{ ms}$) przy wzroście wartości momentu dokręcającego w połączeniu. Różnica ta wynika z pierwszego przejścia fali odpowiadającego propagacji postaci symetrycznej. Podobny charakter sygnałów można zaobserwować w obliczeniach numerycznych dla różnych wartości siły sprężającej (por. rys. 4d oraz rys. 5d). W późniejszym okresie ($0,2 \div 0,5 \text{ ms}$) przebieg zmienności rejestrowanego sygnału ma zupełnie inny charakter dla obu przypadków. Wynika to z wielu odbić od płaszczyzn bocznych blach, obserwowanych również w przypadku analizy z wykorzystaniem MES. Ponadto dla pomierzonych sygnałów

zaobserwowano przesunięcie w fazie. W połączeniu z momentem dokręcającym 120 Nm pierwsza paczka falowa dociera szybciej niż w połączeniu z momentem dokręcającym 20 Nm.



Rys. 7. Stanowisko eksperymentalne do pomiaru propagacji fal sprężystych w połączeniu śrubowym



Rys. 8. Pomierzony przebieg propagującej fali $v(t)$ w połączeniu śrubowym o wartości momentu dokręcającego: a) 20 Nm; b) 120 Nm

5. Wnioski

W artykule przedstawiono zjawisko propagacji fal sprężystych w stalowym połączeniu śrubowym. Zarówno wyniki badań doświadczalnych, jak i obliczeń numerycznych wskazują na zmienność charakteru sygnałów propagujących fal sprężystych w zależności od wartości siły sprężającej w śrubie. Wyniki obliczeń numerycznych w kontekście modelowania propagacji fal sprężystych w połączeniach śrubowych wskazują na potrzebę stosowania modeli przestrzennych z wykorzystaniem elementów bryłowych, które najlepiej odwzorowują rzeczywistą fizykę zjawiska. Różnice pomiędzy wynikami analiz numerycznych i eksperymentalnych wskazują na potrzebę szerszego zbadania zjawiska i zwiększenia

liczby parametrów pomiarowych, w celu dokładniejszego oszacowania wartości sił sprężających. Niezbędne jest także wyznaczenie zależności pomiędzy momentem dokręcającym a siłą sprężającą. Wykonane badania stanowią pierwszy etap prac ukierunkowanych na zastosowanie propagacji fal ultradźwiękowych do diagnostyki nieniszczącej połączeń śrubowych.

Obliczenia wykonano na komputerach Centrum Informatycznego Trójmiejskiej Akademickiej Sieci Komputerowej.

Literatura

- 1 Filipowicz A., Łubiński M., Żółtowski W. Konstrukcje metalowe. Część I. Podstawy projektowania. Wydawnictwo Arkady, 2003.
- 2 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.
- 3 Moser F., Jacobs L. J., Qu J. Modeling elastic wave propagation in waveguides with the finite element method. *NDT&E International* 32 (1999) 225–234.
- 4 Chróścielewski J., Rucka M., Wilde K., Witkowski W. Zastosowanie metody elementów spektralnych do modelowania zjawisk propagacji fal sprężystych dla celów diagnostyki, 56 Konferencja Naukowa KILiW PAN oraz KN PZITB, Kielce- Krynica, 2010, s. 821–828.
- 5 Peng H., Meng G., Li F. Modeling of wave propagation in plate structures using three-dimensional spectral element method for damage detection. *Journal of Sound and Vibration* 320 (2009) 942–954.
- 6 Rose J. L. *Ultrasonic Waves in Solid Media*. Cambridge University Press, 1999.
- 7 Kang S.B., Kim J., Yoon C.J. Finite element analysis and modeling of structure with bolted joints. *Applied Mathematical Modelling* 31 (2007) 895–911.
- 8 Montgomery J. Methods for modeling bolts in the bolted joint. ANSYS User's Conference 2002.

A study on propagation of elastic waves in steel bolted joints

Magdalena Rucka¹, Rafał Kędra²

^{1,2} *Department of Structural Mechanics and Bridge Structures, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Gdansk University of Technology,
e-mail: ¹magdalena.rucka@pg.gda.pl, ²rafkedra@student.pg.gda.pl*

Abstract: The paper presents experimental and numerical analysis of elastic waves propagation in bolted connection of two steel plates. Numerical calculations were carried out using finite element method in two stages. In the first stage, static behavior of the joint during bolts compression was analyzed. Results of static analysis were used to formulate contact conditions for dynamic models. The analysis of wave propagation was taken for four types of bolt connection model. Finally, experimental tests by using a laser vibrometer and piezoelectric actuator were made in order to validate finite element models.

Keywords: wave propagation, nodes of steel structures, bolted joints, FEM calculations, experimental investigations

Analiza numeryczna i doświadczalna propagacji pola elektromagnetycznego w badaniach metodą georadarową

Magdalena Rucka¹, Jacek Lachowicz²

^{1,2} Katedra Mechaniki Budowli i Mostów, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Politechnika Gdańska, e-mail: ¹magdalena.rucka@pg.gda.pl, ²jaclacho@student.pg.gda.pl

Streszczenie: W pracy przedstawiono badania doświadczalne metodą georadarową oraz analizę numeryczną propagacji pola elektromagnetycznego. Przedmiotem badań eksperymentalnych była konstrukcja podłogi. Pomiarów wykonano za pomocą georadaru o częstotliwości emitowanej fali równej 2 GHz. W artykule opisano także sposób numerycznego modelowania elektromagnetycznego pola falowego za pomocą metody różnic skończonych w dziedzinie czasu. Przedstawiono wyniki propagacji fali elektromagnetycznej w próbce żelbetonowej dla przypadku jednowymiarowego.

Słowa kluczowe: fale elektromagnetyczne, georadar, badania doświadczalne, metoda różnic skończonych.

1. Wprowadzenie

Metoda georadarowa (ang. GPR – *ground penetrating radar*) jest techniką elektromagnetyczną. Polega ona na emitowaniu fal elektromagnetycznych o częstotliwościach radiowych do badanego ośrodka i rejestracji fal odbitych od obiektów charakteryzujących się zmiennymi właściwościami dielektrycznymi [1]. Metoda georadarowa znajduje zastosowanie do badań geologicznych, geotechnicznych, archeologicznych jak również badań w inżynierii lądowej. Za pomocą metody georadarowej możliwe jest lokalizowanie stref zanieczyszczeń migrujących w ośrodkach geologicznych, monitorowanie stref rozluźnień w gruncie i spękań w górotworze, wykrywanie i inwentaryzacja podziemnej infrastruktury czy też identyfikowanie grubości warstw konstrukcji jezdni [2, 3]. W inżynierii lądowej georadar znajduje zastosowanie szczególnie w lokalizacji prętów zbrojeniowych czy też poszukiwaniu pustek, rys, uszkodzeń [4, 5, 6]. Zaletą tej techniki jest fakt, iż umożliwia ona wykonywanie pomiarów nieniszczących.

W metodzie georadarowej stosuje się anteny o różnych częstotliwościach, z zakresu 10 MHz do 2 GHz. Dobór częstotliwości zależy od rozmiarów poszukiwanych obiektów oraz głębokości, na jakiej są położone. Niska częstotliwość anteny umożliwia głębszą penetrację, ale z mniejszą rozdzielczością. Zastosowanie anteny o wyższej częstotliwości powoduje wzrost rozdzielczości, ale jednocześnie spadek głębokości penetracji. Anteny o częstotliwości 10 MHz znajdują zastosowanie w geologii i umożliwiają penetrację na głębokość nawet do 30 m. Do precyzyjnej diagnostyki konstrukcji betonowych (głębokość penetracji do ok. 1 m) stosuje się anteny o częstotliwości 2 GHz.

Niniejsza praca poświęcona jest badaniom eksperymentalnym propagacji fal elektromagnetycznych w konstrukcji podłogi za pomocą techniki georadarowej. W artykule przedstawiono także wstępne wyniki symulacji numerycznych pola georadarowego dla przypadku jednowymiarowego.

2. Podstawy teoretyczne propagacji fal elektromagnetycznych

Fala elektromagnetyczna jest zaburzeniem pola elektrycznego i magnetycznego rozchodzącym się w ośrodku materialnym lub w próżni. Propagację fal elektromagnetycznych opisują równania Maxwella [3, 7]:

$$\nabla \cdot \mathbf{E} = 0, \quad (1)$$

$$\nabla \cdot \mathbf{H} = 0, \quad (2)$$

$$\nabla \times \mathbf{E} = -\mu \frac{\partial \mathbf{H}}{\partial t}, \quad (3)$$

$$\nabla \times \mathbf{H} = \varepsilon \frac{\partial \mathbf{E}}{\partial t} + \sigma \mathbf{E}, \quad (4)$$

gdzie \mathbf{E} oznacza wektor natężenia pola elektrycznego, \mathbf{H} – wektor natężenia pola magnetycznego, ε – przenikalność elektryczną, μ – przenikalność magnetyczną, σ – przewodność (konduktywność). Równania (1)÷(4) zdefiniowano przy założeniach, że rozważany ośrodek jest nieograniczony, liniowy, izotropowy oraz, że w ośrodku nie ma ładunków ani prądów [3]. Dodatkową grupą równań są tzw. równania materiałowe (konstrytutywne):

$$\mathbf{D} = \varepsilon \mathbf{E}, \quad (5)$$

$$\mathbf{B} = \mu \mathbf{H}, \quad (6)$$

$$\mathbf{J} = \sigma \mathbf{E}, \quad (7)$$

wiążące wektor natężenia pola elektrycznego \mathbf{E} i wektor natężenia pola magnetycznego \mathbf{H} z wektorem indukcji elektrycznej \mathbf{D} , wektorem indukcji magnetycznej \mathbf{B} oraz wektorem gęstości prądu \mathbf{J} .

Prędkość rozchodzenia się fali elektromagnetycznej zależy od przenikalności elektrycznej danego ośrodka. Zakłada się, że prędkość propagacji fali elektromagnetycznej w powietrzu równa jest prędkości światła i wynosi $c = 30 \text{ cm/ns}$. Natomiast prędkość propagacji fali elektromagnetycznej dla materiałów homogenicznych i izotropowych można wyznaczyć według wzoru:

$$v = \frac{c}{\sqrt{\varepsilon_r}}, \quad (8)$$

gdzie ε_r jest względną przenikalnością elektryczną ośrodka zdefiniowaną jako:

$$\varepsilon_r = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}. \quad (9)$$

zaś ε_0 jest przenikalnością elektryczną próżni.

Prędkość rozchodzenia się fali elektromagnetycznej w betonie zależy od wielu czynników, między innymi od jego składu, wilgotności i porowatości [1]. Zazwyczaj dla betonu przyjmuje się wartość względnej przenikalności elektrycznej jako $\varepsilon_r = 9$, co pozwala obliczyć prędkość rozchodzenia się fali elektromagnetycznej w betonie jako $v_b = 10 \text{ cm/ns}$.

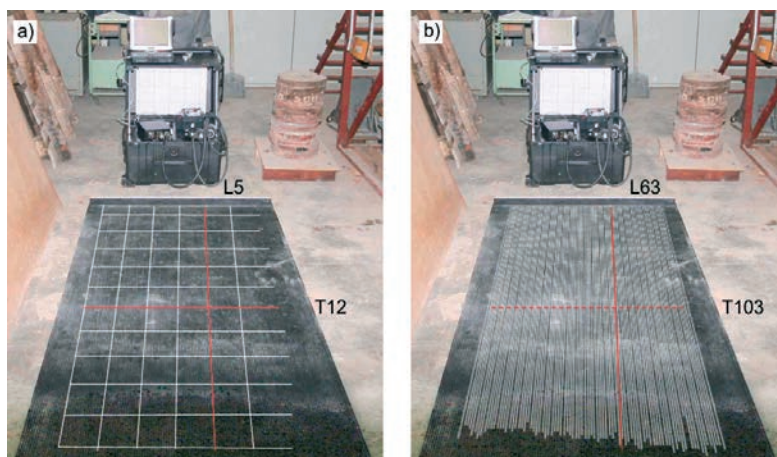
3. Badania eksperymentalne

Badania metodą georadarową przeprowadzono na konstrukcji żelbetowej podłogi w Regionalnym Laboratorium Budownictwa przy Katedrze Konstrukcji Betonowych (rys. 1). Pomiary wykonano na obszarze podłogi będącej posadowieniem konstrukcji maszyny wytrzymałościowej w celu diagnostyki układu warstw, w szczególności określenia rozkładu i ilości zbrojenia.



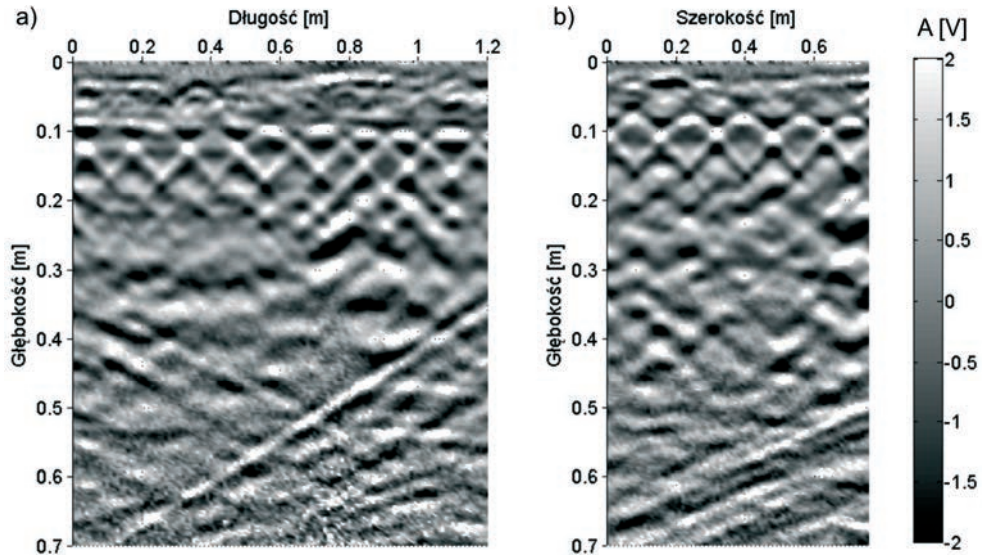
Rys. 1. Badanie konstrukcji podłogi w Regionalnym Laboratorium Budownictwa (Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Politechnika Gdańska) za pomocą metody georadarowej z użyciem maty PSG

Do badań wykorzystano georadar Alladin składający się z jednostki sterującej, anteny, akumulatora oraz komputera osobistego. Ekranowana antena jest anteną bipolarną, co oznacza, że ze względu na wbudowane dwie pary nadajnik-odbiornik może wykonywać pomiary jednocześnie w kierunku podłużnym jak i poprzecznym. Częstotliwość pracy anteny wynosi 2 GHz. Dodatkowo wyposażenie stanowi mata badawcza PSG (Pad Survey Guide), która umożliwia prowadzenie równoległych pomiarów (skanów) w rozstawie 0,78 cm. Do akwizycji danych georadarowych wykorzystano oprogramowanie K2 FAST WAVE, zaś do ich dalszej obróbki oprogramowanie GRED HD. Prędkość rozchodzenia się fali w betonie przyjęto na podstawie danych literaturowych równą 10 cm/ns, zaś liczba rejestrowanych próbek w pojedynczym przebiegu czasowym (tzw. trasie) wynosiła 512.

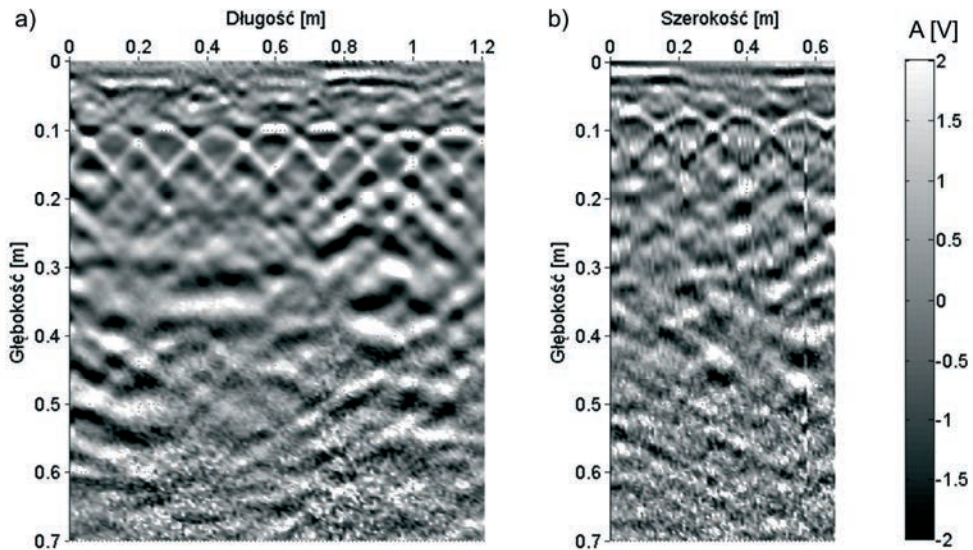


Rys. 2. Trasy wykonywanych skanów: a) badanie nr 1: skany podłużne i poprzeczne bez użycia maty PSG; b) badanie nr 2: skany podłużne z użyciem maty PSG

Na wybranym obszarze badawczym wykonano pomiary na dwa sposoby. Dla badania nr 1 (rys. 2a) wykonano pomiary podłużne (6 profili co 12 cm) oraz pomiary poprzeczne (11 profili co 12 cm). Natomiast w badaniu nr 2 (rys. 2b) wykorzystano matę PSG, co umożliwiło wykonanie 86 profili podłużnych w rozstawie 0,78 cm. Takie zagęszczenie pomiarów w kierunku podłużnym, umożliwiło wygenerowanie profili poprzecznych na podstawie danych zarejestrowanych przez antenę bipolarną.

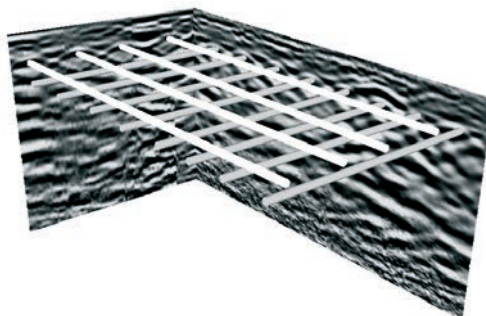


Rys. 3. Mapa georadarowa w badaniu nr 1 (profile podłużne i poprzeczne): a) skan podłużny (L5); b) skan poprzeczny (T12)



Rys. 4. Mapa georadarowa w badaniu nr 2 (tylko profile podłużne): a) skan podłużny (L63); b) skan poprzeczny wygenerowany przez oprogramowanie georadaru (T103)

Rysunki 3 oraz 4 przedstawiają wybrane mapy georadarowe. Dla badania nr 1 jest to skan podłużny L5 oraz skan poprzeczny T12. Porównano je z ich odpowiednikami z badania nr 2, tj. skanem podłużnym L63 oraz skanem poprzecznym T103 (linia przerywana na rys. 2b oznacza skan wygenerowany przez oprogramowanie georadaru). Na rys. 3 zobrazowano mapę georadarową wzdłużną i poprzeczną dla badania nr 1. Na obu skanach widoczne są pręty zbrojeniowe powodujące na mapach georadarowych powstanie charakterystycznych parabol. Skan podłużny L5 umożliwia identyfikację 8 prętów na głębokości 10 cm w rozstawie 17 cm, zaś skan poprzeczny T12 umożliwia identyfikację 5 prętów na głębokości 8 cm w rozstawie 17 cm. Wyniki z badania nr 2 potwierdzają ustaloną siatkę prętów zbrojeniowych, z wyjątkiem skanu poprzecznego T103, który został wygenerowany na mniejszym obszarze, przez co nie widać piątego pręta zbrojeniowego. Na rys. 4b można zauważyć, iż skan wygenerowany przez oprogramowanie georadaru jest znacznie gorszej jakości niż jego odpowiednik z rys. 3b. Na rys. 3 i rys. 4 można ponadto zaobserwować odbicia od konstrukcji maszyny wytrzymałościowej w postaci ukośnych pasów w dolnej części map georadarowych, a także poziome odbicia na głębokości ok. 3 cm mogące świadczyć o rozwarstwieniu konstrukcji podłogi. Rysunek 5 przedstawia trójwymiarowe zobrazowanie siatki zbrojeniowej na podstawie parabol widocznych na skanach podłużnych i poprzecznych. Na rys. 5 widoczne jest, iż w badanym obszarze pręty poprzeczne usytuowane są pod prętami podłużnymi.



Rys. 5. Model 3D siatki zbrojeniowej badanego obszaru

4. Symulacje numeryczne propagacji pola elektromagnetycznego

4.1. Modelowanie numeryczne metodą różnic skończonych

Symulacje numeryczne przeprowadzono za pomocą metody różnic skończonych w dziedzinie czasu (ang. FDTD – *finite difference time domain*). Algorytm zaproponowany przez Yee [8] w 1966 r. jest rdzeniem wielu programów używanych do rozwiązywania tego typu problemów. Algorytm ten numerycznie rozwiązuje równania Maxwella, uwzględniając zależność pola elektromagnetycznego od współrzędnych czasu i przestrzeni. Podstawowe założenia algorytmu Yee są następujące [9]:

- algorytm Yee oblicza wektory pól elektrycznych i magnetycznych w czasie i przestrzeni za pomocą sprzężonych równań Maxwella;
- w rozwiązaniu używane są centralne ilorazy różnicowe o dokładności drugiego rzędu, zarówno dla pochodnych cząstkowych względem czasu, jak i przestrzeni;
- modelowanie parametrów materiałowych (ϵ , μ , σ) polega na zdefiniowaniu ich wartości w każdym punkcie siatki Yee;

- składowe pola elektrycznego oblicza się na zmianę ze składowymi pola magnetycznego. Na podstawie wartości pola elektrycznego z poprzedniego kroku oblicza się wartości pola magnetycznego, które następnie służą do obliczenia wartości pola elektrycznego w kroku następnym. Taki mechanizm został nazwany „skok przez plecy” (ang. *leapfrog*).

W oparciu o algorytm Yee utworzono program w środowisku MATLAB[®] implementując równania (1) do (4) rozwinięte za pomocą centralnego ilorazu różnicowego. Ponieważ fala elektromagnetyczna w próżni nie może poruszać się szybciej od prędkości światła, minimalny czas potrzebny na przebycie jednego oczka siatki o wymiarze Δx wynosi $\Delta t = \Delta x / c$ [10]. Warunek stabilności dla metody FDTD w jednym wymiarze można zatem zapisać jako $\Delta t \leq \Delta x / c$. W dalszych rozważaniach przyjęto krok czasowy $\Delta t = \Delta x / 2c$.

Źródło promieniowania (rys. 6) zadano, jako źródło miękkie opisane wzorem:

$$E_z|_{i_s}^n = E_z|_{i_s}^n + A_0 \sin(2\pi f n \Delta t) e^{-\left[\frac{n-n_0}{n_s}\right]^2}, \quad (10)$$

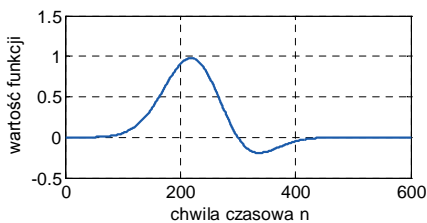
gdzie $E_z|_{i_s}^n$ jest wektorem pola elektrycznego w chwili n w punkcie i_s , A_0 – amplitudą sygnału, f – częstotliwością, n – chwilą czasową, n_s – czasem zaniku. Obwiednia funkcji opisanej wzorem (10) osiąga swoje maksimum w chwili n_0 . Zaletą tego typu źródła jest fakt, że powracająca do źródła fala nie ulega odbiciu i może propagować dalej.

Jednym z ważniejszych czynników w modelowaniu propagacji fali elektromagnetycznej za pomocą metody FDTD są warunki brzegowe. Głównym celem warunków brzegowych jest zasymulowanie rozciągnięcia obszaru obliczeniowego w nieskończoność. W dalszych rozważaniach przyjęto absorbujące warunki brzegowe opracowane przez Mur'a [11] w 1981 r. jako najprostsze w zastosowaniu do analiz jednowymiarowych. Na podstawie przyjętego kroku czasowego widać, że front fali elektromagnetycznej potrzebuje dwóch kroków czasowych, żeby przebyć jeden krok przestrzenny. Ze względu na tę zależność wartości wektorów pola magnetycznego lub elektrycznego na brzegach obszaru obliczeniowego można zdefiniować na podstawie wzoru:

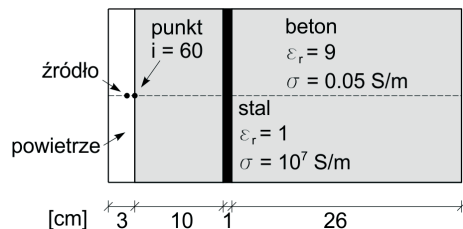
$$E_z|_1^{n+2} = E_z|_2^n. \quad (11)$$

4.2. Przykład obliczeniowy

Przykład obliczeniowy przyjęto jako jednowymiarową próbkę żelbetową o rozkładzie warstw zbliżonym do przebadanej konstrukcji podłogi. Całkowity rozmiar analizowanej próbki wynosi 40 cm. Model (rys. 7) składa się z warstwy powietrza grubości 3 cm oraz warstwy betonu grubości 37 cm. W betonie na głębokości 10 cm znajduje się stalowy pręt średnicy 10 mm.

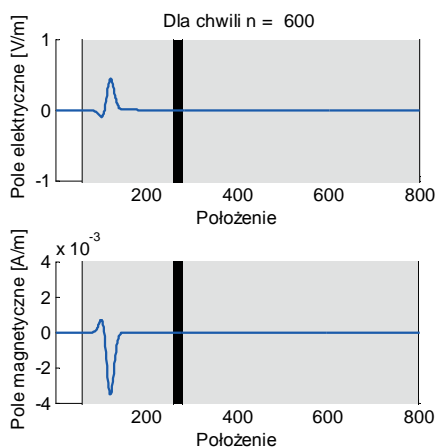


Rys. 6. Fala wejściowa

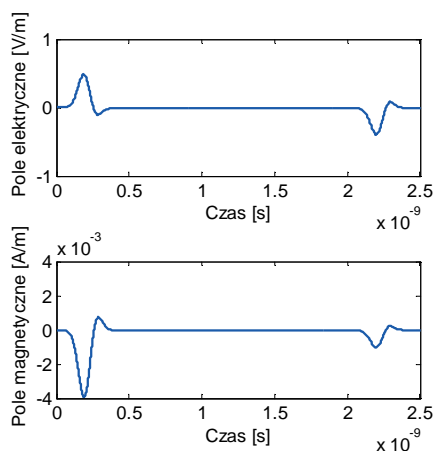


Rys. 7. Geometria modelu numerycznego

Źródło promieniowania zdefiniowano zgodnie z zależnością (10) w punkcie siatki $i = 55$. Częstotliwość źródła f przyjęto równą 2 GHz zgodnie z częstotliwością pracy anteny użytej do badania, amplitudę przyjęto jako $A_0 = 1,5$; maksimum funkcji eksponentialnej przyjęto w chwili $n_0 = 250$, zaś czas zaniku wyniósł $n_\delta = 84$ zgodnie z warunkiem $n_0 > 3n_\delta$. W rezultacie przyjęcia powyższych danych częstość kołowa wyniosła $\omega = 2\pi f = 1,26 \cdot 10^{10}$ rad/s, zaś długość fali $\lambda = v_b / f = 5 \cdot 10^{-2}$ m. W analizie przyjęto 100 punktów siatki przypadającej na jedną długość fali. Wartość kroku przestrzennego wynosiła zatem $\Delta x = 5 \cdot 10^{-4}$ m, a wartość kroku czasowego ze względu na warunek stabilności metody wynosiła $\Delta t = 8,34 \cdot 10^{-13}$ s.



Rys. 8. Fala elektromagnetyczna propagująca przez model próbki żelbetowej dla $n = 600$



Rys. 9. Sygnał zarejestrowany w punkcie $i = 60$

Rysunek 8 pokazuje propagację fali elektromagnetycznej w analizowanej próbce żelbetowej w chwili czasowej $n = 600$. Wygenerowany w źródle impuls propaguje przez kolejne warstwy w głąb analizowanego modelu. Ze względu na stratność ośrodka (zdefiniowanie przewodności) amplituda impulsu maleje wraz z propagacją w głąb ośrodka. W celu zarejestrowania odbitego sygnału od granicy warstw różniących się właściwościami elektrycznymi zapisywano wartości wektorów pól magnetycznych i elektrycznych w punkcie $i = 60$ w kolejnych krokach czasowych. Na rys. 9 widać falę wejściową oraz falę odbitą od pręta. Początek odbicia sygnału wystąpił dla czasu $t = 2$ ns. Aby obliczyć z otrzymanego opóźnienia czasowego odległość do obiektu (pręta stalowego) należy czas ten podzielić przez dwa (zarejestrowano sygnał od momentu wyemitowania aż do momentu odbicia) oraz wymnożyć przez ustaloną prędkość propagacji fali. W ten sposób zidentyfikowano głębokość położenia pręta zbrojeniowego otrzymując wartość równą 10 cm, zgodną z rzeczywistym położeniem pręta (por. rys. 7).

5. Podsumowanie

W pracy przedstawiono wyniki badań doświadczalnych konstrukcji podłogi posadzonej na gruncie oraz wyniki symulacji numerycznych jednowymiarowej próbki żelbetowej. Badania eksperymentalne miały na celu określenie ilości i rozkładu zbrojenia, identyfikację układu warstw oraz wykrycie potencjalnych uszkodzeń betonu. Wykonano

dwa typy pomiarów: badanie o gęstej siatce profili jedynie podłużnych (86 skanów co 0,78 cm) oraz badanie w którym wykonano skanowania zarówno podłużne jak i poprzeczne. W wyniku przeprowadzonych badań eksperymentalnych zidentyfikowano siatkę prętów zbrojeniowych na głębokości ok. 10 cm. Zaobserwowano także anomalie na głębokości ok. 3 cm mogące świadczyć o rozwarstwieniu podłogi. Obliczenia numeryczne wykonano za pomocą metody różnic skończonych w dziedzinie czasu. Przeprowadzono symulacje na modelu próbki żelbetowej o rozkładzie warstw zbliżonym do przebadanej konstrukcji podłogi. Otrzymane wyniki stanowią wstępny etap prac ukierunkowanych na modelowanie propagacji fal elektromagnetycznych w ośrodkach dwu i trójwymiarowych.

Literatura

- 1 Drobiec Ł., Jasiński R., Piekarczyk A. Diagnostyka konstrukcji żelbetowych. Tom 1. Wydawnictwo Naukowe PWN, 2010.
- 2 Gołębiowski T. Zastosowanie metody georadarowej do detekcji i monitoringu obiektów o stochastycznym rozkładzie w ośrodku geologicznym. Wydawnictwa AGH, 2012.
- 3 Karczewski J., Ortyl Ł., Pasternak M. Zarys metody georadarowej. Wydawnictwa AGH, 2011.
- 4 Shaw M.R., Millard S.G., Molyneaux T.C.K., Taylor M.J., Bungey J.H. Location of steel reinforcement in concrete using ground penetrating radar and neural networks, *NDT&E International* 38 (2005) 203–212.
- 5 Barrile V., Pucinotti R. Application of radar technology to reinforced concrete structures: a case study, *NDT&E International* 38 (2005) 596–604.
- 6 Bęben D., Mordak A., Anigacz W.: Zastosowanie techniki georadarowej do ustalenia parametrów belek mostowych, *Drogi i Mosty* 3 (2011) 5–22.
- 7 Szóstka J. Fale i anteny. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, 2001.
- 8 Yee K. S. Numerical solution of initial boundary value problems involving Maxwell's equations in isotropic media, *IEEE Transactions on Antennas and Propagation* 14 (1966) 585–589.
- 9 Taflove A. Computation electrodynamics: the finite-difference time-domain method. MA: Artech House, 1995.
- 10 Sullivan D. M. Electromagnetic simulation using the FDTD method. IEEE Press, 2000.
- 11 Mur G.: Absorbing boundary conditions for the finite-difference approximation of the time-domain electromagnetic-field equations, *IEEE Transactions on Electromagnetic Compatibility*, 23 (1981) 377–384.

Numerical and experimental analysis of electromagnetic field propagation for ground penetrating radar inspection

Magdalena Rucka¹, Jacek Lachowicz²

¹ *Department of Structural Mechanics and Bridge Structures, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Gdansk University of Technology,*
e-mail: ¹magdalena.rucka@pg.gda.pl, ²jaclacho@student.pg.gda.pl

Abstract: This paper presents experimental tests by using the GPR method and numerical analysis of electromagnetic field propagation. The object of the experimental research was a ground floor structure. An antenna of frequency of emitted waves equal to 2 GHz was used for measurements. The paper also describes the numerical modelling of electromagnetic field with the use of the finite difference time domain method. Results of propagation of electromagnetic waves in a one-dimensional reinforced concrete specimen were presented.

Keywords: electromagnetic waves, ground penetrating radar, experimental investigations, finite differences time domain method

Wstępne badania parametrów dynamicznych i materiałowych elementów żelbetowych z dodatkiem tufów zeolitowych

Jacek Szulej¹, Michał Pieńko², Wojciech Franus³

^{1,2} *Katedra Mechaniki Budowli, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e-mail: ¹j.szulej@pollub.pl, ²m.pieńko@pollub.pl*

³ *Katedra Geotechniki, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e-mail: w.franus@pollub.pl*

Streszczenie: Celem artykułu jest przedstawienie wyników pierwszego etapu badań parametrów tłumienia drgań oraz cech materiałowych konstrukcji żelbetowych z dodatkiem tufów zeolitowych. Część pierwsza artykułu opisuje właściwości zeolitów oraz wpływ jego dodatku na parametry betonu. Część główna artykułu przedstawia częściowe wyniki badań parametrów tłumienia drgań żelbetowych modeli płytowych. Modele posiadają zmodyfikowane spoiwo, w którym część cementu zastąpiono zeolitem (badano modele i próbki zawierające 0%, 10%, 20%, 30%, 40% dodatek zeolitu). Wartości współczynników tłumienia drgań określano metodą kolokacyjną i uwzględniano tylko pierwszą częstość drgań własnych modeli. Określono również cechy materiałowe zmodyfikowanego betonu takie jak: wytrzymałość na ściskanie (po 3, 7, 14, 28, 56 i 90 dniach), mrozoodporność, nasiąkliwość, ścieralność oraz wartości modułu Younga.

Słowa kluczowe: parametr tłumienia drgań, cechy materiałowe, zeolit, klinoptylolit, beton

1. Wprowadzenie

Obecne trendy projektowania coraz bardziej skomplikowanych konstrukcji o znacznych rozpiętościach i małej sztywności wymuszają poszukiwanie nowych lub modyfikację znanych już materiałów o lepszych cechach dynamicznych i parametrach materiałowych. Podążając tym tokiem myślenia postanowiono rozpoznać cechy dynamiczne i materiałowe zmodyfikowanego betonu. Modyfikacja polega na zastąpieniu części cementu zeolitem, czyli stosunkowo nowym składnikiem mieszanki betonowej. Cechy wytrzymałościowe betonów z dodatkiem różnych rodzajów zeolitu znajdującego się w różnych regionach świata są już częściowo rozpoznane, brakuje jednak badań odnoszących się do tufów zeolitowych pochodzących ze złóż zlokalizowanych na Ukrainie. Następnym argumentem skłaniającym do stosowania tufów zeolitowych jako suplement cementu jest przyjazny środowisku sposób ich pozyskiwania.

Do badań poziomego tłumienia drgań wykorzystano żelbetowe modele płytowe. Badania polegały na wzbudzeniu drgań wymienionych modeli i określeniu wielkości tłumienia drgań na podstawie analiz przebiegów czasowych drgań (metoda kolokacyjna). Wzięto pod uwagę pierwszą postać drgań własnych modeli. Identyfikację parametrów dynamicznych modeli przeprowadzono wykorzystując program MES Algor. W obliczeniach rozpatrywano tylko zakres małych drgań swobodnych. W badaniach cech materiałowych wykorzystano normowe próbki sześciennie i walcowe.

Badania są kontynuacją tematu podjętego na ubiegłorocznej konferencji krynickiej.

2. Informacje wstępne o właściwościach i zastosowaniu tufów zeolitytowych

Zeolity to grupa glinokrzemianów o unikalnych właściwościach fizykochemicznych, przez co znajdują bardzo liczne zastosowania praktyczne. Właściwości te wynikają w głównej mierze z ich specyficznej budowy wewnętrznej. W przestrzennym glinokrzemianowym szkielecie istnieją wolne przestrzenie w postaci komór i kanałów o ściśle określonych rozmiarach molekularnych. Jeśli dodamy do tego odporność chemiczną, wysoką termostabilność, bardzo dobre właściwości katalityczne, sorpcyjno-jonowymiennie i molekularno sitowe to nie dziwi fakt, iż zeolity są niezwykle istotnym materiałem posiadającym liczne zastosowania w technologiach chemicznych, inżynierii i ochronie środowiska, rolnictwie i budownictwie [1-6].

Pomimo iż w przyrodzie znanych jest ponad 100 odmian różnego rodzaju minerałów zeolitytowych to nagromadzenia złożowe tworzą nieliczne. Najbardziej rozpowszechnionym minerałem zeolitytowym i zarazem najczęściej wykorzystywanym jest klinoptilolit. Krystalizuje on w układzie jednoskośnym o grupie przestrzennej $C2/m$ i parametrach komórki elementarnej: $a=1,766$ nm, $b=1,726$ nm, $c=0,720$ nm, $\beta=116,4^\circ$. Najczęściej podawana formuła krystalograficzna wzoru klinoptilolitu ma postać $(K_2,Na_2,Ca)_3[Al_6Si_{30}O_{72}] \cdot 24H_2O$.

Zeolity naturalne a zwłaszcza klinoptilolit wchodząc w reakcje z $Ca(OH)_2$ jest w stanie utworzyć typowe żelowe produkty hydratacji (C-S-H, C-A-H). Zawartość $Ca(OH)_2$ w produktach hydratacji zmniejsza się znacznie, co jest przyczyną zwiększonej odporności chemicznej i niższej porowatości układów z cementem zawierającym klinoptilolit. Dlatego też minerał ten stanowi naturalny cenny dodatek pucolanowy do produkcji betonu.

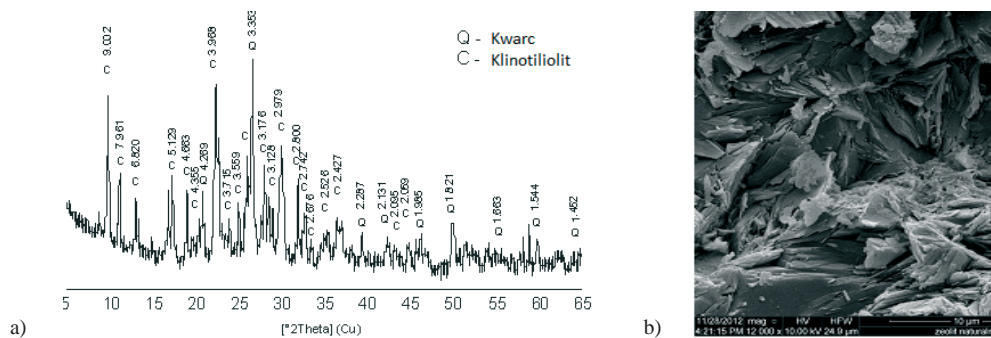
Dostępne w literaturze wyniki badań próbek betonowych z dodatkiem zeolitu [7-10] dowodzą znacznej efektywności naturalnego zeolitu oddziałującego pozytywnie między innymi na:

- penetrację wodną,
- stopień korozji oraz skurcz betonu,
- zwiększenie wytrzymałości i trwałości,
- odporność na korozję.

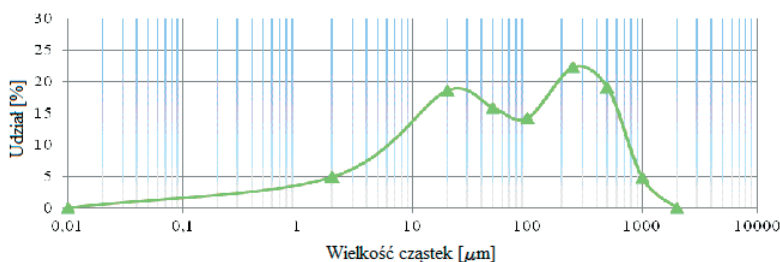
3. Badania na modelach

Do badań wpływu zeolitu na cechy dynamiczne i materiałowe zmodyfikowanego betonu wybrano klinoptilolit pochodzący ze złoża tufów zeolitytowych w Sokyrnytsya (obwód Zakarpacki, Ukraina). Dyfraktogram składu mineralnego tej skały przedstawia Rysunek 1a. Dominującym składnikiem jest klinoptilolit, rozpoznany po charakterystycznych i najmocniejszych refleksach $d_{hkl} = 8,95; 7,94; 3,96; 3,90$ Å. Jego zawartość ilościowa wynosi około 75%. Skład mineralny tufu uzupełniają niewielkie ilości opalu CT, kwarcu i skaleni potasowych. Klinoptilolit występuje w postaci cienkich płytek o wielkości 25-30 μm , które niekiedy posiadają heksagonalny pokrój (Rys. 1b).

Rozkład wielkości ziaren klinoptilolitu wybranego do badań przedstawia rys. 2. Krzywa uziarnienia zeolitu reprezentuje rozkład bimodalny. Dominują cząsteczki zeolitu o wielkości z zakresu od 10 do 100 μm z maksimum 25 μm , a drugi przedział wielkości ziaren to od 100 do 1000 μm z największym udziałem cząstek o wymiarach 300 μm .



Rys. 1 Dyfraktogram i mikrofotografia zeolitu użytego w badaniach, a) Dyfraktogram składu mineralnego tufu zeolitowego, b) Mikrofotografia skupień ziaren klinoptilolitu



Rys. 2. Rozkład wielkości cząstek zeolitu

W składzie chemicznym dokminują: SiO_2 68,02 % i Al_2O_3 12,92 % tworzące szkielet struktury klinoptilolitu, którym towarzyszą: CaO 3,71 %; K_2O 3,36 %; MgO 0,75 % Na_2O 0,69 % - pełniące rolę kationów jonowymiennych kompensujących nadmiar ładunku szkieletu. Wybrany materiał zeolitowy charakteryzuje także wartość powierzchni właściwej, która w przypadku klinoptilolitu wyniosła 18,3 m^2/g (około 50-krotnie większa niż powierzchnia właściwa cementu). Ze zważania na to, iż decydujący udział w powierzchni rozwiniętej mają mezopory 10,65 m^2/g , w stosunku do mikroporów, których powierzchnia wynosi 7,68 m^2/g , materiał ten reprezentuje teksturalnie materiał mezoporowaty.

Zakres badań, jakie planuje się wykonać pokazuje tabela nr 1. Wszystkie modele będą zawierały te same ilości kruszywa i wody. Będą się różnić ilością zeolitu, cementu i plastyfikatora. Badania modelu nr 1 do 5 zostały już zrealizowane, zaś pozostałe modele są na etapie wykonywania. Interesujące będą zwłaszcza wyniki modeli z zawartością plastyfikatora, który zapewni prawidłową urabialność mieszanki betonowej, zawierającej zeolit.

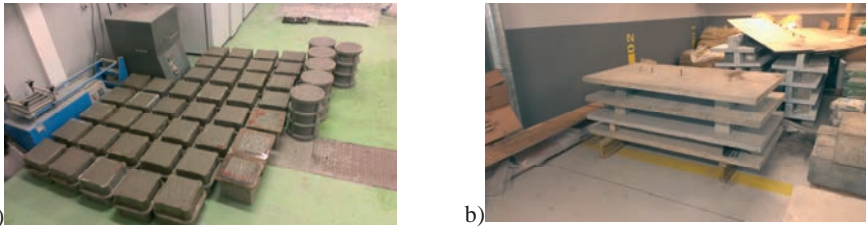
Tabela 1. Zestawienie modeli wykonanych i w toku realizacji

Nr modelu	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Rodzaj Cementu	II 32.5	I 32.5	I 32.5	I 32.5	I 32.5	I 32.5	I 32.5	I 32.5	I 32.5	I 32.5	I 32.5
Udział zeolitu (%)	0	0	10	20	30	40	0	10	20	30	40
Udział plastyfikatora (%)	0	0	0	0	0	0	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5

Wykonano sześć modeli płytowych, różniących się składem mieszanki betonowej, tj. 0% (cem I 32,5R), 0% (cem II 32,5R), 10%, 20%, 30%, 40% udziałem zeolitu zamiast

cementu. Każdy model składał się z płyty o grubości 6cm, o wymiarach 2m x 1m, podpartych przegubowo w czterech punktach (rys. 3b).

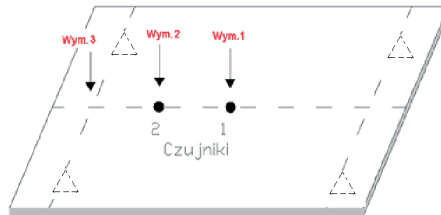
W celu uzyskania charakterystyk materiałowych zmodyfikowanego betonu przeprowadzono badania na betonowych próbkach sześciennych (15cm x 15cm x 15cm) i walcowych (15cm x 30cm) pokazanych na rysunku 3a. Na podstawie przeprowadzonych badań otrzymano między innymi wytrzymałości betonu na ściskanie (po 3, 7, 14, 28, 56, 90 dniach) i modułu Younga.



Rys. 3 Zdjęcia z badań laboratoryjnych, a) próbki betonowe, b) modele płytowe użyte w badaniach

Poziom tłumienia drgań modeli określano wykorzystując metodę kolokacyjną, opisaną w pracach [11, 13]. 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 gumowym młotkiem.

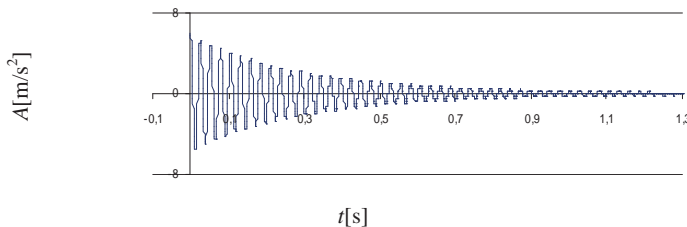
Na każdym modelu zamocowano dwa akcelerometry (w 1/2 i 1/4 rozpiętości). Wykonano pomiary przyspieszeń od wymuszeń w trzech miejscach. Miejsce zamocowania czujników i miejsca wymuszenia pokazuje rys. 4.



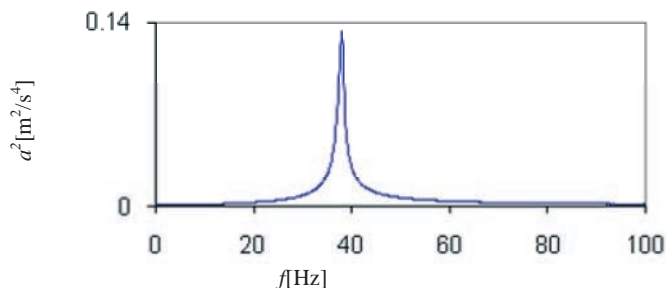
Rys. 4. Rozmieszczenie czujników przyspieszeń i miejsc, w których wymuszano drgania

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. 5) oraz widmo amplitudowe (rys. 6).

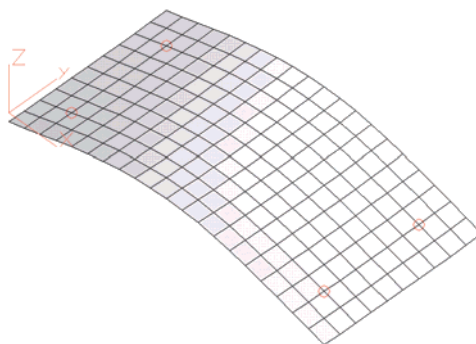


Rys. 5. Przykładowy przebieg czasowy drgań (model z 10% zawartością zeolitu, wymuszenie w punkcie 1)



Rys. 6. Przykładowe widmo amplitudowe przyspieszeń drgań (model z 10% zawartością zeolitu, wymuszenie w punkcie 1)

Częstotliwości drgań własnych uzyskane z badań zweryfikowano przez obliczenia programem Algor (program MES). Uzyskano bardzo zbliżone formy drgań i wartości częstości własnych z niewielkim rozbieżnościami. Poniżej pokazano pierwszą postać drgań własnych uzyskaną w programie Algor (rys. 7).



Rys. 7. Pierwsze postaci drgań własnych modeli ($f_1=28,06\text{Hz}$, $f_2=37,37\text{Hz}$, $f_3=37,95\text{Hz}$, $f_4=33,85$, $f_5=37,37\text{Hz}$)

4. Wybrane parametry materiałowe betonowych próbek

W wyniku realizacji pierwszego etapu badań otrzymano następujące wartości wytrzymałości na ściskanie oraz moduły Younga związane z poszczególnymi modelami (tab. 2) oraz wytrzymałość na ściskanie mierzona po 100 cyklach zamrażania i odmrażania próbek betonowych w porównaniu do próbek bazowych (tab. 3).

Tabela 2. Parametry materiałowe próbek betonowych

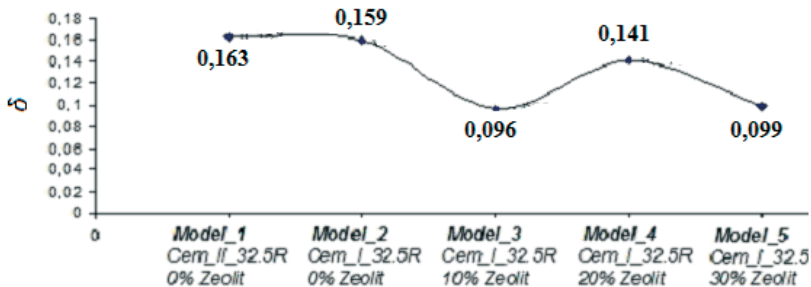
Nr próbki modelu (% zaw. zeolitu, rodzaj cementu)	$f_{c,cube}$ [Mpa] (3, 7, 14, 28 , 56, 90 dni)						E_{cm} [Gpa]
1 (0%, cem II 32.5R)	-	16,65	21,23	23,52	34,92	36,26	22,36
2 (0%, cem I 32.5R)	21,89	28,04	33,69	35,65	44,77	44,09	25,69
3 (10%, cem I 32.5R)	15,96	19,98	21,31	30,46	30,34	31,02	33,99
4 (20%, cem I 32.5R)	8,13	12,84	15,47	23,50	24,31	26,18	27,03
5 (30%, cem I 32.5R)	10,44	11,16	19,74	17,82	23,05	25,05	24,12
6 (40%, cem I 32.5R)	5,88	8,24	10,30	13,80	-	-	19,26

Tabela 3. Wytrzymałość na ściskanie próbek betonowych mierzona po 100 cyklach zamrażania i odmrażania

Nr próbki modelu (% zaw. zeolitu, rodzaj cementu)	$f_{c,cube}$ [Mpa] po cyklu zamrażania i odmrażania	$f_{c,cube}$ [Mpa] próbki bazowe	Spadek $f_{c,cube}$ [%]
1 (0%, cem II 32.5)	25,66	30,02	14,53
2 (0%, cem I 32.5R)	35,25	38,73	8,97
3 (10%, cem I 32.5R)	28,81	36,17	20,36
4 (20%, cem I 32.5R)	24,52	27,31	10,20
5 (30%, cem I 32.5R)	21,99	23,61	6,83
6 (40%, cem I 32.5R)	15,72	15,56	-1,07

5. Parametry tłumienia drgań

Wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia pierwszych postaci drgań modeli oszacowano wykorzystując metodę kolokacyjną [11, 13]. W metodzie kolokacyjnej otrzymujemy parametr tłumienia związany z formą drgań, nawet w przypadku nierozseparowanych częstości własnych. W obliczeniach uwzględniano amplitudy pików widm nie różniące się od wartości pików maksymalnego o więcej niż 30 %. Wyniki logarytmicznego dekrementu tłumienia odnoszące się do badanych modeli (z 0%, 10%, 20% i 30% zawartością zeolitu w mieszance betonowej) przedstawia rys. 8. Obróbkę danych, wykorzystywanych w metodzie kolokacyjnej przeprowadzono w programie Catman 5.0. Nie przedstawiono wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia modelu z 40% zawartością zeolitu ze względu na uszkodzenie modelu.



Rys. 8. Średnie wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia odnoszące się do pierwszej postaci drgań własnych modeli płytowych

W celu porównania otrzymanych wyników z danymi dostępnymi w literaturze w Tab.4 przedstawiono wartości tłumienia materiałowego żelbetu, drewna i stali wg [12].

Tabela 4. Wartości δ wybranych materiałów

Materiał	Wartość średnia δ
elbet słabo wyteżony (nie zarysowany)	0,054
Żelbet średnio wyteżony (zarysowany)	0,157
Żelbet mocno wyteżony (zarysowany)	0,141
Drewno	0,079
Stal	0,010

Porównując otrzymane wyniki logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań z badań i dane z literatury należy stwierdzić, że w przypadku dodania 10% i 30% zeolitu parametr

tłumienia ma niższy poziom tłumienia od średnio wyteżonego żelbetu, natomiast dodatek 20% zeolitu powoduje bardzo zbliżoną do żelbetu wartość δ .

6. Podsumowanie

Określając tłumienie wzięto pod uwagę tylko pierwsze postacie drgań własnych modeli (metoda kolokacyjna). Postacie te cechuje zginanie podłużne płyty. Rozpatrując wyniki uzyskane stosując metodę kolokacyjną obserwujemy dość znaczny spadek wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań modelu z 10% zawartością zeolitu, zbliżoną do żelbetu wartość tłumienia modelu z 20% udziałem zeolitu i spadek poziomu tłumienia modelu z 30% zawartością zeolitu. Zmniejszenie poziomu tłumienia modelu nr 3 (10% zeolitu) związane jest jak się wydaje ze zwiększeniem sztywności tego modelu objawiające się wzrostem wartości modułu Younga. Dość zaskakujący jest fakt zmniejszenia poziomu tłumienia modelu nr 5 (30% zeolitu), związane to może być ze zbyt dużym udziałem zeolitu w spoiwie mieszanki betonowej. Aby w pełni rozpoznać poziom tłumienia drgań w konstrukcjach tego typu wymagane jest wykonanie badań modeli z dodatkiem plastyfikatora, który jest nieodzownym dodatkiem poprawiającym urabialność mieszanki betonowej zawierającej zeolit. Porównując dodatkowo wyniki otrzymane z badań modeli nr 1 (0% zeolitu, cem II) i nr 2 (0% zeolitu, cem I) można stwierdzić, że nie ma istotnych różnic parametrów wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań.

Badania parametrów materiałowych wykazują nieznaczny spadek wytrzymałości na ściskanie modelu 3 (10% zeolitu) w stosunku do modelu bez dodatku zeolitu. W kolejnych modelach, tj. nr 4, 5, 6 można zauważyć dość znaczny spadek wytrzymałości na ściskanie. Spadek wytrzymałości jest związany z brakiem plastyfikatora, czyli miarodajne wyniki uzyskane będą po przeprowadzeniu badań modeli z zawartością zeolitu (modele nr 7-11). Rozpatrując wpływ zeolitu na wytrzymałość po przeprowadzeniu cyklu zamrażania i odmrażania próbek betonowych można stwierdzić, że największy spadek występuje w modelu nr 3 a najmniejszy w modelu 6.

Ostateczne wnioski zostaną opracowane po przeprowadzeniu badań wszystkich modeli.

Badania zostały sfinansowane z projektu Nr IPBU.01.01.00-06-570/11-00. Pierwszy współautor jest uczestnikiem projektu "Kwalifikacje dla rynku pracy - Politechnika Lubelska przyjazna dla pracodawcy" współfinansowanego przez Unię Europejską w ramach Europejskiego Funduszu Społecznego.

Literatura

- 1 Wdowin M., Franus M., Panek R., Bandura L., Franus W The conversion technology of fly ash into zeolites. Clean Technologies and Environmental Policy - DOI 10.1007/s10098-014-0719-6 (2014).
- 2 Chałupnik S., Franus W, Wysocka M., Gzyl G. Application of zeolites for radium removal from mine water. Environmental Science and Pollution Research, vol. 20 (2013) s. 7900-7906,
- 3 Wdowin M., Franus W, Panek R. Preliminary results of usage possibilities of carbonate and zeolitic sorbents in CO2 capture. Fresenius Environmental Bulletin, vol. 21/12 (2012) s. 3726 - 3734,
- 4 Franus W. Characterization of X-type zeolite prepared from coal fly ash. Polish Journal of Environmental Studies, vol. 21/2, (2012) s. 337-343,
- 5 Franus W, Wdowin M. Removal of ammonium ions by selected natural and synthetic zeolites. Mineral Resources Management, vol. 26/4 (2010) s. 133 -148,

- 6 Franus W, Dudek K. Clay minerals and clinoptilolite of Variegated Shales Formation of the Skole Unit. Polish Flysch Carpathians. *Geologica Carpathica*, vol. 50 (1999) p. 23-24,
- 7 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,
- 8 Ahmadi B., Shekarch M. Use of natural zeolite as a supplementary cementitious material. *Cement & Concrete Composites* 32 (2010) 134–141,
- 9 Yilmaz B. i inni. Properties of zeolitic tuff (clinoptilolite) blended portland cement. *Building and Environment* 42 (2007) 3808–3815,
- 10 Bilim C. Properties of cement mortars containing clinoptilolite as a supplementary cementitious material. *Construction and Building Materials* 25 (2011) 3175–3180,
- 11 Flaga A., Szulej J. Metoda wyznaczania współczynników tłumienia drgań konstrukcji zespolonych. *Konferencja naukowa, Krynica* (2005) 49-54,
- 12 Bachmann H. i inni. *Vibration problems in structures. Practical Guidelines*. Wien, Bulletin D'Information, No 209, Lausanne, 1991.
- 13 Flaga A., Szulej J. Metoda kolokacyjna wyznaczania parametrów tłumienia drgań w konstrukcjach budowlanych. *Konferencja naukowa Dynkon 2008, Rzeszów-Bystre* (2008) 65-72,

Preliminary studies of the dynamic and material parameters of reinforced concrete elements with the addition of zeolite tuffs

Jacek Szulej¹, Michał Pieńko², Franus Wojciech³

^{1,2} *Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: ¹j.szulej@pollub.pl, ²m.pienko@pollub.pl*

³ *Department of Geotechnics, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: j.szulej@pollub.pl*

Abstract: The purpose of this article is to present the results of the first stage of research on the damping parameters of vibration and the material characteristics of reinforced concrete structures with the addition of zeolite tuffs. The first part of the article describes the properties of zeolites as well as its impact on the concrete parameters. The main part of the article shows the partial results of research on damping parameters of vibration of reinforced concrete slab models. The models contain modified binder in which the portion of cement was replaced by zeolite (tested models and samples contained 0%, 10%, 20%, 30%, 40% of zeolite). The values of damping coefficients of vibration were determined by the collocation method, and only the first frequency of free vibration of models was taken into account. Moreover, the material characteristics of modified concrete were determined, i.e. compressive strength (after 3, 7, 14, 28, 56, and 90 days), frost resistance, water absorption, friability, as well as the values of Young modulus.

Keywords: damping parameter of vibration, material characteristics, zeolite, clinoptilolite, concrete

Wpływ imperfekcji na pracę statyczno-wytrzymałościową typowego rusztowania

Ewa Błazik-Borowa¹, Jakub Gontarz²

¹ *Katedra Mechaniki Budowli, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e-mail: ¹e.blazik@pollub.pl, ²j.gontarz@pollub.pl*

Streszczenie: W pracy przedstawiono wyniki obliczeń statycznych nieliniowych w odniesieniu do typowego rusztowania budowlanego w przypadku, gdy jest ono eksploatowane. W badaniach analizowano wpływ wielkości imperfekcji oraz ich lokalizacji. Stwierdzono, że niedoskonałości geometryczne powodują wzrost sił wewnętrznych, przy czym największy wzrost zachodzi w elementach najniżej zlokalizowanych. Ponadto większe naprężenia uzyskano, gdy imperfekcje zamodelowano jako regularne przesunięcia pomostów w poziomie, niż w przypadku, gdy ułożono je zgodnie z formą wybożenia.

Słowa kluczowe: rusztowania budowlane, imperfekcje, metoda elementów skończonych, nieliniowość geometryczna w analizie statycznej

1. Wprowadzenie

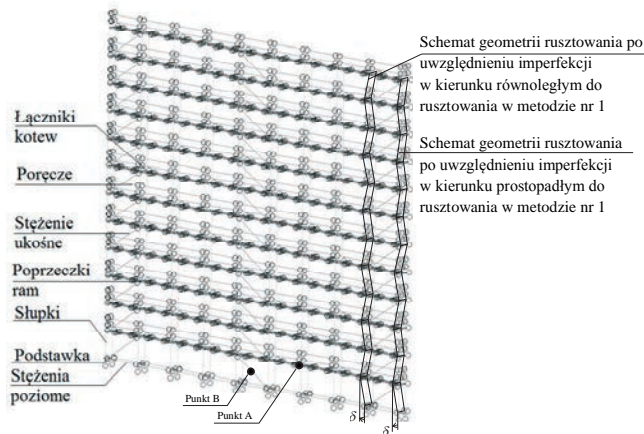
W związku z tym, że konstrukcje budowlane nigdy nie mają idealnej geometrii, to w analizie statyczno-wytrzymałościowej należy uwzględniać wpływ imperfekcji geometrycznych. Rusztowania budowlane są specyficznymi konstrukcjami stalowymi, ponieważ są one wielokrotnie składane z elementów systemowych. Połączenia elementów stwarzają możliwość obrotu elementów a więc wprowadzają dodatkowe niekorzystne zmiany w geometrii konstrukcji. Dlatego zalecenia, opisujące sposób uwzględniania imperfekcji dla ramowych konstrukcji stalowych, zamieszczone w Eurokodzie 3 [1], są w normie rusztowaniowej PN-EN 12811 [2] uściślone, np. poprzez wskazanie sposobu obliczania obrotu elementów w miejscach ich łączenia. W przypadku rusztowań o możliwości wystąpienia imperfekcji decyduje też sam producent rusztowań, który umieszcza szczegółowe informacje o dopuszczalnych odchyłkach podczas montażu oraz, w niektórych przypadkach, informuje o konieczności kontroli stanu technicznego. Ten ostatni aspekt jest ciągle nie unormowany i zakłada się, że elementy rusztowania są systematycznie kontrolowane a ich geometria jest niemal idealna.

W artykule [3] przedstawiono badania lokalnych imperfekcji łukowych i globalnych imperfekcji przechyłowych w rusztowaniach na różnych budowach na terenie Australii. Średnie zanotowane odchylenie węzłów, czyli imperfekcje globalne wyniosły 1,6 mm/m, natomiast maksymalne 2,8 mm/m. Wielkości te były liczone jako iloraz wychylenia do wysokości konstrukcji czyli np. przy wysokości rusztowania równej około 24,0 m, która według norm europejskich jest traktowana jako maksymalna wysokość typowego rusztowania. Oznacza to, że średnie wychylenie z płaszczyzny może wynieść 38,4 mm a maksymalne wychylenie nawet 67,2 mm. Według normy europejskiej [2] przy trzpieniu o długości co najmniej 150 mm dla ram fasadowych można przyjąć wychylenie równe 5,0 mm/m, ale tylko na długości równej wysokości jednego słupka czyli najczęściej

odchylenie wyniesie 10,0 mm przy wymiarze słupka równym 2,0 m. Jest to więc znacznie mniejsza wartość niż imperfekcje stwierdzone w pracy [3].

W normach [1] i [2] zaproponowano dwie metody kształtowania geometrii, uwzględniającej imperfekcje:

- uwzględnienie przesunięć węzłów na poziomie pomostów, przy czym przesunięcia kolejnych pomostów należy skierować w przeciwną stronę a kierunek przesunięć powinien być zgodny z obciążeniem poziomym, którym jest najczęściej wiatr [2] (dalej metoda będzie nazywana metodą nr 1, rys.1),
- przyłożenie imperfekcje zgodnie z formą wybozczenia [1] (dalej metoda będzie nazywana metodą nr 2).



Rys. 1. Model obliczeniowy rusztowania z zaznaczonymi rodzajami elementów

W pracy wykonano analizy numeryczne dla dwóch wyżej wymienionych metod uwzględniania imperfekcji i na ich podstawie dokonano analizy wpływu wielkości i układu imperfekcji geometrycznych na pracę statyczną rusztowań budowlanych.

2. Opis analiz numerycznych

2.1. Opis modelu numerycznego rusztowania

Analiza numeryczna wpływu imperfekcji na pracę statyczną wykonano w odniesieniu do rusztowania fasadowego firmy ALTRAD MOSTOSTAL o wysokości 24,2 m (rys.1), które w normach [2, 4, 5] jest traktowane jako rusztowanie typowe. Szerokość rusztowania w osiach elementu wynosi 0,732 m a długość 27,648 m (9 modułów o rozstawie 3,072 m). Elementy rusztowania, które zamodelowano elementami prętowymi, wykonane są ze stali o następujących parametrach: gęstość objętościowa $\rho=7,87 \text{ t/m}^3$, moduł Younga $E=2,03 \cdot 10^8 \text{ kPa}$, współczynnik Poissona $\nu=0,29$ i obliczeniowej granicy plastyczności $f_y=290,0 \text{ MPa}$. Charakterystyki geometryczne tych elementów zestawiono w tab.1. Pomosty rusztowania z powodu skomplikowanego kształtu są zastąpione układem prętów kratowych, które zostały tak dobrane, aby oddać sztywność poziomą pomostów. Elementy kratowe o zastępczym przekroju $A=0,1 \text{ mm}^2$ i module Younga $E=3,2 \cdot 10^8 \text{ kPa}$ są wstawione w formie skratowanie i boków pomostu. W modelu zastosowano połączenia sztywne i przegubowe. Następujące połączenia przyjęto jako połączenia sztywne: podstawka-słupek ramy, słupek-słupek, poprzeczka ramy-słupek i łącznik kotwy-słupek. Połączenia przegubowe zlokalizowano na końcach stężeń i poręczy. Warunki brzegowe zostały przyjęte na podstawie normy

[2], tzn. oparcie rusztowania na gruncie zamodelowano podporami przegubowymi, blokującymi przesuwu w trzech kierunkach, a mocowanie łączników kotwiących zamodelowano podporami, blokującymi przesuwu w płaszczyźnie poziomej.

W celu sprawdzenia wpływu imperfekcji na pracę statyczną rusztowania jego geometria jest zmieniana poprzez przesunięcia węzłów. W przypadku metody nr 1 węzły są tak przesuwane, aby uzyskać przesunięcia w poziomie pomiędzy poziomami poszczególnych pomostów (rys. 1), a w przypadku metody nr 2 przesunięcia węzłów są zgodne z formą wybożenia, uzyskaną przy najniższym współczynniku obciążenia krytycznego α_{cr} .

Tabela 1. Charakterystyki geometryczne elementów rusztowania

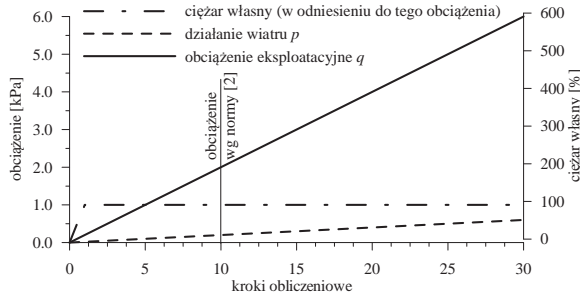
Nr	Rodzaj element	A [cm ²]	J ₁ [cm ⁴]	J ₂ [cm ⁴]	J ₃ [cm ⁴]	W ₂ [cm ³]	W ₃ [cm ³]
1	Podstawka $\phi 38 \times 4$	4,273	12,519	6,259	6,259	3,294	3,294
2	Słupki ram $\phi 48.3 \times 2.7$	3,868	20,178	10,089	10,089	4,178	4,178
3	Poprzeczki ram o przekroju U	4,175	0,14573	12,751	17,027	4,558	7,095
Stężenie ukośne							
4	w płaszczyźnie pionowej $\phi 42.0 \times 2.7$	3,333	12,932	6,466	6,466	3,079	3,079
5	Poręcze $\phi 38.0 \times 2.7$	2,994	9,382	4,691	4,691	2,469	2,469
6	Łączniki kotew $\phi 48.3 \times 3.2$	4,534	23,171	11,586	11,586	4,797	4,797
7	Stężenie poziome $\phi 42.0 \times 2.7$	3,333	12,932	6,466	6,466	3,079	3,079

gdzie: A – pole przekroju, J₁ – sztywność przy skręcaniu, J₂ i J₃ – momenty bezwładności, W₂ i W₃ – wskaźniki wytrzymałości przy zginaniu.

2.2. Opis metodyki obliczeń i wariantów obliczeniowych

W ramach badań wykonano analizę stateczności układu o idealnej geometrii oraz wykonano analizy nieliniowe z uwzględnieniem nieliniowości geometrycznej i materiałowej w odniesieniu do układów ze zmienioną geometrią, uwzględniającą imperfekcje. Jednak dla badanego zakresu obciążeń nie przekroczono granicy plastyczności, a więc nieliniowość materiałowa w praktyce nie ma znaczenia dla wyników badań, analizowanych w pracy.

Według normy [2] podczas sprawdzenia nośności konstrukcji rusztowania należy uwzględnić ciężar własny konstrukcji, działanie wiatru oraz obciążenie eksploatacyjne w dwóch różnych sytuacjach: rusztowanie jest eksploatowane przy dopuszczalnej prędkości wiatru i rusztowanie nie jest eksploatowane a podstawowe obciążenie konstrukcji to działanie silnego wiatru. W niniejszej pracy ograniczono analizę do pierwszej sytuacji, ale wykonano je nie tylko dla wartości normowych dla klasy 3 obciążenia wg normy [2] (ciężar własny według danych materiałowych, obciążenie eksploatacyjne na najwyższym poziomie pomostów równe 2,0 kN/m² i poniżej obciążenie pomostów równe 1,0 kN/m² oraz działanie wiatru przy założeniu ciśnienia równego 0,2 kN/m²), ale również sprawdzono zachowanie konstrukcji w zakresie zmian obciążenia od zera do wartości stanowiących trzykrotność obciążeń normowych. Wykresy zmian obciążenia pokazano na rys. 2. Cały ciężar własny jest uwzględniony w pierwszym kroku, natomiast pozostałe dwa obciążenia wzrastają równomiernie z zachowaniem proporcji między nimi tak, aby osiągnąć dla kroku 10 wartości normowe.



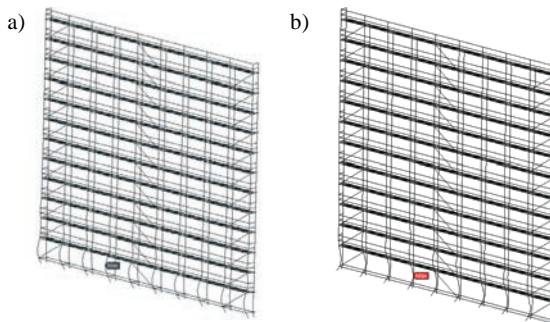
Rys. 2. Wykresy zmian obciążeń podczas obliczeń komputerowych

Sytuacja, w której rusztowanie jest eksploatowane, jest analizowana w dwóch wariantach, związanych z kierunkiem działania wiatru: wiatr działa wzdłuż rusztowania (wariant I) i w kierunku do niego prostopadłym (wariant II). W metodzie nr 1 kierunek wychyleń pomostów pokrywa się z kierunkiem działania wiatru. W obliczeniach analizowane są zmiany wartości wychYLECIA δ (rys.1) od 0,0cm do 4,0cm. W metodzie nr 2 w przypadku różnych kierunków działań wiatru uzyskuje się różne formy wybożenia a to skutkuje także innym układem imperfekcji. Tutaj wyszukiwany jest węzeł o maksymalnym przesunięciu wypadkowym. Następnie geometria całego układu jest tak zmieniana, aby rusztowanie przyjęło kształt zgodny z formą wybożenia a przesunięcie wyznaczonego węzła δ zmieniało się od 0,0cm do 4,0cm. W analizach wyników będą porównywane obliczenia z obu metod modelowania imperfekcji przy tych samych maksymalnych wartościach δ , ponieważ podczas montażu rusztowań nie sprawdza się jak często występują imperfekcje, lecz ile wynosi maksymalne wychYLECIE rusztowania.

3. Analiza wyników obliczeń

3.1. Analiza stateczności

Analiza stateczności została wykonana w celu wyznaczenia formy wybożenia. Obciążenia w obliczeniach wyniosły odpowiednio: cały ciężar własny, ciśnienie wiatru na powierzchnię przyłożenia $q=0,1 \text{ kN/m}^2$ i obciążenie eksploatacyjne $p=1,0 \text{ kN/m}^2$.



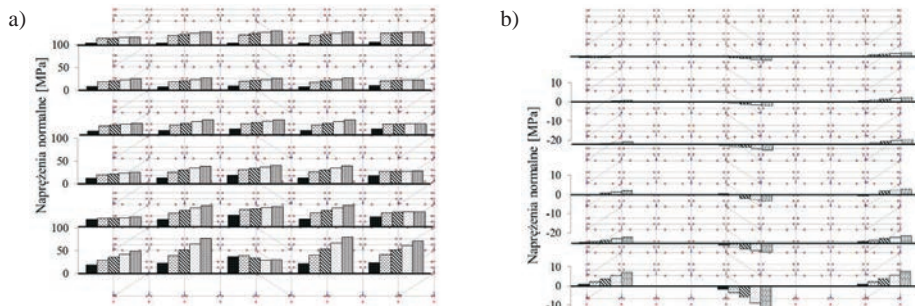
Rys. 3. Formy wybożenia rusztowania: a) przy wietrze o kierunku działania wzdłuż rusztowania, b) przy wietrze o kierunku działania prostopadłe do rusztowania

Na rys. 3 pokazano formy wybożenia w przypadku obu wariantów działania wiatru. W obu wariantach obciążenia wiatrem uzyskano zbliżony mnożnik obciążenia krytycznego równy $\alpha_{cr}=8,6$, ponieważ w sytuacji eksploatacji rusztowania, obciążenie pomostów ma największy wpływ na pracę konstrukcji. Na tym rysunku wskazano także węzły

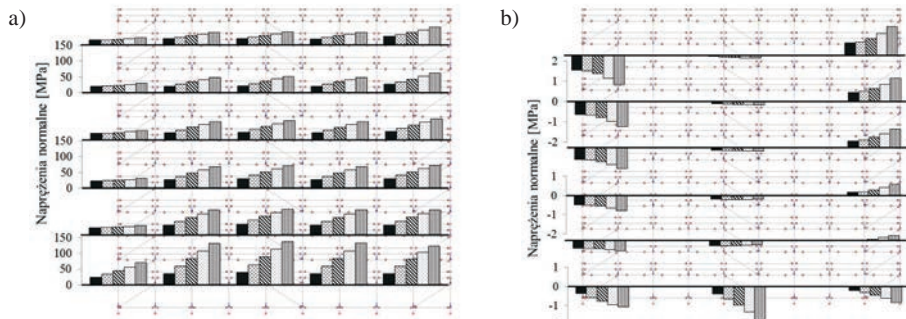
o maksymalnym wypadkowym przesunięciu. Jak widać na rys. 3, odkształceniu ulegają przede wszystkim słupki ram od strony zewnętrznej a węzły z maksymalnym przesunięciem znajdują się na słupku najniższego poziomu ram.

3.2. Wyniki obliczeń

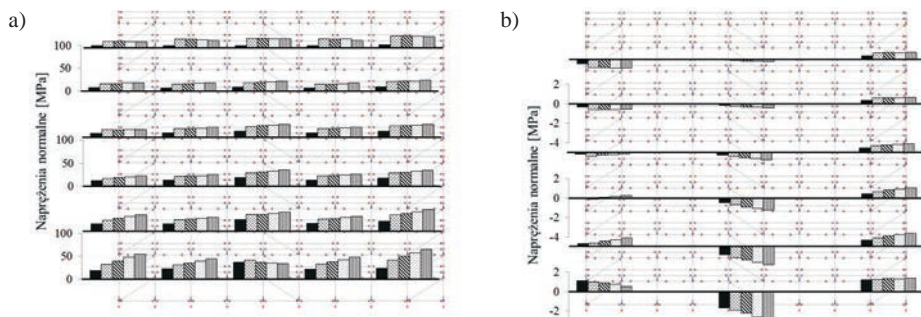
Po wykonaniu obliczeń dla 34 zadań wyniki zestawiono w dwóch wersjach. Na rys. 4, rys. 5, rys. 6 i rys.7 przedstawiono zmiany naprężeń normalnych w kroku 10, czyli przy obciążeniu odpowiadającym klasie 3 normy [2], w zależności od wielkości imperfekcji. Naprężenia na tych rysunkach są sumą naprężeń od sił normalnych i momentów zginających w dwóch płaszczyznach. Rozmieszczenie poszczególnych wykresów odpowiada lokalizacji elementów, w odniesieniu do których je wykonano.



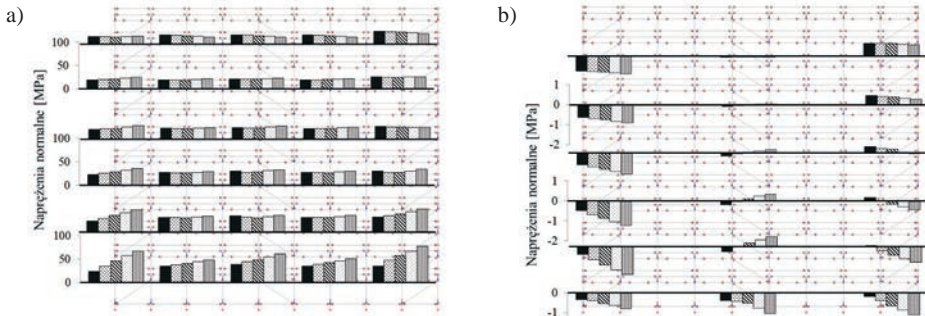
Rys. 4. Naprężenia normalne przy wietrze równoległym do rusztowania i metodzie nr 1 modelowania imperfekcji w 10 kroku obliczeń: a) wartości bezwzględne w słupkach, b) w stężeniach; ■ $\delta=0,0m$, ▨ $\delta=1,0m$, ▩ $\delta=2,0m$, ▪ $\delta=3,0m$, ▫ $\delta=4,0m$.



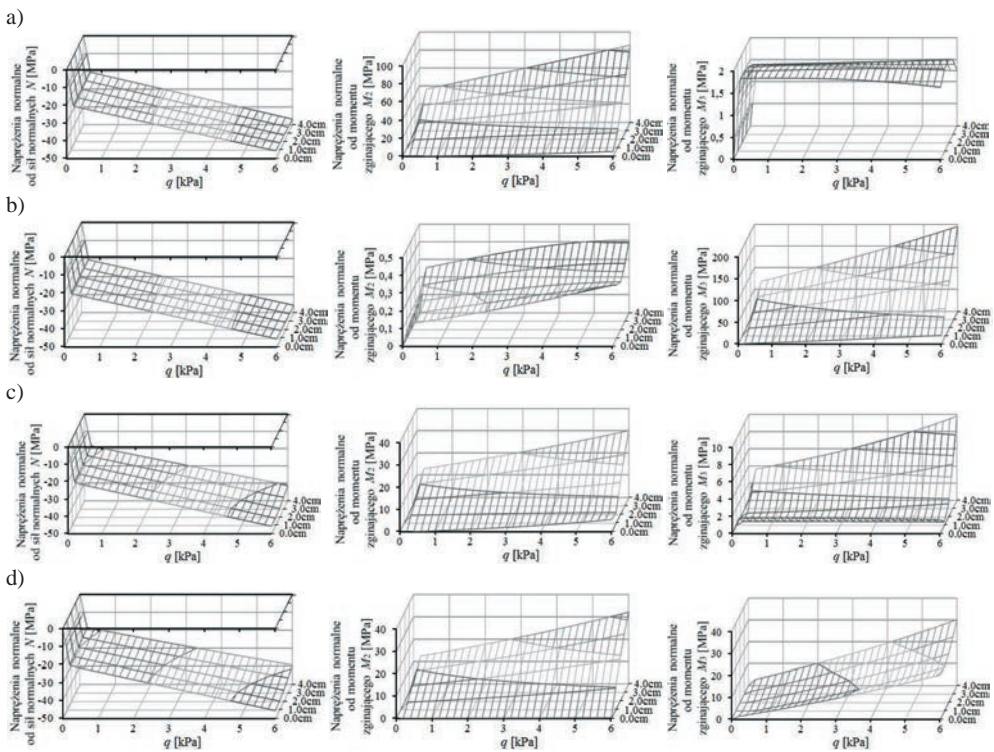
Rys. 5. Naprężenia normalne przy wietrze prostopadłym do rusztowania i metodzie nr 1 modelowania imperfekcji w 10 kroku obliczeń: a) wartości bezwzględne w słupkach, b) w stężeniach



Rys. 6. Naprężenia normalne przy wietrze równoległym do rusztowania i metodzie nr 2 modelowania imperfekcji w 10 kroku obliczeń: a) wartości bezwzględne w słupkach, b) w stężeniach



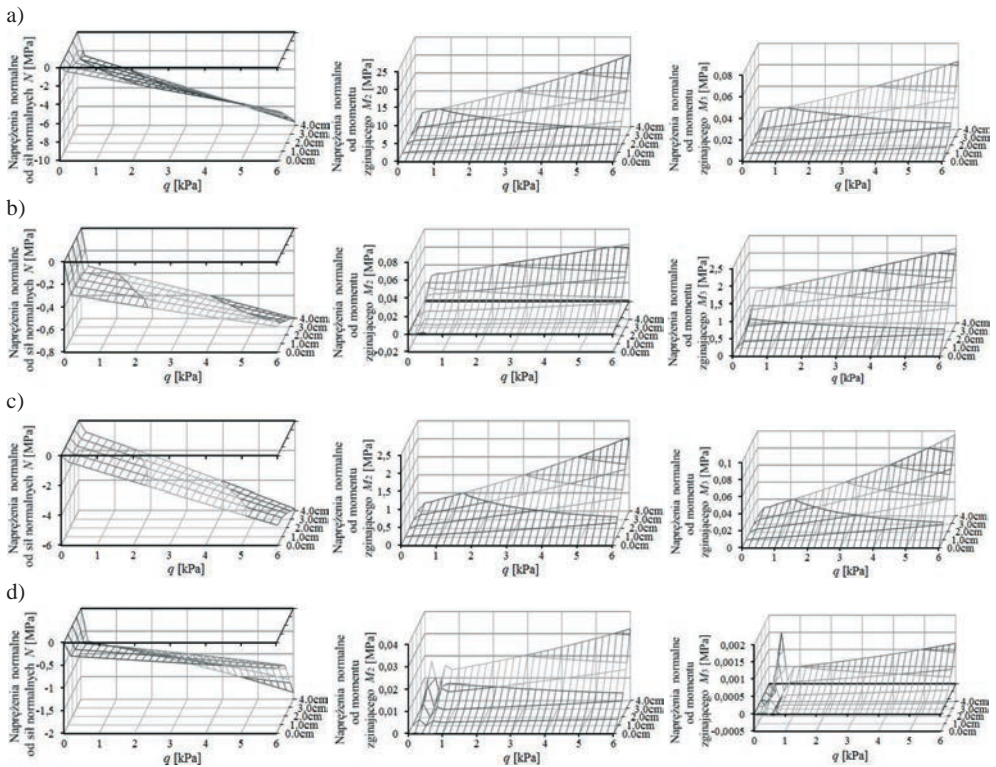
Rys. 7. Naprężenia normalne przy wietrze prostopadłym do rusztowania i metodzie nr 2 modelowania imperfekcji w kroku 10 obliczeń: a) wartości bezwzględne w słupkach, b) w stężeniach



Rys. 8. Wykresy zmian naprężeń normalnych w słupku w p. A (rys.1): a) kierunek wiatru równoległy do rusztowania, metoda 1, b) kierunek wiatru prostopadły do rusztowania, metoda 1, c) kierunek wiatru równoległy do rusztowania, metoda 2, d) kierunek wiatru prostopadły do rusztowania, metoda 2

Na podstawie tych czterech rysunków stwierdzono, że jedne z większych naprężeń w słupkach występują w p. A, a w stężeniach w p. B (rys. 1). W odniesieniu do tych punktów konstrukcji wykonano rys. 8 i rys. 9, gdzie pokazane są zmiany naprężeń wraz ze wzrostem obciążenia, przyłożonego zgodnie z rys. 2, i w zależności od wielkości imperfekcji. W celu sprawdzenia jaki wpływ mają poszczególne siły wewnętrzne na rys. 8 i rys. 9 rozdzielono naprężenia od poszczególnych sił wewnętrznych: sił normalnych N , momentów zginających M_2 względem osi x_2 lokalnych elementów, które są prostopadłe do płaszczyzny rusztowania, i momentów zginających M_3 względem osi x_3 lokalnych elementów, które są zlokalizowane w płaszczyźnie rusztowania. W odniesieniu do obciążeń normowych

według normy [2] analizowane typowe rusztowanie fasadowe spełnia stany graniczne nośności przy imperfekcjach, dochodzących do 4cm.



Rys. 9. Wykresy zmian naprężeń normalnych w stężeniu w p. B (rys. 1): a) kierunek wiatru równoległy do rusztowania, metoda 1, b) kierunek wiatru prostopadły do rusztowania, metoda 1, c) kierunek wiatru równoległy do rusztowania, metoda 2, d) kierunek wiatru prostopadły do rusztowania, metoda 2.

W słupkach otrzymano największe naprężenia przy kierunku działania wiatru prostopadłym do rusztowania, natomiast stężenia wyraźnie bardziej są wytężone, gdy wiatr działa w płaszczyźnie rusztowania. W całym rusztowaniu uzyskano większe naprężenia, gdy imperfekcje były modelowane metodą nr 1. Warto też zwrócić uwagę na fakt, że najniżej zlokalizowane słupki i stężenia są najbardziej narażone na wzrost naprężeń z powodu powstania niedoskonałości geometrycznych w konstrukcjach.

Z rys. 8 wynika, że w zasadzie siła normalna w słupkach, otrzymana z obliczeń, nie zależy od wielkości imperfekcji. Natomiast wzrost wytężenia słupków następuje z powodu wzrostu momentów zginających. W przypadku konstrukcji o idealnej geometrii momenty w słupkach są niemal zaniedbywalne, ale wraz ze wzrostem imperfekcji naprężenia od momentów zginających także wzrastają i przekraczają znacznie wartości naprężeń od sił normalnych. W stężeniach wytężenie przekrojów w analizowanym zakresie obciążeń jest na poziomie około 10% nośności. W stężeniach wraz ze wzrostem wielkości imperfekcji wzrastają wszystkie siły wewnętrzne. W przypadku momentów zginających widać wyraźny wzrost pochodnej momentów zginających względem imperfekcji. Należy więc przypuszczać, że przy dalszym nieznacznym wzroście niedoskonałości w dolnych stężeniach mogą gwałtownie wzrosnąć naprężenia normalne.

4. Podsumowanie

Na podstawie analiz statystycznych, przeprowadzonych w pracy w odniesieniu do typowego rusztowania fasadowego przy obciążeniu eksploatacyjnym, należy stwierdzić że wzrost imperfekcji do 4 cm nie zagraża nośności konstrukcji. Zwiększenie niedokładności wykonania rusztowania bądź zwiększenie jego wysokości może już prowadzić do przekroczenia nośności elementów konstrukcji. Na te efekty najbardziej narażone są elementy w najniższym poziomie ram. Dlatego przy wyższych rusztowaniach dolne słupki należałoby wzmocnić albo np. stworzyć ramy do stosowania na poziomy dolne poprzez zwiększenie grubości ścianek ram. Natomiast w przypadku stężeń należałoby na dole zamiast typowych stężeń do rusztowań fasadowych montować stężenia zakończone złączami. Z porównania obu metod modelowania imperfekcji wynika, że przy metodzie nr 1 uzyskuje się większe naprężenia, a więc konstrukcja jest po bezpieczniejszej stronie. Poza tym wprowadzanie imperfekcji za pomocą tej metody jest wygodniejsze, dlatego, podsumowując, z pracy wynika, że stosowanie w praktyce inżynierskiej metody nr 1 modelowania imperfekcji jest uzasadnione bardziej niż metody nr 2.

Literatura

- 1 PN-EN 1993-1-1: Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków
- 2 PN-EN 12811-1: Tymczasowe konstrukcje stosowane na placu budowy – Część 1: rusztowania, Warunki wykonania i ogólne zasady projektowania.
- 3 Chandransu T., Rasmussen K.J.R. Investigation of geometric imperfections and joint stiffness of support scaffold system. *Journal Of Constructional Steel Research* 67 (2011) 576-579.
- 4 PN-EN 12810-1: Rusztowania elewacyjne z elementów prefabrykowanych – część 1: Specyfikacje techniczne wyrobów
- 5 PN-EN 12810-2: Rusztowania elewacyjne z elementów prefabrykowanych – część 2: Specjalne metody projektowania konstrukcji

The impact of values and modelling method on the static-strength work of a typical scaffolding

Ewa Błazik-Borowa¹, Jakub Gontarz²

^{1,2} *Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: ¹e.blazik@pollub.pl, ²j.gontarz@pollub.pl*

Abstract: This paper describes the results of static non-linear calculations in reference to a typical building scaffolding, in the case when the scaffolding is operated. The influence of the value and localization of imperfections was analyzed in the researches. It was found that the geometrical imperfections cause the increase of internal forces, and the highest increase occurs in the lowest elements. Higher normal stresses were also obtained when imperfections were modelled as regular horizontal displacements of decks than in the case, when they were arranged according to the form of buckling.

Keywords: scaffolding, imperfection, Finite element method, nonlinear geometry in the static analysis

Analiza etapów tworzenia i użytkowania rusztowań z uwagi na bezpieczeństwo użytkowników

Ewa Błazik-Borowa¹, Jacek Szer²

¹ Katedra Mechaniki Budowli, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e-mail: e.blazik@pollub.pl

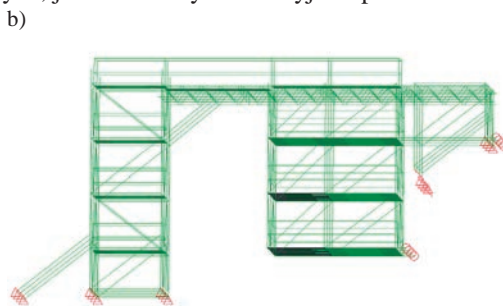
² Katedra Fizyki Budowli i Materiałów Budowlanych, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Politechnika Łódzka, e-mail: jacek.szer@p.lodz.pl

Streszczenie: W pracy opisano pięć etapów „życia” rusztowań budowlanych: opracowanie dokumentacji technicznej, dobór zestawu elementów do montażu rusztowania, montaż, eksploatację i demontaż rusztowań. Każdy z tych etapów został przedstawiony w formie grafów oraz przeanalizowany pod kątem możliwości wystąpienia sytuacji niebezpiecznych dla użytkowników rusztowań. Opisane w pracy zagadnienia pokazują jak wiele czynników zarówno technicznych (np. przygotowawcze - obliczenia nośności; wykonawcze – użycie odpowiednich elementów) jak i osobowościowych (np. dokładność wykonania złącza) ma wpływ na efekt końcowy, jakim jest bezpieczne zmontowanie oraz późniejsze użytkowanie rusztowania.

Słowa kluczowe: rusztowania budowlane, projektowanie rusztowań, montaż, eksploatacja, demontaż, bezpieczeństwo ludzi.

1. Wprowadzenie

Głównym zastosowaniem rusztowań budowlanych jest wspomaganie prac budowlanych na wysokości i w miejscach o utrudnionym dostępie. Przykładowe nietypowe rusztowania pokazano na rys. 1 i rys. 2. Inne przykłady skomplikowanych rusztowań, ustawianych przy zabytkach, można znaleźć w pracy [1], a rusztowania stosowane do napraw obiektów przemysłowych w pracy [2]. Oprócz tego rusztowania są również wykorzystywane w innych dziedzinach, np. podczas prac remontowych linii technologicznych, w stoczniach, jako konstrukcje wsparcia reklam, jako osłony imprez masowych, jako estrady, jako konstrukcje hal tymczasowych, jako elementy dekoracyjne itp.



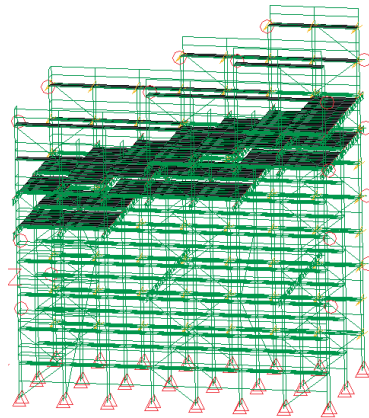
Rys. 1. Rusztowanie modułowe, wykorzystywane do malowania konstrukcji stalowej w Muzeum Historii Żydów Polskich w Warszawie: a) widok rusztowania, b) schemat statyczny konstrukcji

Tak szerokie zastosowanie powoduje wzrost możliwości wystąpienia wszelkiego rodzaju niebezpiecznych sytuacji, rozumianych jako wszystkie nieprzewidziane zdarzenia zagrażające osobom, znajdującym się w otoczeniu rusztowania. W wielu sytuacjach użytkownikami rusztowań są osoby nie mające pojęcia o specyfice użytkowania rusztowań. Do tego wszystkiego dochodzi fakt, że rusztowania jako obiekty tymczasowe na budowie, są traktowane jako konstrukcje o małym znaczeniu i nie przywiązuje się wagi do ich prawidłowego montażu i użytkowania. Efektem tego niestety są wszelkiego rodzaju zdarzenia, nazwane wyżej niebezpiecznymi sytuacjami, a obejmujące takie zdarzenia jak wypadki pracowników, wypadki ludzi (nie zawsze pracowników budowlanych), znajdujących się w otoczeniu rusztowania, katastrofy budowlane rusztowań na placach budowlanych, przewrócenie się rusztowań poza placami robót budowlanych. Wszystkie te zdarzenia doprowadzają do strat, niestety także związanych z ludzkim zdrowiem i życiem.

a)



b)



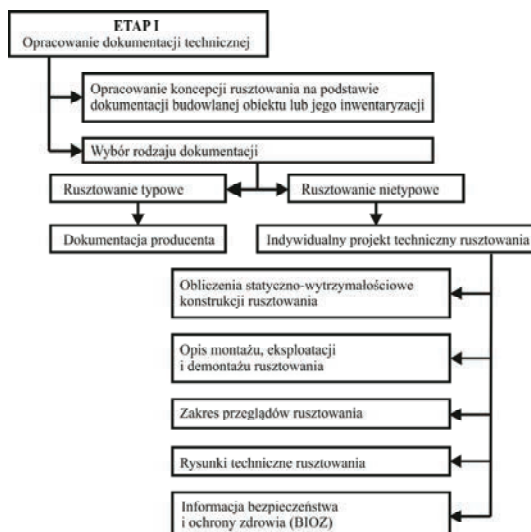
Rys. 2. Platforma robocza do prac remontowych przy moście przekątnikowym w KWK „Pniówek” w Pawłowicach: a) widok rusztowania, b) schemat statyczny konstrukcji

2. Analiza etapów funkcjonowania rusztowania budowlanego

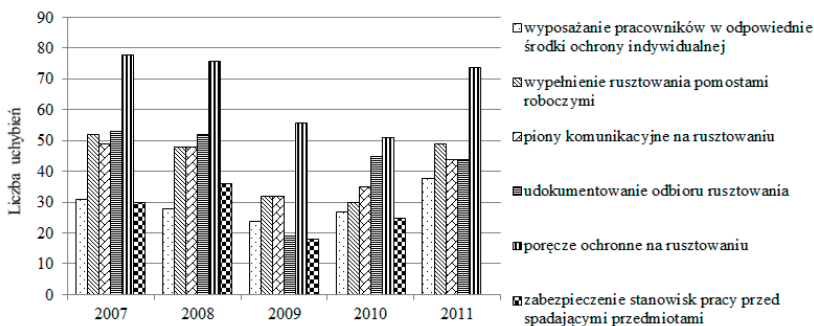
2.1. Opracowanie dokumentacji technicznej rusztowania

Pierwszym, bardzo istotnym etapem procesu powstawania rusztowania, decydującym o bezpieczeństwie pracy na rusztowaniu, jest przygotowanie dokumentacji technicznej (rys. 3). Dokumentację techniczną, w przypadku rusztowań o typowym kształcie i układzie elementów dla danego systemu czyli takich rusztowań, dla których wykonano badania na zgodność z wymaganiami konstrukcyjnymi i materiałowymi i, które później były wielokrotnie montowane, stanowi dokumentacja producenta. W przypadku rusztowań nietypowych np. takich, jak na rys. 1 i rys. 2, należy wykonać projekt indywidualny, nazywany w dalszej części projektem technicznym (w odpowiednich aktach prawnych nie określono jak powinien nazywać się taki projekt). I już na tym etapie pojawiają się problemy z przestrzeganiem przepisów. Rusztowania budowlane są często skomplikowanymi konstrukcjami, a więc wymagają czasochłonnych obliczeń statycznych. O tym z jakim stopniem trudności spotyka się projektant rusztowania mogą świadczyć przykłady schematów statycznych wybranych konstrukcji pokazane na rys. 1 i rys. 2. Powoduje to, że cena projektu stanowi znaczący udział w kosztach samego rusztowania, a więc wykonawcy rezygnują z wykonywania projektów i ryzykują montując rusztowanie bez projektu. O tym jak duży jest to

problem świadczy rys. 3, na którym zastrzeżenia w udokumentowaniu odbioru rusztowania, a więc często brak projektu technicznego, na podstawie którego zmontowano rusztowanie, dotyczyła ponad 40% kontrolowanych budów.



Rys. 3. Zakres prac w etapie I



Rys. 4. Zestawienie naruszeń przepisów BHP na budowach, związanych z użytkowaniem rusztowań w latach 2007-2011 [3-7]

W budownictwie problemem jest występowanie tzw. krótkotrwałych zagrożeń, znikających wraz z zakończeniem określonych prac. Zagrożenia te są często lekceważone. Niestety rusztowanie, które zostało postawione bez projektu, dopóki nie ma pełnych obciążeń użytkowych lub środowiskowych daje złudzenie stabilnej konstrukcji. W praktyce przez cały okres użytkowania może nie dojść do takiego obciążenia konstrukcji i można mówić w takiej sytuacji o potencjalnym zagrożeniu wypadkiem. Niestety przykłady katastrof budowlanych lub wypadków, które nie są klasyfikowane jako katastrofy budowlane, z udziałem rusztowań pokazują, że sytuacja która była potencjalnym zagrożeniem dla pracowników często staje się realnym zagrożeniem i dochodzi do nieszczęśliwych zdarzeń ze śmiercią robotników budowlanych włącznie.

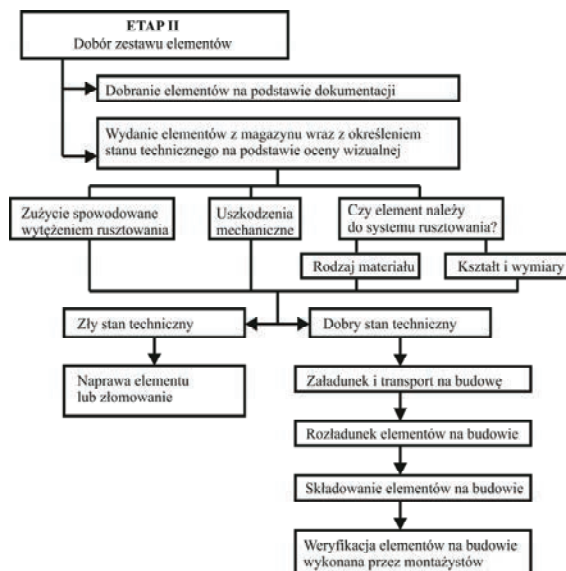
Opracowanie indywidualnego projektu rusztowania też nie daje pełnej gwarancji, że nie nastąpi awaria konstrukcji. Jeżeli projektant przyjmie złe założenia w ukształtowaniu konstrukcji i w obliczeniach statycznych, to także może dojść do wypadku. Codzienną

praktyką jest tylko wykonywanie rysunków technicznych rusztowania bez wykonywania skomplikowanych obliczeń lub ograniczenie obliczeń statyczno-wytrzymałościowych do szacowania obciążenia konstrukcji. Takie postępowanie prowadzi do powstania konstrukcji, które tak naprawdę nie są w stanie przenieść obciążeń, określonych normą [8]. Poza tym rusztowanie może być za mało sztywne i podatne na drgania a to prowadzi do zmęczenia użytkowników, spowodowanego ciągłą kontrolą równowagi ciała podczas przemieszczania się.

Istnieje jeszcze jeden aspekt projektowania konstrukcji. Jeżeli wykonuje się obliczenia, to można przewidzieć w których miejscach konstrukcja jest przeciążona, czego konsekwencją może być miejscowe uplastycznienie lub inne niewidoczne uszkodzenie i osłabienie elementu. Takie potencjalnie uszkodzone elementy mogą zostać wycofane z użytkowania. Natomiast, jeżeli rusztowań nietypowych nie sprawdza się pod kątem ich wytrzymałości, to może w takim rusztowaniu nastąpić uszkodzenie, polegające na nieznacznej zmianie kształtu, ale znacznej zmianie struktury materiału, obniżającej nośność elementu. Ponieważ taki element podczas oceny wizualnej nie będzie sprawiał wrażenia poważnie uszkodzonego, to może on zostać użyty w kolejnych montowanych rusztowaniach, czego konsekwencją może być zwiększenie ryzyka wystąpienia awarii a więc zwiększenie ryzyka pracy na rusztowaniu.

2.2. Dobór zestawu elementów do montażu rusztowania

Kolejny etap powstawania rusztowania to dobór zestawu elementów rusztowania (rys. 5). Warunkiem bezpieczeństwa robotników na rusztowaniu jest dobry stan techniczny poszczególnych elementów. Wielokrotne używanie elementów, czasami niewłaściwe magazynowanie, przeciążenia konstrukcji lub nawet zrzucanie elementów z wysokości powodują uszkodzenia elementów. Dalsze montowanie takich elementów zwiększa ryzyko awarii konstrukcji. Z raportów PIP [3-7] wynika, że małe firmy z reguły stosują tańsze technologie, niechętnie zdobywają się na wprowadzanie nowych i bezpiecznych rozwiązań. Jeżeli już kupią nowe rusztowanie jest ono bardzo długo eksploatowane a wraz ze wzrostem okresu użytkowania te rusztowania stają się coraz bardziej niebezpieczne.



Rys. 5. Zakres prac w etapie II

W Polsce istnieje także problem mieszania się elementów rusztowań różnych systemów. Najlepszym przykładem są tutaj złącza, które są zunifikowane. Firmy bogatsze kupują złącza z materiałów, posiadających atesty, natomiast mniejsze firmy kupują złącza tańsze. Jeżeli na budowie pracuje kilku podwykonawców, to po zakończeniu budowy okazuje się, że złącza są wymieszane. Doświadczeni montażyści, z firm wypożyczających rusztowania, mają świadomość, jak duże znaczenie ma materiał z jakiego wykonano złącza. Natomiast osoby z uprawnieniami montażysty, którzy tylko czasami montują rusztowania, nie przykładają zbyt wielkiej wagi do tego typu problemów.

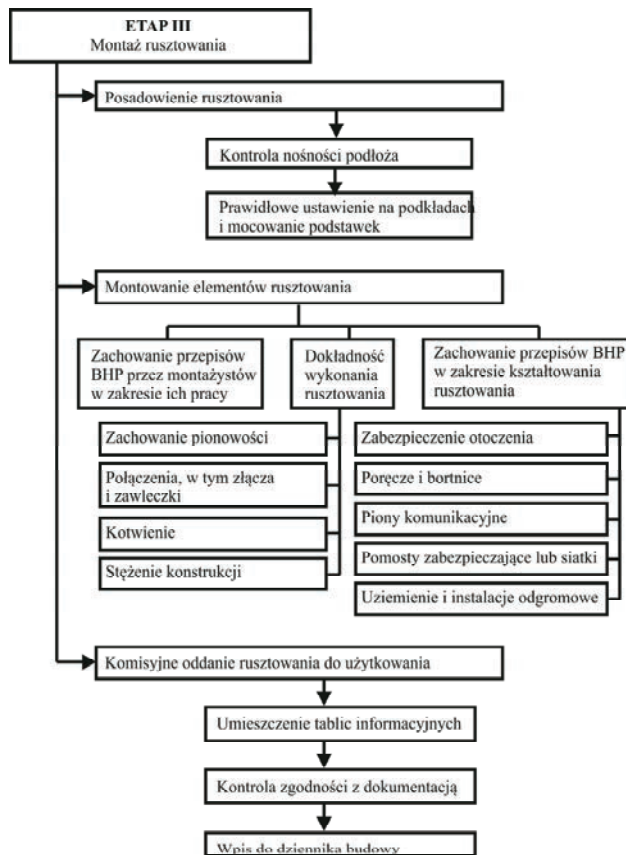
W celu eliminacji uszkodzonych elementów rusztowania, a więc zmniejszenia ryzyka pracy na rusztowaniu w firmach wypożyczających rusztowania, wykonuje się przeglądy elementów podczas przyjmowania do magazynu oraz podczas wydawania elementów z magazynu. Ocena stanu technicznego elementów polega na wizualnej ocenie kształtu i spękań elementów, a w przypadku złączy także sprawdzenie skąd pochodzą. Ponieważ ocena jest wykonywana na dużych partiach elementów, jest oceną subiektywną osoby oceniającej stan techniczny oraz nie istnieją właściwie kryteria i zasady jakie elementy należy odrzucać, dlatego niestety dość często elementy z uszkodzeniami trafiają na budowy, zmniejszając znacznie nośność rusztowań.

2.3. Montaż rusztowania

Dwa wyżej opisane etapy czyli projektowanie rusztowań i dobór elementów we właściwym stanie technicznym są bardzo ważne dla bezawaryjności rusztowania i bezpieczeństwa użytkownika, ale same nie generują wypadków. Natomiast etap montażu rusztowania (rys. 6) jest etapem, w którym rusztowanie nie jest kompletne, bez zabezpieczeń i często montaż kolejnych elementów wymaga znacznego wysiłku i pomysłowości od montażyistów. Jak podano w pracy [10], na tym etapie występuje 30% wypadków na rusztowaniach. Od jakości montażu rusztowania zależy nie tylko na bezpieczeństwo montażyistów, ale również bezpieczeństwo pozostałych użytkowników. Rusztowanie powinno być zmontowane zgodnie z projektem indywidualnym lub dokumentacją producenta z uwzględnieniem wszystkich zasad BHP i często „zdrowego rozsądku”. Cztery pozycje z sześciu pokazanych na rys. 3 są związane właśnie z właściwym montażem i np. w 2011 roku na ponad 40% kontrolowanych budów występowały naruszenia, dotyczące wypełnienia rusztowania pomostami, niewłaściwego montażu pionów komunikacyjnych lub ich braku, niewłaściwego montażu poręczy ochronnych, a nawet ich braku i zabezpieczeń stanowisk pracy wokół rusztowań. Dość obszerne omówienie zasad montażu rusztowań, które zapewni bezpieczeństwo zarówno montażyistom jak i późniejszym użytkownikom rusztowań zamieszczono w pracy [9].

W tej pracy zwrócono również uwagę na takie aspekty jak ustawianie podstawek rusztowań na podkładach, problem ustawiania rusztowań na terenie pochyłym i kotwienie. Dwa pierwsze problemy są uregulowane przepisami, ale sprawa kotwienia jest o wiele bardziej skomplikowana. Właściwie nie ma możliwości przewidzenia czy zastosowane kotwienie będzie przenosiło potrzebne obciążenie. Według przepisów BHP kotwa powinna przenieść siłę wrywającą 2,5kN. Należy to sprawdzać za pomocą odpowiednich narzędzi. Jednak sprawdzenie jednej kotwy powoduje, że zostaje osłabiona i nie powinna być dalej wykorzystywana. Jednocześnie nie ma gwarancji, że inne kotwy mają taką samą nośność jak sprawdzana, bo np. sprawdzana mogła być osadzona w cegle, a sąsiednie, nie sprawdzone, w spoinach. Bardzo dużym problemem jest kotwienie w ścianach budynków, wykonanych z wielkiej płyty. Jeżeli kotwienie trafi w część żelbetową np. wieniec, to raczej kotwa będzie miała znaczną nośność. Zdarza się, że dobrze wykonane kotwienie w ścianie

w dobrym stanie technicznym przenosi zarówno ścinanie czyli ciężar własny rusztowania, jak wrywanie ze ściany, które powstaje przy silnym wietrze. Ale, jeżeli kotwienie będzie wykonane w płycie warstwowej lub w ścianie z betonu komórkowego, to nie ma żadnej gwarancji, że kotwienie ma oczekiwaną nośność. Podobny problem dotyczy ustawiania rusztowań na balkonach, stropodachach, dachach, itp. Często nie ma żadnej dokumentacji konstrukcji obiektu, na którym stawiane jest rusztowanie, bo prace dotyczą innych części budynku. W efekcie postawienie rusztowania następuje na podstawie decyzji kierowników budów na podstawie ich oceny stanu technicznego obiektu bez przeprowadzania badań konstrukcji. I tutaj znowu należy zadać sobie pytanie, na ile taka ocena gwarantuje bezpieczeństwo ludzi na rusztowaniu. Nośność kotwienia i konstrukcji, na których stawiane są rusztowania, nie zależą od montażystów, ale jakość montażu ma także duże znaczenie dla bezpieczeństwa dalszego użytkowania konstrukcji. Montażysty mają wpływ na dwa ważne aspekty montażu rusztowań, tzn.: dokładność wykonania połączeń (właściwe dokręcenie złączy, stosowanie zawleczek, itp.) oraz dokładność geometrii rusztowań czyli jak najmniejsze odchyłki od zaprojektowanych osi konstrukcji.

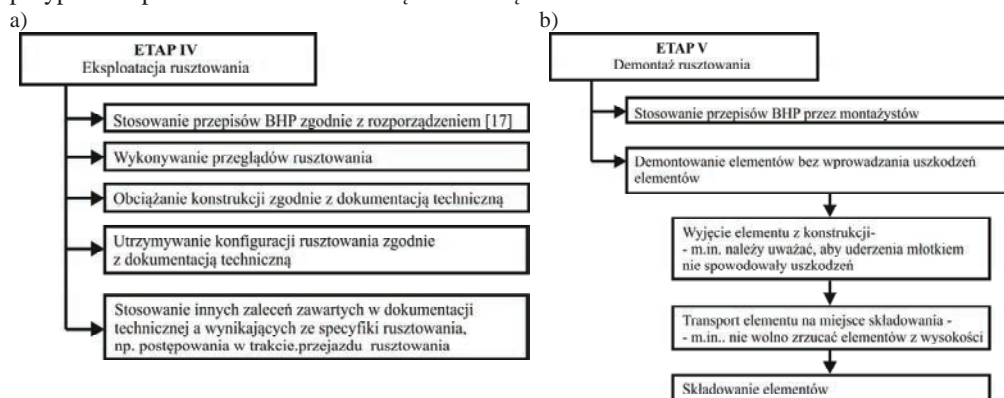


Rys. 6. III etap funkcjonowania rusztowania - montaż

2.4. Etap eksploatacji rusztowania

Kolejny etap „życia” rusztowania, to jego użytkowanie (rys.7a). Według pracy [10] na tym etapie występuje 50% wypadków na rusztowaniach. Bezpieczeństwo ludzi na

rusztowaniu gwarantuje między innymi stosowanie się do przepisów BHP a przede wszystkim nie wolno obciążać pomostów rusztowań materiałami ponad ustaloną ich nośność, należy zabronić pracownikom gromadzenia się na pomostach, nie wolno wspinać się po stojakach, podłużnicach, leźniach i poręczach rusztowań, nie wolno pozostawiać narzędzi przy krawędziach pomostów rusztowań, nie wolno wykonywać gwałtownych ruchów, przechylać się przez poręcze, gromadzić materiałów i narzędzi po jednej stronie rusztowania, opierać się o ścianę budynku itp. przez osoby znajdujące się na pomoście, prace na wysokości należy prowadzić stosując zabezpieczenia indywidualne i zbiorowe, pracownicy zatrudnieni muszą posiadać ważne badania lekarskie w zakresie wykonywanych prac, należy codziennie prowadzić przeglądy rusztowania przez pracownika firmy eksploatującej rusztowanie, przegląd rusztowania należy także wykonywać po wystąpieniu niekorzystnych warunków atmosferycznych typu burza, silne wiatry powyżej 10 m/s oraz w przypadku upadku na rusztowanie ciężkich urządzeń lub materiałów.



Rys. 7. Dwa ostatnie etapy użytkowania rusztowania: a) eksploatacja, b) demontaż rusztowania

To są najważniejsze zasady użytkowania rusztowań, ale jest jeszcze jeden bardzo ważny aspekt, tzn. demontowanie pojedynczych elementów rusztowania. Zdarza się, że jakiś element utrudnia pracę, więc jest usuwany. Efektem tego jest albo złamanie przepisów BHP, jeżeli jest usunięta np. poręcz ochronna, albo zmniejszenie nośności konstrukcji, np. gdy zostaje usunięte stężenie lub kotwa.

2.5. Demontaż rusztowania

Korzystanie z rusztowania kończy się po jego zdemontowaniu. Etap demontażu (rys. 7b) podobnie jak etap montażu jest bardzo niebezpieczny dla monterów, ponieważ w konstrukcji są usuwane elementy zapewniające ochronę oraz stabilność konstrukcji. Tylko właściwa kolejność demontażu rusztowania zapewnia bezpieczeństwo monterom. W trakcie demontażu dochodzi też do pewnych nieprawidłowości, które mają wpływ na dalsze stosowanie poszczególnych elementów rusztowań w kolejnych konstrukcjach. Podczas demontażu następują uszkodzenia elementów z powodu uderzeń młotkiem, z powodu zrzucania elementów ze znacznej wysokości oraz niewłaściwego składowania elementów. O tym jakie to ma znaczenie przy kolejnych rusztowaniach opisano wcześniej.

3. Podsumowanie

Na bezpieczeństwo pracy na rusztowaniach ma także wpływ zachowanie się ludzi i ich stan psychofizyczny. To jak się zachowują i czy wywołują sytuacje, w których może dojść do wypadku zależy od stanu zdrowia, od przebytych chorób, od prywatnych problemów

pracowników i od ich podejścia do przepisów BHP. Wraz z rozwojem technologii robót na budowach zmieniała się również rola urządzeń tam stosowanych, w tym rusztowań. Układ budowanych rusztowań jest coraz bardziej skomplikowany przy jednoczesnym wymogu dużej nośności, szybkości montażu i demontażu. Opisane w pracy zagadnienia pokazują jak wiele czynników zarówno technicznych (np. przygotowawcze - obliczenia nośności; wykonawcze – użycie odpowiednich elementów) jak i osobowościowych (np. dokładność wykonania złącza) ma wpływ na efekt końcowy jakim jest bezpieczne zmontowanie oraz późniejsze użytkowanie rusztowania.

Literatura

- 1 Robak A., Błazik-Borowa E. Specjalne rusztowania budowlane do prac renowacyjnych obiektów zabytkowych. Materiały budowlane 9 (2012) 60-62.
- 2 Pieńko M., Błazik-Borowa E. Wykorzystanie rusztowań budowlanych do prac na wysokości podczas remontów obiektów przemysłowych, Materiały budowlane 10 (2012) 58-60.
- 3 Bory-Szopa B., Sprawozdanie GIP z działalności PIP w 2007 r., Warszawa 2008.
- 4 Zajac J. Sprawozdanie GIP z działalności PIP w 2008 r., Warszawa 2009.
- 5 Zajac J. Sprawozdanie GIP z działalności PIP w 2009 r., Warszawa 2010.
- 6 Zajac J. Sprawozdanie GIP z działalności PIP w 2010 r., Warszawa 2011.
- 7 Tomczyk A. Sprawozdanie GIP z działalności PIP w 2011 r., Warszawa 2012.
- 8 PN-EN 18211-1:2010 Tymczasowe konstrukcje stosowane na placu budowy. Część 1: Rusztowania. Warunki wykonania i ogólne zasady projektowania.
- 9 Kmiecik P., Gnot D. Budownictwo. Bezpieczne rusztowania, Główny Inspektorat Pracy, Warszawa 2011.
- 10 Gawęcka D., Kmiecik P. Nadzór budowy i eksploatacji rusztowań – gwarantem bezpieczeństwa, Przegląd budowlany 10 (2011) 16-18.

The analysis of stages of creation and operation of scaffoldings with regard to safety of users

Ewa Błazik-Borowa¹, Jacek Szer²

¹ Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: e.blazik@pollub.pl

² Department of Building Physics and Building Materials, Faculty of Civil Engineering and Architecture and Environmental Engineering, Łódź University of Technology, e-mail: jacek.szer@p.lodz.pl

Abstract: In the paper the five stages of „life” of scaffolding are explored: preparation of design documentation of scaffolding, selection of the set of elements to assembly a scaffolding, erection ,operation stage and the disassembling of scaffolding. Each of the stages is shown in forms of diagrams and it is analysed with regards to the possibility of occurrence of hazardous situations. The issues analysed in this paper show how many factors, both technical (eg. in preparation - capacity estimation; performance - the use of appropriate elements) and personal (eg. accuracy in making connectors) affect the final effect which is safe erection and later use of a scaffolding.

Keywords: scaffolding, desing documentation of scaffolding, stages of the scaffolding operation, safety of people

Praca statyczna rusztowania pod działaniem rzeczywistego oraz normowego obciążenia wiatrem

Paulina Jamińska

Katedra Mechaniki Budowli, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e-mail: p.jaminska@pollub.pl

Streszczenie: W niniejszej pracy wykonano obliczenia statyczne konstrukcji rusztowania pod oddziaływaniem wiatru przyjętego według zaleceń normowych oraz na podstawie symulacji komputerowych przepływu powietrza wokół budynku prostopadłościennego z rusztowaniem ustawionym przy jednej ze ścian. Na podstawie obliczeń przeprowadzonych dla rusztowania przy różnych kątach natarcia wiatru zestawiono maksymalne wartości: naprężeń w pionowych elementach ram i w stężeniach; sił osiowych w elementach kotwiących. Ponadto wykonano obliczenia stateczności konstrukcji. Przeprowadzone porównanie, wskazuje że siły pochodzące od rzeczywistego obciążenia wiatrem znacznie różnią się kierunkiem, zwrotem oraz wartością od sił zalecanych w normach. Niedoścignięcie obciążenia wiatrem może prowadzić do przekroczenia nośności w elementach rusztowania, a w konsekwencji do katastrofy budowlanej.

Słowa kluczowe: rusztowanie, wiatr, zalecenia normowe, analiza statyczna.

1. Wprowadzenie

Rusztowanie jest to tymczasowa konstrukcja pomocnicza zmontowana z elementów wielokrotnego zastosowania, wykorzystywana przy wznoszeniu budynków, przy pracach obsługowych i naprawczych różnych konstrukcji. Jest przeznaczone do okresowego przenoszenia obciążeń wywołanych przez ludzi, materiały budowlane lub sprzęt. Pomimo tymczasowego charakteru należy docenić wagę prawidłowego zaprojektowania konstrukcji rusztowania, gdyż musi ono zapewniać bezpieczne miejsce pracy na każdym etapie (od wzniesienia do demontażu) i nie może stanowić zagrożenia dla otoczenia (pieszych, pojazdów, budynków).

Przypadki wystąpienia uszkodzenia lub katastrofy budowlanej (niezamierzonego, gwałtownego zniszczenia obiektu budowlanego lub jego części, a także konstrukcyjnych elementów rusztowań [1]) są dość częste. Katastrofa budowlana może nastąpić z powodu: złego stanu elementów rusztowania, niewłaściwej realizacji, błędnego projektu lub przyczyn losowych, takich jak np. uderzenie, działanie porywów wiatru. Bardzo często jest to kombinacja kilku wymienionych przyczyn. W niniejszym artykule zostanie podjęty problem prawidłowego zamodelowania działania wiatru podczas projektowania konstrukcji rusztowania.

Zalecenia normowe, dotyczące modelowania obciążenia wiatrem rusztowań budowlanych, zamieszczone w normach [2] i [3] są właściwie niezgodne z obecnym stanem wiedzy. Kierunki i wartości sił, pochodzących od działania wiatru, nie odpowiadają wiedzy z zakresu inżynierii wiatrowej. Z norm wynika, że przepływ wokół rusztowania, ustawionego przy budynku zależy tylko od kształtu tego budynku. Natomiast rusztowanie ustawione przy budynku znajduje w obszarze zaburzeń, spowodowanych wirami odrywającymi się od

naroży budynku, co powoduje, że zwroty sił, działających na poszczególne elementy nie pokrywają się ani, ze średnim kierunkiem napływu wiatru ani też z kierunkiem prostopadłym do ściany jak to zalecają normy [2] i [3].

Badanie rzeczywistego wpływu działania wiatru na rusztowanie ma również aspekt ekonomiczny. Projektowanie konstrukcji rusztowania na wyższe oddziaływania tak, aby mieć pewność, że nie nastąpi awaria, jest nieuzasadnione z wielu powodów, np. przyjmowanie zbyt dużego obciążenia wiatrem powoduje niepotrzebne niszczenie elewacji w miejscach kotwienia, dodatkowe roboczegodziny przy montażu rusztowania lub nieprawidłowy wniosek, że w wybranych przypadkach nie należy w ogóle rusztowania montować.

Kolejnym aspektem, związanym z działaniem wiatru, jest kotwienie rusztowania. Łączniki kotew są mocowane do kołków, umieszczonych w różnych rodzajach materiałów i często nie ma pewności czy mocowanie zapewnia planowaną siłę w kotwie. Na budowie można określić nośność kotew, która często okazuje się mniejsza niż planowana. W takich przypadkach wiedza o rzeczywistym oddziaływaniu wiatru pozwoli na dokładniejsze określenie obciążenia i na wyciągnięcie prawidłowego wniosku o możliwości zakotwienia a następnie bezpiecznego użytkowania konstrukcji. Ponadto pozwoli na określenie stanu naprężeń w elementach konstrukcji, spowodowanego siłami, które mogą np. wywoływać skręcanie rusztowania.

Wnioski wyciągnięte z analizy przepływu [4] posłużyły do przyjęcia oddziaływania wiatru na rzeczywistą konstrukcję rusztowania zamodelowaną w MES. Na podstawie analiz statycznych określono rzeczywisty wpływ wiatru na elementy rusztowania i porównano go z zaleceniami normowymi. Badania ograniczono do sytuacji, w której głównym obciążeniem jest wiatr, to znaczy gdy prędkość wiatru jest na tyle duża, że rusztowanie nie może być użytkowane. Podczas obliczeń nie uwzględniono ciężaru własnego konstrukcji oraz obciążeń eksploatacyjnych, aby wykazać różnice pracy statycznej konstrukcji pod oddziaływaniem wiatru dla zaleceń normowych i obciążenia rzeczywistego. Z tego samego powodu w obliczeniach nie uwzględniono imperfekcji. Ponadto rusztowanie nie jest okryte siatką ochronną. Zamontowanie na rusztowaniach siatek ochronnych zmieni charakter i wielkość oddziaływania wiatru zarówno na rusztowanie jak i budynek, jednak ze względu na całkowicie inny sposób oddziaływania wiatru przypadek ten nie jest rozważany w artykule.

2. Zalecenia dotyczące oddziaływania wiatru na rusztowania

Każda konfiguracja rusztowania, która nie jest opisana w instrukcji montażu producenta, jest uznawana za nietypową i wymaga wykonania projektu [3]. Ogólne zasady projektowania rusztowań oraz zalecenia dotyczące sposobu zbierania i przykładania obciążenia wiatrem na konstrukcję rusztowania znajdują się w normie [2].

Obciążenie wiatrem należy obliczać na podstawie ciśnienia dynamicznego na powierzchnię wystawioną na kierunek działania wiatru (powierzchnia odniesienia). Norma [3] zaleca przyjmowanie oddziaływania wiatru oddzielenie dla kierunku wiatru równoległego i prostopadłego do fasady, przy której znajduje się konstrukcja rusztowania.

Wartość charakterystyczną wynikowej siły wiatru należy wyznaczać, zgodnie ze wzorem:

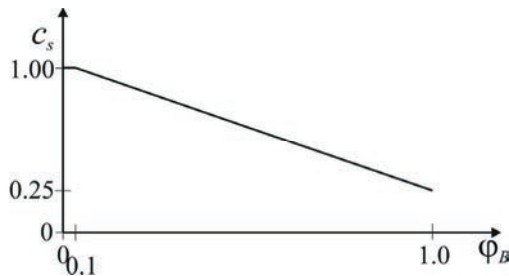
$$F_k = c_s \cdot \sum_i (c_{fi} \cdot A_i \cdot q_i) \quad (1)$$

gdzie: c_s – współczynnik miejsca, c_{fi} – współczynnik siły aerodynamicznej, A_i – pole powierzchni odniesienia, q_i – ciśnienie dynamiczne, i – i -ty element rusztowania.

W przypadku obciążenia wiatrem równoległe do elewacji rusztowania współczynnik miejsca c_s należy przyjmować jako równy 1,0. W przypadku obciążenia prostopadłego, współczynnik c_s można określić na podstawie wykresu z rys.1, w zależności od współczynnika zawartości φ_B , wyrażonego wzorem:

$$\varphi_B = \frac{A_{B,n}}{A_{B,g}} \quad (2)$$

gdzie: $A_{B,n}$ – powierzchnia netto elewacji (po odjęciu otworów), $A_{B,g}$ – całkowita powierzchnia elewacji.



Rys. 1. Współczynnik miejsca c_s dla rusztowań ustawionych przed elewacją i działania wiatru prostopadłego do elewacji [2]

Współczynnik siły aerodynamicznej c_f należy określić odpowiednio dla każdego przekroju elementów rusztowania na podstawie normy [5]. Dla wszystkich projektowanych powierzchni (pomosty, bortnice) wartość c_f należy przyjmować równą 1,3. Jeżeli rusztowanie zakryte jest siatką ochronną, dla wiatru prostopadłego i równoległego do elewacji rusztowania wartość c_f należy przyjmować równą odpowiednio 1,3 i 0,1.

Ciśnienie dynamiczne q_i działające na powierzchnię odniesienia A_i rusztowania wyraża równanie:

$$q_i = c_e \cdot q_b \quad (3)$$

gdzie: c_e – współczynnik ekspozycji (zależny od kategorii terenu i wysokości nad poziomem terenu [5]), q_b – wartość bazowa ciśnienia prędkości, wyrażona wzorem:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2, \quad (4)$$

gdzie: ρ – gęstość powietrza równa $1,225 \text{ kg/m}^3$, v_b – bazowa prędkość wiatru

Bazowe ciśnienie prędkości q_b , nieuwzględniające porywów wiatru można również odczytać z wykresu znajdującego się w normie [3].

W niniejszej pracy przedstawiono porównanie opływu wynikającego z normy i rzeczywistego, dotyczącego rusztowania bez przekrycia, ustawionego przy budynku o prostokątnym przekroju poprzecznym.

3. Obliczenia MES

W programie Autodesk Algor Simulation Professional wykonano model typowego stalowego rusztowania ramowego, składającego się z sześciu pól o wymiarach $2,572 \text{ m} \times 0,732 \text{ m}$. Całkowite wymiary konstrukcji rusztowania wynoszą: $15,432 \text{ m} \times 0,732 \text{ m} \times$

24,4 m i odpowiadają standardowemu systemowi konfiguracyjnemu. Rusztowanie zostało zakotwione zgodnie z normą, według typowego naprzemiennego wzoru zakotwień.

Schemat statyczny konstrukcji składa się z elementów kratowych, które modelują pracę podestów, i elementów prętowych, które modelują takie elementy jak ramy, podstawki i poręcze. Podesty są zamocowane na elementach rusztowania w taki sposób, aby miały możliwość obrotu i nie przenosiły momentów zginających. Ten efekt uzyskano właśnie dzięki zastosowaniu elementów kratowych, których sztywność i ciężar pomostów zostały tak dobrane, aby odpowiadały właściwościom rzeczywistych pomostów.

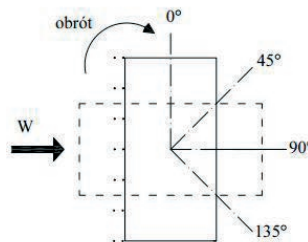
Ustawienie rusztowania na podkładach, ułożonych na gruncie, zostało zamodelowane podporami przegubowymi, które blokują możliwość przesuwu w kierunku pionowym i poziomym. Kotwienie rusztowania do ścian zostało zamodelowane za pomocą podpór, które blokują możliwość przesuwu węzłów w płaszczyźnie poziomej.

4. Obciążenie wiatrem

Model konstrukcji obciążony jest tylko charakterystycznymi siłami skupionymi od działania wiatru, przyłożonymi do węzłów głównych siatki konstrukcyjnej rusztowania na poziomie podestów. Zarówno dla przypadków normowych jak i obliczeń oddziaływania rzeczywistego przyjęto maksymalne obciążenie wiatrem o prędkości bazowej $v_b=22$ m/s oraz kategorię terenu 0, dla której przyjęto odpowiednią funkcję, uzależniającą współczynnik ekspozycji c_e od wysokości powyżej terenu. Ponadto uwzględniono współczynnik statystyczny równy 0,7, który uwzględnia fakt, że rusztowanie jest budowlą tymczasową, a normowa prędkość bazowa jest prędkością, która może wystąpić raz na przestrzeni ostatnich 50 lat.

Obliczenia komputerowe opływu dwuwymiarowego wokół budynku z rusztowaniem ustawionym przy jednej z jego ścian zostały opisane w artykule [4]. Wzdłuż dłuższej ściany budynku ustawiono czternaście słupków w dwóch rzędach przedstawiających sześć pól rusztowania o wymiarach 2,572 m x 0,732 m. Odległość pierwszego rzędu słupków od fasady budynku wynosiła 0,15 m.

Na podstawie wyników przeprowadzonych analiz, dla czterech różnych kątów natarcia wiatru (rys. 2), odczytano wartości sił, wynikających z działania przepływu na poszczególne słupki rusztowania – w dalszej części pracy nazywane obciążeniem rzeczywistym. Kierunki i zwroty tych sił pokazane są na rys. 4 i rys. 5.

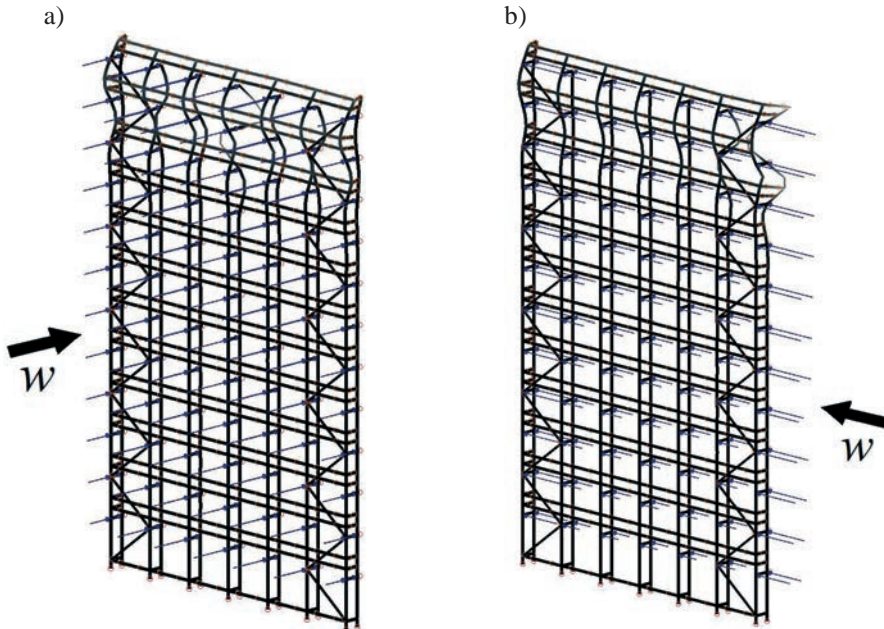


Rys. 2. Schemat ustawienia rusztowania przy budynku oraz kąty natarcia wiatru

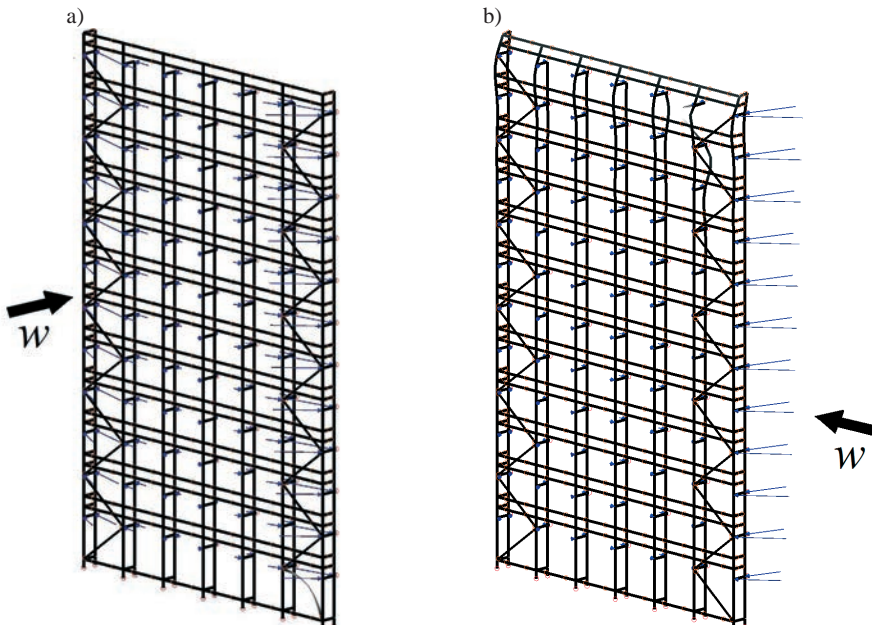
5. Analiza wyników obliczeń

W ramach badań numerycznych wykonano statyczne obliczenia liniowe oraz analizę stateczności konstrukcji. Rys. 3, rys. 4 i rys. 5 przedstawiają kierunki i zwroty charakterystycznych sił od działania wiatru oraz formy wybożenia rusztowania. Siły przyłożone do

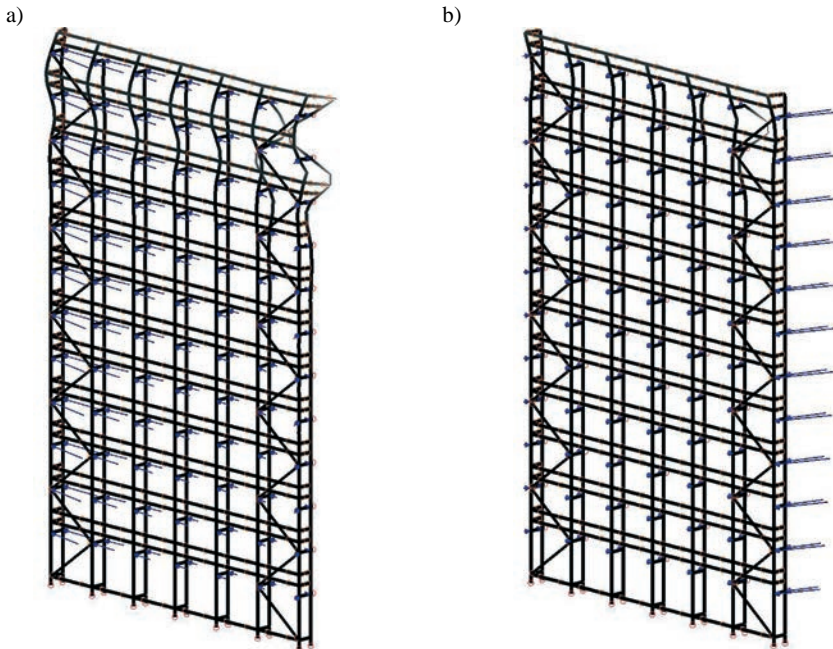
rusztowania odpowiadają profilowi wiatru, którego prędkość rośnie wraz z wysokością nad poziomem terenu. W przypadku obciążenia wiatrem według zaleceń normowych kierunki, zwroty i wartości sił są całkowicie odmienne od tych, wynikających z obciążenia rzeczywistego.



Rys. 3. Normowe obciążenie wiatrem oraz postaci wycofania dla kąta natarcia: a) 0° , b) 90°



Rys. 4. Rzeczywiste obciążenie wiatrem oraz postaci wycofania dla kąta natarcia: a) 0° , b) 90°



Rys. 5. Rzeczywiste obciążenie wiatrem oraz postaci wybożenia dla kąta natarcia: a) 45°, b) 135°

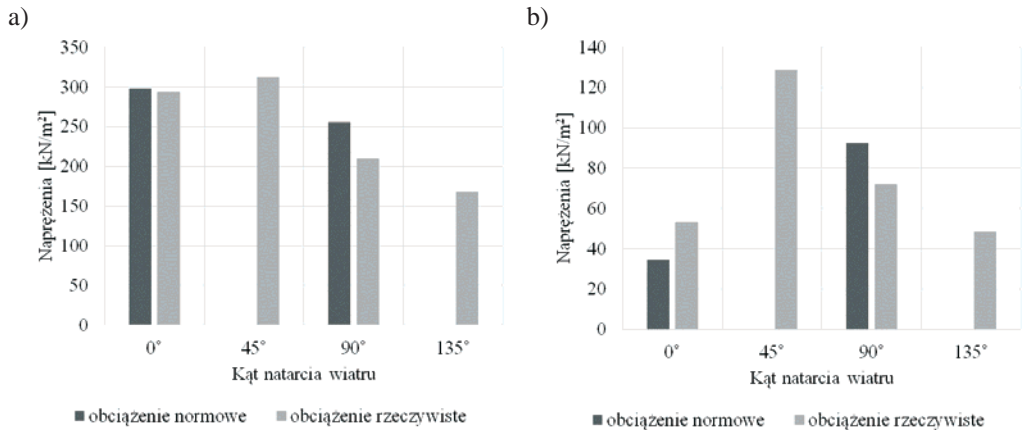
Wartości mnożnika siły krytycznej zestawione w tab. 1 wskazują, że siła krytyczna zostanie najszybciej osiągnięta dla obciążenia rzeczywistego przy kącie natarcia wiatru 90°.

Tabela 1. Mnożnik siły krytycznej

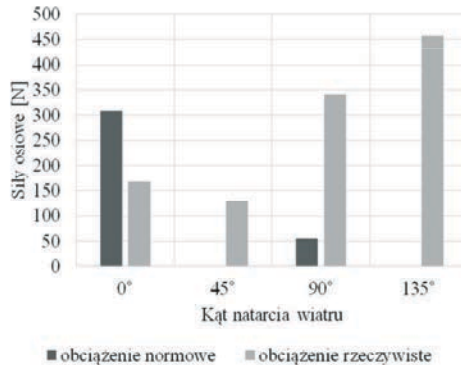
Kąt natarcia wiatru	Obciążenie normowe		Obciążenie rzeczywiste			
	0°	90°	0°	45°	90°	135°
α_{cr}	25	11	753	14	6	8

W wyniku przeprowadzonych obliczeń statycznych uzyskano wartości sił wewnętrznych oraz naprężeń w elementach konstrukcyjnych rusztowania. Rysunek 6 przedstawia porównanie naprężeń maksymalnych w słupkach ram oraz stężeniach. Przy normowym obciążeniu wiatrem wartości maksymalnych naprężeń są większe od wartości uzyskanych przy rzeczywistym obciążeniu wiatrem w słupkach ram rusztowań oraz stężeniach dla kąta natarcia wiatrem 90°, oraz nieznacznie większe w słupkach ram przy kącie napływu równym 0°. Największe czyli najbardziej niekorzystne wartości naprężeń maksymalnych wystąpiły w słupkach ram oraz stężeniach, pracujących pod obciążeniem rzeczywistym wiatrem przy kącie natarcia 45°. Wartości naprężeń przekraczają te uzyskane z przypadków obciążenia normowego, a należy pamiętać, że normy do projektowania rusztowań zalecają jedynie dwa kierunki przykładania sił, pochodzących od ciśnienia dynamicznego wiatru, równoległe i prostopadłe do fasady rusztowania, nie wspominając o innych przypadkach.

Na rys. 7 zestawiono wartości sił osiowych w elementach kotwiących rusztowania. Projektując rusztowanie zgodnie z zaleceniami normowymi i przyjmując najbardziej niekorzystny dla kotew przypadek działania wiatru, tzn. kąt napływu równy 0°, nie doszacujemy wartości sił osiowych, ponieważ dla kąta natarcia wiatru 135° siła ta jest o 50% większa.



Rys. 6. Maksymalne napięcia w elementach rusztowania: a) słupki ram, b) stężenia



Rys. 7. Wartości maksymalnych sił osiowych w elementach kotwiących rusztowania

6. Podsumowanie

Zalecany przez normy sposób modelowania działania wiatru na budynek wynika z założenia, że kierunek działania wiatru na rusztowanie jest taki sam jak na elewację budynku, przy którym rusztowanie się znajduje. Na podstawie przeprowadzonych obliczeń można stwierdzić, że rzeczywiste siły wywołane przez wiatr znacznie różnią się kierunkiem, zwrotem oraz wartością od obciążenia zalecanego w normach do projektowania rusztowań. Normowe obciążenie prostopadłe do fasady rusztowania może być prawdziwe tylko w przypadku bardzo dużych otworów w budynku.

Elementy rusztowania, ustawione przy budynku, mogą znajdować się w obszarze zaburzeń, spowodowanych wirami odrywającymi się od naroży budynku, co zmienia rozkład obciążenia elementów rusztowania. Siły, działające na rusztowanie, układają się wzdłuż linii prądu. Oddziaływanie wiatru może spowodować zmianę rozkładu sił wewnętrznych w elementach rusztowania (wzrost wartości sił normalnych w stężeniach, który może doprowadzić do przekroczenia nośności węzłów) lub skręcanie rusztowania.

Biorąc pod uwagę dotychczas przeprowadzone analizy sił, działających na rusztowanie stojące przy budynku, uwzględniające aspekty interferencji aerodynamicznej, oraz nieustalone cechy przepływu, w kolejnym etapie badań zostanie podjęta próba opracowania

reguł, które mogłyby być podstawą do stworzenia zasad przyjmowania prawidłowych obciążeń podczas projektowania rusztowań budowlanych.

Literatura

- 1 Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 6 lutego 2003 r. w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy podczas wykonywania robót budowlanych. Dz.U. 2003 nr 47 poz. 401
- 2 PN-EN 12811-1. Tymczasowe konstrukcje stosowane na placu budowy. Część 1: Rusztowania. Warunki wykonania i ogólne zasady projektowania.
- 3 PN-EN 12810-2:2010. Rusztowania elewacyjne z elementów prefabrykowanych – część 2: Specjalne metody projektowania konstrukcji.
- 4 Jamińska P. Analiza działania wiatru na układ budynek z rusztowaniem. Budownictwo i Architektura 12 (2) (2013) 111-118.
- 5 PN-EN 1991-1-4. Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Oddziaływania wiatru.

Static work of scaffolding loaded by actual and standards driven wind forces

Paulina Jamińska

*Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin
University of Technology, e-mail: p.jaminska@pollub.pl*

Abstract: This paper presents static analyzes of scaffolding loaded by wind according to Eurocode recommendations and on the basis of computer simulations of air flow around a rectangular building with a scaffolding assembled at one of the walls. On the basis of calculations performed for the scaffold at different angles of wind attack, the maximum values of the stress in the vertical elements of the framework and in the braces are showed, as well as axial forces in the anchors. In addition, critical buckling load analyses were also performed. The comparison indicates that the forces coming from the actual wind loads differ significantly in direction, sense and magnitude from the forces prescribed in the standards. Underestimated wind load can lead to the state of exceeded capacity in scaffolding elements, and consequently to the construction disaster.

Keywords: scaffolding, wind, static analysis, standards

Analiza deformacji jednoelementowego układu węzłowego rusztowania modułowego

Michał Pieńko

*Katedra Mechaniki Budowli, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska,
e-mail: m.pienko@pollub.pl*

Streszczenie: Zapotrzebowanie rynku na coraz bardziej nietypowe konstrukcje, wymusza optymalne projektowanie układów rusztowań budowlanych pod względem bezpieczeństwa, ekonomii oraz czasu montażu. Tego typu podejście wymaga szczegółowej wiedzy w zakresie pracy statyczno-wytrzymałościowej elementów, jak również ich wzajemnego połączenia. W pracy przedstawiono badania laboratoryjne, dotyczące deformacji węzła rusztowania modułowego przy następujących obciążeniach: przy skręcaniu rygła, pod wpływem poziomej siły tnącej i podczas zginania w płaszczyźnie poziomej. W ramach badań został wykorzystany autorski uchwyt, umożliwiający obciążenie węzła wyżej wymienionymi obciążeniami. Wynikiem badań jest opis deformacji węzłów oraz wykresy obciążenie-przemieszczenie. Z badań przedstawionych w pracy wynika, że te wykresy zależności siła-przemieszczenie są powtarzalne, co w przypadku węzłów, które są montowane ręcznie, nie jest oczywiste. Oznacza to, że można je stosować jako podstawę weryfikacji nieliniowych analiz numerycznych, które będą musiały uwzględniać takie problemy jak: nieliniowości materiałowe, nieliniowości geometryczne, kontakt i tarcie.

Słowa kluczowe: badania laboratoryjne, rusztowania modułowe, deformacja węzła, odkształcenia plastyczne.

1. Wprowadzenie

Dynamiczny rozwój programów komputerowych, służących do przeprowadzania obliczeń umożliwia przeprowadzenie dokładnych analiz statyczno-wytrzymałościowych rusztowań budowlanych jako układów prętowych. W praktyce inżynierskiej obliczenia sprowadzają się do określenia czy siły wewnętrzne, występujące w układzie nie przekraczają nośności elementów, w tym połączeń. Jednak, aby takiego sprawdzenie wykonać potrzebne są informacje o nośności tych elementów. W przypadku nośności przekroju elementów, jeżeli są one w dobrym stanie technicznym, wystarczy wiedza inżynierska i zalecenia normowe, natomiast w przypadku węzłów rusztowań projektant musi posiadać informacje o dopuszczalnych siłach wewnętrznych lub wręcz o przestrzennych zależnościach pomiędzy dopuszczalnymi różnymi rodzajami obciążeń. Opracowanie takich zależności wymaga określenia kryteriów nośności, które w przypadku rusztowań muszą uwzględniać dwa aspekty: wytrzymałość materiału oraz ograniczenia zmian własności materiałowych (np. wzmocnienia) i kształtu geometrii elementów, spowodowane koniecznością wielokrotnego montażu rusztowania. Obecnie w katalogach są podawane maksymalne dopuszczalne siły węzłowe, ale brak jest informacji czy dopuszczenie do powstania siły wewnętrznej o takiej wartości pozwala na dalsze użytkowanie rusztowania oraz, czy przy wyznaczaniu nośności węzła z zadaniem obciążenie, uwzględniono możliwość nałożenia się oddziaływań od innych elementów i z różnych rodzajów obciążeń.

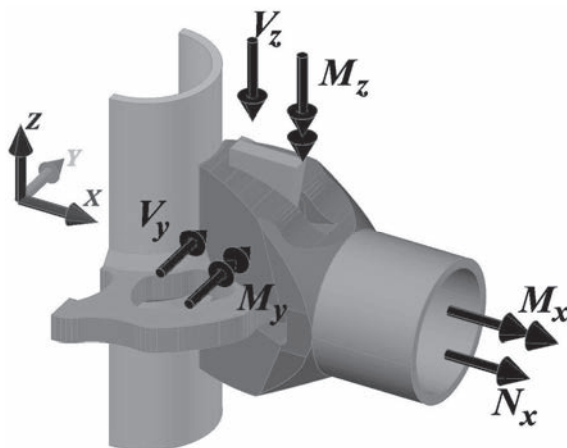
W pracy przedstawiono tematykę, związaną z modułowymi rusztowaniami budowlanymi i ich newralgicznym punktem jakim jest węzeł. Rusztowanie jest konstrukcją wielokrotnego użytku, które może podlegać różnorodnym formom obciążenia, w zależności od przeznaczenia. Połączenie elementów w większości systemów rusztowań modułowych polega na założeniu główki na rozetę i zablokowaniu jej za pomocą klina. Wielootworowe rozety umożliwiają połączenie maksymalnie ośmiu elementów, które mogą podlegać dowolnym obciążeniom. Takie rozwiązanie powoduje, że w połączeniu powstają luzy, zachodzi zjawisko tarcia pomiędzy poszczególnymi elementami a możliwość kontaktu pomiędzy poszczególnymi elementami zależy od rodzaju obciążenia. Należy tu zwrócić również uwagę, że węzeł łączy co prawda elementy stalowe, ale o różnych właściwościach mechanicznych, w tym o różnych charakterystykach materiałowych σ - ε (por. [1]). Złożona geometria elementów oraz wzajemna współpraca kilku komponentów węzła powodują, że w układzie powstaje przestrzenny układ naprężeń, którego wyznaczenie wymaga zarówno badań laboratoryjnych jak i analiz numerycznych. Natomiast znajomość tego stanu jest niezbędna do określenia nośności węzłów.

W celu określenia nośności połączenia jak również określenie charakterystyk, opisujących zachowanie węzła podczas obciążania, konieczne jest przeprowadzenie badań laboratoryjnych. W normach [2] i [3] nie ma dokładnych informacji, jak powinno wyglądać stanowisko badawcze. Dokładny opis i schematy stanowisk możemy odnaleźć tylko w przypadku połączeń, dotyczących złączy rurowych. Zgodnie z normami możliwe jest określanie nośności połączenia na podstawie badań całego pola rusztowania, co według autora może dostarczać wielu błędów ze względu na występowanie różnorodnych luzów. Tak jak w przypadku badań, przedstawionych w pracy [4], w tym artykule zostały opisane badania przeprowadzone na autorskim uchwycie, umożliwiającym obciążenie węzła w standardowej maszynie wytrzymałościowej. Badania laboratoryjne są pierwszym etapem poprzedzającym stworzenie modelu numerycznego, odwzorowującego zachowanie węzła pod wpływem obciążenia. Newralgiczne miejsce, jakim jest bezpośredni styk klina i talerzyka, nie jest widoczne w momencie przeprowadzania badań. Analiza numeryczna pozwala śledzić bezpośrednio przebieg w dowolnym miejscu modelu. Umożliwia również jednoczesne obciążenie węzła większą liczbą elementów i przeanalizowanie wzajemnego wpływu obciążeń na rozkład naprężeń. Aby analiza numeryczna była poprawna konieczne jest zarówno przeprowadzenie tożsamyh badań laboratoryjnych węzła jak również określenie charakterystyk materiałowych poszczególnych elementów wchodzących w skład węzła. W artykule [1] opisano badania laboratoryjne, na podstawie których określono charakterystyki materiałowe próbek materiału z rury stojaka oraz klina. W pracy [4] zbadano zachowanie się węzła rusztowania modułowego w przypadku rozciągania rygła, rozciągania stężenia, ścinania i zginania rygła w płaszczyźnie pionowej. W tej pracy zostaną przedstawione badania deformacji od pozostałych rodzajów obciążeń jakim może być poddany węzeł rusztowania modułowego. Badania zostały wykonane na przykładzie systemu firmy ALTRAD MOSTOSTAL.

2. Przygotowanie stanowisk badawczych

Badania zostały wykonane na prasie wytrzymałościowej MTS 250, której tłok ma możliwość ruchu w pionie oraz może obracać się wokół własnej osi. Podstawowe parametry tej prasy to: zakres sił ± 250 kN, skok tłoka ± 120 mm, kąt obrotu $\pm 55^\circ$, moment skręcający ± 2200 Nm. Przyłożenie obciążeń do węzła, pokazanych na Rys.1, wymagało zaprojektowania i wykonania odpowiednich uchwytów. Rozwiązania te zostały opisane w artykule [4],

gdzie opisano również badania laboratoryjne, w których analizowano pracę węzła pod wpływem takich sił i momentów jak: siła tnąca w płaszczyźnie pionowej V_z , moment, wywołujący zginanie w płaszczyźnie pionowej M_y , i siła rozciągająca rygiel N_x . Praca węzła pod wpływem pozostałych obciążeń, przedstawionych na Rys.1, czyli momentu skręcającego M_x , siły tnącej w płaszczyźnie poziomej V_y oraz momentu, zginającego w płaszczyźnie poziomej M_z , są przedmiotem niniejszej pracy. Ze względu na symetrię węzła jednoelementowego w każdym opisanym przypadku węzeł obciążano w jednym kierunku. Każde badanie zostało przeprowadzone pięciokrotnie, przy czym za każdym razem stosowano nowe komponenty węzła, dostarczone przez producenta.



Rys.1. Schemat obciążeń węzła rusztowania modułowego

2.1. Obciążanie węzła momentem skręcającym M_x

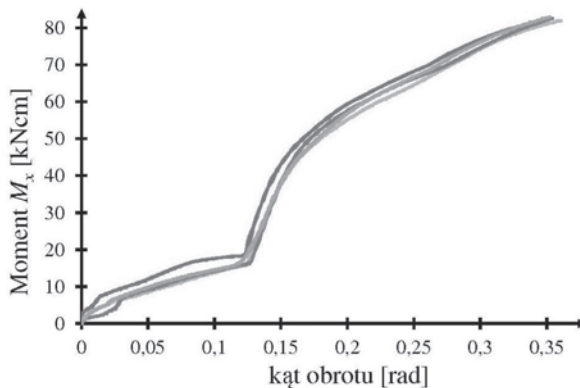
Pierwszym z rozpatrywanych układów obciążenia jest węzeł poddany skręcaniu rygla. Badanie zostało przeprowadzone przy pomocy maszyny MTS 250, w której możliwe jest zadanie momentu skręcającego. Ponieważ maszyna wytrzymałościowa nie była przystosowana do normatywnej średnicy rury rusztowania, zastosowano trzpień przykręcane bezpośrednio do rury, mające znacznie większą nośność w stosunku do komponentów węzła (Rys.2). W zaprojektowany uchwyt w postaci płaskownika z przyspawanymi obejmami zamontowano fragment rury stojaka z talerzykiem.



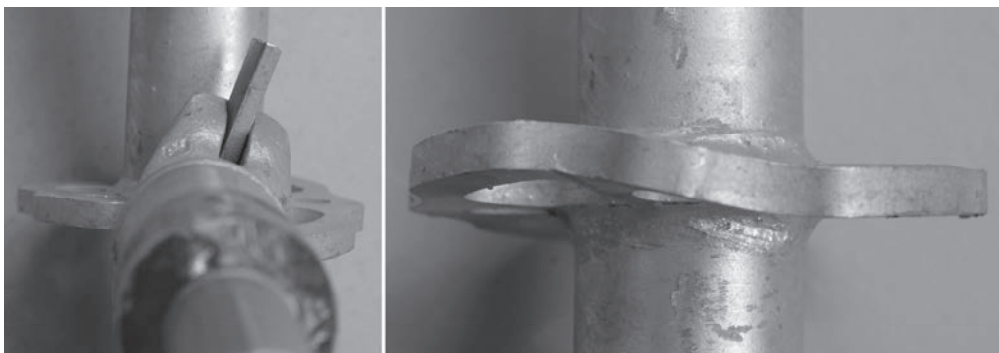
Rys.2. Uchwyt zastosowany w przypadku skręcania rygla M_x

Szczelina w głównej rygli jest o trzy milimetry większa niż grubość talerzyka. Tego typu odstęp powoduje, że w przypadku skręcania sztywność połączenia do momentu oparcia się obu ścianek głównej o talerzyk jest znikoma (Rys.3). Elementem zapewniającym sztywność do momentu obrotu o ok. 7° jest tylko klin oraz wyokrąglenie głównej bezpośrednio dotykające rurę rygli. Przemieszczenie, po którym sztywność połączenia wzrasta, wykracza poza zakres przemieszczeń z jakimi mamy do czynienia w konstrukcjach rusztowań. Tak duże skręcenie rygli nie jest możliwe, bo oznaczałoby znaczne odkształcenie konstrukcji, a więc przekroczenie dopuszczalnych nośności elementów, oraz przekroczenie stanów granicznych użytkowania.

Zniszczenia powstałe pod wpływem momentu skręcającego dotyczą klina, który uległ wygięciu jak również nastąpiło skręcenie talerzyka w obrębie oddziaływania ścianek głównej. Na rys.4 można zauważyć obtarcia w obrębie bezpośredniego oddziaływania głównej na rurę. W katalogu producenta możemy znaleźć informację na temat nośności węzła w przypadku skręcania o wartości ok. 50kNcm co stanowi ok. 25% nośności obliczeniowej rury rygli.



Rys.3. Wykres zależności momentu skręcającego od kąta obrotu w przypadku skręcania rygli

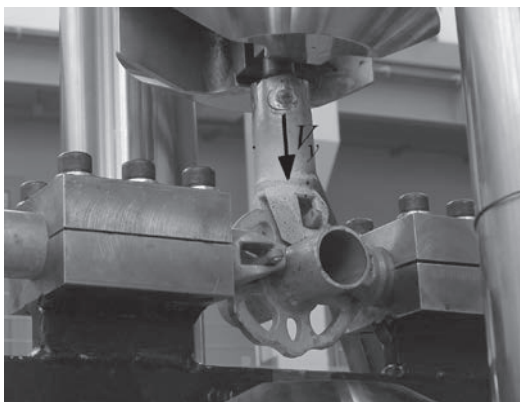


Rys.4. Forma zniszczenia węzła w przypadku skręcania rygli

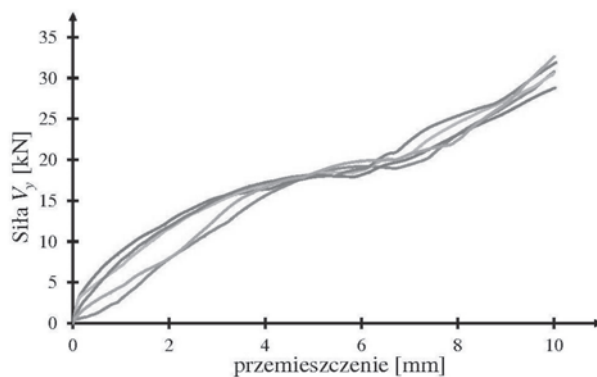
2.2. Obciążenie węzła siłą ścinającą V_y

Obciążenie w postaci siły tnącej w płaszczyźnie pomostu jest obciążeniem specyficznym, ale nie wykluczonym. Mamy z nim do czynienia np. w przypadku kotwienia rusztowania do budynku. Sytuacja ta występuje, gdy trzeba ominąć otwór w ścianie lub inną przeszkodę, uniemożliwiająca montaż łącznika kotwiącego bezpośrednio do stojaka.

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.5). Siła tnąca powinna być przyłożona bezpośrednio do rygła, lecz tego typu obciążenie nie byłoby możliwe w dostępnych maszynach laboratoryjnych i wymagałoby stworzenia kolejnego uchwytu o skomplikowanej budowie. Problemem okazało się również przyłożenie samej siły osiowej. W pierwszych próbach przyłożono siłę do rygła pionowego jako rozciągającą, ale po przekroczeniu siły ok. 20kN, talerzyk i klin w połączeniu służącym do przekazania siły, ulegały odkształceniom plastycznym. Dlatego też zdecydowano się na obciążanie węzła, w zaproponowanym układzie, siłą ściskającą. W takim układzie obciążenie jest przekazywane przez znacznie większą powierzchnię styku rury i głowni rygła.

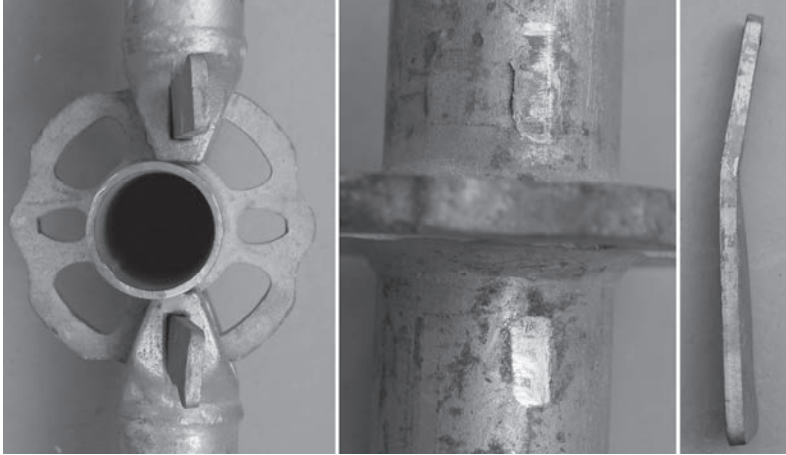


Rys.5. Uchwyt zastosowany w przypadku ścinania rygła



Rys.6. Wykres zależności siła-przemieszczenie w przypadku ścinania rygła

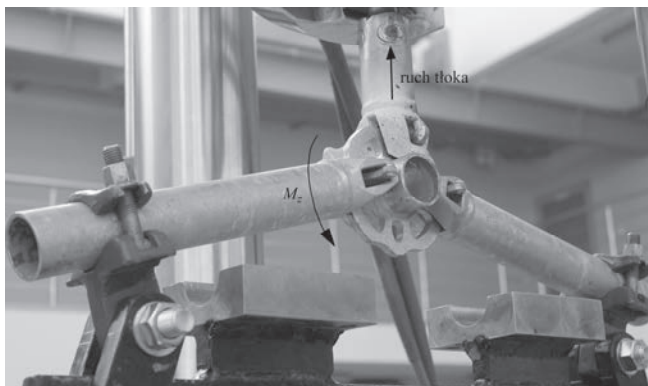
Na Rys.6 pokazane są wykresy siły V_y w funkcji przemieszczenia. Na wykresie tym charakterystycznym punktem jest zmiana nachylenia wykresów po przekroczeniu przemieszczenia ok. 6mm. W zakresie badanych obciążeń nie uzyskano momentu, w którym następowalby nagły wzrost przemieszczeń czyli całkowite zniszczenie węzła. Producent określa nośność węzła w przypadku siły ścinającej w płaszczyźnie pomostu na poziomie 9,3kN czyli należy przypuszczać, że nośność ta jest wyznaczona na podstawie nośności elementów, łączonych za pomocą rozety.



Rys.7. Forma zniszczenia węzła w przypadku ścinania rygła w płaszczyźnie poziomej

2.3. Badanie pracy węzła podczas zginania rygła w płaszczyźnie poziomej

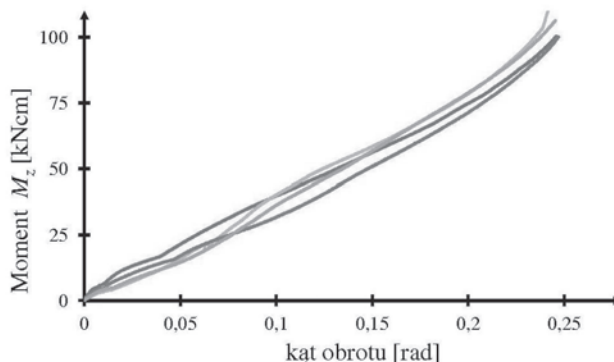
W celu uzyskania momentu zginającego w płaszczyźnie poziomej za pomocą maszyny służącej do osiowego rozciągania wykorzystano ten sam uchwyt jak w przypadku momentu zginającego M_y [4]. Różnica w badaniu polegała na zmianie elementów, podlegających rozciąganiu, oraz obróceniu płaszczyzny pracy rygli i węzła.



Rys.8. Uchwyt zastosowany w przypadku zginania rygła momentem M_z

Siła uzyskana po próbnym obciążeniu była na tyle mała, że nie wystąpił problem, opisany w poprzednim punkcie, tzn. nie nastąpiło zniszczenie elementów, które miały tylko przekazać obciążenie. Dlatego zdecydowano się na obciążanie węzła siłą rozciągającą, przekazywaną bezpośrednio z klina na talerzyk. Siła, przy której przerywano obciążanie wynosiła zaledwie 6kN, nie powoduje praktycznie żadnych odkształceń zarówno w zakresie siły rozciągającej jak również ścinania elementu w płaszczyźnie badanych elementów. Zgodnie z zasadami mechaniki zginanie uzyskano poprzez zastosowanie ramienia działania siły (Rys.8). Ponieważ węzeł poddany zginaniu ulega znacznym odkształceniom konieczne było zastosowanie podwójnych przegubów, umożliwiających znaczny obrót uchwytów bez wprowadzania dodatkowych obciążeń.

W przypadku zginania momentem M_z nie zaobserwowano znacznych zmian w przebiegu wykresu zależności moment – kąt obrotu (Rys.9). Badanie przerwano ponieważ zakres przemieszczeń w znacznym sposób przekroczył wartość 16° , które w praktyce oznaczają chociażby przekroczenie stanu granicznego użytkowania. Zniszczenia na skutek obciążenia węzła momentem zginającym zaobserwowano jedynie w zakresie klina (Rys.10), który uległ wygięciu oraz talerzyka w miejscu styku z klinem. Producent rusztowań określa nośność węzła w przypadku zginania na poziomie $M_z=22\text{kNcm}$, co stanowi ok. 20% nośności obliczeniowej rury rygla.



Rys.9. Wykres zależności moment skracający-kąt obrotu w przypadku skręcania rygla



Rys.10. Forma zniszczenia węzła w przypadku zginania rygla z płaszczyźnie poziomej

3. Podsumowanie

Przedstawione badania laboratoryjne stanowią uzupełnienie badań opisanych w artykule [4]. W zależności od przyłożonego obciążenia obserwowano różne formy zniszczenia. W przypadku zginania i skręcania badania przeprowadzono w zakresie znacznie wykraczającym poza zakres przemieszczeń występujących w rzeczywistych konstrukcjach. Na podstawie wyników badań stwierdzono, że wartości podawane przez producentów rusztowań nie są związane ze zmianą sposobu pracy węzła. Niestety producent nie podaje na podstawie jakich kryteriów przyjęto zakresy dopuszczalnych sił węzłowych.

Ważnym wnioskiem z badań, wskazującym, że mogą one być podstawą do weryfikacji analiz numerycznych, jest to, że widać powtarzalność zachowania się węzła w kolejnych badaniach. Biorąc pod uwagę, że każdy z badanych elementów był składany oddzielnie, to różna siła wbicia klina mogła doprowadzić do uzyskania zupełnie innych wyników. Należy

przypuszczać, że ukształtowanie powierzchni styków komponentów węzła jest tak wykonane, że w węzłach rusztowania (przynajmniej nowych fabrycznie) oddzielnie montowanych, układ naprężeń przy tych samych obciążeniach jest podobny.

Ponieważ w rzeczywistych konstrukcjach dochodzi do nałożenia się poszczególnych form obciążenia, to kolejnym krokiem badań będą analizy numeryczne, które pozwolą na bezpośrednio uwzględnienie ich wzajemnego wpływu na rozkład naprężeń.

Autor jest uczestnikiem projektu "Kwalifikacje dla rynku pracy - Politechnika Lubelska przyjazna dla pracodawcy" współfinansowanego przez Unię Europejską w ramach Europejskiego Funduszu Społecznego.

Literatura

- 1 Pieńko, M., Błazik-Borowa E. The verification of the numerical model of a modular scaffolding node based on laboratory tests. Mat. konf. 20th International Conference on Computer Methods in Mechanics, Poznań 2013, p. MS08-5-MS08-6 (2013).
- 2 PN-EN 12811-3:2002. Tymczasowe urządzenia budowlane. Część 3: Obciążenia badawcze.
- 3 PN-EN 12810-2:2002. Rusztowania elewacyjne z elementów prefabrykowanych. Część 2: Specjalne metody projektowania konstrukcji.
- 4 Pieńko, M.: Analiza deformacji układów węzłowych rusztowań budowlanych, Budownictwo i Architektura, 12(1)/2013, s. 267-274 (2013).

The analysis of the deformation of single node in a modular scaffolding system

Michał Pieńko

Department of Structure Mechanics, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: m.pienko@pollub.pl

Abstract: The increasingly complex engineering structures of scaffoldings require optimal designing in terms of safety, economy and erection. This approach requires detailed knowledge of the static-strength properties of elements, as well as knowledge of their interconnections. The paper deals with the laboratory tests of deformations in modular scaffolding nodes for the following loads: torque of the ledger, shearing and bending in the horizontal plane. The original grip was used in the study, which allows to load the node with aforementioned loads. The result of research is a description of the deformation of the nodes and the load-displacement graphs. The studies presented in the paper indicate that graphs are repeatable, which is not obvious in the case of nodes assembled manually. This means that it can be used as a basis for the verification of non-linear numerical analysis, which will have to take into account such issues as the material nonlinearities, geometric nonlinearities, contact and friction.

Keywords: the laboratory research, modular scaffoldings, the deformation of nodes, plastic deformations.

Analiza nośności stalowych pomostów rusztowań

Aleksander Robak

*Katedra Mechaniki Budowli, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska,
e-mail: a.robak@pollub.pl*

Streszczenie: W opracowaniu przedstawiono metody modelowania numerycznego oraz komputerową analizę statyczną stalowych pomostów umieszczanych na rusztowaniach. Głównym problemem poruszonym w opracowaniu jest pokazanie sposobu tworzenia modeli pojedynczej płyty pomostowej oraz określenie przydatności poszczególnych modeli w różnych sytuacjach projektowych. Dodatkowo dokonano porównania wyników otrzymanych z analizy liniowej oraz z analizy uwzględniającej nieliniowość materiałową.

Słowa kluczowe: rusztowania, modele numeryczne, obliczenia statyczne, metoda elementów skończonych

1. Wprowadzenie

Rusztowania budowlane są konstrukcjami tymczasowymi powszechnie używanymi podczas prac budowlanych. W związku z tym, że są to elementy masowo produkowane, to każde nawet nieznaczne zmniejszenie przekrojów elementów konstrukcyjnych powoduje znaczne oszczędności. Oczywiście jest to wykorzystywane przez producentów, którzy dążą do zmniejszenia kosztów. Niestety efektem tego jest także zmniejszenie nośności. Natomiast zadaniem konstruktora jest zaprojektowanie konstrukcji, która przy możliwie najmniejszym zużyciu materiału uzyska założoną nośność. Pomosty rusztowań są elementami, których stosowanie jest niezbędne, bo to właśnie po pomostach poruszają się robotnicy budowlani, czyli użytkownicy rusztowań i właściwie zaprojektowanie pomostów decyduje o bezpieczeństwie ludzi. Jednak pomosty mają także inne znaczenie, tzn.: łączą inne elementy konstrukcyjne rusztowań oraz usztywniają konstrukcję w płaszczyźnie poziomej. Skomplikowane kształty płyt pomostowych utrudniają modelowanie tej części rusztowań w obliczeniach komputerowych i wymuszają stosowanie układów zastępczych. W pracy zostanie przedstawionych kilka modeli numerycznych pomostów oraz ich zastosowanie w ocenie nośności pomostów lub całego rusztowania budowlanego.

Przed przystąpieniem do prezentacji metod budowania modeli numerycznych pomostów i ich zastosowania warto wspomnieć, że problematyka pracy statycznej rusztowań jest rzadko spotykana w literaturze. Autor znalazł zaledwie kilka prac dotyczących badań wytrzymałościowych (por. [1, 2, 3, 4]) lub analiz przyczyn katastrof (por. [5, 6, 7]). I tak np. w pracy [7], gdzie badano nośność wzniesionych konstrukcji we wschodnich regionach USA, stwierdzono, że 32% rusztowań groziła katastrofą. Ponadto w pracy tej stwierdzono, że nie ma korelacji pomiędzy złym stanem rusztowania, regionem, w którym jest wznoszone rusztowanie, wymiarami rusztowań czy liczbą użytkowników. Pokazuje to jak małą wagę przywiązuje się do tego rodzaju konstrukcji, jednocześnie narażając ludzkie życie.

2. Modele numeryczne pomostów

Pomosty w rusztowaniach są elementami, które w płaszczyźnie pionowej pracują jak belki swobodnie podparte. Każdy element nośny jest oparty na poziomych ryglach za pomocą specjalnie wykształconych zaczepów, które zapewniają przegubowe połączenie tych elementów z rusztowaniem. Pomosty są elementami bezpośrednio przenoszącymi wszystkie obciążenia użytkowe, przekazując je na elementy konstrukcyjne rusztowania. Pomosty mają też duże znaczenie w tworzeniu sztywności rusztowania w płaszczyznach poziomych. W poniższym opracowaniu opisano tworzenie modeli numerycznych na przykładzie pomostów stalowych firmy ALTRAD MOSTOSTAL. Dokładny opis tego typu pomostów został umieszczony w pracy [8].

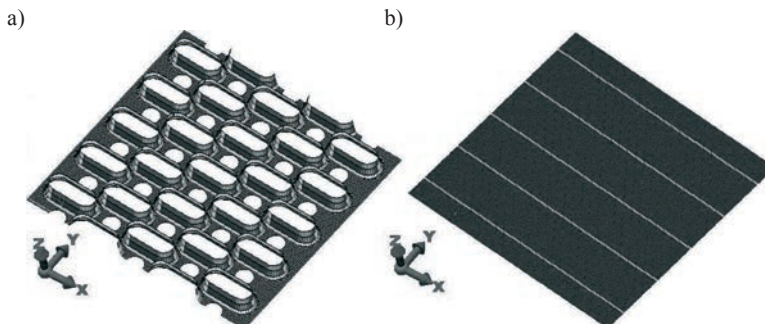
2.1. Opis modeli numerycznych pomostów

Wykonanie prawidłowego modelu płyty, w którym zostałyby uwzględnione wszystkie szczegóły geometrii płyty, wymaga stworzenia modelu o bardzo wielu elementach powłokowych, a więc węzłów i stopni swobody. Taki model nie będzie przydatny w praktyce, ponieważ obliczenia nawet najprostszych przypadków obciążenia w zakresie obliczeń liniowych będą długotrwałe, a obliczenia nieliniowe są już niemożliwe do wykonania w rozsądnym czasie. Ponadto zbyt duży model jednego pomostu nie pozwoli na uwzględnienie współpracy kilku pomostów, tworzących jeden pomost roboczy a tym bardziej nie można stosować go w całym rusztowaniu. W związku z tym w pracy zaproponowano kilka modeli:

- model nr 1 – przestrzenny model jednego pomostu, w którym blachę perforowaną zastąpiono modelem płytowo-prętowym;
- model nr 2 – uproszczony model płaski, w którym wykorzystane są elementy powłokowe i prętowe;
- model nr 3 – układ prętów kratowych, używany tylko do modelowania sztywności pomostów w poziomie i nie przenoszących obciążeń użytkowych.

2.2. Budowa modelu nr 1

Pierwszym etapem budowy modelu dokładnie było stworzenie dokładnego modelu wycinka blachy perforowanej. W celu wyznaczenia zastępczych charakterystyk geometrycznych i materiałowych blachy, porównywano przemieszczenia odczytywane z modelu dokładnego wycinka blachy (Rys. 1a) z przemieszczeniami modelu zastępczego (Rys. 1b) dążąc do tego, aby różnica ugięć pomiędzy tymi dwoma modelami była jak najmniejsza.



Rys. 1.. Model numeryczny wycinka blachy perforowanej: a) Model dokładny, b) Model zastępczy

W tym celu model ze sztywnym zamocowaniem z jednej strony obciążono siłami, przyłożonymi na jednej krawędzi modelu o wypadkowej wartości równej 1,0 kN. Przyjęto dwa przypadki obciążeń, przedstawiające pracę blachy w dwóch kierunkach. W pierwszym przypadku obciążenie przyłożono na krawędzi wspornika, równoległej do długości płyty pomostowej. W drugim przypadku obciążenie przyłożono na krawędzi wspornika, która jest prostopadła do długości płyty pomostowej. Kolejnym krokiem było poprawienie właściwości materiałów przekroju zastępczego. W tym celu porównywano przemieszczenia otrzymane z jednakowo obciążonego modelu dokładnego i uproszczonego. W kolejnych krokach obliczeń korygowano wartości właściwości materiału modelu zastępczego w celu osiągnięcia jak najmniejszej różnicy przemieszczeń. Pozwoliło to na uzyskanie właściwości materiału w modelu zastępczym, szukanych dla pierwszego przypadku obciążenia. Z analizy wyników obliczeń oraz wizualnej oceny kształtu perforacji, wynika, że płyty nie można traktować, jako izotropowej. Dlatego w celu uzyskania zgodności przemieszczeń w modelach blachy, jednocześnie dla obu przypadków obciążenia, do modelu płytowego dodano elementy prętowe, które zwiększają sztywność modelu w kierunku prostopadłym do długości płyty pomostowej. Właściwości materiału elementów prętowych także zostały ustalone metodą iteracyjną. Ostateczne wartości charakterystyk materiałowych i przekroju zestawiono w tab. 1.

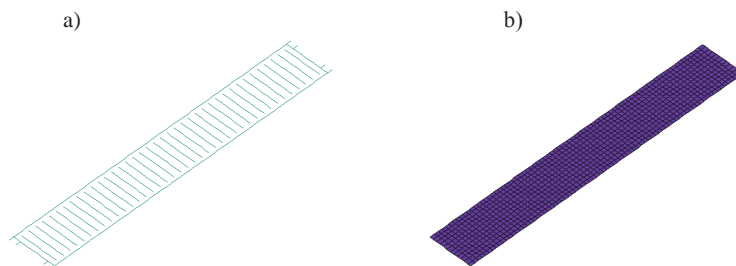
Tabela 1. Charakterystyki geometryczne i materiałowe elementów prętowych

Lp.	Charakterystyki przekroju		Właściwości materiału	
1	A [mm ²]	0,1	Gęstość objętościowa [N/mm ³]	$7,85 \cdot 10^{-5}$
2	I_s [mm ⁴]	0,1	Moduł Younga [N/mm ²]	$3,2 \cdot 10^5$
3	I_x [mm ⁴]	0,1	Współczynnik Poissona	0,3
4	I_y [mm ⁴]	27,0		

Pozostałe fragmenty modelu pomostu zostały zamodelowane elementami powłokowymi, a połączenia spawane uchwytów i pomostu elementami trójwymiarowymi.

2.3. Budowa modelu nr 2

Opisany powyżej model niestety zawiera znaczną liczbę stopni swobody, co powoduje, że nie można go wykorzystać w modelu pełnych pomostów roboczych, składających się z kilku płyt pomostowych. W związku z tym opracowano model nr 2, w którym zaczepy, blachę przednią i boki płyty pomostowej zamodelowano, jako elementy prętowe. Środkową blachę zamodelowano elementami płytowo-prętowymi takimi jak w modelu nr 1 (Rys. 2).



Rys. 2. Elementy tworzące model nr 2 a) element ramowe, b) elementy płytowe

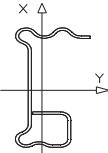
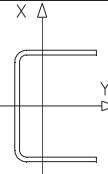
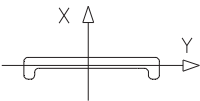
Właściwości materiałowe przyjęto tak jak dla stali, czyli gęstość objętościową $\gamma=7,85 \cdot 10^{-5}$ N/mm³, moduł Younga $E=2,0 \cdot 10^5$ N/mm², współczynnik Poissona 0,3. Pierwszym krokiem było wyznaczenie wstępnych charakterystyk elementów prętowych, polegające na przyjęciu charakterystyk geometrycznych przekrojów poszczególnych części

plyty pomostowej. Następnie w celu wyznaczenia ostatecznych charakterystyk geometrycznych elementów modelu nr 2 porównywano przemieszczenia, otrzymane z jednakowo obciążonego modelu nr 1 i nr 2. Metoda ta jest metodą iteracyjną i polegała na korygowaniu wartości momentów bezwładności elementów prętowych dążąc do tego, aby różnica ugięć pomiędzy tymi dwoma modelami była jak najmniejsza. W celu stworzenia jak najbardziej uniwersalnego modelu analizowano trzy przypadki obciążenia:

- obciążenie równomiernie rozłożone na całej powierzchni o wartości 2,0 kN/m²;
- obciążenie w środku jej rozpiętości na długości jednego metra o wartości 6,0 kN/m²;
- obciążenie na jednym z boków pomostu na szerokości jednego metra o wartości 6,0 kN/m².

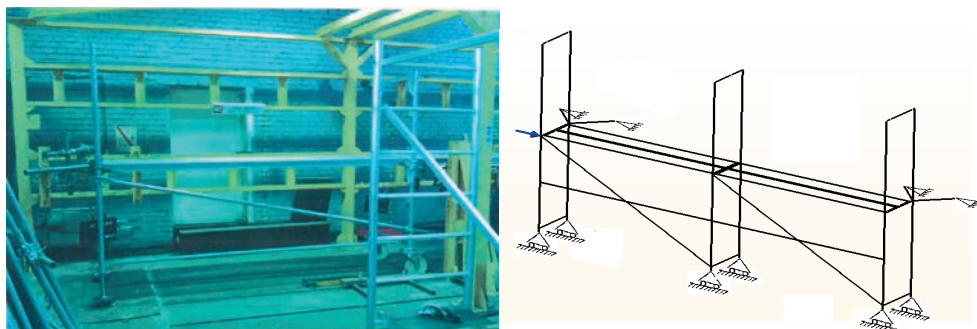
Pierwszym etapem było obciążenie modelu dokładnego i uproszczonego według trzech przypadków obciążeń opisanych powyżej. Następnie porównano przemieszczenia odczytane ze środka ciężkości boku płyty pomostowej w modelu dokładnym z odpowiadającymi im przemieszczeniami na boku modelu uproszczonego. Kolejnym krokiem było wyznaczenie ostatecznych właściwości materiału w elementach modelu uproszczonego. Polegało to na korygowaniu wartości momentów bezwładności elementów prętowych dążąc do tego, aby różnica ugięć pomiędzy tymi dwoma modelami była jak najmniejsza. W tab. 2 zestawiono wstępnie przyjęte oraz ostateczne charakterystyki przekroju elementów prętowych tworzących model nr 2.

Tabela 2. Charakterystyki geometryczne elementów prętowych w modelu nr 2 płyty pomostowej o wymiarach 3072 mm × 320 mm.

Bok blachy środkowej	Wstępne charakterystyki geometryczne		Ostateczne charakterystyki geometryczne	
	A [mm ²]	259,0	A [mm ²]	259,4
	I_s [mm ⁴]	191,0	I_s [mm ⁴]	191,2
	I_x [mm ⁴]	20095,0	I_x [mm ⁴]	20095,3
	I_y [mm ⁴]	185470,0	I_y [mm ⁴]	316100,0
Błacha przednia	Wstępne charakterystyki geometryczne		Ostateczne charakterystyki geometryczne	
	A [mm ²]	174,0	A [mm ²]	174,0
	I_s [mm ⁴]	241,0	I_s [mm ⁴]	241,0
	I_x [mm ⁴]	25007,0	I_x [mm ⁴]	25007,0
	I_y [mm ⁴]	61127,0	I_y [mm ⁴]	61127,0
Zaczepek	Wstępne charakterystyki geometryczne		Ostateczne charakterystyki geometryczne	
	A [mm ²]	232,0	A [mm ²]	232,0
	I_s [mm ⁴]	170,0	I_s [mm ⁴]	170,0
	I_x [mm ⁴]	222,0	I_x [mm ⁴]	222,0
	I_y [mm ⁴]	170,0	I_y [mm ⁴]	150,0

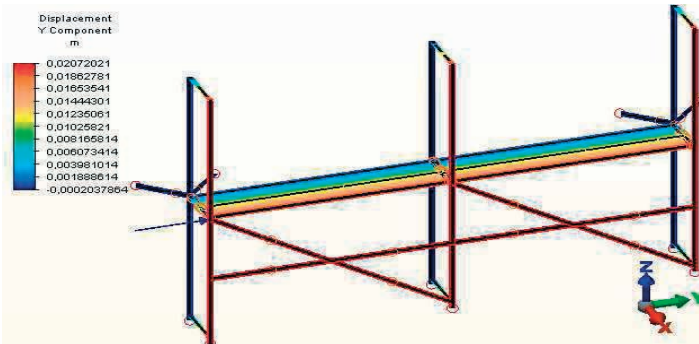
2.4. Budowa modelu nr 3

Jak już wcześniej wspomniano dokładnych modeli płyt pomostowych rusztowań nie można zastosować w całej konstrukcji. Nawet model nr 2 ze względu na liczbę tworzących go elementów pozwala na obliczenia zaledwie kilkunastu płyt jednocześnie. Dlatego w obliczeniach statycznych rusztowań stosować należy model, który będzie oddawał sztywność poziomą płyty oraz jej ciężar, a naprężenia w konstrukcji samej płyty pomostowej w przypadku nietypowych obciążeń należy rozpatrywać osobno dla poszczególnych modułów rusztowania. Model płyty pomostowej nr 3, który mógłby być wykorzystywany w obliczeniach statycznych rusztowań, wykonano z czterech elementów prętowych kratowych. Do weryfikacji modelu rusztowania z układem elementów kratowych zamiast płyt pomostowych wykorzystano wyniki badań, które zostały udostępnione przez firmę ALTRAD MOSTOSTAL. Badanie polegało na obciążeniu modułu rusztowania siłą przyłożoną w płaszczyźnie pomostów. Obciążenie wywierano za pośrednictwem siłownika hydraulicznego. Pomiar sił dokonywany był za pomocą czujnika siły zamocowanego do końca tłoczyska siłownika. Przesunięcia stojaków zewnętrznych rejestrowano za pomocą 3 czujników przemieszczeń. Zmontowany moduł posadowiony był na podporach przesuwnych. Od strony przyściennej stanowiska skrajne stojaki zostały zamocowane do ściany oporowej stanowiska za pomocą łączników kotwiących zmontowanych w układzie „V”. Na rys. 5 pokazano stanowisko badawcze oraz schemat statyczny badania. Efektem badań było określenie sztywności poziomej układu, której wartość, uzyskana jako wartość średnia z 6 prób, wyniosła 0,402kN/mm.



Rys. 3. Stanowisko badawcze (na podstawie danych udostępnionych przez ALTRAD MOSTOSTAL) oraz schemat statyczny badania

Na podstawie przeprowadzonych badań stworzono dwa modele rusztowania. W pierwszym płyty pomostowe zastąpiono modelem nr 2. Wartości przemieszczeń, uzyskane z analizy numerycznej przeprowadzonej na tym modelu przy sile równej 8,0 kN, przedstawiono na rys 4.

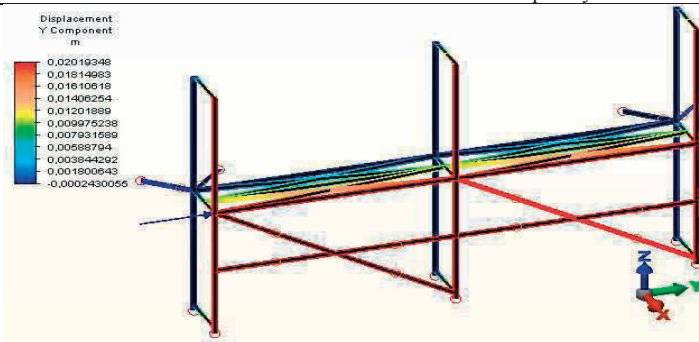


Rys. 4. Przemieszczenia układu z siłą przyłożoną wzdłuż rusztowania z modelem pomostów nr 2

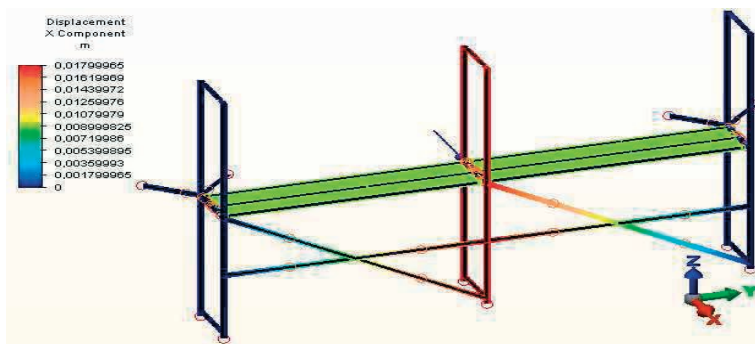
Jak widać uzyskano dużą zgodność wyników, gdyż sztywność układu z analizy numerycznej wyniosła $0,396 \text{ kN/mm}$. Natomiast w drugim modelu każdy pomost zastąpiono czterema prętami kratownicowymi, dwoma równoległymi do siebie oraz dwoma krzyżującymi się. W tym układzie o sztywności decyduje pole przekroju poprzecznego w elementach krzyżujących się. Dzięki temu można w łatwy sposób dopasować sztywności do tych uzyskanych z badania oraz z analizy, w której użyto model nr 2 pomostu. Po ustaleniu przekroju elementów krzyżujących się, pole powierzchni elementów równoległych zostało tak dobrane, aby ciężar wszystkich prętów kratowych odpowiadał rzeczywistemu ciężarowi pomostów. Charakterystyki elementów tworzących model nr 3 zestawiono w Tab. 3

Tabela 3. Charakterystyki geometryczne i materiałowe elementów kratownicowych tworzących model nr.3

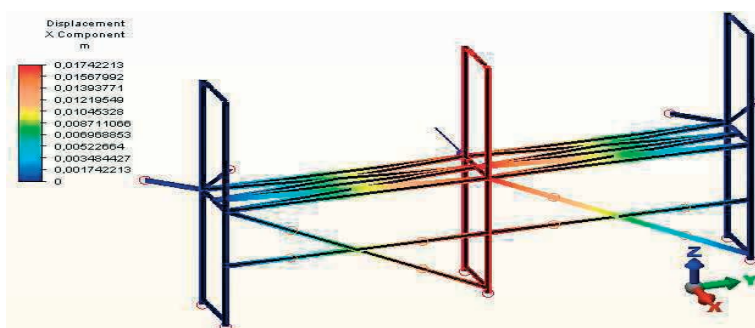
Elementy:	Charakterystyki przekroju		Właściwości materiału	
Równoległe	$A \text{ [m}^2\text{]}$	$5,65 \cdot 10^{-4}$	Gęstość objętościowa $[\text{kN/m}^3]$	7,85
Krzyżujące się	$A \text{ [m}^2\text{]}$	$3,10 \cdot 10^{-6}$	Moduł Younga $[\text{kN/m}^2]$	$2,0 \cdot 10^8$
			Współczynnik Poissona	0,3



Rys. 5. Przemieszczenia układu z siłą przyłożoną wzdłuż rusztowania z modelem pomostu nr 1



Rys. 6. Przemieszczenia układu z siłą przyłożoną prostopadłe do rusztowania z modelem pomostu nr 2



Rys. 7. Przemieszczenia układu z siłą przyłożoną poprzecznie do długości rusztowania z wykorzystaniem modelu pomostu nr.1

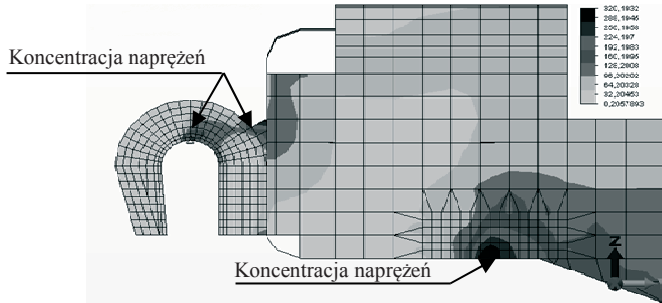
W opisanych modelach sprawdzono także efekt działania siły, przyłożonej prostopadłe do długości rusztowania. Po porównaniu wartości przemieszczeń z obu jednakowo obciążonych modeli numerycznych także stwierdzono bardzo dużą zgodność wyników (Rys. 6 i Rys. 7). Po porównaniu otrzymanych wyników stwierdzono, że tak przyjęty model bardzo dobrze odwzorowuje sztywność poziomą rusztowania i może być wykorzystywany w obliczeniach statycznych rusztowań.

3. Badanie nośności pomostów

Modele pojedynczych płyt pomostowych nr 1 i nr 2 mogą zostać wykorzystane do analizy wytrzymałości pomostów w przypadkach nietypowych, których nie obejmują zalecenia normowe. Dzięki uproszczeniom, zastosowanym w modelu nr 2, można było zamodelować cały pomost roboczy, składający się z dziewięciu płyt pomostowych, na którym możliwe jest przeprowadzenie obliczeń liniowych w poszukiwaniu najbardziej niekorzystnego położenia rozpatrywanego obciążenia.

W celu wyznaczenia maksymalnych wartości i rozkładu naprężeń w płycie pomostowej, w modelu nr 2 odczytano przemieszczenia z najbardziej wytrzymałej płyty, i przeniesiono je na model nr 1 w postaci wymuszeń przyłożonych w środku ciężkości boków płyty pomostowej. Dopiero tak obciążony model dokładny można było poddać końcowej analizie i sformułować wnioski, dotyczące naprężeń w płytach. Zgodnie z przewidywaniami największe naprężenia występują w uchwytach i w miejscu łączenia blachy czołowej i bocznej. Jednak wartości tych naprężeń są zawyżone z powodu miejscowych osobliwości numerycznych i z powodu zastosowania obliczeń liniowych.

W obliczeniach liniowych zauważono, że płyty pomostowe właściwie pracują niezależnie od siebie. Obroty boków płyty są na tyle małe, że płyty nie opierają się o siebie wzajemnie. Fakt ten został wykorzystany do wyznaczenia naprężeń w płycie za pomocą obliczeń, w których wykorzystano nieliniowość materiału. Warunek plastyczności określany był na podstawie hipotezy wyężeniowej Hubera-Misesa Hencky'ego. Moduł sprężystości Young'a przyjęto jako równy 200 GPa a moduł wzmocnienia przyjęto jako stukrotnie mniejszy.



Rys. 8. Naprężenia zredukowane [MPa] – obliczenia uwzględniające nieliniowość materiałową

Do analizy wyników wzięto jeszcze pod uwagę naprężenia w środku rozpiętości płyty pomostowej, jednak przebieg naprężeń w tej strefie ma bardzo łagodny charakter a wartości maksymalne są znacznie mniejsze niż w wyżej wspomnianych miejscach. Jest to bardzo ważne, ponieważ w środkowej części zastosowano model, który odzwierciedlał prawidłowo jedynie przemieszczenia a warunek plastyczności jest sprawdzany dla naprężeń. W związku z tym, że naprężenia blachy środkowej są małe, to pracowała ona w zakresie liniowym i nie spowodowało to błędów.

4. Podsumowanie

Przedstawione przykłady analiz numerycznych pokazują, że ze względu na skomplikowany kształt pomostów istnieje konieczność stosowania modeli zastępczych, opracowanych poprzez wprowadzenie różnych poziomów uproszczeń, od uproszczeń kształtów do zastosowania czterech prętów kratowych, które zastępują jedynie sztywność pomostów. Podczas analizy poprawności budowy płyty pomostowej należy stosować zarówno model nr 1 i nr 2, ale w obliczeniach całego rusztowania niestety należy stosować znacznie większe uproszczenia, czyli model nr 3. Ponadto podczas wykonywania badań numerycznych nośności płyt warto skorzystać z obliczeń zarówno z liniowym jak i nieliniowym modelem materiału. Uproszczenia, zastosowane w modelu zmniejszają zakres jego stosowania. Dlatego czasami trzeba także korzystać z obliczeń liniowych, ale ze świadomością, że analiza nośności tylko na podstawie analizy liniowej przy nieprawidłowej interpretacji wyników obliczeń może doprowadzić do zaniżenia nośności pomostów.

Literatura

- 1 Weesner L.B., Jones H.L. Experimental and analytical capacity of frame scaffolding. *Engineering Structures* 23 (2001) 592–599.
- 2 Chan S.L., Zhou Z.H., Chen W.F., Peng J.L., Pan A.D. Stability analysis of semirigid steel scaffolding. *Engineering Structures* vol.17, 8 (1995) 568-574.
- 3 Peng J.L., Pan A.D., Rosovsky D.V., Chen W.F., Yen T., Chan S.L. High clearance scaffold systems during construction – II. Structural analysis and development of design guidelines. *Engineering Structures* vol. 18, 3 (1996) 258-267.

- 4 Yu W.K., Chung K.F., Chan S.L. Structural instability of multi-storey door-type modular steel scaffolds, *Engineering Structures* 26 (2004) 867–881.
- 5 Whitaker S.M., Graves R.J., James M., McCann P. Safety with access scaffolds: Development of a prototype decision aid based on accident analysis. *J. of Safety Research* 34 (2003) 249– 261.
- 6 Kines P. Case studies of occupational falls from heights: Cognition and behavior in context. *J. of Safety Research* 34 (2003) 263– 271.
- 7 Halperin K.M., McCann M. An evaluation of scaffold safety at construction sites. *J. of Safety Research* 35 (2004) 141– 150.
- 8 Robak A. Numeryczne badania wytrzymałości pomostów umieszczanych na rusztowaniach, *Budownictwo i Architektura* 8/2011 (2011) 67-81.

Capacity analysis of steel scaffolding decks

Aleksander Robak

*Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin
University of Technology, e-mail: a.robak@pollub.pl*

Abstract: The methods for numerical modelling and static computer analysis of steel decks fixed on scaffoldings are presented in this study. The main problem raised in the study is the presentation of the method of creating models of a single deck and determination of the suitability of every model for various project situations. Additionally, the comparison of the results obtained from a linear analysis and analysis with material nonlinearity is conducted.

Keywords: scaffolding, numerical models, static calculations, FEM method

Projektowanie konstrukcji wspomagane analizą ryzyka

Szczepan Woliński

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

Streszczenie: Zniszczenie konstrukcji budowlanych jest najczęściej spowodowane splotem wielu przyczyn, których statystyczny opis jest bardzo trudny, a często niemożliwy. Projektowana lub obliczona niezawodność konstrukcji jest w takiej sytuacji jedynie miarą umożliwiającą porównanie teoretycznej niezawodności różnych konstrukcji oszacowanej na podstawie przyjętej miary i metody oceny. Ze względu na trudności związane z szacowaniem prawdopodobieństwa wystąpienia zagrożeń oraz konsekwencji i kosztów awarii i katastrof, również analiza ryzyka dostarcza bardzo niepewnej informacji na temat rzeczywistego poziomu bezpieczeństwa konstrukcji. W pracy przedstawiono propozycję pośredniego podejścia do probabilistycznego projektowania konstrukcji opartej nie tylko na określonych oddziaływaniach, ale również na zdolności konstrukcji do przetrwania w wyjątkowych, nietypowych i nieprecyzyjnie zdefiniowanych warunkach. Wymaga to wstępnej analizy ryzyka poprzedzającej standardowe procedury wymiarowania elementów konstrukcji.

Słowa kluczowe: konstrukcje budowlane, zdarzenia katastrofalne, konsekwencje, projektowanie wspomagane analizą ryzyka

1. Wprowadzenie

We współczesnych, probabilistycznych metodach projektowania konstrukcji budowlanych uwzględnia się standardowe kombinacje oddziaływań zależne od sytuacji obliczeniowej i rozważanego stanu granicznego a przedmiotem obliczeń jest oszacowanie prawdopodobieństwa przekroczenia ustalonych stanów granicznych [1]. Stany graniczne są zazwyczaj definiowane jako graniczne w sensie prawnym, a dopuszczalne prawdopodobieństwa ich przekroczenia są ustalane zgodnie z „zasadą afirmacji stanu faktycznego” jako nominalne, znacznie różniące się od obserwowanej częstości uszkodzenia i zniszczenia konstrukcji. Statystyki katastrof i poważnych awarii konstrukcji wskazują wyraźnie, że przyczyną zniszczenia lub wyłączenia konstrukcji z eksploatacji jest jedynie sporadycznie efekt oddziaływań uwzględnionych w ramach standardowej analizy [2, 3]. Najczęściej jest to rezultat wystąpienia zdarzenia katastrofalnego lub splotu wielu zdarzeń nieuwzględnionych w analizie konstrukcji. W związku z tym, nasuwa się pytanie czy w celu zapewnienia „należytego poziomu niezawodności” [1] wystarczy odpowiedź na pytanie o wartość prawdopodobieństwa przekroczenia stanu granicznego lub nawet zniszczenia konstrukcji. Negatywna odpowiedź na to pytanie wydaje się oczywista. Równie ważne jest bowiem pytanie o konsekwencje zniszczenia lub uszkodzenia, zarówno lokalnego, jak i katastrofy całej konstrukcji lub jej znacznej części, czyli podejście oparte na analizie konsekwencji zniszczenia. Pełna integracja obu wymienionych sposobów projektowania prowadzi do projektowania opartego na analizie nośności i ryzyka [4, 5]. Ze względu na trudności związane z ilościowym określeniem konsekwencji zniszczenia konstrukcji, w szczególności pośrednich i związanych z

określeniem wartości życia i zdrowia ludzi, które są szacowane za pomocą różnie definiowanych wskaźników jakości życia, kompleksowa analiza ilościowa ryzyka jest nader problematyczna. W pracy przedstawiono propozycję podejścia pośredniego, uwzględniającego zarówno standardową analizę probabilistyczną i wspomagającą ją analizę konsekwencji, będącą uproszczoną analizą ryzyka.

2. Ograniczenia metod probabilistycznych i opartych na analizie ryzyka

W probabilistycznych metodach projektowania podstawową miarą niezawodności konstrukcji jest prawdopodobieństwo $q = 1 - p_f$, że w założonym okresie użytkowania T nie zostaną przekroczone uwzględnione w obliczeniach stany graniczne nośności. Standardowe definicje niezawodności mogą stwarzać mylne wrażenie, że przyczyna lub przyczyny zniszczenia konstrukcji są znane i precyzyjnie określone [1], a ograniczenia utrudniające wdrożenie metod probabilistycznych do praktyki projektowej wynikają z braku kompletnych i wiarygodnych statystyk umożliwiających identyfikację zmiennych stanu o losowym charakterze, ustalenie dopuszczalnej wartości prawdopodobieństwa przekroczenia stanów granicznych p_{fd} oraz z komplikacji obliczeniowych. Znacznie bardziej istotną przyczyną tych ograniczeń są jednak niepewności związane z określeniem oddziaływań i ich kombinacji, które decydują o przekroczeniu stanów granicznych i zniszczeniu konstrukcji. Inaczej mówiąc, oddziaływania i ich kombinacje uwzględniane w standardowych obliczeniach konstrukcji z reguły nie decydują o jej niezawodności. Dotyczy to również standardowych oddziaływań wyjątkowych. Ponadto, niepewności związane z ustaleniem przyczyn i mechanizmów zniszczenia konstrukcji mają najczęściej charakter nielosowy.

W normie PN-EN 1991-1-7 [6] sformułowano dwie strategie projektowania konstrukcji w wyjątkowych sytuacjach obliczeniowych: opartej na określonych wartościach oddziaływań wyjątkowych i polegającej na ograniczeniu zasięgu zniszczenia konstrukcji. Pierwsza z nich wymaga ustalenia konkretnego oddziaływania wyjątkowego i jego wartości, a druga określenia dopuszczalnej skali zniszczenia. Obie strategie mieszczą się w ramach uproszczonego podejścia probabilistycznego.

W normach ISO 13824 [7] i PN-EN 1991-1-7 [6], ryzyko zniszczenia konstrukcji R zdefiniowano jako miarę kombinacji prawdopodobieństw wystąpienia określonych zdarzeń i ilościowo wyrażonych konsekwencji ich wystąpienia:

$$R = \sum_{i=1}^{N_H} p(H_i) \sum_j^{N_D} \sum_{k=1}^{N_S} p(D_j | H_i) p(S_k | D_j) C(S_k) \quad (1)$$

gdzie: N_H – liczba zdarzeń (zagrożeń), N_D – liczba różnych sposobów uszkodzenia, N_S – liczba niekorzystnych stanów konstrukcji S_k , powodujących konsekwencje $C(S_k)$, $p(H_i)$ – prawdopodobieństwo wystąpienia zagrożenia i , $P(D_j | H_i)$ – warunkowe prawdopodobieństwo stanu uszkodzenia j powodującego zagrożenie i , $p(S_k | D_j)$ – warunkowe prawdopodobieństwo stanu S_k powodującego stan D_j uszkodzenia S_k .

Ilościowo określone ryzyko wydaje się bardzo obiecującym kryterium optymalizacji niezawodności konstrukcji i kalibracji jej miar stosowanych w probabilistycznych metodach projektowania konstrukcji. Jednak ze względu na trudności związane z oceną prawdopodobieństw warunkowych i konsekwencji uszkodzeń, przydatność i dokładność formuły (1) jest problematyczna. W szczególności wybór i określenie wartości miar konsekwencji utraty życia i zdrowia ludzi budzi poważne kontrowersje natury etycznej [7, 8].

3. Koncepcja podejścia mieszanego

3.1. Uwagi o analizie konsekwencji

Projektowanie oparte na kryteriach probabilistycznych, uzupełnione o analizę odporności konstrukcji na oddziaływania wyjątkowe i zdarzenia katastrofalne, jest *implicit*e obecne we współczesnych normach. Jakościowa analiza konsekwencji uszkodzeń i ryzyka jest zawarta w Eurokodach w formie zaleceń konstrukcyjnych i związanych z zapobieganiem i ograniczeniem skutków oddziaływań wyjątkowych. Niestety, w odniesieniu do ilościowej oceny ryzyka normowe procedury postępowania są ogólnikowe, wymagają sprecyzowania dodatkowych założeń oraz ustalenia wartości trudnych do oszacowania parametrów i prawdopodobieństw warunkowych. Dodatkowym utrudnieniem jest brak zgodności metody projektowania zalecanej w Eurokodach konstrukcyjnych, tzn. metody częściowych współczynników (półprobabilistycznej) i w pełni probabilistycznej metody oceny ryzyka według PN-EN 1991-1-7 Oddziaływania na konstrukcje. Oddziaływania wyjątkowe [6]. W związku z tym, racjonalne wydaje się poszukiwanie podejścia mieszanego, polegającego na uproszczonej ocenie ryzyka dla określonych zagrożeń, oszacowaniu niezbędnej nośności resztkowej konstrukcji i/lub jej elementów kluczowych decydujących o ograniczeniu ryzyka do akceptowalnego poziomu, a następnie analizie i wymiarowaniu elementów z uwzględnieniem kryterium niezawodności.

Analiza konsekwencji ma na celu minimalizację ryzyka związanego z poważnym uszkodzeniem lub zniszczeniem elementów i całej konstrukcji. Polega ona na oszacowaniu możliwości wystąpienia zdarzeń katastrofalnych, konsekwencji i kosztów uszkodzenia lub zniszczenia konstrukcji, a jej celem jest określenie resztkowej nośności elementów kluczowych, niezbędnej do uniknięcia katastrofy konstrukcji po przekroczeniu stanu granicznego nośności (ULS) lub ograniczenia zasięgu zniszczenia. Weryfikację stanów ULS można przeprowadzić metodą półprobabilistyczną lub probabilistyczną.

W normie PN-EN 1991-1-7 [6] zdefiniowano, w zależności od rodzaju i sposobu użytkowania budynku, cztery klasy konsekwencji: 1 i 2a – grupy niższego ryzyka oraz 2b i 3 – grupy wyższego ryzyka. Dla poszczególnych klas konsekwencji podano zalecane strategie postępowania zapewniające „zadowalający poziom odporności”. Wymagania dotyczące odporności całej konstrukcji sprowadzono głównie do zapewnienia konstrukcji odpowiedniej sztywności przestrzennej. Dla budynków zliczonych do klasy konsekwencji 2a wymagane jest dodatkowo zastosowanie skutecznych stężeń poziomych i pionowych oraz zakotwień stropów, a w klasie 2b ponadto sprawdzenie stateczności całego budynku i zasięgu zniszczeń po usunięciu dowolnej belki głównej, a także dowolnego słupa lub/i odcinka ściany nośnej. Dla budynków klasy 3 zaleca się przeprowadzenie systematycznej oceny ryzyka, z uwzględnieniem zagrożeń przewidywalnych i nieprzewidywalnych. Oprócz zdefiniowanych w normie kluczowych elementów konstrukcji, ze względu na znaczenie i rolę jaką pełnią elementy konstrukcyjne zasadne wydaje się wyróżnienie elementów głównych i drugorzędnych. Zakładając, że podstawowym kryterium konsekwencji zniszczenia konstrukcji jest zagrożenie dla życia i zdrowia ludzi, w tabeli 1 przedstawiono propozycję klasyfikacji konsekwencji, minimalną nośność resztkową R_{rez} , zalecany okres resztkowej zdatności konstrukcji T_{rez} oraz dopuszczalne wartości prawdopodobieństwa zniszczenia wskutek zdarzeń katastrofalnych p_{fd} .

Tabela 1. Konsekwencje zniszczenia elementów budynku

Rola elementu	Zagrożenie / dostępność budynku	Resztkowa nośność / / okres resztkowej zdatności	Prawdopodobieństwo p_{fd} w okresie odniesienia / wskaźnik niezawodności β
kluczowy	bardzo duże / powszechna	0,20 / Tu	2,8E-10 / 6,2
kluczowy	przeciętne / ograniczona	0,15 / Tu	1,1E-8 / 5,6
kluczowy	niewielkie / utrudniona	0,10 / 7 dni	1,0E-7 / 5,2
główny	bardzo duże / powszechna	0,15 / 7 dni	1,3E-6 / 4,7
główny	przeciętne / ograniczona	0,10 / 24 godz.	1,3E-5 / 4,2
główny	niewielkie / utrudniona	0,10 / 2 godz.	7,2E-5 / 3,8
drugorzędny	bardzo duże / powszechna	0,10 / 24 godz.	7,2E-5 / 3,8
drugorzędny	przeciętne / ograniczona	0,10 / 2 godz.	2,6E-3 / 2,8
drugorzędny	niewielkie / utrudniona	0,10 / 15 min.	1,1E-2 / 2,3

Nawiązując do wskazówek zawartych w normach i literaturze [] skalę zagrożenia życia i zdrowia ludzi przebywających w budynkach odniesiono do liczby zagrożonych osób: zagrożenie bardzo duże dotyczy grupy kilkudziesięciu osób (ponad 20), średnie od kilku do kilkunastu osób (5 – 20) i niewielkie kilku osób (do 5). Nośność resztkową R_{rez} odniesiono do najmniejszej nośności granicznej R_{uls} , i wyrażono jako iloraz R_{rez} / R_{uls} . Proponowane wartości okresu zdatności T_{rez} można uzasadnić jako: 15 minut – czas na szybką ucieczkę, 2 godz. – czas na ewakuację ludzi, wydzielenie i zablokowanie dostępu do zagrożonej części budynku i jej otoczenia, 24 godz. – czas na tymczasowe zabezpieczenie uszkodzonego elementu, 7 dni – na wykonanie trwałego zabezpieczenia elementu, T_u – projektowany okres odniesienia. Proponowane wartości R_{rez} zostały dobrane ze względu na bezpieczeństwo ludzi i mogą być dalekie od optymalnych ze względu na koszty miary niezawodności.

Dokładne określenie prawdopodobieństw wystąpienia zagrożeń, jak i ich konsekwencji jest w praktyce nieosiągalne. Uwzględniając wpływ kontroli jakości procesie projektowania i wykonawstwa konstrukcji zmienne p i C można opisać za pomocą liczb rozmytych \tilde{p} i \tilde{C} o funkcjach przynależności μ_p i μ_C [9, 10]:

$$\tilde{p} = (1 - \tilde{\eta})\tilde{p}_b + \tilde{\eta} \cdot \tilde{p}_k \quad (2)$$

gdzie: $\tilde{\eta}$ - rozmyty współczynnik wyrażający stopień skuteczności kontroli o wartości z przedziału $[0, 1]$, \tilde{p}_b i \tilde{p}_k - rozmyte prawdopodobieństwa w warunkach braku kontroli i przy zapewnieniu kontroli o różnym poziomie. Zmienną C można uznać za mierzalną ale na ogół nie poddającą się kontroli.

Rozmyte prawdopodobieństwo można zdefiniować w następujący sposób [10]:

$$\tilde{p} = \int_R \mu(x)f(x)dx \quad (3)$$

gdzie $f(x)$ - funkcja gęstości rozkładu ciągłej zmiennej losowej X .

Funkcje przynależności zmiennych μ_p i μ_C można przyjąć jako „trójkątne”, zdefiniowane za pomocą trójki liczb wyrażających wartość dominującą zmiennej o całkowitej przynależności m_X oraz dwóch liczb określających przedział zmienności $[a_X, b_X]$:

$\mu_X = (m_X, a_X, b_X)$. Resztkową nośność, okres zdatności i prawdopodobieństwa wystąpienia zagrożenia w okresie odniesienia sugerowane w Tab. 1 należy w tym kontekście traktować jako wartości dominujące odpowiednich zmiennych rozmytych.

3.2. Procedura projektowania wspomagane analizą ryzyka

W celu umożliwienia przetrwania konstrukcji w wyjątkowych, nietypowych i/lub nieprecyzyjnie zdefiniowanych sytuacjach obliczeniowych przedstawiono poniżej propozycję uproszczonej analizy ryzyka poprzedzającej standardowe procedury probabilistycznego wymiarowania elementów konstrukcji oparte na określonych oddziaływaniach. Zakładając statystyczną niezależność zagrożeń uwzględnionych w analizie ryzyka, sumaryczne oszacowanie konsekwencji i rozmyty charakter rozważanych zmiennych losowych, uproszczoną ocenę ryzyka można obliczyć ze wzoru:

$$\tilde{R} = \sum_{i=1}^n \tilde{p}(H_i) \tilde{C}(H_i) \quad (4)$$

Probabilistyczną procedurę projektowania konstrukcji wspomagane uproszczoną analizą ryzyka można przedstawić w następujących punktach:

1. Dla obiektu budowlanego o określonym ustroju konstrukcyjnym i przeznaczeniu, ustalonym sposobie użytkowania i warunkach środowiskowych, zdefiniować prawdopodobne zagrożenia H_i , $i = 1, 2, \dots, n$ oraz oszacować ich rozmyte prawdopodobieństwa $\tilde{p}(H_i)$.
2. Ocenic względne konsekwencje rozważanych zagrożeń, np. odniesione do kosztów inwestycji, traktowane jako liczby rozmyte $\tilde{C}(H_i)$.
3. Określić ryzyko związane z poszczególnymi zagrożeniami $\tilde{R}_i = \tilde{p}(H_i) \tilde{C}(H_i)$

oraz całkowite ryzyko $\tilde{R} = \sum_{i=1}^n \tilde{R}_i$, i ustalić zagrożenia, z którymi wiąże się zna-

czące ryzyka. Akceptowalne poziomy ryzyk cząstkowych i ryzyka całkowitego oraz dopuszczalne wartości prawdopodobieństw zniszczenia wskutek rozważanych zdarzeń katastrofalnych p_{fd} , niezbędne w probabilistycznych metodach projektowania konstrukcji można przyjąć np. według propozycji autora niniejszej pracy [12].

4. Wybrać jedną z uzasadnionych strategii projektowania na oddziaływania wyjątkowe, np. według PN-EN 1991-1-7 [6]: opartą na przeniesieniu obciążeń wynikających z zajścia określonego zdarzenia katastrofalnego lub zapewnieniu alternatywnych „ścieżek obciążenia” i wtórnych ustrojów nośnych zapewniających ograniczenie zasięgu zniszczeń.
5. Korzystając z wybranej metody projektowania, np. półprobabilistycznej metody częściowych współczynników lub metody wskaźnika niezawodności oraz wybranej strategii postępowania w sytuacjach wyjątkowych, zwymiarować elementy kluczowe, oraz wybrane elementy główne z uwzględnieniem dopuszczalnych wartości p_{fd} , np. według propozycji zawartych w tabeli 1.
6. Zwymiarować pozostałe elementy konstrukcji na standardowe oddziaływania właściwe dla odpowiednich sytuacji obliczeniowych i stanów granicznych zgodnie z aktualnymi normami projektowania.

7. Sprawdzić resztkową nośność konstrukcji uszkodzonej po wystąpieniu zdarzeń katastrofalnych dla oddziaływań o wartościach odniesionych do przyjętego okresu resztkowej zdatności (np. według tablicy 1).

4. Kształtowanie konstrukcji z uwzględnieniem możliwości wystąpienia zdarzeń katastrofalnych

Projektowanie konstrukcji w wyjątkowych sytuacjach obliczeniowych opiera się współcześnie na dwóch podstawowych strategiach: opartej na określonych wartościach oddziaływań lub polegającej na ograniczeniu zasięgu zniszczeń. W celu zabezpieczenia konstrukcji przed skutkami nieprzewidywalnych zdarzeń katastrofalnych stosuje się ponadto odpowiednie do projektowanego ustroju konstrukcyjnego stężenia poziome i pionowe. Na przykład w budynkach o żelbetowej konstrukcji są to systemy wiążące i odpowiednio zakotwione, ciągłe wieńce poziome obwodowe i wewnętrzne oraz łączące słupy lub ściany, a także odpowiednie powiązania pionowe [11].

W praktyce projektowej uzyskanie wymaganej odporności na zdarzenia katastrofalne wiąże się z odpowiednim kształtowaniem konstrukcji, które współcześnie łączy podejście tradycyjne, w znacznym stopniu oparte na wiedzy i intuicji projektanta, z wielokryterialną optymalizacją konstrukcji. Zarówno kształtowanie intuicyjne, jak i oparte na optymalizacji wymaga ustalenia odpowiednich kryteriów, a w przypadku optymalizacji również ich kwantyfikacji. Do ważniejszych czynników decydujących o kształtowaniu konstrukcji o wymaganej odporności i sposobach jej zapewnienia należy zaliczyć:

1. Nośność elementów, połączeń i całej konstrukcji, którą można zapewnić metodą bezpośrednią (nośności na określone wartości oddziaływań wyjątkowych).
2. Integralność i eliminacja słabych miejsc konstrukcji.
3. Możliwość powstania wtórnego ustroju nośnego w przypadku miejscowego zniszczenia elementu głównego konstrukcji (np. ciągnowego).
4. Zapewnienie alternatywnych ścieżek przekazywania obciążeń (statycznej niewyznaczalności konstrukcji).
5. Eliminacja możliwości kruchego zniszczenia (umożliwienie plastycznej redystrybucji sił wewnętrznych i znacznych odkształceń plastycznych).
6. Zastosowanie odpowiednio usytuowanych elementów kluczowych pełniących rolę zabezpieczeń przed zniszczeniem progresywnym.
7. Wykorzystanie nośności resztkowej elementów i połączeń (wzmocnienie plastyczne, nośność resztkowa elementów po utracie stateczności).
8. Zastosowanie biernych i czynnych urządzeń mechanicznych umożliwiających dysypację energii, kontrolę przemieszczeń i/lub sił wewnętrznych.
9. Lokalizacja i rodzaj urządzeń umożliwiających systematyczne monitorowanie stanu technicznego konstrukcji i zagrożeń.
10. Zapewnienie możliwości sprawnej ewakuacji i szybkiego doraźnego zabezpieczenia uszkodzonych sekcji i elementów konstrukcji.

Poszczególne czynniki decydujące o wymaganej odporności i sposoby jej zapewnienia mogą być istotne i skuteczne jedynie w odniesieniu do niektórych obiektów i ustrojów konstrukcyjnych i tylko w określonych okolicznościach. Decydują o tym przede wszystkim charakter zdarzenia katastrofalnego i rodzaj konstrukcji rozważanego obiektu.

5. Podsumowanie

W zalecanych współcześnie probabilistycznych metodach projektowania konstrukcji budowlanych uwzględnia się standardowe kombinacje oddziaływań dla wybranych sytuacji obliczeniowych i stanów granicznych, w tym sytuacji wyjątkowych. Teoretycznie, zagadnienie zapewnienia wymaganej odporności konstrukcji na zdarzenia katastrofalne można sprowadzić do klasycznego zadania optymalizacji wielokryterialnej. Jednak ilościowa ocena parametrów, zmiennych, ograniczeń i kryteriów niezbędnych do prawidłowego sformułowania problemu optymalizacji odporności konstrukcji na oddziaływanie wywołane przez zdarzenia katastrofalne jest obciążona bardzo dużą, często trudną do oszacowania niepewnością. W rezultacie końcowa ocena odporności jest prawie zawsze oceną jakościową i wysoce subiektywną. Nie oznacza to jednak, że taka subiektywna i rozmyta informacja jest bezwartościowa. W praktyce, dla doświadczonego i obdarzonego intuicją projektanta jest cenną pomocą ułatwiającą kształtowanie i wymiarowanie konstrukcji odpornych na zagrożenia spowodowane zdarzeniami katastrofalnymi.

Literatura

- 1 PN-EN 1990:2004. Podstawy projektowania konstrukcji. PKN, Warszawa, 2004.
- 2 Matousek M. Outcomings of a survey on 800 construction failures. IABSE Colloquium of Inspection and Quality Control, Cambridge, England, July 1977.
- 3 Urban A. Katastrofy budowlane w roku 2006 i analiza katastrof w latach 1995-2006. XXIII Konferencja Naukowo-Techniczna: Awary budowlane, Politechnika Szczecińska, Szczecin 2007.
- 4 ISO Standard 2394:1998. General principles on reliability for structures. ISO, Geneva, 1998.
- 5 ISO Standard 13824:2009. General principles on risk assessment of systems involving structures. ISO, Geneva, 2009.
- 6 PN-EN 1991-1-7: 2008. Oddziaływania na konstrukcje. Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wyjątkowe. PKN, Warszawa, 2008.
- 7 Lind N. Tolerable risk. Proc. International Conference on Safety, Risk and Reliability in Engineering. IABSE, CIB, fib, RILEM, ECCS, Malta, 23-28 (2001).
- 8 Rakwitz R. Discounting for optimal and acceptable technical facilities involving risk. Journal Heron, 49 (2), 139-170 (2004).
- 9 Woliński Sz. Defining of the structural robustness. Bulletin of the Polish academy of Sciences, Technical Sciences, Vol. 61, No. 1, 1-8, (2013).
- 10 Bandemer H. Gottwald S. Fuzzy Sets, Fuzzy Logic, Fuzzy Methods with Applications. J. Wiley & Sons, Chichester, 1995.
- 11 PN-EN 1992-1-1:2004+AC:2008. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków. PKN, Warszawa, 2008.

Risk aided design of building structures

Szczepan Woliński

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

Abstract: The potential failure of building structures usually arises from a combination of many unspecified causes or catastrophic events whose statistical description is highly uncertain and often impossible. Assumed or calculated reliability of the structure in a case is just a notional measure that can be used to compare the relative safety level of different structures in similar circumstances. Due to the difficulties associated with the estimation of the probability of different hazards as well as the assessment of consequences and costs of the structural damage and failure, also the risk analysis provides very uncertain information on the actual level of safety of a structure. The paper presents a proposal for an indirect approach to the probabilistic design of structures based not only on specific actions, but also on the ability of the structure to survive in the unique, unusual and vaguely defined circumstances. It requires a preliminary risk analysis before the standard procedures for shaping and dimensioning design elements will be applied.

Keywords: building structures, catastrophic events, consequences, risk aided design