Politechnika Lubelska
Wydział Budownictwa i Architektury

BUDOWNICTWO I ARCHITEKTURA

Vol. 15(4) 2016

Politechnika Lubelska
Lublin, 2016

Politechnika Lubelska
Wydział Budownictwa i Architektury

BUDOWNICTWO I ARCHITEKTURA

Vol. 15(4) 2016

Politechnika Lubelska
Lublin, 2016

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 Cenan Mertol (Atilim 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, Jan Wrana,
Jan Kukiełka, Tomasz Lipecki, Marek Łagoda, Wojciech Piasta, Jadwiga Roguska,
Małgorzata Rozbicka, Elżbieta Ryńska, Bogusław Szmygin, 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 2016

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

Artur Duchaczek:
Wpływ sposobu modelowania przęseł mostów niskowodnych na wartość maksymalnych naprężeń w dźwigarach głównych
Influence of modeling of low-water bridge spans on the maximum value of stress in the main girders 5

Katarzyna Szmygin:
Cyclists as the element that creates the city 17

Wojciech Mielnik:
Konstrukcje drewniane w architekturze sakralnej dawniej i dziś
Wooden construction in sacral architecture in the past and today 23

Sławomir Biruk, Piotr Jaśkowski:
Selection of subcontractors using ordinal ranking methods based on Condorcet approach 33

Taras Rudenko, Tetiana Mukha, Mariia Rudenko:
Agrorecreational ecoparks in the quarries territory as a new type of urban production (on the example of Kryvbas) 41

Dominika Franczak-Balmas:
Analiza wpływu wytrzymałości betonów składowych jako czynnika kształtującego nośność niezbrojonego styku zespolonych elementów betonowych
An analysis of the impact strength of concrete components as a factor influencing the bond strength in unreinforced composite concrete elements 53

Wojciech Skowroński:
Pożarowe analizy konstrukcji w aspekcie zjawisk fizycznych obserwowanych podczas prób jednoosiowego rozciągania stali
Fire analysis of structures in terms of physical phenomena observed during uniaxial tensile tests of steel 63

Magdalena Dobiszewska:
Zastosowanie pyłu bazaltowego, jako substytutu piasku w zaprawie i betonie cementowym
Use of basalt powder in a cementitious mortar and concrete as a substitute of sand 75

Milena Stettner:
Jakość i warunki życia w Siechnicach – badanie społeczne
The quality and conditions of life in Siechnice – social research 87

Monika Jarosz-Hadam, Stanisław Fic:
Ocena zmniejszenia strat energii cieplnej budynku wielorodzinnego w wyniku przeprowadzonej termomodernizacji
The rating of reduce the loss of heat energy in multi-family building as a result of the thermomodernization 101

Jacek Szulej:

The studies of the dynamic and material parameters of reinforced concrete elements with the addition of zeolite tuffs and plasticizer *109*

Michał Babiak, Maria Ratajczak, Jacek Kosno:

Regeneracja bitumicznych nawierzchni drogowych modyfikatorami otrzymywanymi z surowców ekologicznych

Regeneration of pavement with modifiers based on ecological materials *117*

Marcin Górecki, Michał Jordan:

Interpretacja niezgodności spawalniczych w złączu T-joint z podkładką podczas badań ultradźwiękowych

Interpretation of the welding incompatibility in the T-joint with backing strip during ultrasonic test *127*

Anna Bochenek, Katarzyna Klemm:

Wyznaczanie korytarzy przewietrzających przy użyciu metody morfometrycznej dla wybranego fragmentu miasta Łodzi

Detection of ventilation paths using morphometric method in the selected part of Lodz *139*

Tomasz Nowicki:

Próba zastosowania metody elementów dyskretnych w mechanice ciała stałego

An attempt to use Discrete Element Method in solid mechanics *153*

Maciej Trochonowicz, Bartosz Szostak, Daniel Lisiecki:

Analiza porównawcza badań wilgotnościowych metodą chemiczną w stosunku do badań grawimetrycznych wybranych materiałów budowlanych

Comparative analysis of survey on humidity carried out by chemical way in proportion to gravimetric survey on selected building materials *163*

Karol Krupa, Maciej Trochonowicz:

Ochrona wartości przestrzennych i kulturowych Śródmieścia Lublina poprzez zachowanie modernistycznego gmachu Powszechnego Domu Towarowego w Lublinie

Protecting of spatial and cultural value of Downtown Lublin, by maintenance of modernist edifice of the Universal Department Store in Lublin *173*

Krzysztof Nepelski, Agnieszka Lal, Małgorzata Franus:

Analiza wyznaczania konsystencji lessów lubelskich na podstawie wyników sondowań statycznych CPT

The analysis of consistency evaluation of the loess in Lublin based on CPT tests *183*

Bartosz Kawecki, Jerzy Podgórski:

Analiza pracy wspornikowej belki kompozytowej z uwzględnieniem różnej grubości i lokalizacji spoiny klejowej wykonanej z materiału sprężysto-idealnie plastycznego

Analysis of cantilever composite beam work with regards to the different thickness and location of adhesive joint made of elastic-ideally plastic material *195*

Errata:

Errata do artykułu Czapla K., Wrana J. Modernistyczne Osiedla Lubelskie będące odpowiedzią na rosnące zapotrzebowania mieszkańców – aspekt synergii. Budownictwo i Architektura 15(2) (2016) 43-50 ..... *209*

Budownictwo i Architektura 15(4) (2016) 5-15

Wpływ sposobu modelowania przęseł mostów niskowodnych na wartość maksymalnych naprężeń w dźwigarach głównych

Artur Duchaczek

Wydział Zarzadzania, Wyższa Szkoła Oficerska Wojsk Lądowych imienia generała Tadeusza Kościuszki, e-mail: aduchaczek@poczta.wp.pl

Streszczenie: Ze względu na czas niezbędny do zbudowania modelu obliczeniowego stalowa konstrukcja nośna mostów niskowodnych zazwyczaj modelowana jest jako ruszt przy wykorzystaniu prętowych elementów skończonych, tzw. modele „prętowe". Zastosowanie prętowych elementów skończonych do modelowania dźwigarów głównych mostów niskowodnych uniemożliwia uwzględnienie rzeczywistego położenia pokładu drewnianego w stosunku do osi obojętnej tychże dźwigarów. Z tego względu w niniejszym artykule zaprezentowano możliwość wykorzystania do modelowania dźwigarów głównych powierzchniowych elementów skończonych, tworząc tzw. modele „powłokowe". W wyniku przeprowadzonych analiz numerycznych stwierdzono, że modelem preferowanym do obliczeń wojskowych przęseł mostów niskowodnych powinien być model „powłokowy", w którym w obliczeniach nie uwzględniano usztywnienia modelu przęsła pokładem drewnianym. Model ten umożliwia dość dokładną analizę rozkładu naprężeń w wybranych elementach konstrukcji rusztu stalowego, co jest istotne chociażby przy analizie rozwoju potencjalnych pęknięć zmęczeniowych. W przypadku obliczeń przęseł mostów niskowodnych nastawianych tylko na określenie ogólnej nośności wybranej konstrukcji przęsła wystraczającymi modelami okazały się modele wykorzystujące tylko prętowe elementy skończone.

Słowa kluczowe: metoda elementów skończonych, most niskowodny, konstrukcje stalowe, przęsło.

1. Wprowadzenie

Mosty niskowodne [1] charakteryzują się podobnymi rozwiązaniami konstrukcyjnymi jak cywilne obiekty mostowe nazywane mostami objazdowymi lub tymczasowymi (rys. 1). W literaturze obcojęzycznej mosty tego typu nazywane są „low-water bridge" [2], a jeżeli dotyczą mostów wojskowych to także „military nonstandard fixed bridges" [3].

Nieodzownym narzędziem współczesnego inżyniera jest oprogramowanie komputerowe. Większość programów wykorzystywanych do oceny nośności elementów konstrukcyjnych oparta jest na metodzie elementów skończonych (MES) [4], [5]. Oprogramowanie to umożliwia analizę zarówno całych obiektów inżynierskich, jak i wybranych ich elementów konstrukcyjnych. Oprogramowaniem chętnie wykorzystywanym przez inżynierów budownictwa jest program Robot Structural Analysis Professional firmy Autodesk [6].

W pracach [7], [8], [9] zaprezentowano możliwość wykorzystania tego oprogramowania do oceny nośności konstrukcji mostów niskowodnych, poprzez analizę wpływu ilości i jakości belek poprzecznych (poprzecznic) oraz sposobu ich montażu na wartość maksymalnych naprężeń w dźwigarach głównych. W dotychczasowych obliczeniach [7], [8], [9] konstrukcję nośną tego typu mostu modelowano jako ruszt, przy wykorzystaniu

prętowych elementów skończonych. Tak uproszczony sposób modelowania mostów niskowodnych był wystarczający w przypadku ogólnej oceny nośności przęsła analizowanego mostu, nie nadawał się natomiast do szczegółowej analizy naprężeń w wybranych elementach konstrukcyjnych. Wynikało to z faktu, że zastosowanie elementów prętowych uniemożliwia uwzględnienie rzeczywistego położenia pokładu drewnianego w stosunku do osi obojętnej stalowych dźwigarów głównych, co skutkowało równomiernym obciążeniem pasa dolnego i górnego modelowanych kształtowników stalowych.

Z tego też względu, w niniejszym artykule zaprezentowano możliwość wykorzystania oprogramowania Robot Structural Analysis Professional firmy Autodesk opartego na metodzie elementów skończonych do oceny wpływu sposobu modelowania przęseł mostów niskowodnych na wartość maksymalnych naprężeń w stalowych dźwigarach głównych.

2. Konstrukcja przęsła i przyjęte obciążenie

Uwzględniając fakt, że pojazdy będące na wyposażeniu polskich sił zbrojnych mają zbliżone gabaryty do pojazdów klasy MLC40 ÷ MLC70 [10], zatem w niniejszej pracy podobnie jak w pracach [7], [8], [9], jako obciążenie obliczeniowe przyjęto obciążenie gąsienicowe klasy MLC70. Pojazdy tej klasy charakteryzują się masą całkowitą 63,50 tony, szerokością pojazdu (na wysokości gąsienic) 3,51 m, szerokością gąsienic 0,79 m i długością przylegania gąsienicy równą 4,57 m [10].

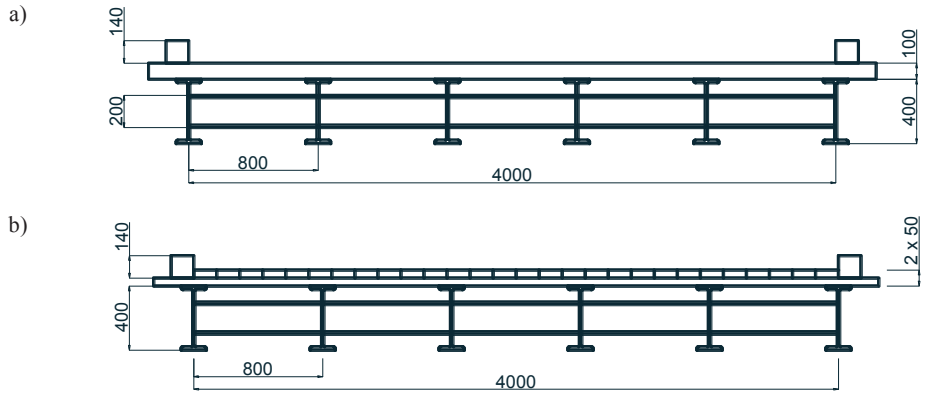
W niniejszej pracy do analizy przyjęto most jednokierunkowy, którego konstrukcja była już uwzględniona w analizach w pracach [7], [8] i [9]. Przęsło to składa się z sześciu dźwigarów głównych wykonanych z dwuteowników stalowych INP 400 o długości 14 m i szerokości jezdni równej 4,00 m. Belki poprzeczne wykonano z dwuteowników szerokostopowych HEB200 o wysokości profilu poprzecznego równej 200 mm (rys. 2).

Pokład drewniany wykonano w dwóch wariantach. Wariant I uwzględniał pokład drewniany wykonany z dwóch warstw desek (pokład poprzeczny i podłużny), każda o grubości 5 cm ułożonych prostopadle do siebie i połączonych za pomocą gwoździ (rys. 2b). W tym przypadku pokład drewniany można traktować jako w miarę jednorodną płytę drewnianą. W wariancie II pokład składał się tylko z pokładu poprzecznego wykonanego w formie bali drewnianych (rys. 2a).

W wojskowych mostach niskowodnych pokład drewniany zazwyczaj mocowany jest przy użyciu drewnianych krawężników i śrub krawężnikowych do skrajnych dźwigarów głównych. Pokład ten nie współpracuje zatem w sposób idealny ze stalowym rusztem, ponieważ brak jest jego bezpośredniego mocowania z wszystkimi dźwigarami głównymi. Pokład ten wraz z belkami poprzecznymi uczestniczy natomiast w rozdziale i przekazaniu obciążenia na wszystkie dźwigary główne [9].

a) b)

Rys. 1. Widok mostu niskowodnego: a) z boku, b) od dojazdu (fot. A. Duchaczek)



Rys. 2. Przekrój poprzeczny analizowanego przęsła mostu z pokładem: a) poprzecznym, b) poprzecznym i ochronnym

3. Modelowanie przęsła i obliczenia

W prowadzonych analizach przęsło mostu zostało zamodelowane, zarówno jako tzw. konstrukcja „powłokowa" oraz „prętowo-powłokowa" [6]. Konstrukcja „powłokowa" miała zaprezentować możliwość wykorzystania oprogramowania firmy Autodesk do oceny nośności mostów niskowodnych, przy wykorzystaniu do ich modelowania tylko powierzchniowych elementów skończonych. Konstrukcja „prętowo-powłokowa", omawiana już w pracach [8], [9], wykorzystywana była jedynie do porównania wyników obu rozpatrywanych konstrukcji.

W przypadku konstrukcji „prętowo-powłokowej" stalowa konstrukcja nośna została zamodelowana jako ruszt przy wykorzystaniu 2-węzłowych prętowych elementów skończonych. Zarówno dźwigary główne, jak i belki poprzeczne zamodelowano jako kształtowniki stalowe. W przypadku konstrukcji „powłokowej" stalowa konstrukcja nośna została zamodelowana przy wykorzystaniu tzw. „paneli" o grubości odpowiadającej danym elementom kształtowników, tj. pasom i środnikowi. W procesie dyskretyzacji kształtowników stalowych wykorzystano metodę siatkowania Coons z zastosowaniem czworokątnych 4-węzłowych elementów powierzchniowych o rozmiarze 10 cm [6]. Do obliczeń numerycznych, podobnie jak we wcześniejszych pracach przyjęto, że wszystkie kształtowniki zostały wykonane ze stali gatunku S355, o następujących parametrach: moduł Younga $E = 210$ GPa, moduł Kirchoffa $G = 81$ GPa, ciężar właściwy $\gamma = 77{,}01$ kN/m^3 [8], [9].

Pokład drewniany został zamodelowany jako jeden „panel" o grubości 10 cm [6]. W procesie dyskretyzacji pokładu wykorzystano również metodę siatkowania Coons z zastosowaniem czworokątnych 4-węzłowych elementów powierzchniowych o rozmiarze 10 cm. Płytę pomostu zamodelowano z drewna klasy C14 o module Younga $E = 7000$ MPa, module Kirchoffa $G = 3500$ MPa i ciężarze właściwym $\gamma = 2{,}84$ kN/m^3 [8], [9]. W obliczeniach numerycznych model materiału płyty drewnianej przyjęto dla wariantu I jako materiał jednorodny, natomiast dla wariantu II jako materiał ortotropowy, korzystając z opcji tzw. „ortotropii materiałowej". Ta opcja programu umożliwia zadeklarowanie dla analizowanego „panelu" dwóch różnych wartości modułu Younga E, mającego bezpośredni wpływ na wartość sztywności konstrukcji. Dla wariantu II określając parametry pokładu drewnianego przyjęto w kierunku podłużnym przęsła moduł Younga $E = 0{,}0001$ MPa, co powodowało niemalże zerową sztywność pokładu poprzecznego wzdłuż osi przęsła. Taki model pokładu miał odzwierciedlać w obliczeniach pokład poprzeczny wykonanych z bali drewnianych (rys. 2a).

W obliczeniach numerycznych wykorzystano pojazd gąsienicowy klasy MLC70 modelując go jako obciążenie symetryczne (G1) i niesymetryczne (G2). Podobnie jak we wcześniejszych pracach [7], [8] i [9], w obliczeniach nie uwzględniono obciążeń środowiskowych, takich jak wiatr i śnieg. W niniejszej pracy w obliczeniach numerycznych wykorzystano również opcję tzw. „obciążenia ruchomego", w której określano parametry pojazdu oraz drogę jego przemieszczania się po analizowanej konstrukcji. Uwzględniając fakt, że pokład zamodelowano jako tzw. panel, z wykorzystaniem powierzchniowych elementów skończonych, do konstrukcji można było przykładać obciążenie pojazdem gąsienicowym zdefiniowane jako obciążenie powierzchniowe (tzw. konturowe) [6]. Obciążenie to jest generowane na każdym panelu, który znajduje się w obrębie rzutu konturu obciążenia. Dla celów porównawczych obciążenie gąsienicowe MLC70 w jednym z przypadków obliczeniowych przykładane było tylko do konstrukcji prętowej, tzn. bez uwzględnienia pokładu drewnianego (M3). Do konstrukcji prętowych typu ruszt można przykładać obciążenia pojazdem gąsienicowym zdefiniowanym jako obciążenie ciągłe (liniowe). W przypadku obciążenia ciągłego musiało ono najpierw zostać zastąpione 10 siłami skupionymi na długości przyjętego obciążenia odpowiadającego długości przylegania gąsienicy. Jeżeli siły skupione nie znajdowały się bezpośrednio nad prętem, wówczas stosowany był algorytm rozkładający ją na najbliższe pręty [6]. W większości przypadków obliczeniowych analizowanych (zarówno model „powłokowy", jak i „prętowo-powłokowy") obciążenie użytkowe G1 i G2 przekazywane było na pokład drewniany, a stąd dopiero na kształtowniki stalowe będące elementami nośnymi konstrukcji mostu.

W obliczeniach numerycznych uwzględniany był również ciężar własny konstrukcji określony jako obciążenie G0. Dla modeli obliczeniowych M1, M2, M4 i M5 ciężar własny całej konstrukcji (obciążenie G0) uwzględniany był automatycznie przez program Robot (tabela 1). W przypadku modeli M3 i M6, dla których w obliczeniach numerycznych nie uwzględniano pokładu drewnianego wprowadzono dodatkowe obciążenie stałe (tabela 1).

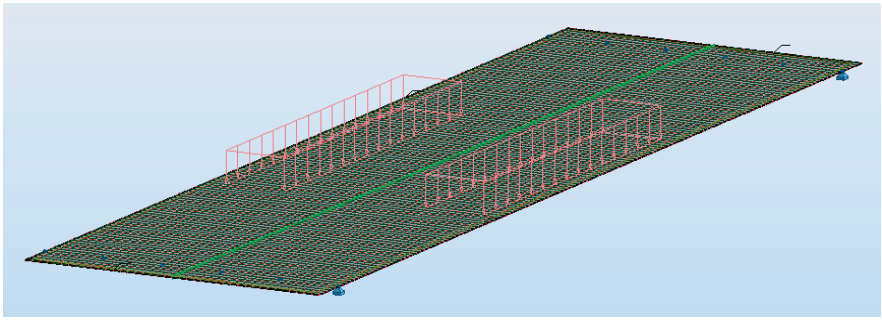
W modelu M3 było to obciążenie liniowe q_1 przyłożone do prętowych elementów skończonych modelujących dźwigary główne, natomiast w modelu M6 było to obciążenie powierzchniowe q_2 przyłożone do paneli (powierzchniowych elementów skończonych) modelujących pasy górne dźwigarów głównych (tabela 1).

W tabeli 1 przedstawiono sześć przyjętych w pracy modeli obliczeniowych przęsła, dla których wykonano symulacje numeryczne. Na rys. 3 i 4 zaprezentowano natomiast wybrane modele obliczeniowe analizowanego przęsła. Dla modeli obliczeniowych, w których drewniany pokład występuje zarówno w formie płyty, jak i w formie pojedynczego pokładu poprzecznego jego graficzne zobrazowanie nie różni się.

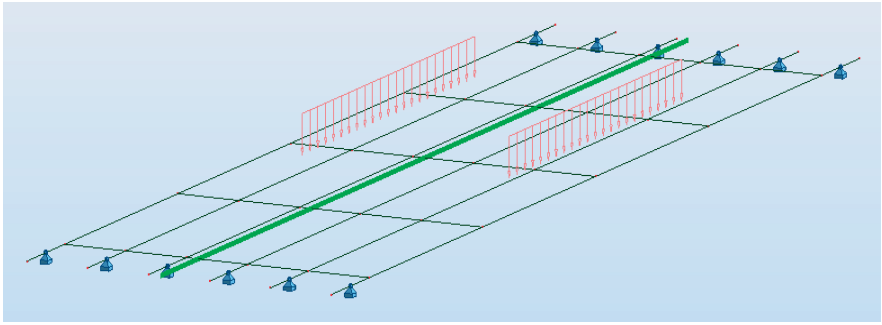
Tabela 1. Opis modeli obliczeniowych wykorzystywanych w obliczeniach numerycznych

Wyszczególnienie	Model obliczeniowy					
	M1	M2	M3	M4	M5	M6
Elementy skończone wykorzystane do modelowania stalowego rusztu	Elementy prętowe			Elementy powierzchniowe		
Pokład drewniany	Płyta	Pokład poprzeczny	Brak	Płyta	Pokład poprzeczny	Brak
Rodzaj obciążenia	Powierzchniowe (konturowe)		Ciągłe liniowe	Powierzchniowe (konturowe)		
Element przekazujący obciążenie na stalowy ruszt	Pokład drewniany	Bezpośrednio na elementy rusztu		Pokład drewniany	Tzw. okładzina	
Graficzna prezentacja na rysunku	1a	1b		1c	1d	

a)

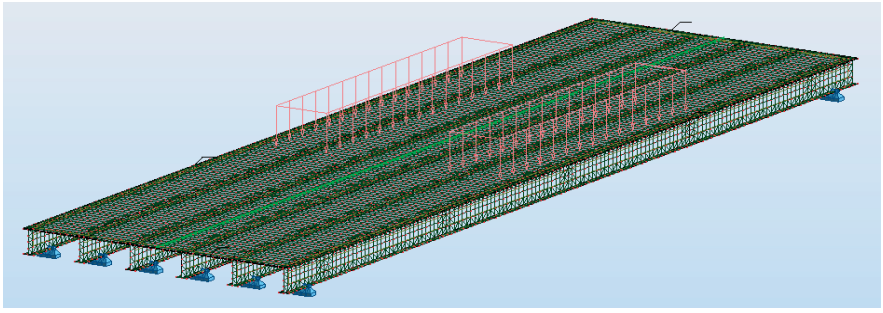


b)

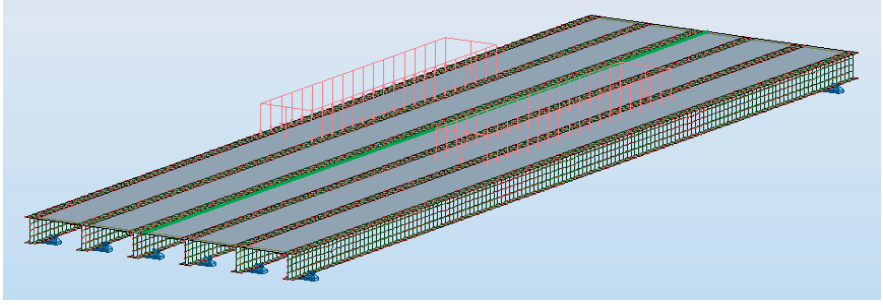


Rys. 3. Graficzne zobrazowanie modeli obliczeniowych przęsła z rusztem stalowym jako układem „prętowo-powłokowym" i „prętowym", w których zastosowano obciążenie ruchome: a) model „prętowo-powłokowy" M1(M2) – obciążenie symetryczne G1, b) model „prętowy" M3 – obciążenie niesymetryczne G2

a)



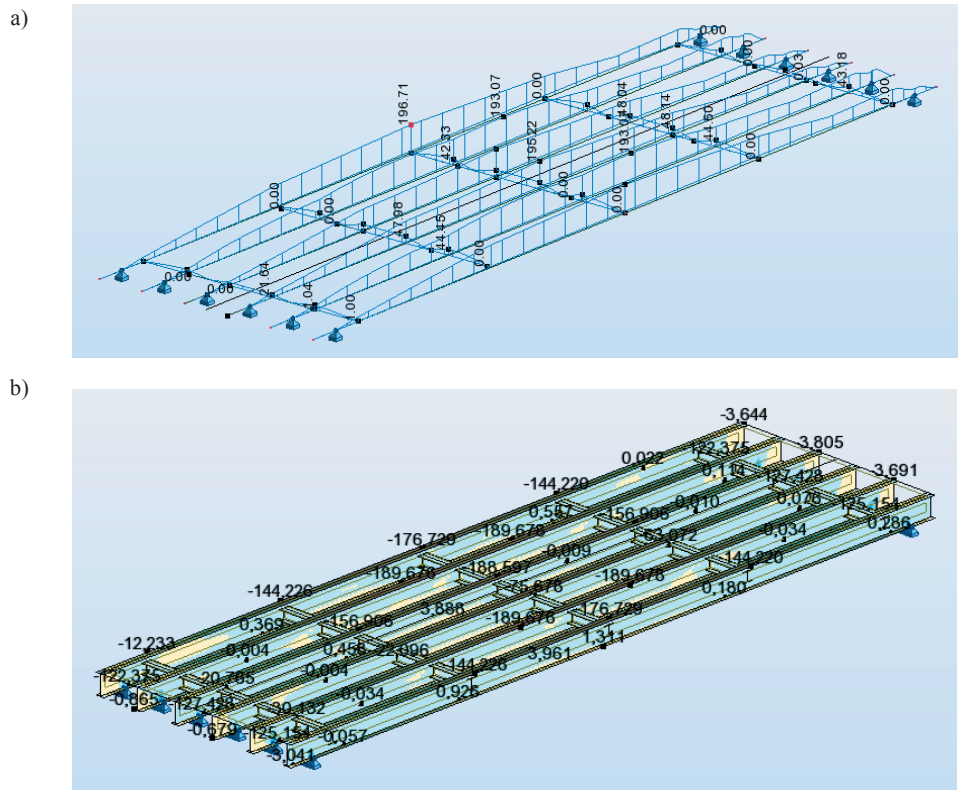
b)



Rys. 4. Graficzne zobrazowanie wybranych modeli obliczeniowych przęsła z rusztem stalowym jako układem „powłokowym", w których zastosowano obciążenie ruchome: a) model M4(M5) – obciążenie symetryczne G1, b) model M6 (z tzw. „okładziną" [6]) – obciążenie niesymetryczne G2

4. Wyniki analiz numerycznych

Na rys. 5 zaprezentowano graficzną prezentację przykładowych wyników przeprowadzonych analiz numerycznych. W tablicy 2 i na rys. 6 zaprezentowano wyniki tych analiz dla sześciu modeli obliczeniowych przęsła (M1-M6) oraz trzech modeli obciążenia (G0-G2). W tym przypadku ze względu na zmianę znaku naprężeń normalnych w pasie dolnym (na ujemne) w zaprezentowanych zestawieniach nie uwzględniono wyników obliczeń dotyczących strefy przypodporowej, mimo że dla modeli obliczeniowych M4-M6 dla pasa dolnego największe ujemne naprężenia normalne występowały właśnie w tej strefie.



Rys. 5. Graficzna prezentacja wyników analiz numerycznych (naprężenia normalne) dla modelu: a) prętowego M3, b) powłokowego M6, przęsła w przypadku schemat obciążenia G1

Tabela 2. Wartość naprężeń normalnych w dźwigarach głównych w kierunki podłużnym przęsła [MPa] (bez uwzględniania strefy przypodporowej) dla modelu obciążenia: a) G0, b) G1 i c) G2

Wyszczególnienie	Schemat obciążenia	Wartość naprężeń normalnych w dźwigarach głównych w kierunki podłużnym przęsła [MPa] dla modelu obliczeniowego przęsła					
		M1	M2	M3	M4	M5	M6
Pas górny	G0	-17,66	-17,81	-17,80	-10,64	-14,34	-14,95
	G1	-196,51	-197,48	-196,71	-137,85	-137,66	-189,68
	G2	-237,91	-243,88	-243,53	-164,04	-177,57	-226,03
Pas dolny	G0	17,66	17,81	17,80	5,61	5,94	5,87
	G1	196,51	197,48	196,71	69,12	70,75	99,68
	G2	237,91	243,88	243,53	89,05	93,98	130,89

Analiza wartości naprężeń normalnych w dźwigarach głównych w kierunki podłużnym przęsła dla przyjętych modeli obliczeniowych przęsła wykazuje, że „prętowy" i „prętowo-powłokowy" model rusztu, który uniemożliwia uwzględnienie rzeczywistego położenia pokładu względem dźwigarów głównych wykazuje większe wartości naprężeń normalnych. W modelu tym wartość naprężeń w górnych i dolnych pasach dwuteownika są identycznych wielkości (różnią się tylko znakiem). Dla tego typu modeli przęsła (M1-M3) nie miał większego znaczenia zarówno fakt uwzględnienia pokładu, jak i sposób jego modelowania.

W przypadku przęsła zamodelowanego jako konstrukcja „powłokowa" w strefie międzypodporowej obserwujemy znacznie mniejsze wartości naprężeń, zarówno w pasie górnym, jaki i dolnym. Analizując wartość naprężeń normalnych dla modeli obliczeniowych M4-M6 należy stwierdzić, że uwzględnienie w obliczeniach pokładu drewnianego jako płyty (model M4) usztywnia konstrukcję, a przez to wartości naprężeń maksymalnych w dźwigarach są najmniejsze. Dla modelu M5 z pokładem porzecznym, w którym zastosowano tzw. „ortotropię materiałową" [6] wartości naprężeń są nieznacznie większe niż w modelu M4. Największe wartości naprężeń odnotowano dla modelu przęsła M6, w którym pokład drewniany potraktowano tylko jako dodatkowe obciążenie stałe q_2, nie uwzględniając w żaden sposób jego sztywności. Na uwagę zasługuje również fakt, że dla tych modeli obliczeniowych przęsła (M4-M6) w strefie międzypodporowej wartości naprężeń w pasie dolnym są zdecydowanie mniejsze niż naprężenia w pasie górnym.

W tablicy 3 i na rys. 7 zaprezentowano wartości naprężeń zredukowanych w dźwigarach głównych uzyskane w wyniku analiz numerycznych dla trzech „powłokowych" modeli obliczeniowych przęsła (M4-M6) oraz trzech modeli obciążenia (G0-G2).

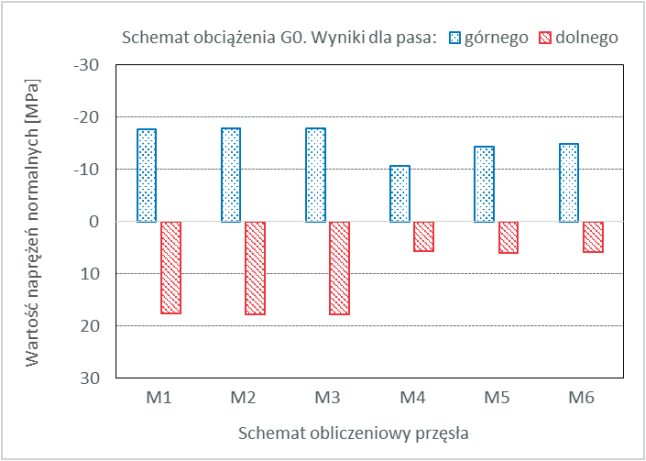
Analiza danych w tabeli 2 i 3 wykazała, że wartości naprężeń normalnych wzdłuż osi podłużnej przęsła, jak i naprężeń zredukowanych w pasie dolnym w strefie międzypodporowej są na podobnym poziomie.

Wykresy zaprezentowane na rys. 7 wskazują, że wartości naprężeń zredukowanych w pasie górnym w strefie międzypodporowej również znacznie przekraczają wartość naprężeń zredukowanych w pasie dolnym w strefie przypodporowej. Różnica między tymi wynikami jest jednak mniejsza niż między wartością naprężeń zredukowanych w obu pasach dla strefy międzypodporowej (tabela 3).

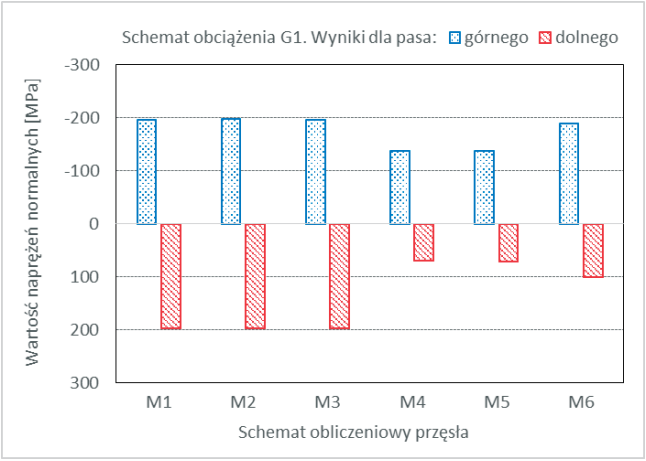
Tabela 3. Wartość naprężeń zredukowanych w dźwigarach głównych i belkach poprzecznych [MPa]

Wyszczególnienie		Schemat obciążenia	Wartość naprężeń zredukowanych [MPa]		
			M4	M5	M6
Pas górny	Strefa międzypodporowa	G0	10,61	14,31	14,85
		G1	144,92	159,25	186,29
		G2	177,30	192,31	244,93
Pas dolny	Strefa międzypodporowa	G0	5,42	5,88	5,90
		G1	67,21	73,67	100,60
		G2	79,57	93,94	125,26
	Strefa przypodporowa	G0	10,26	11,87	12,92
		G1	91,81	93,98	134,05
		G2	118,19	121,19	175,03

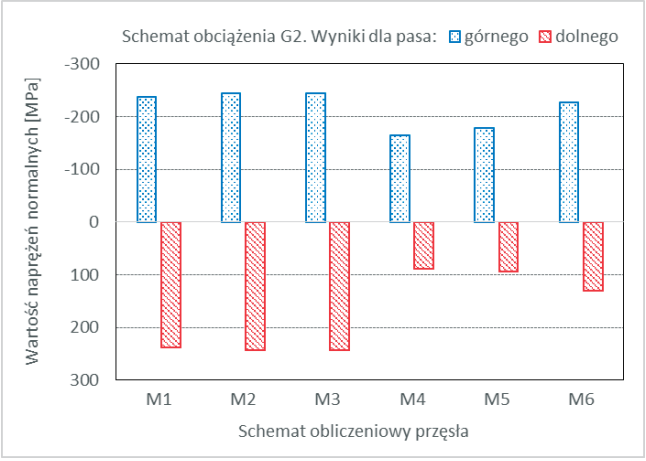
a)



b)

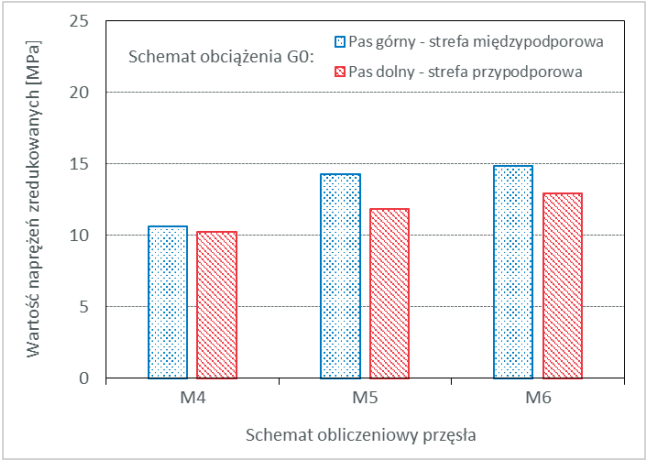


c)

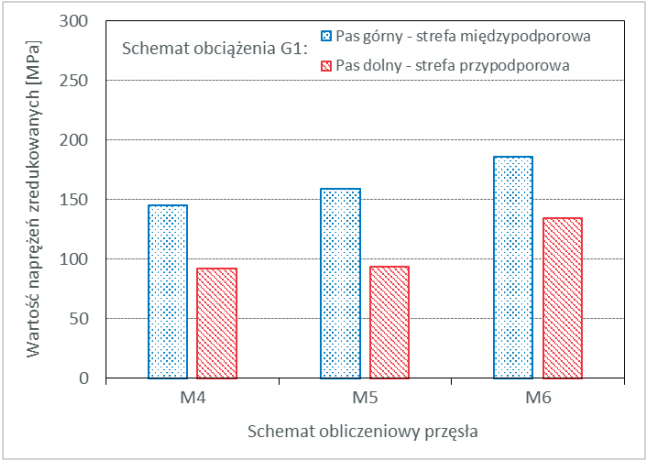


Rys. 6. Wartość naprężeń normalnych w dźwigarach głównych w kierunki podłużnym przęsła [MPa] (bez uwzględniania strefy przypodporowej) w przypadku modelu obciążenia: a) G0, b) G1 i c) G2

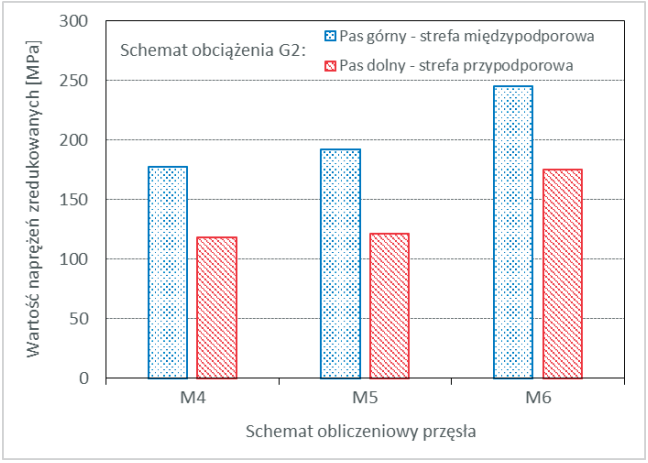
a)



b)



c)



Rys. 7. Wartość naprężeń zredukowanych w dźwigarach głównych [MPa] w przypadku modelu obciążenia: a) G0, b) G1 i c) G2

5. Podsumowanie

Z przeprowadzonej analizy wynika, że w modelu „powłokowym" przęsła występują mniejsze wartości dodatnich (rozciągających) naprężeń normalnych w pasie dolnym dźwigarów stalowych, co ze względu chociażby na inicjację pęknięć zmęczeniowych jest zjawiskiem korzystnym. Analiza przeprowadzonych obliczeń numerycznych wykazuje zatem, że modelowanie przęseł mostów niskowodnych z zastosowaniem powierzchniowych elementów skończonych (tzw. konstrukcje „powłokowe") umożliwia bardziej ekonomiczne ich projektowanie.

Należy jednak zaznaczyć, że w rzeczywistych warunkach poligonowych wykonywanie na tyle stabilnego połączenia pokładu drewnianego z dźwigarami stalowymi aby w obliczeniach można było potraktować całą konstrukcję jako konstrukcję monolityczną jest praktycznie niewykonalne. Można zatem uznać, że modelem „powłokowym" dopuszczalnym do obliczeń wojskowych przęseł mostów niskowodnych powinien być model M6, w którym w obliczeniach nie uwzględniano usztywnienia modelu płytą drewnianą.

Model „powłokowy" M4 może być stosowany natomiast do oceny nośności przęseł mostów, w których płyta pomostu wykonana jest z betonu (żelbetu) (rys. 1). Tego typu konstrukcje są często wykonywane przez pododdziały wojsk inżynieryjnych na rzecz ludności cywilnej w ramach odbudowy zniszczeń popowodziowych [11], [12].

Można jednak stwierdzić, że w przypadku obliczeń przęseł mostów niskowodnych nastawianych przede wszystkim na określenie ogólnej nośności wybranej konstrukcji przęsła wystarczająco bezpiecznymi modelami (tj. dającymi bardzo wysokie wartości naprężeń) okazują się bardzo proste i mało czasochłonne w modelowaniu konstrukcje „prętowo-powłokowe" (M1-M2). Zaletą tego typu konstrukcji, jest również fakt, że w programie Autodesk Robot istnieje możliwość uwzględnienia stopniowych zwolnień w połączeniach projektowanego rusztu [9], czego nie umożliwia zastosowanie konstrukcji „powłokowych".

Literatura

1. *Mosty wojskowe*. Podręcznik, Ministerstwo Obrony Narodowej, Szefostwo Wojsk Inżynieryjnych, Sygnatura Inż. 563/92, Warszawa, 1994
2. McDonald T., Anderson-Wilk M. *Low Water Stream Crossings in* Iowa. A Selection and Design Guide. Iowa State University, 2003
3. Ray J. C.; Seda-Sanabria Y. *Technical Commentary on FM3-34.343," Military Nonstandard Fixed Bridging"*. Engineer Research and Development Center Vicksburg ms Geotechnical and Structures LAB, 2002.
4. Rusiński E., Czmochowski J., Smolnicki T. *Zaawansowana metoda elementów skończonych w konstrukcjach nośnych*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, 2000.
5. Zienkiewicz O.C. *Metoda elementów skończonych*. 1972.
6. Autodesk Robot Structural Analysis 2010. Podręcznik Użytkownika. Autodesk Inc., Marzec 2009.
7. Duchaczek A., *Wpływ liczby poprzecznic na rozkład naprężeń w przęsłach mostów niskowodnych*, Budownictwo i Architektura, 14(2) (2015) 27-35.
8. Duchaczek A. *The impact of cross beam on stresses of girders in low water bridges*. XIII Międzynarodowa Konferencja Naukowa "Computer Aided Engineering", Polanica Zdrój 22-25.06.2016 r.
9. Duchaczek A. *Analiza numeryczna wpływu wymiarów belek poprzecznych i sposobu ich mocowania na maksymalne wartości naprężeń w dźwigarach głównych mostów niskowodnych*, zdane do redakcji czasopisma Budownictwo i Inżynieria Środowiska – Civil and Environmental Engineering.

10. *STANAG 2021. Military Load Classification of Bridges*. Edition no. 6. 7 September 2006.
11. Uroczyste otwarcie mostu w Skawie, http://www.2pinz.wp.mil.pl/pl/59_53.html, online: 16.11.2014 r.
12. Uroczyste otwarcie mostu w Kasinie Wielkiej, http://www.2pinz.wp.mil.pl/pl/59_67.html, online: 16.11.2014 r.

Influence of modeling of low-water bridge spans on the maximum value of stress in the main girders

Artur Duchaczek

Faculty of Management, General Tadeusz Kosciuszko Military Academy of Land Forces, e–mail: aduchaczek@poczta.wp.pl

Abstract: Due to the time needed to create a computational model, the steel construction of low-water bridges usually is modeled as a grate using 1D beam element mesh called a "rod" model. The usage of the 1D beam element mesh for modeling girders of low-water bridges makes it impossible to take into account the actual position of a wooden deck with reference to the neutral axis of these girders. Therefore, this article presents the possibility to use, for modeling main girders, 2D shell elements mesh, creating so-called "coating" models. As a result of numerical analysis it was found that the preferred model for the calculation of the military spans in low-water bridges should be a "coating" model, in which the stiffening of a span's model by a wooden deck was not included in the calculations. This model allows relatively accurate analysis of stress distribution in selected elements of the steel structure of the span, which is important when analyzing the development of fatigue cracks. In the case of the calculations of spans in low-water bridges which are dedicated only to assess the resistance of the selected steel structure of the span, the models using 1D beam element mesh ("rod" models) proved to be sufficient.

Keywords: finite element method, low-water bridge, steel structures, span.

Budownictwo i Architektura 15(4) (2016) 17-22

Cyclists as the element that creates the city

Katarzyna Szmygin

PhD student at the Faculty of Architecture Warsaw University of Technology, Department of Urban Design and Rural Landscape, e-mail: szmygin.katarzyna@gmail.com

Abstract: The active participation of cyclists in the transformation of urban structures is becoming a commonly discussed subject nowadays. More bike lanes are being constructed, city bike stations, as well as grade-separated crossroads for cyclists and drivers are being created.Cyclists have been increasingly taken into consideration in the changes taking place within the city. Along with the revolution introduced by a Danish architect and urban planner Jan Gehl has changed thinking about cyclists. All of his regeneration and restoration projects focused primarily on structures that allow cyclists and pedestrians move without any obstacles. Article will discuss the founding of the cyclists-friendly city, the polish requirements for cycling infrastructure, as well as show examples of Polish and foreign properly designed solutions.

Keywords: Cyclists, city, bike paths, infrastructure, legislation.

1. Introduction

The bike as a mean of transport has accompanied humanity since the nineteenth century, when in 1818, Karl von Drais Freihher Sauerbronn patented the prototype of today's wheeler.

Over the next centuries, the vehicle has been converted into today`s form. In an era in which the increasing emphasis is being put on environmental aspects, reducing carbon emissions and environmental protection, the bicycle became the alternative for fuel-powered vehicles. But what chances does the cyclist have on the road, if along with the improvement of the economic situation, more and more people in the world can afford to buy their own car (statistics prepared by the World Bank in 2014 show how many cars do 1,000 inhabitants have. The leader is San Marino – 1139 passenger cars per 1,000 inhabitants, Liechtenstein 744 vehicles per 1000 inhabitants and Monaco 729 cars per 1,000 citizens. According to the statistics in Poland there are 470 cars per 1,000 inhabitants, [1]). The question therefore arises whether, given those statistics, the cyclists are the users, for which the city should provide conditions of the free movement.

2. Cyclists in the city – rights, duties, statistics

The term 'bicycle', according to the Road Traffic Law [2], means the vehicle that is not exceeding 9 dm wide and is being moved by muscle, which shall be equipped with the electric drive.

Quoted Act imposes a number of restrictions for people moving around on bicycles. As a full-fledged participant of the traffic he should be using a specially designated lanes or bike paths. In the absence of the above, the cyclist is obliged to navigate the road. In special cases (unfavorable weather conditions, lack of separate bike paths along the highways)

cyclist can move on sidewalks or separated pedestrian paths with the proviso that pedestrians, as its legitimate users are given the priority.

These records show that in case there are no cycle paths (those in urban areas are becoming increasingly frequent, but still users complain about both quantity and quality) people riding bikes are forced to use roads intended for cars or sidewalks. This situation often creates a threat to every traffic participant. Motorists are complaining about cyclists who are moving at a low speed, pedestrians who have to watch out for speeding bikes and finally cyclists that either are moving right next to speeding cars or pedestrians they must evade.

The Centre of Social Opinion Research in 2012 has carried out the survey that shows that 70% of Poles are using the bicycle - for recreation, health, and also as a primary mean of communication [3]. Confronting such an obvious statistical data, cycle investments seem to be reasonable. However, the situation in Poland still does not correspond to European standards (European capitals can boast about thousands of kilometers completed bicycle paths). When it comes to the number of kilometers of bike roads in the city the Polish leader is Warsaw – 457km. The second place takes Wroclaw - 214, the third Gdansk – 185 [4]. Unfortunately, this amount of infrastructure still puts Poland at the lowest position in the European rankings.

3. Polish legislation and cyclists

Laws concerning the design and requirements of cycling paths can be found in the Ordinance of the Minister of Infrastructure and Maritime Economy of 2 March 1999 [5]. However, devoted to the issues of bicycle Chapter 9 'Bike paths' says only about the required widths:

- 1.5 meters, the bike path is one-way,
- 2.0 meter in case of bi-directional paths,
- 2.5 meters, when the one-way path can be used by pedestrians [6],

as well as the inclination:

- the longitudinal inclination should not exceed 5%
- the transverse inclination should be single-sided and may be from 1% to 3% [7].

Users of the paths must adhere to the provisions contained in the Law on Road Traffic Law of 20 June 1997, which were discussed in the previous chapter.

Moreover, the City Council in major Polish cities, while preparing strategic documents began to include an obligation of building cyclist paths during major road repairs, if such investment is possible. Unfortunately, in this case the law is often being interpreted to the disadvantage of wheelers users due to small amount of legislation and their incorrect statement. This state of affairs leads to a slowdown in the planning of safe cycling infrastructure.

Another records, both direct and indirect, for cyclists and bicycle paths can be found in the Regulation of Minister of Infrastructure and Internal Affairs and Administration dated 31 July 2002 on road signs and signals [8] as well as in the Regulation of the Minister of Infrastructure of 3 July 2003 on specific technical conditions for road signs and signals and road traffic safety equipment and conditions of their placement on the road [9].

The examples of signs for the cyclists are outlined below in Fig.1.

Fig. 1. a – sign B-9 “Prohibitory sign. No bicycles”; b – sign C-13 “Bicycle route”, c – sign C-13a “End of route” [10]

4. The idea of a cyclist-friendly city

Thinking about the cyclist-friendly city is being attributed to Jan Gehl (Jan Gehl was born on September 17 1936. He is a Danish architect and urban planner, Professor of School of Architecture at the Royal Danish Academy of Fine Arts, the founder of Gehl Architects – Urban Quality Consultants. During work he focuses on the study of form and purpose public spaces and implements this knowledge into projects in order to redesign the space. Great emphasis is placed on the importance of cyclists and pedestrians in the city. According to Gehl those are the main users of the city. It aims to reduce car traffic in the city, especially in their central points. He is a co-author of the projects in Copenhagen, New York, London, Melbourne, Sydney. In Poland, he analyzed the structure of the city of Lodz, Poznan and Wroclaw) - world-renowned urban planner whose restoration and revitalization projects of urban fabric are aiming to shift the focus of communication – relieving traffic by giving the space for pedestrians and cyclists.

Copenhagen is considered to be one of his most successful realization, where currently up to 37% of daily trips are made by bicycle [11]. A significant slowdown in the speed limit on the street of the Danish capital has made this city safe and friendly for cyclists. The main aim of the designer was to 'provide cyclists with a safe place in the public space'. Four-lane streets were transformed into two-lane, the rest of it was given to cyclists. A key requirement of the cyclist-friendly space is a comprehensive transport strategy that includes cyclists. Such a strategy must establish a network between the cycling infrastructure and, in its broadest sense, public transport (buses, trolleybuses, trams, taxis). The consequence of such assumptions is the necessity to create spaces where cyclists will be able to leave their bikes safely in order to use the public transport (transport hubs).

The increasing number of cyclists in the city reduces the number of accidents on the road. Therefore, municipalities get the signal that it is a solution worth investing in. Studies show that with the increase of infrastructure for 'active' participants, the number of bicycle accidents has strongly decreased. It is caused not only due to the separation of car and bicycle routes, but also the increasing awareness of motorists and reduced speed limits in the city. Figure 2 shows the effect on the number of accidents that is entailed by the presence of bicycle paths.

In response to the increasing bicycle traffic in the city, the authorities for several years have consequently invested in the development of urban bike rental system. Not only does it promote the city, provide an opportunity to the efficient mobility, but also make a sizable profit. Every year the major Polish cities create new bike-stations, and as a consequence the number of users growth. The citizens' initiative - participatory budget (Participatory budgeting is a separate part of the budget of the local government (city or town) for the implementation of initiatives reported in direct elections by the local community [12]) shows that the idea has adopted. Among the ideas proposed citizens next stations and bike paths appear.

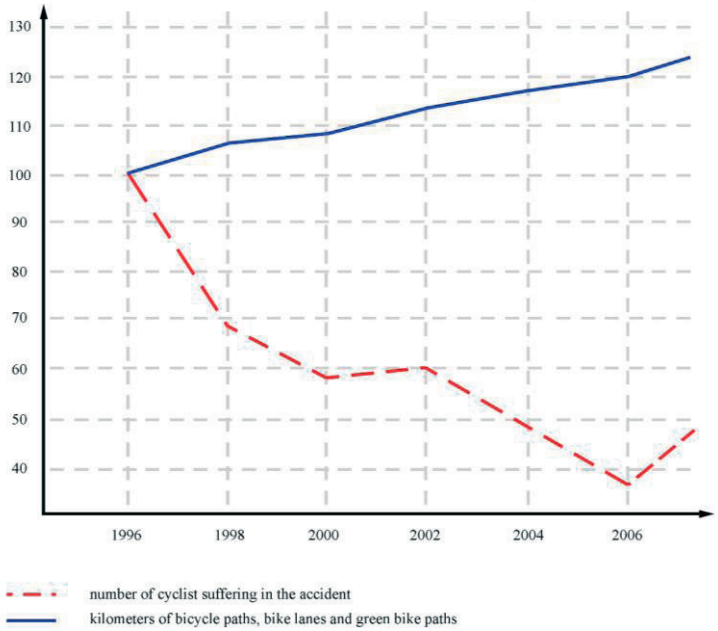


Fig. 2. The relationship between the cycling infrastructure and the number of bicycle accidents, on the basis of: J. Gehl 'Cities for people' Publisher RAM, I issue, Krakow 2014, p. 186, own elaboration

5. Examples of properly designed solutions for cyclists

There are many possible ways of signing cycle spaces. Below are presented some of them:

Fig. 3. Bike path on the Vistula river in Krakow (Poland) connecting the districts of Podgórze and Kazimierz. The solution completely separates bicycle traffic from pedestrians. Photo: Katarzyna Szmygin

Fig. 4. Bike path on the street, Prague, Czech Republic. Photos: Katarzyna Szmygin

Fig. 5. Two-lane bike path, Krakow, Poland. Photo: Katarzyna Szmygin

Fig. 6. Bike path, separated from the pedestrian one, Florence, Italy Photo: Katarzyna Szmygin

6. Conclusions

Cyclists are an ever growing group of users of urban spaces. Polish legislation still requires more regulations, which in the future will help them move around the safe and collision-free city. The city authorities create more and more opportunities for cyclists, however, cyclists still are not treated as a priority group. Prognosis for the future give hope that this situation will change over the next few years and Poland will be able to compete with developed countries of Western Europe.

References

1. http://rankingi24.pl/motoryzacja/624-10-panstw-z-najwieksza-iloscia-samochodow-na-1000-mieszkancow.html
2. Road Traffic Law of 20 June 1997.
3. http://archive.is/7DwVI
4. http://wrower.pl/miasto/dlugosci-sciezek-rowerowych-w-polskich-miastach,2044.html
5. Regulation of the Minister of Infrastructure and Maritime Economy of 2 March 1999 on the technical conditions for public roads and their location Journal of Laws No. 43.
6. Ibidem §47.1
7. Ibidem §48.1-2
8. Journal of Laws No. 170 pos. 1393.
9. Journal of Laws No. 220 pos. 2181.
10. Detailed specifications for signs and signals and road traffic safety equipment and conditions for placing them on the road. Journal of Laws No. 220 pos. 2181.
11. Gehl J. *Miasta dla ludzi*. Publishing RAM, I issue, Krakow 2014, p. 182.
12. Kębłowski W. *Budżet partycypacyjny. Krótka instrukcja obsługi*. Warsaw 2013.

Budownictwo i Architektura 15(4) (2016) 23-31

Konstrukcje drewniane w architekturze sakralnej dawniej i dziś

Wojciech Mielnik

Wydział Architektury, Politechnika Gdańska, e–mail: wojciech.mielnik@qplan.pl

Streszczenie: Drewniana architektura sakralna miała i ma duże znaczenie dla rozwoju budownictwa oraz jego walorów estetycznych. Zakorzeniona w tradycji ogniskuje w sobie cechy egzystencji człowieka, takie jak duchowość, kultura czy technika, zmaterializowane przy użyciu najlepszych tworzyw oraz wiedzy i umiejętności budowniczych. To „duchowość okryta drewnem". Obiekty wernakularne zapisane w przestrzeni nie tylko budują obraz minionych czasów, ale również kształtują tożsamość miejsc oraz żyjących w nich ludzi. Stanowią także determinantę i punkt odniesienia dla twórczej kreacji współczesnych architektów. Świątynie wznoszone obecnie są przykładem różnorodności form przy zastosowaniu dużego wachlarza typów konstrukcji, co daje nieograniczone możliwości ich projektantom.

Słowa kluczowe: drewno, konstrukcja, obiekty sakralne, kościół, świątynia.

1. Wprowadzenie

Drewno jest naturalnym materiałem wykorzystywanym przez człowieka od początków jego poczynań w tworzeniu własnej przestrzeni. Na terenach Polski bogactwo lasów dawało schronienie, bezpieczeństwo i utrzymanie swoim gospodarzom. Różnorodność drzewostanu jest głównym atutem naszych lasów, a dbałość o ich utrzymanie i równowagę w gospodarce leśnej jest priorytetem leśników. Pozyskiwane drewno służy głównie jako budulec, ze względu na swoje właściwości konstrukcyjne i stosunkową łatwość obróbki. Cechy drewna pozwalają na wykorzystywanie jego potencjału w sposób intuicyjny na wszelakie sposoby, a przede wszystkim do wznoszenia budynków. Przekazywany z pokolenia na pokolenie kunszt ciesielski wyrasta z tradycji lokalnej, a rozwijając się, podkreśla tożsamość regionu i ludzi go tworzących.

Charakterystycznym przykładem budownictwa drewnianego zakorzenionego w tradycji jest architektura sakralna. Świątynie ogniskują w sobie takie cechy egzystencji człowieka, jak duchowość, kultura czy technika, a wszystko to zmaterializowane przy użyciu najlepszych tworzyw oraz wiedzy i umiejętności – „duchowość okryta drewnem". Potrzeba tworzenia coraz wznioślejszych budowli sakralnych stymulowała rozwój rozwiązań konstrukcyjnych.

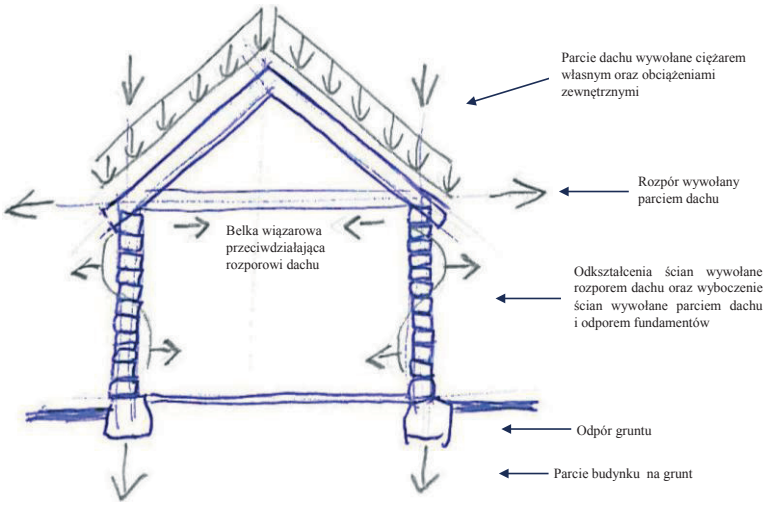
2. Krótka charakterystyka drewna wraz z przedstawieniem rozwoju elementów konstrukcyjnych

Gatunki drzew najczęściej wykorzystywane do pozyskiwania materiału to przede wszystkim sosna, świerk i jodła, z których otrzymujemy drewno miękkie, oraz dąb i akacja dające drewno twarde. Drzewo rosnące składa się z korzeni, pnia i korony. Pień stanowi o ilości drewna, które jest materiałem nie jednorodnym, typowo różnokierunkowym (anizotropowym), zmieniając wygląd i cechy fizyczne w zależności od przekroju. Drewno składa

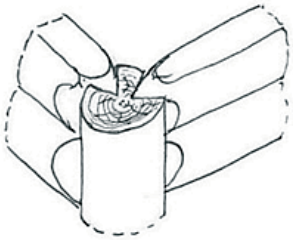
się z masy twardzielowej i bielastej znajdującej się na pniu pod korą między miazgą a rdzeniem. Jego parametry ściśle powiązane są z gatunkiem drzewa i procesem jego wzrostu.

Jedną z bardzo ważnych zalet drewna jest jego duża wytrzymałość na ściskanie i rozciąganie przy niedużym ciężarze właściwym. Jednak ten surowiec ma również sporo wad. Zalicza się do nich głównie nieprawidłowości budowy powstające w okresie wegetacji drzewa oraz wskutek niewłaściwego składowania drewna. Obniżenie mechanicznych właściwości drewna jest efektem chorób drzewa czy ataków szkodników. Wreszcie drewno jest materiałem łatwopalnym i wymaga specjalistycznych zabezpieczeń. Biorąc pod uwagę wszystkie właściwości drewna, zarówno mechaniczne jak i techniczne, przeważają w nich zalety pozwalające na racjonalne wykorzystanie go jako materiału budowlanego. Uwzględniając ciągły rozwój środków ochrony oraz prawidłowy dobór surowca, mamy możliwość przedłużenia żywotności konstrukcji drewnianej. Ważny jest również aspekt ekologiczności drewna jako odnawialnego surowca wykorzystywanego w globalnej gospodarce.

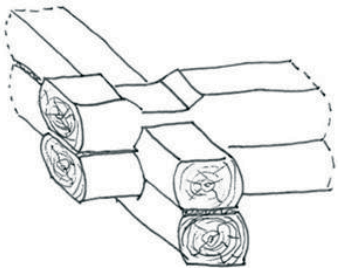
Kształt budynku – od pierwotnego szałasu – ewoluował i osiągnął bardzo stabilny układ konstrukcyjny, jak na rys.1. W budynku możemy wyodrębnić trzy główne elementy: dach, ściany i fundamenty. Każdy z tych elementów rozwijał się w różnym czasie, osiągając optymalną formę. Posadowienie budynków uzależnione było przede wszystkim od rodzaju gruntów. Na terenach o podłożu zwartym i stabilnym często stawiano podwaliny budynków bezpośrednio na gruncie, lecz najczęściej wykonywano fundamenty z głazów stawianych punktowo lub układanych obwodowo. Na gruntach mniej nośnych lub na terenach podmokłych stosowano wbijane pionowo drewniane pale. Rozwój ścian osiągnął dość szybko swą optymalną formę w postaci konstrukcji sumikowo-łątkowych – rys.2 – oraz wieńcowych (zrębowych) – rys. 3. Konstrukcje te różnią się cechami statycznymi. Pierwszy typ ścian jest sztywniejszy w układzie pionowym, a drugi w układzie poziomym. Dla usztywnienia ścian przed wyboczeniem stosuje się czopowanie. Ściany zrębowe spina się lisicami, co pozwala na zwiększenie ich wysokości. Budowniczowie borykali się dość długo z rozporem dachu, co stanowi istotny problem konstrukcyjny. Poszukiwali zatem rozwiązań w konstrukcjach sochowych czy slegowych. Rozwiązanie problemu znaleźli, stosując belkę wiązarową (stropową) spinającą krokwie. Dalszy rozwój więźb dachowych był modyfikowany, w zależności od rozstawu i kąta nachylenia połaci, przez dodawanie kolejnych elementów konstrukcyjnych.



Rys. 1. Schemat układu sił w konstrukcji drewnianej



Rys. 2. Konstrukcja sumikowo-łątkowa



Rys. 3. Konstrukcja zrębowa

3. Ukazanie przebiegu rozwoju budownictwa drewnianego na przykładzie obiektów sakralnych na terenach Polski, wraz z przedstawieniem rozwoju ustrojów i typów konstrukcji

Obiekty sakralne swoją skalą i stopniem skomplikowania determinowały rozwój budownictwa drewnianego. Można wyodrębnić kilka etapów rozwoju konstrukcji drewnianej. Budowle drewniane należą do najstarszych konstrukcji wykonywanych w Polsce, co zostało potwierdzone wykopaliskami archeologicznymi w Biskupinie.

W źródłach pisanych zachowały się wzmianki o pierwszych kościołach drewnianych na terenach Polski z czasów piastowskich. Fragmenty takich budowli odsłoniły odkrycia archeologiczne w Krakowie, Kaliszu czy Jazdowie (dzisiejsza Warszawa). W tych budynkach dominowały dwa typy konstrukcji, choć pojawiały się również świątynie o konstrukcji mieszanej. Pierwszy typ to konstrukcja sumikowo-łątkowa, w której łączono wyżłobione łątki z układanymi poziomo sumikami pasowanymi w wyżłobienie – rys.2. Ten typ konstrukcji dawał zwiększoną sztywność w układzie pionowym przez zastosowanie łątek jako pionowych elementów spinających narożniki budynków oraz w miejscach otworowania ścian i ich połączeń. Całość posadowiono na belce podwalinowej, ściany wypełniono sumikami, zaś elementem wieńczącym była belka oczepowa spinająca obwodowo całość. Tworzyło to spójny układ konstrukcyjny, pod warunkiem prawidłowego fundamentowania budynku, bowiem głównym problemem było wysuwanie się sumików z wyżłobień narożnych łątek po utracie prawidłowej geometrii fundamentów.

Konstrukcja sumikowo-łątkowa jest protoplastą późniejszych układów szkieletowych. Druga to konstrukcja zrębowa polegająca na prostym lecz skutecznym połączeniu węgłów na obłap z okrąglaków -rys.3. Składa się ona wyłącznie z poziomych belek, co daje dużą sztywność w układzie poziomym. Bazowa belka-podwalina jak w poprzednim typie konstrukcji przekazuje cały ciężar budynku na fundamenty. Kolejne belki (płazy) układane jedna na drugiej spinane w narożnikach zamkami dają dobrą sztywność. Jedynie przy otworowaniu ścian (drzwi, okna) pojawiają się pionowe elementy łączące przecięte poziome belki. Ściany tego typu miały tendencje do wyboczenia.

Rozwój budownictwa sakralnego związany był z wydarzeniami religijnymi, politycznymi i ekonomicznymi. Po Soborze Laterańskim w 1215 r. Kościół, chcąc ułatwić wiernym uczestnictwo w liturgii, rozpoczął tworzenie nowych parafii. Fakt ten zbiegł się ze wzrostem zamożności społeczeństwa w czasach panowania Jagiellonów oraz Rzeczpospolitej Obojga Narodów. Fundowane wówczas kościoły powstawały pod wpływem estetyki gotyku, który wyodrębnił wyspecjalizowaną grupę budowniczych cieśli. Zaczęli oni rozwijać połączenia ciesielskie oraz usztywniać ściany przez czopowanie, co można nazwać kolejnym etapem rozwoju budownictwa drewnianego, z budownictwa intuicyjnego na rzemieślnicze.

Ciągły rozwój konstrukcji drewnianej dokonywany przez optymalizację układu, zmiany geometrii czy połączeń ciesielskich pozwalał na coraz śmielsze rozwiązania oraz większe rozpiętości. Od XIII w. zaczęto stosować na ziemiach polskich konstrukcje szkieletowe. Technika ta przybyła z zachodniej części Europy. Charakteryzowała się gęstszym układem słupów spiętych dołem belką podwalinową a górą oczepem. Całość ścian stężona była ryglami i zastrzałami. Szkielet ścian wypełniano różnymi materiałami, zależnie od ich dostępności. Konstrukcje wypełnione żerdziami oblepionymi gliną nazywamy „strychulcem", a wypełnione gliną zmieszaną z sieczką lub innym roślinnym materiałem – „konstrukcją szachulcową". Ściany wypełnione cegłą nazywamy „ryglówką". Świątynie wznoszone w tej technologii początkowo pojawiały się tylko w zachodnich i północnych regionach Polski, stopniowo rozpowszechniając się w całym kraju. Rozwój technik ciesielskich umożliwił powstawanie coraz to bardziej okazałych budowli sakralnych o każdym typie konstrukcji. Po XVI w. w kościołach zaczęto wykonywać okazałe sygnatury, rozbudowane soboty czy stawiać wieże po zachodniej stronie, a część prezbiterialna (wschodnia) często była wydzielona niższym zadaszeniem. W następnym stuleciu wprowadzano zmiany estetyczne nawiązujące do baroku, które początkowo ograniczały się tylko do elementów wystroju, nie zmieniając układu świątyń.

Etap architektury wernakularnej zakończył się wraz z zaangażowaniem się architektów w kształtowanie drewnianej przestrzeni sakralnej. Rozpoczął się czas twórczości do tej pory zarezerwowanej dla obiektów murowanych, co nie znaczy, że budownictwo anonimowe zniknęło, gdyż istniało równolegle i rozwijało się w swoim tempie. Nowe rozwiązania techniczne wprowadzane do konstrukcji drewnianej były kolejnym krokiem rozwoju. Zaczęto dodawać stalowe elementy wzmacniające i poprawiające właściwości drewna. Na XVIII w. przypada rozkwit architektury barokowej, która przyniosła zmiany układu przestrzennego kościołów drewnianych. Pojawiły się transepty przekryte kopułami na skrzyżowaniu naw oraz układy centralne budowane na planie krzyża greckiego. Rozpowszechniającym się układem była trójnawowa bazylika lub pseudo bazylika na planie krzyża łacińskiego, o stropach kolebkowych lub płaskich, z fasetami przyozdobionymi coraz częściej detalem rokokowym.

W okresie zaborów dominującym nurtem stał się historyzm kształtowany pod wpływem państw zaborczych w stylu bizantyjsko-ruskim i norwesko-niemieckim. Efektem tego było pojawienie się neogotyku, który charakteryzował się wyeksponowaną więźbą dachową oraz innymi historyzującymi elementami.

Od połowy XIX stulecia polscy architekci starali się stworzyć styl narodowy wzorowany na tradycji budownictwa drewnianego i murowanego. Stanisław Witkiewicz stał się twórcą stylu zakopiańskiego nawiązującego do budownictwa drewnianego Podhala. W 20-leciu międzywojennym opierano się na wzorcach stylu zakopiańskiego, modyfikując go o współczesne motywy przy użyciu tradycyjnych połączeń ciesielskich. Równolegle rozwijała się architektura sakralna pozostająca pod wpływem modernizmu, gdzie stosowano coraz częściej nowe zdobycze inżynierii. Przełom rozwoju konstrukcji drewnianej można określić na koniec XIX wieku, kiedy zastosowano pierścienie stalowe do złączy. Udoskonalenia techniczne polegały na zastosowaniu złączy inżynierskich, które z czasem zaczęły zastępować tradycyjne połączenia ciesielskie. Dla zwiększenia rozpiętości budowli i zarazem zmniejszenia jej ciężaru własnego zaczęto używać kratownic lub belek pełnościennych ze środnikiem z desek. Tego typu konstrukcje stosowano głównie w budynkach przemysłowych i obiektach inżynierskich.

Okres drugiej wojny światowej spowodował całkowite wyhamowanie budownictwa sakralnego, a zniszczenia wojenne pochłonęły bezpowrotnie wiele zabytków drewnianej architektury sakralnej. Nowa rzeczywistość powojenna Polskiej Rzeczpospolitej Ludowej

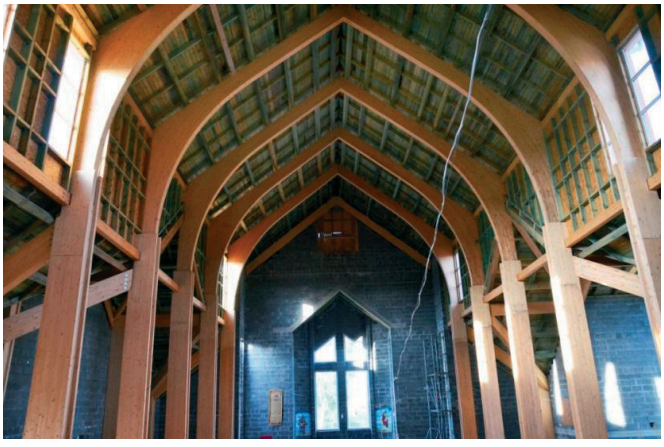
nie sprzyjała Kościołowi, a działalność budowlana ograniczała się głównie do odbudowy nielicznych świątyń drewnianych. Nowo powstałe drewniane obiekty sakralne były przeważnie tymczasowymi kaplicami przed budową głównego kościoła.

Ważnym momentem w rozwoju konstrukcji drewnianych było wynalezienie nowych rodzajów klejów, co zwiększyło możliwości konstrukcyjno-technologiczne przez zastosowanie nowego materiału – drewna klejonego warstwowo. Połączenie wyselekcjonowanych lameli (desek o równomiernej budowie pozbawionych wad) złączem klejowym, stworzyło materiał stosunkowo jednolity pod względem wytrzymałościowym i pozwalający na dość swobodne kształtowanie formy. W odróżnieniu od wszystkich innych złączy, złącza na klej przekazują siły nie za pośrednictwem miejscowego docisku drewna, ale poprzez pracę stwardniałej błony klejowej. Złącza takie nie powodują również miejscowego osłabienia łączonych elementów. Zarówno właściwości mechaniczne jak i techniczne nowego materiału pozwalają na szerokie zastosowanie w konstrukcjach budowlanych. Drewno klejone w Polsce zostało zastosowane po raz pierwszy przez Przedsiębiorstwo Wielkowymiarowych Konstrukcji Drewnianych w Cierpicach.

4. Przykłady współczesnej drewnianej architektury sakralnej

Współczesne świątynie są przykładem różnorodności form i typów konstrukcji, pozwalających kształtować przestrzeń w dowolny sposób. Najbardziej popularnymi drewnianymi konstrukcjami stosowanymi w obiektach sakralnych są właśnie elementy z drewna klejonego warstwowo. Jest to bardzo atrakcyjny materiał ze względu na możliwość gięcia oraz duże rozpiętości uzyskiwane bez konieczności pośrednich podpór. Za coraz częstszym stosowaniem tej konstrukcji w kościołach przemawiają nie tylko parametry techniczne, ale również walory estetyczna i użytkowe. Dzięki klejeniu warstwowemu drewno powróciło do łask w powszechnym stosowaniu.

Poniżej przedstawiono przykład kościoła w układzie bazylikowym trójnawowym o konstrukcji mieszanej. Ściany osłonowe wzniesiono w technologii murowej, a główną konstrukcję wykonano z drewna klejonego warstwowo. Zarówno belki dachowe jak i słupy nawy głównej wraz z nawami bocznymi wykonano w tej technologii. Gięta forma belek zwieńczających główną nawę przypomina gotyckie łuki, nadając wnętrzu dostojeństwa. Zastosowany materiał jest ciepły w odbiorze i daje wrażenie lekkości formy.



Fot. 1. Kościół pod wezwaniem Świętych Apostołów Szymona i Judy Tadeusza w Chwaszczynie. Architekt: dr inż. arch. Jerzy Kaczorowski, foto: Wojciech Mielnik

Tradycja wznoszenia drewnianych budynków przetrwała w południowej części kraju. Coraz większą popularnością cieszą się tam domy z bali o konstrukcji zrębowej. Tradycyjna ciesiołka z wykorzystaniem współczesnych technologii pozwala na wznoszenie obiektów spełniających dzisiejsze warunki techniczne zawarte w prawie budowalnym. Tego typu konstrukcje wykorzystywane są głównie w domach mieszkalnych, nie tylko tych o tradycyjnej formie, lecz również o współczesnych bryłach. Drewniane obiekty sakralne wykonywane są rzadziej.

Poniższy przykład przedstawia współczesny kościół wybudowany w 2007 r. przez podhalańskich cieśli z jodłowych bali, tzw. płazów, o konstrukcji zrębowej i dachu kalenicowym krytym gontem. Nad wejściem głównym znajduje się wieża słupowa o wys. 14 m, która podkreśla karpacki styl budowli.

Fot. 2,3. Kościół pw. Najświętszej Maryi Panny Częstochowskiej w Woli Michałowej Autor projektu: inż. Bogdan Jezierski, foto: P. Szechyński

Kolejną tradycyjną drewnianą konstrukcją stosowaną w budownictwie jest konstrukcja szkieletowa. Ten typ występuje sporadyczne, lecz coraz częściej. Obecnie wykorzystuje się również prefabrykacje takich konstrukcji, co zapewnia ich szybki montaż.

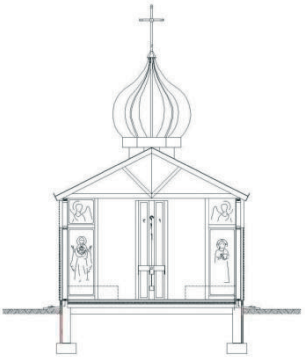
Kościół w Zamościu koło Bydgoszczy ma mieszaną konstrukcję drewnianą. Jego część nośna to konstrukcja ciesielska, szkielet słupowo ramowy z pełnych słupów, belek i krokwi sosnowych, natomiast wypełnienie ścian wykonano w konstrukcji szkieletu

deskowego. Słupy zewnętrzne elewacji frontowej, słupy podpierające we wnętrzu strop chóru oraz podpory dachu nad prezbiterium, które akcentują je architektonicznie, wykonano z daglezji.

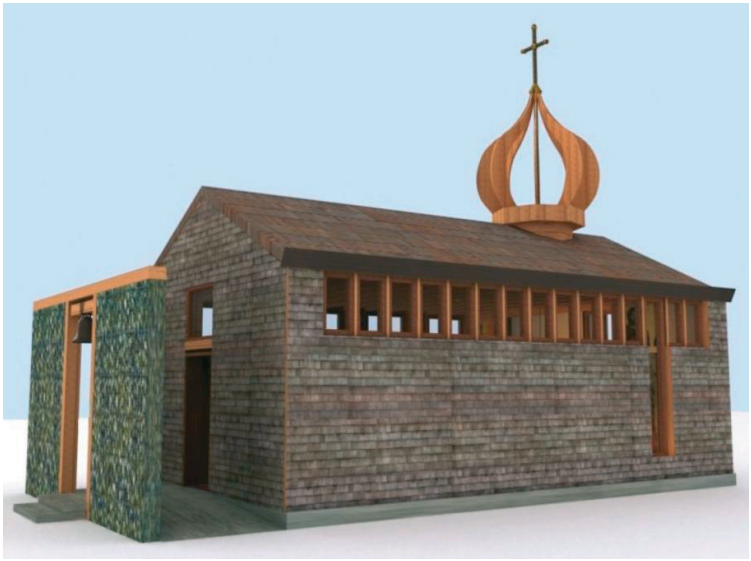
Fot. 4. Kościół pw. Świętego Ojca Pio w Zamościu koło Bydgoszczy. Autor: mgr inż. arch. Paweł Władysław Kowalski, foto: Paweł Władysław Kowalski

Jednym z najbardziej rozpowszechnionych typów konstrukcyjnym w budownictwie drewnianym są obiekty wznoszone w technologii lekkiego szkieletu tzw. konstrukcji kanadyjskiej. Konstrukcja ta charakteryzuje się gęstym rozstawem słupków i wiązarów dachowych, co 60 cm. Ściany są spięte u dołu pojedynczą podwaliną, a u góry podwójnym oczepem. Do technologii tej wykorzystywane jest drewno o niewielkim przekroju, co pozwala na łatwy i szybki montaż. Mimo rozwiniętej technologii montażu i dopracowaniu schematów konstrukcyjnych, zastosowanie tej konstrukcji jest sporadyczne. W budownictwie sakralnym ogranicza się głównie do tymczasowych kaplic stawianych przed budową głównego kościoła lub niewielkich obiektów kultu. Poniższy projekt jest próbą ukazania możliwości wykorzystania tej konstrukcji.

Rys. 4. Elewacja

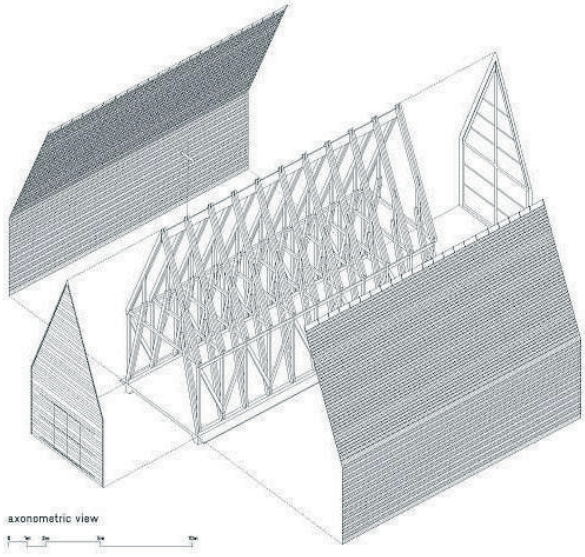


Rys. 5. Przekrój

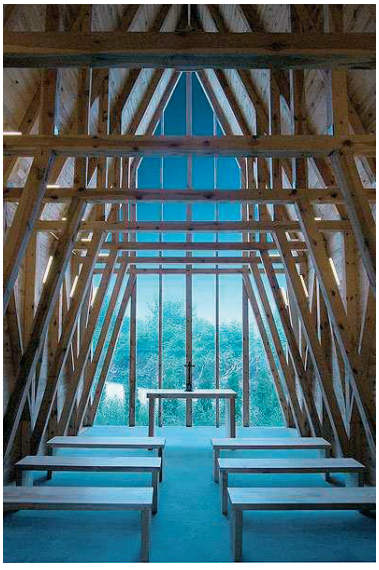


Rys. 6. Czasownia (kaplica) projekt studialny. Autor: mgr inż. arch. Wojciech Mielnik

Jednym z najbardziej znanych współczesnych drewnianych obiektów sakralnych jest kaplica w Tarnowie nad Wisłą. Obiekt ufundowany został przez osiedlonego w tej okolicy pisarza, wzniesiony większości sposobem gospodarczym przy udziale miejscowej ludności. Ulokowany jest na osi północ-południe na wzgórzu u podnóża Wisły. Ma konstrukcję ramową z belek na połączenia ciesielskie. Bryła budowli charakteryzuje się uproszczoną formą. Wykończenie północnej ściany stanowi licowane deskowanie z głównym wejściem na osi. Elewacja i dach pokryte są wiórem osikowym. Na południowej elewacji znajduje się jedyne w obiekcie duże przeszklenie, które otwiera się na dolinę Wisły.



Rys. 7. Kaplica w Tarnowie, Autorzy: Grupa Beton



Rys. 8. Aksonometria, Autorzy: Grupa Beton

5. Wnioski

Obiekty wernakularne zapisane w przestrzeni budują obraz minionych czasów. Takie zapisy mają ogromne znaczenie dla ciągłego kształtowania tożsamości miejsca oraz żyjących w nim ludzi. Mając na względzie dobro przyszłych pokoleń, musimy włożyć maksymalny wysiłek nie tylko w zachowanie drewnianego dziedzictwa, ale również zachęcać do popularyzacji tradycyjnych form budownictwa, które stanowi także determinantę i punkt odniesienia dla twórczej kreacji współczesnych architektów. Obecnie w światowej architekturze dostrzec można silną tendencję powrotu do architektury znaczeń zakorzenionej w drewnianej tradycji. Objawiają się ona w nurtach regionalizmu będących reakcją na wszechobecną unifikację wzorców oraz ogarniającą nas globalizację.

6. Literatura

1. Mielczarek Z. *Budownictwo drewniane*. Wydawnictwo „Arkady", Warszawa 1994.
2. Żenczykowski W. *Budownictwo ogólne Tom III*. Wydawnictwo BA, Warszawa 1956.
3. Michniewicz W. *Konstrukcje drewniane.* Wydawnictwo „Arkady", Warszawa 1958.
4. Fraścika F. *Cieśla stolarz dekarz*. Zakład Budownictwa Wiejskiego PWT, Warszawa 1950.
5. Kopkowicz F. *Ciesielstwo polskie.* Wydawnictwo „Arkady", Warszawa 1958.
6. Kozarski P. *O konserwacji budownictwa*. Dyrekcja Generalna Lasów Państwowych, Warszawa 2014.
7. Civilingenior Hilmer Riberholt (tłum. Fleks A.). *Drewno klejone*. Lilleheden, Gdynia 2002.
8. Tłoczek I. *Polskie budownictwo drewniane*. Wydawnictwo Zakład Narodowy im. Ossolińskich, Wrocław 1980.
9. Ruszczyk G. *Drewno i architektura*. Wydawnictwo Arkady, Warszawa wydanie II 2014.
10. http://www.archdaily.com/39747/chapel-in-tarnow-beton/, aktualne na dzień 2009.11.18

Wooden construction in sacral architecture in the past and today

Wojciech Mielnik

Faculty of Architecture, Gdańsk University of Technology, e–mail: wojciech.mielnik@qplan.pl

Abstract: The wooden sacral architecture has had a great importance for the development of construction and aesthetic values. Rooted in the tradition focuses all the features of human existence as spirituality, culture, technology materialized using the best materials and the knowledge and skills "spirituality covered with wood." Objects stored in the vernacular build a picture of past times, as well as the shapes identity of the place and the people living in it. They are the determinant and a reference point for creative creations of contemporary architects. Development of wooden structures allows for increasingly bold application. Contemporary examples of temples show a variety of forms using a large variety of types of construction giving unlimited possibilities**.**

Keywords: wood, construction, sacral objects, church.

Budownictwo i Architektura 15(4) (2016) 33-40

Selection of subcontractors using ordinal ranking methods based on Condorcet approach

Sławomir Biruk, Piotr Jaśkowski

Department of Construction Methods and Management,
Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology,
e-mail: s.biruk@pollub.pl, p.jaskowski@pollub.pl

Abstract: A choice of a subcontractor may have critical impact on realization of the project, it has influence on the cost, duration, and quality. Selection of the best sucontractor can be defined as multiple criteria decision making problem (MCDM) of choosing a proper offer from set of alternatives evaluated by using set of criteria. Decision maker should determine the criteria as objective and measurable. Significance of decision making problem is presented by large amount of theories and methods developed for solving MCDM problems and number of criteria considered in these problems. A Condorcet method (formulated over two centuries ago) is commonly accepted for democratic (majority of criteria determines the winner) and fair election – a Condorcet winner is the alternative which is preferred in all pair-wise comparisons. According to social choice theory where a Condorcet winner cannot be obtained from a set of alternatives, the best solution is close to being a Condorcet winner. The paper presents four selection methods of the best alternative that is as close as possible to being a Condorcet winner and contains examples of a subcontractor selection using only ordinal scales of evaluation of alternatives.

Keywords: project management, subcontractors selection, social choice theory, the Condorcet winner.

1. Multi criteria subcontractor selection problem

A general contractor evaluates bid proposals for a construction works taking into account several criteria, for example costs, project duration or contractor's experience. He must make the best compromise choice among the set of alternatives (subcontractors) $A = \{a_1, ..., a_n\}$ evaluated using set of criteria $C = \{c_1, ..., c_n\}$. The importance of the criteria is usually different from point of view of the general contractor, therefore often criteria have assigned weights. Variants evaluation should be performed to fulfill decision maker requirements. The criteria should be the most objective and measurable. In the case of using many criteria, the objective evaluation of variants is difficult, especially that part of criteria is quantitative and part is qualitative. That problem can be effectively solved only by application of objective multi-attribute decision making methods. They allow to apply many criteria, also contradictory to each other. Variety of applied methods and procedures to aid decision making testifies about problem complexity and about difficulty in formulation of universal solutions. The method should be appropriate to solve multi faced problem.

Factors influence on subcontractors selection were identified by many researches by questionnaire survey [1, 2, 3]. Many of them are qualitative (e.g. safety and health at work,

instruction and training or reputation) so the popular method of subcontractors selection is Analytic Hierarchy Process (*AHP*) [4, 5, 6, 7]. This is because the decision maker must only define relative dominance of alternatives. In case of qualitative criteria, pairwise comparison of relative dominance of alternatives replaces necessity of quantification of alternatives ratings. Number of elements compared should be small (not more than 9) to improve accuracy of measurement [8].

The information obtained about the subcontractors are often approximate, imprecise and their scope is insufficient to make a decision. The decision-maker in many cases can easier determine relative preferences by identifying the range of values or in narrative form rather than by giving specific values form the accepted range of grades. Fuzzy set theory allows to incorporate uncertainty measures to multi attribute decision [9, 10].

Arrow and Raynauld [11] presented an analogy between social choice theory and multi-criteria decision-making methods. A rank in criterion order can be treated as electoral votes. In ordinal ranking methods there is no need to evaluate alternatives against criteria using interval or ratio scale in case quantitative criteria and convert qualitative into quantitative. There is no need to determine weights of criteria too. For all criteria a decision maker creates a preference relation (linear order) of variants. For each criterion variants are numbered in increasing order from 1 to n according to a decision maker preference. Preferred variant r to s respect to criterion j occurs before s in profile j and his rank is smaller then s. Pairwise comparision of variants allows to create an outraking matrix **W**. Entries $w(r,s)$ are number of criteria where r is prefered to s. Winning margin $u(r,s)$ is defined as the difference between the number of criteria preferring r variant relative to s, so $\mathbf{U}=\mathbf{W}-\mathbf{W}^{\mathrm{T}}$. Based on preference relations for each criterion it is possible to identify the winner or create collective preference order.

2. Subcontractor selection using condorcet method

Condorcet more than two centuries ago formulated a rule, that winner is a variant r such $\forall s \neq r$, $w(r, s) > m/2$ (a Condorcet winner defeats each variant in more than 50% of criteria) or $u(r, s)>0$. Condorcet looser defeats in pairwise comparison with all others. Linear order satisfied Condorcet's rule, if preferred variant r to s occurs before s (the rank r is smallest than s) for all $r \neq s$. Condorcet's winner, looser and order not always exist in a given set of criteria. A Condorcet method (formulated over two centuries ago) is commonly accepted for democratic (majority of criteria determines the winner) and fair election – a Condorcet winner is the alternative which is preferred in all pair-wise comparisons.

Pairwise comparison results can be presented as a complete asymmetric directed graph $T=(A, E)$ so called tournament, which consists of a set of vertex (variants) $A(T)$ and set of arcs $E(T) \subseteq A(T) \times A(T)$. The arc (r,s) exists if variant r is preferred to s $(r \neq s)$ by majority of criterion. The tournament T is transitive if $(i,j) \in T$ and $(j,k) \in T$ implies $(i,k) \in T$. There exists overall linear order which complies with a preference relation for each criterion in transitive tournament.

In case when it is not possible to select the Condorcet winner from the social choice theory point of view, the chosen candidate should be „as closely as possible" to Condorcet winner. Approximate algorithm to choose the winner should satisfy Condorcet criterion and place a Condorcet winner in the first place if it exists. The algorithm should introduce minimal perturbances is preference relations for criteria when variant is turn to a Condorcet winner.

Finding Slater solution [12] is based on determining the minimal number of arc in tournament $T=(A,E)$ which should be reversed to determine linear orders, what is equivalent with selection of a Condorcet winner. A Slater order minimizes distance between overall ranking and a preference relation for criteria according to the majority rule. A few Slater orders can exist, but in each Condorcet Winner is a Slater Winner [13].

Computation Slater order is *NP*-hard equivalent to the minimum feedback arc set problem on tournaments [14, 15]. A Slater order can be find by solving integer linear program [16]:

$$\max : \sum_{(i,j)\in E} w_{ij}x_{ij} \tag{1}$$

$$x_{ij}+x_{jk}+x_{ki}\le 2,\ \forall i,j,k \tag{2}$$

$$x_{ij}+x_{ji}=1,\ \forall i,j\ (i\ne j) \tag{3}$$

$$x_{ij}=\{0,1\},\ \forall i,j \tag{4}$$

Weight of arc $w(i,j)=1$ if and only if $(i,j)\in T$, -1 otherwise. Binary variable $x_{ij}=1$ when $(i,j)\in T$ and takes value 0 otherwise, so the goal function (1) maximizes number of arcs used from the tournament to transform him into a linear order (minimizing number of reversing arcs in tournament *T*). Condition (2) is a transitive constrain (eliminates directed cycles of length 3 in the tournament), set of constraints (3) and (4) cause that only one directed arc joining two different nodes exists.

Young score [17] for variant *r* is maximal subset of profiles (or the minimal number of profiles have to be ignored) which should be taken into account to determine a Condorcet winner). The maximal number of profiles is called Young score. The Young winner is a variant with the highest Young score. Approximate the Young score *is NP*-hard [18, 19] .

Let $a_r\in A$ be a variant for which Young score is calculated, $x_j\in\{0,1\}$ binary variable. Variable $x_j=1$ if criterion *j* belongs to the subset of profiles which are included for computing Young's score for a_r. Constant e_{rj}^i depends on preference relations for criteria and $e_{rj}^i=1\,(r\ne j)$ when in profile *j* variant a_r is preferred than a_i or $e_{rj}^i=-1$ when in profile *j* variant a_i is preferred than a_r. Young score for a_r can be obtained by solving integer linear program [19]:

$$\max : \sum_{j=1}^{m} x_j \tag{5}$$

$$\sum_{j=1}^{m} x_j\cdot e_{rj}^i \ge 1,\ \forall a_i\in A\setminus\{a_r\} \tag{6}$$

$$x_j=\{0,1\},\ j=1,2,\ldots m \tag{7}$$

The goal function (5) maximizes number of profiles which cause that variant a_r is turned into the Condorcet winner – equation (6).

Moving variant a_r in individual ranking for criterion *j* by $k\ (k\in\{0,1,\ldots,n-1\}$position causes that winning margin for a_r over $a_i\in A\setminus\{a_r\}$ increases by $e_{ijk}=\{0,1\}$. Constant $d_i(a_r)$ is minimal number of criteria in which a_r additionally has to get additional vote to defeat $a_i\in A\setminus\{a_r\}$ (the deficit of criterion votes

for variant a_r). If a_r is preferred in relation to $a_i \in A \setminus \{a_r\}$ then $d_i(a_r) = 0$. The least number of switches in rankings for criteria is called Dodgston score $D(a_i)$. Dodgsone is more often known as Lewis Carroll. Computing a Dodgson winner is *NP*-hard problem [20, 21]. Dodgson's winner is a variant with the smallest value $D(a_i)$. For variant a_r Dogstone score can be computed by solving integer linear program [20]:

$$\min: \sum_j \sum_k k \cdot x_{jk} \tag{8}$$

$$\sum_k x_{jk} = 1, \ \forall j \tag{9}$$

$$\sum_j \sum_k e_{ijk} \cdot x_{jk} \geq d_i(a_r), \ \forall a_i \in A \setminus \{\mathrm{a_r}\} \tag{10}$$

$$x_{jk} = \{0, 1\}, \ \forall j, k \tag{11}$$

Binary variable $x_{jk} = 1$ when in preference order type *j* variant a_r is moved upwards by *k* positions. The goal function (8) minimizes number of switches in preference orders for criteria, set of constraints (9) cause that in each preference order it is possible to move a_r only one time. Set of constraints (10) ensures that a_r variant becomes the Condorcet winner.

In Condorcet least-reversal system a winner is the variant which became the Condorcet after reversing the minimum possible number of pairwise comparisons [22]. After making the minimum number of reversals a new outranking matrix is created with entries $w^r_{clv}(r,s)$. For variant a_r the distance between two profiles origin and after revising can be calculated as follows:

$$d_r = \frac{1}{2} \sum_{r,s \in A} \left| w(r,s) - w^r_{clv}(r,s) \right| \tag{12}$$

The winner is a variant with minimal distance. In a simpler way the winner is the variant a_r minimizing [23]:

$$l_r = \sum_{s=1}^{n} neg(u(r,s))), \ \forall a_s \in A \setminus \{\mathrm{a_r}\} \tag{13}$$

where:

$$neg(x) \overset{def}{=} \begin{cases} -x & if \quad x \leq 0 \\ x & if \quad x > 0 \end{cases} \tag{14}$$

3. A case study of subcontractor selecting using the Condorcet rule

Application of the Condorcet method to select te subcontractor will be presented on the example of selection one of the five offers evaluated using five criteria: cost (1), duration time (2), quality (3), subcontractor experience (4) and warranty (5). Decision maker prepared ranking of subcontractors for each criterion as follows:

$c_1: a_4 \succ a_2 \succ a_5 \succ a_1 \succ a_3$,
$c_2: a_3 \succ a_5 \succ a_2 \succ a_1 \succ a_4$,
$c_3: a_2 \succ a_1 \succ a_4 \succ a_3 \succ a_5$
$c_4: a_3 \succ a_5 \succ a_1 \succ a_2 \succ a_4$
$c_5: a_1 \succ a_3 \succ a_2 \succ a_5 \succ a_4$,

In this example there is no a Condorcet Winner, because the offer which beats others in pairwise comparisons do not exist. In the tournament there are two directed cycles: 1-3-2-1 and 1-3-5-1. Variant a_5 is the Condorcet looser. The pairwise comparison graph of example is shown in Fig. 1.

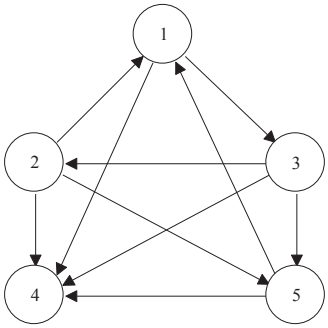


Fig. 1. The majority tournament of an example

By reversing only one arc (1,3) we obtain unique Slater order (3-2-5-1-4) and offer a_3 became the Slater winner (Figure 2).

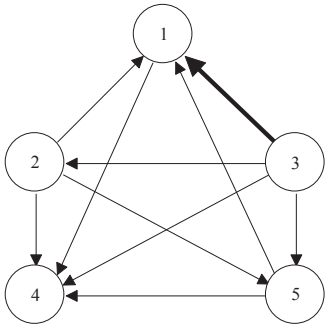


Fig. 2. The Slater acyclic tournament for the example

Ignoring the preference orders for criteria c_1 and c_2 we return offer a_1 into the Condorcet winner:

$c_3: a_2 \succ a_1 \succ a_4 \succ a_3 \succ a_5$
$c_4: a_3 \succ a_5 \succ a_1 \succ a_2 \succ a_4$
$c_5: a_1 \succ a_3 \succ a_2 \succ a_5 \succ a_4$,

and Young score for a_1 is equal 3.

For offer a_2 we must include profiles for criteria c_1, c_2 and c_3:

$c_1: a_4 \succ a_2 \succ a_5 \succ a_1 \succ a_3$,
$c_2: a_3 \succ a_5 \succ a_2 \succ a_1 \succ a_4$,
$c_3: a_2 \succ a_1 \succ a_4 \succ a_3 \succ a_5$

so Y(a_2) = 3.

Similarly Y(a_3) = 3 (c_2, c_4 and c_5 criteria are included), Y(a_4) = 1 – c_1 criteriin. The offer a_5 cannot be a Condorcet winner. Consequently the overall preference order according to Young score is following: $a_1 \approx a_2 \approx a_3 \succ a_4 \succ a_5$.

The a_1 offer loses with a_2 and a_5 in relation 2:3. According to the Dodgson's rule, to make a_1 the Condorcet winner , it's enough to place the solution in ranking for c_1 in the second position:

$c_1: a_4 \succ a_1 \succ a_2 \succ a_5 \succ a_3$,
$c_2: a_3 \succ a_5 \succ a_2 \succ a_1 \succ a_4$,
$c_3: a_2 \succ a_1 \succ a_4 \succ a_3 \succ a_5$
$c_4: a_3 \succ a_5 \succ a_1 \succ a_2 \succ a_4$
$c_5: a_1 \succ a_3 \succ a_2 \succ a_5 \succ a_4$,

or for c_2 move upwards at two positions:

$c_2: a_3 \succ a_1 \succ a_5 \succ a_2 \succ a_4$.

Hence Dodgston's score is equal $D(a_1) = 2$. The same results can be obtain by moving a_1 at one position in ballots for criteria c_1 and c_2 or for c_3 and c_4.

The offer a_2 loses only with a_3 in relation 2:3. Moving in ranking for c_5 criterion at one position:

$c_1: a_4 \succ a_2 \succ a_5 \succ a_1 \succ a_3$,
$c_2: a_3 \succ a_5 \succ a_2 \succ a_1 \succ a_4$,
$c_3: a_2 \succ a_1 \succ a_4 \succ a_3 \succ a_5$
$c_4: a_3 \succ a_5 \succ a_1 \succ a_2 \succ a_4$
$c_5: a_1 \succ a_2 \succ a_3 \succ a_5 \succ a_4$,

causes that a_2 becomes the Condorcet winner – $D(a_2) = 1$.

Similarly: $D(a_3) = 1$ by changing the position of a_3 and a_1 in profile for criterion c_1 or c_5. The offer a_4 needs two additional votes against a_1 and a_2 and one against a_3 and a_5. Changing for example preferences of orders for $c_2: a_4 \succ a_3 \succ a_5 \succ a_2 \succ a_1$ and $c_4: a_3 \succ a_5 \succ a_4 \succ a_1 \succ a_2$ we get Dodgson's score $D(a_4) = 6$. Moving a_5 at one position in preferences of orders for c_1, c_2 and c_3:

$c_1: a_4 \succ a_5 \succ a_2 \succ a_1 \succ a_3$,
$c_2: a_5 \succ a_3 \succ a_2 \succ a_1 \succ a_4$,
$c_3: a_2 \succ a_1 \succ a_4 \succ a_5 \succ a_3$

we have $D(a_5) = 3$.

Overall ranking in Dodgon method is following: $a_2 \approx a_3 \succ a_1 \approx a_5 \succ a_4$.

In Condorcet least-reversal system outranking matrices **W**, **U** are created and next sums of rows are calculated according to (13) and (14) as follows:

$$\mathbf{W} = \begin{bmatrix} - & 2 & 3 & 4 & 2 \\ 3 & - & 2 & 4 & 3 \\ 2 & 3 & - & 3 & 4 \\ 1 & 1 & 2 & - & 2 \\ 3 & 2 & 1 & 3 & - \end{bmatrix}, \quad \mathbf{U} = \begin{bmatrix} - & 1 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & - & 1 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & - & 0 & 0 \\ 3 & 3 & 1 & - & 1 \\ 0 & 1 & 3 & 0 & - \end{bmatrix}, \quad \mathbf{L} = \begin{bmatrix} 2 \\ 1 \\ 1 \\ 8 \\ 4 \end{bmatrix},$$

and as a consequence: $a_2 \approx a_3 \succ a_1 \succ a_5 \succ a_4$.

The summery results are shown in Table 1.

Table 1. Overall preference order for applied methods

Method	Rank of subcontractor				
	a_1	a_2	a_3	a_4	a_5
Slater's rule	4	2	1	5	3
Young's rule	1	1	1	4	5
Dodgson's rule	3	1	1	5	4
Condorcet least-reversal system	3	1	1	5	4

4. Conclusions

A choice of subcontractor impacts on a construction project duration, cost and quality. Selection of the best subcontractor can be defined as MCDM problem of choosing a proper offer from the set of alternatives evaluated by using the set of criteria. Social choice theory can be also applied in a supplier selection, who is evaluated using many criteria, where the position in criteria ranking is identified with the voices of voters. The offers evaluation requies only to prepare a preference relation for each criteria what simplifies decision making in the case of using many incommensurable criteria. The article presents ranking rules: Slater, Young, Dogstone and Condorcet least-reversal system. The application of those methods allows to chose the candidate closest to the Condorcet winner, in case whten Condorcet winner do not exist. The way of choosing the best offer is intuitive and commonly understood. The difference is in computational complexity and may lead to different overall orders arrangements, but place the Condorcet Winner on the first place if it exists. Author to solve the integer linear programs to determine the winner used LINGO 14.0 Optimization Modeling Software. Implementation of ranking methods to choose the offers in construction requires to elaborate easy to use computer software, what will be the further stage of author works.

Acknowledgments

This work was financially supported by Ministry of Science and Higher Education in Poland within the statutory research number S/63/2016.

References

1. Marzouk M.M., El Kherbawy A.A. and Khalifa M. *Factors Influencing Sub-contractors Selection in Construction Projects*. HBRC Journal 9 (2013) 150-158.
2. Ng S.T., Skitmore M. and Chung,W.F. *Ten Basic Factors to Indentify Suitable Subcontractors for Construction Projects*. Proc. CIB TG 23 International Conference, Hong Kong, 2003.
3. Taruna D., Rajiv Bhatt R. and Bhavsar J.J. *Methodology for Ranking of Factors Affecting Selection of Subcontractor for Construction Contractors of Gujarat*. International Journal of Engineering Trends and Technology (IJETT) 32(1) (2016) 19-25.
4. Al-Harbi K.M.A.-S. *Application of the AHP in Project Management*. International Journal of Project Management 19(1) (2001) 19-27.
5. Alptekin O. *Multi-Criteria Decision Making Approach in Contractor Selection*. International Journal of Natural and Engineering Sciences 8(2) (2014) 6-9.
6. Anagnostopoulos K.P., Vavatsikos A.P. *An AHP Model for Construction Contractor Prequalification*. Operational Research. An International Journal 6(3) (2006) 333-346.
7. Fong P.S.-W., Choi S.K.-Y. *Final Contractor Selection Using the Analytical Hierarchy Process*. Construction Management and Economics 18 (2000) 547-557.
8. Saaty R.W. *The Analytic Hierarchy Process – What It Is and How It Is Used*. Mathematical Modelling 9(3-5) (1987) 161-176.
9. Mohaghar A., Faqhei M.S. *Contractor Selection Using Extended TOPSIS Technique with Interval - Valued Triangular Fuzzy Numbers*. Global Business and Economics Research Journal 2(5) (2013) 55-65.
10. Plebankiewicz E. *A Fuzzy Sets Based Contractor Prequalification Procedure*. Automation in Construction 22 (2012) 433-443.
11. Arrow K.J., Raynaud H. *Social Choice and Multicriterion Decision Making*. M.I.T. Press, Cambridge, 1986.
12. Slater P. *Inconsistencies in a Schedule of Paired Comparisons*. Biometrika 48 (1961) 303-312.
13. Hudry O. *On the Difficulty of Computing the Winners of a Tournament*. Annales du LAMSADE n 6, actes du Workshop on Voting Theory and Preference Modelling, DIMACS (2006) 181-191.
14. Charon I., Hudry O. *A branch-and-Bound Algorithm to Solve the Linear Ordering Problem for Weighted Tournaments*. Discrete Applied Mathematics 154 (2006) 2097-2116.
15. Festa P., Pardalos P.M., Resende M.G.C. *Feedback Set Problems*, [in:] *Handbook of Combinatorial Optimization* (Eds. Du D.Z., Pardalos P.M.). Vol. A, Kluwer 2009, 209-258.
16. Sukegawa N., Mizuno S. *Redundancy of the Transitivity Constraints in the Ordering Problem*. Department of Industrial Engineering and Management, Technical Report No. 2014-2, Tokyo Institute of Technology JAPAN, 2104.
17. Young H.P. *Extending Condorcet's Rule*. Journal of Economic Theory 16 (1997) 335-353.
18. Betzler N., Guo J., Niedermeier R. *Parameterized Computational Complexity of Dodgson and Young Elections*. Information and Computation 208(2) (2010) 165-177.
19. Caragiannis I., Cove, J.A., Feldma, M., Homan C.M., Kaklamanis C., Karanikolas N., Procaccia A.D., Rosenschein J.S. *On the Approximability of Dodgson and Young Elections*. Artificial Intelligence (187–188) (2012) 31-51.
20. Bartholdi III J., Tovey C.A., Trick M.A. *Voting Schemes for Which It Can Be Difficult to Tell Who Won the Election*. Social Choice and Welfare 6(2) (1989) 157-165.
21. Tideman T.N. *Independence of Clones as a Criterion for Voting Rules*. Social Choice and Welfare 4(3) (1987) 185– 206.
22. Nurmi H. *Settings of Consensual Processes: Candidates, Verdicts, Policies*, [in:] *Consensual Processes. Studies in Fuzziness and Soft Computing*. (Eds. Herrera-Viedma E., García-Lapresta J.L., Kacprzyk J., Fedrizzi M., Nurmi H. and Zadrożny S.), Berlin Heidelberg, Springer, 2011, 159-178.
23. Smith W.D. *Descriptions of Single-Winner Voting Systems*. temple.edu/wds/ homepage/votedesc.pdf, 2006.

Budownictwo i Architektura 15(4) (2016) 41-51

Agrorecreational ecoparks in the quarries territory as a new type of urban production (on the example of Kryvbas)

Taras Rudenko[1], Tetiana Mukha[2], Mariia Rudenko[3]

[1] Department of Buildings Architecture and Urban Planning, Section of Architecture of Buildings and Structures, Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University, Ukraine, e–mail: rudenkoforwork@gmail.com
[2] Department of Buildings Architecture and Urban Planning, Section of Urban Planning, Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University, Ukraine, e–mail: tanya.mukha.85@mail.ru
[3] Department of Buildings Architecture and Urban Planning, Section of Architecture of Buildings and Structures, Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University, Ukraine, e–mail: rudenko.formail@gmail.com

Abstract: The article analyzes the main conditions of formation of agrorecreational ecoparks in the quarries territory, which no longer perform their initial functions. Agrorecreational ecoparks are regarded as a new type of urban development in combination with recreational function for industrial cities. Thus agrorecreational ecoparks are researched as structural elements of both agroproductive and recreational complexes of a country. Depending on types of activity there have been established main functional subzones and their interposition according to the exploitation mode and territory security. The planning structure of an agrorecreational ecopark locates the subzones of scientific use in the middle of a park, in the most accessible places as they are main attraction for visitors. Natural landscape of recreational use subzone adjoins the scientific zone; service centers and utility zones are located along the edges of the park thus creating a buffer area. The main groups of relief forms have been analyzed, which directly affect the planning structure of the researched parks. The main types of agrorecreational ecoparks in terms of relief forms have been identified; dimensional and spatial peculiarities of organization of such territories have been determined. In the context of a complex terrain and intensive soil erosion the major component of agrorecreational ecoterritories is geoplastic relief with drainage network (columbine), which determines precipitations run-off and the water regime of the park in general. The main notions and special features of landscape columbine and geoplastics (terracing) have been analyzed. The major types of agrolandscapes under the conditions of agrorecreational ecoparks formation have been established.

Keywords: agrorecreational ecopark, relief, geoplastics, landscape columbine, agrolandscape, derelict lands, quarries.

1. Introduction

Such industrial cities as Dniprodzerzhynsk, Kryvyi Rih, Zhovti Vody etc. can be found in the modern territory of Ukraine, where there are hazardous industries (extraction of iron ore and manganese ore, mechanical engineering, metallurgy etc.). In the given article the term “hazardous” is applied not only to transfer the meaning of hazard for

population health but also danger for transport infrastructure and urban zoning as the combination of these factors affects the quality of people's lives. Therefore, the increase of life quality in industrial cities is an actual issue nowadays. The definition of "Kryvbas" in this article refers to the Kryvyi Rih mining-ore region and contains industrial purpose territories in Kryvyi Rih city and surrounding areas.

Kryvyi Rih is one of the problematic cities in Ukraine, whose population is about 1 million people. There are deposits of iron ore in its territory, which are not going to be depleted for another 100 years. So in that future period the population is predicted to experience ecological problems connected with the extraction and processing of iron ore. Until 1990s the city was developing and growing together with the population increase but now the amount of residents is quite stable. This fact can also be detected through the performance index of residential areas construction. Despite the low figures of residential construction, the city experiences high dynamics of recreational zones improvement, public construction and modernization of industrial complexes.

Kryvyi Rih is the longest city in Ukraine and Europe. Its length is 126 km. Despite this "leadership", the city faces a number of urban problems such as low building density, long stretch of roads, territorial isolation of districts and residential neighborhoods, excessive polycentricity of territorial developments. It is connected with the particular industrial constituent of the city. Metallurgical enterprise "Arselor Mittal Kryvyi Rih" and other secondary companies occupy a large part of the city area and derelict lands (quarries, dumps), the majority of which is under development. Residential areas are found side by side to industrial ones, for this reason the structure of Kryvyi Rih has such specific characteristics.

In these strategic territorial units in connection with high amount of derelict lands Ukraine has preconditions for development of recreational zones in industrial cities where the natural and man-made resources are found.

Ukraine has a high potential in agricultural sphere due to the combination of geological, territorial and climatic conditions. Food production takes one of the leading positions in the economy of the country. Thus, the introduction of a new type of manufacturing and recreational park (agrorecreational ecopark) is a logical step in the development of food production in Ukraine and is a solution to the problems of derelict lands in industrial cities.

Agrorecreational complexes of population centres are of great importance for the system of recreation in Ukraine. Reproduction and conservation of natural resources must be based on the security of resorts and recreational zones and on the transformation of derelict lands into usable recreational units. Despite the obvious ecological problem in the development of agrorecreational complexes, the figures of reserve areas for the development of agrorecreational ecoparks in populated areas and beyond have not been identified. Agrorecreational ecoparks should be considered as structural elements of both agromanufacturing and recreational complexes of the country. There is a need in a more thorough research of such issues as ecological, economic and city-planning potentials of agrorecreational ecoparks in the territories of industrial cities.

2. The review of the most recent research and publications sources

Architectural and planning organization of agrorecreational villages (on the example of forest-steppe zones of Ukraine) is researched in the PhD thesis of Kodin V.O. [1]. The doctoral dissertation of V.V. Shulyk [2] analyzes the problems of the current condition from the perspective of a systematic approach, looks into the features of a systematic

organization and provides recommendations on development of recreational systems spatial structure in urban planning field of Ukraine. The features of formation, structure and tendency of agrorecreational complexes development (on the example of Lviv region) are researched in the PhD thesis of I.G. Pandyak [3]. Kazakov V.L. [4] in his scientific study looks into the features of man-made landscape complexes of Kryvbas and the ways of their rational use and conservation. Features of mining rehabilitation, restoration and recultivation are studied in detail in the scientific works of Turkish researcher Kuter Nazan [5]. Properties of Limestone quarry reclamation in Britain described in academic papers of British researchers J. GunnD and Bailey [11]. Investigation of the quarries territories using for agricultural purposes possibility were conducted by Chinese scientists Hong Quan and Tang Huichao [12]. Practical methods of organic farming features using is considered in works of Austrian consultant for natural agriculture Sepp Holzer. The author developed the basic principles of ecological parks in different relief conditions. He explores features of creation self-sustaining crater garden with permaculture principles using [15].

3. The main material and results

Recreation (Polish "Rekreacja" – rest, from Latin "recreatio" – restoration) – rest and repair of human health lost after work. Recreational resources are the combination of natural and man-made units and phenomena which can be exploited for rest, treatment and tourism. The natural resources include warm seacoasts, river banks, lakes and water storage reservoirs, woodland and meadows, foothills and mountains. Man-made resources encompass capital and historical centres, city resorts or places of public resorts, religious complexes, fortification constructions and others located beyond population centres, derelict lands of manufacturing and industrial activity which are suitable for restoration and transformation into agrorecreational ecocomplexes.

Expansion of land areas for recreation has taken place in recent years. Agrotourism is becoming especially important. Territorial organization of agrotourism is a system of spatial interlocation of population centres, which provide agrorecreational services for each other and for cities with the consumers of agrotouristic services [6].

Agrorecreational ecoparks play significant part in the general system of planting, which is very important for industrial regions. To a large extent they are the protection sites and nature restoration sites of general and special recreational use. The territory of agrorecreational ecopark can be divided into subzones according to the usage regimes and premises security: subzones of scientific use – exemplary facilities, agrolandscape; subzones of recreational use – natural landscape, organizational landscape; subzone of pedestrian and transportation links.

One of the advantages of agrorecreational ecoparks is manufacturing, which can take place without the limitation of resources. For industrial cities agrorecreational parks are the first step to ecologization of environment and an additional way of city manufacturing development after the decrease of mineral resources deposits in sites. Since there are a low number of tourist attractions in Kryvyi Rih, alternative kinds of tourism and recreation start to be developed (industrial tourism, recreation in man-made zones, individual agrorecreational activity in country houses). In such a way the introduction of a peculiar type of tourism – agrotourism will have a positive effect on the development of a recreational system in the city.

Kryvorizhzhya quarries are typical recreational places for population and adjoining territories are used for individual agrorecreational activities [4]. Currently these two functions are independent but if to combine them by creating agrorecreational ecopark, it is

possible to solve the problem of recreational territories disorganization. Zoning and rationalization of recreational territories enables to create attractive environment for those having a rest.

Agricultural production in agrorecreational ecoparks affects the decrease of agricultural products expenses and the increase of agroproduction economic effectiveness. Thus agrorecreational ecoparks can be regarded as industrial units as they are closely connected with food production.

Zoning of agrorecreational ecoparks is accomplished in different ways depending on nature conditions, territory area, program of acceptable scientific, recreational and agricultural use.

The planning structure of an agrorecreational ecopark usually locates the subzones of scientific use in the middle of a park, in the most accessible places as they are main attraction for visitors. Natural landscape of recreational use subzone adjoins the scientific zone, service centers and utility zones are located along the edges of the park thus creating a buffer area. The pedestrian and transportation subzone consists of circular or transit roads, network of roads inside a park (main, operational, utility), landscape and route corridors as well as touristic and excursions roads. The circular road provides connection between planning zones of recreational regions; the main park road goes through the most picturesque places of agrorecreational ecopark and is designated for car traffic and coaches (for low land parks); the operational park road goes through park zones with limited traffic of excursion groups; the utility road is intended for the administrative transport which provides the territory maintenance [5].

Touristic and excursion roads can be executed by suspended ropeways while crossing hard-to-reach or protected parts of nature park or by vertical lifts for taking tourists to the viewpoints. Landscape and route corridors are determined by the location of unique nature objects and agrolandscapes.

The location of the above mentioned elements depends on a great number of factors, one of which is the relief. The relief of agrorecreational ecopark constitutes ecological and plastic landscape base and is the most stable component. With the help of current classifications [7, 8, 9] and taking into account the features of landscape art [10, 13, 14] the relief of agrorecreational ecoparks can be divided into three groups: positive forms relief, negative forms relief and neutral relief. The first group comprises the elements of landscape which are located above the nominally established point of zero reading. The second group consists of those elements, which are located below the nominally established point of zero reading. The third group encompasses the parts of low land relief with the slight incline (to 5-7°). Independent low land and low land of large area belong to the group. The process of territory study requires the detachment of small low land parts (horizontal areas), which are the constituents of positive forms (water-diving plateau), negative ones (ravine and quarry bottoms) and horizontal sites on slopes.

The application of this classification is allowed for objects of different sizes ranging from large agrorecreational ecoparks, which are created on such relief forms as river valleys, ravine systems, mountains, hills, large areas of derelict lands (and even combination of the forms) to small areas which are taken by elements of these forms or their artificial models. Relief forms are actively included in the dimensional structure of an agrorecreational ecopark and influence its space organization.

Agrorecreational ecoparks in the quarry territories can be included into the group of agrorecreational ecoparks which develop below the nominally established point of zero reading or on the slopes. At the same time such an agrorecreational ecopark develops on slopes (walls), quarry bottom and adjoining territories. Therefore, agrorecreational ecoparks

in the quarry territories include types of agrorecreational ecoparks on low land relief and slopes.

Agrorecreational ecoparks on low land relief. Territories with slight and barely visible incline can be attributed to low land relief. Areas with zero or about zero incline do not have run-off and are peat lands. Smooth-faced surface is usually monotonous and is deprived of plastic picturesqueness. Main vertical and dimensional focuses are created with tree vegetation and geoplastic terraces and hillside beds. Dimensional and space variety of territories is created with the help of closed and half-open massifs, tree groups and open meadows which form landscape paintings. Inertness can be reduced by finding the smallest inclines, reinforcement of their geoplastics and their skillful inclusion in agrorecreational ecopark (Fig. 1).

Agrorecreational ecoparks on slopes (Fig. 2). Such a relief is often terraced, in such cases edges of the terraces are the most suitable spots for viewing the landscape and have utilitarian nature for agroprocesses. For this reason terraces have both rectilinear and free shapes which correspond to the directions of horizontals. Roads are laid on terraces or along the slope. The special feature of agrorecreational ecopark on rugged relief is either the use of current form of terraced derelict land or geoplastics and landscape water collection. It is worth mentioning that taking into account man-made origin of quarries, a part of engineer activities is already performed (terracing, road laying and utility supplies).

Under the conditions of rugged relief and intensive soil erosion the main component is geoplastic relief with drainage network (columbine), which determines precipitations run-off and water regime of the territory of agrorecreational ecopark. Depending on the slope orientation and water run-off direction, heat "traps" of artificial water reservoirs are created to form own micro climate on terraces (opening of terraces with heat "traps" is advisory for south directions). Thus it is important to take into consideration the features of landscape columbine very thoroughly.

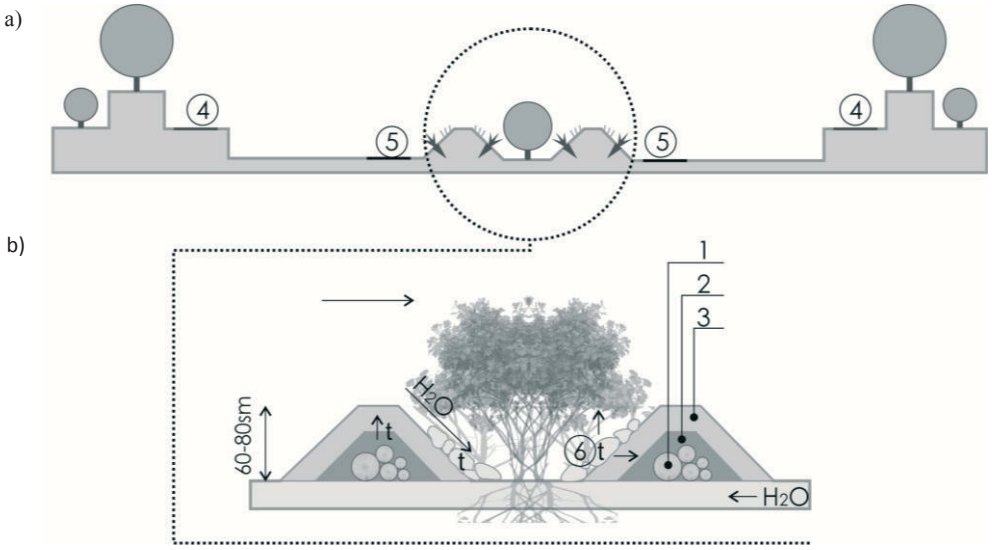


Fig. 1. Scheme of agrorecreational ecopark on low land relief: a – general drawing, b – drawing of hillside beds. 1- different organic material (branches, roots, grass etc.), 2 – meadow turf (with grass inside out), 3 – layer of humus, 4 – viewpoint paths on protected rock-fill terraces, 5 – utility paths

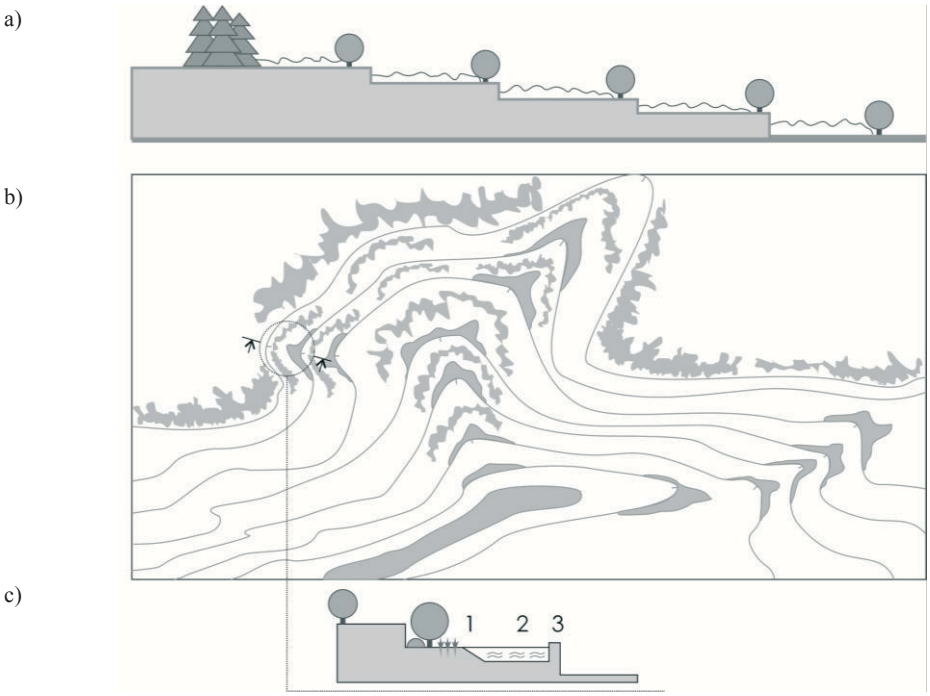


Fig. 2. Agrorecreational ecopark on a slope: a – general drawing of the park, b – general plan scheme, c – drawing of "heat trap". 1 – beds, 2 – water reservoirs on a slope, 3 – viewpoint path on a terrace

Landscape columbine is relatively closed and detached territory group which is characterized by similar erosion processes, micro climatic conditions and interconnections of measures to solve the problems of local nature balance. Other elements of low taxonomic level such as landscape belt, agrofacies, forest belt etc. are suitable for such structure.

Landscape and columbine approach determines six main types of agrolandscapes: plain landscape with low land type of territory, plain agrolandscape with cross-straight slope profiles, plain agrolandscape with disperse (gibbose) columbine, ravine and plain agrolandscape with columbines, ravine and plain agrolandscape with the totality of ravine offset, large bottom land in river valleys [7].

Agrolandscapes in the quarry territories can correspond to the types of given classification. Plain agrolandscape with disperse (gibbose) columbines with different exposition often has the form of arable land with interconnected parts of ravine land. Regimes created there (water, thermal, air) are distinguished by significant detachment and are characterized by common interconnected measures to regulate nature balance. Ravine and plain agrolandscape with accumulative columbines, which are limited with divide line. Precipitation run-off in the given category greatly influences water regime of the detached complex which is characterized by common interconnected measures to regulate nature balance. Ravine and plain agrolandscape is represented by totality of ravine detachments, joint slopes, hollows, cloughs which develop unified network of hydrography – "rumpled relief".

Geoplastics is one of the ways of relief plastic processing by creating its forms artificially taking into account aesthetic and functional demands of agrorecreational ecoparks. This method has existed in the landscape art for a long time (artificial terraces, hills, swells, amphitheaters, dams etc.) [7]. Nowadays technical level enables to perform earthwork on a large scale and to create any relief forms.

4. Discussion

A number of architectural methods is used to take into account two main components (columbines and geoplastics) while forming agrorecreational ecoparks.

Depending on the direction and nature of melted water run-off, catch reservoirs are formed on terraces. This allows to coordinate and organize a columbine. This component mainly determines general look and micro climate of agrolandscape as groups of trees (fruit and non-fruit trees) and bushes are formed near every water reservoir so as to create heat "traps". Such an approach enables to grow even indistinctive for Kryvyi Rih region moderate climate fruits and vegetables. In such conditions fruits and vegetables that require sheltering in the winter can be grown. As an example may be mentioned: figs (Adriatic White, Verdone; Grosse Violette de Bordeau), peaches (Prunus persica var. nucipersica; Prunus persica var. persica), grapes (Vitis labrusca × Vitis vinifera, Vitis labrusca Isabella), laurel (Láurus nóbilis) etc. Landing in heat "traps" prolongs the fertile period of remontant varieties: strawberry (Fragaria chiloensis; Fragaria virginiana), raspberry (Rúbus idáeus, Rosaceae) etc. In Poltava National Technical Yuriy Kondratyuk University research in this scientific field were conducted. One of the results of such research is a project of agrorecreational ecopark (Fig. 3) designed for Central Ukrainian region on the base of department of buildings architecture and urban planning. There were given the names of crops for different tiers of terraced park. Plants are selected depending on its thermophilic and wind resistance characteristics. Upper tier is characterized by stronger winds. On the lower tier it is warmer and less windy. On the slopes of the downwind area wind speed is reduced by 10 ... 30% depending on the tilt angle and shape of the slope. For higher effectiveness heat "traps" can be created on south edges of quarries for better insulation. Other components (soil, flora etc.) cam play coordinating role in planning and designing the territories. Considering faults of geological composition of quarry soil, fill-up ground with high concentration of humus is rational on the territory.

Terracing of agrorecreational ecopark increases crop area, protects from wind, forms heat trap; its humid and warm climate creates ideal conditions for heat-loving plants and demanding types of vegetables. Due to step structure of mixed planting, symbiosis enforces its effect. For this purpose plants of different sizes are farmed together. Large plants protect smaller ones from the wind, hail or too much sunshine.

Terraced form of agrorecreational ecopark enables to reach ground waters. Due to capillary effect the moisture gets to the top. That is why agrorecreational ecopark is especially suitable for dry regions. After some time a pond can be formed on the territory of unwatered quarries depending on the level of ground waters inside agrorecreational park.

According to the principles of organic farming [15] plants support and protect each other when farmed in mix: sun-loving plants give shadows to sensitive ones, some plants grow from the wind side of others, plants with deep root system bring useful elements and water to the surface, which others need; if their branched root system decomposes it ventilates the soil and promotes further use.

It is sensible to foresee the opportunity to process the waste into biofertilizer in the territories not designated for tourists. It enables to economize funds for taking out the rubbish and purchase of stimulants for plants of biological origin.

Depending on production area of agrorecreational ecopark, market outlet can be oriented on visitors, can cover neighboring territories, the whole city and satellite towns.

Generally speaking, agrorecreational ecopark in the territory of industrial cities will have a positive effect on the system of recreational units and agroproductive sphere. Formation of agrorecreational ecopark will increase recreational area and will make it more organized especially in Kryvyi Rih.

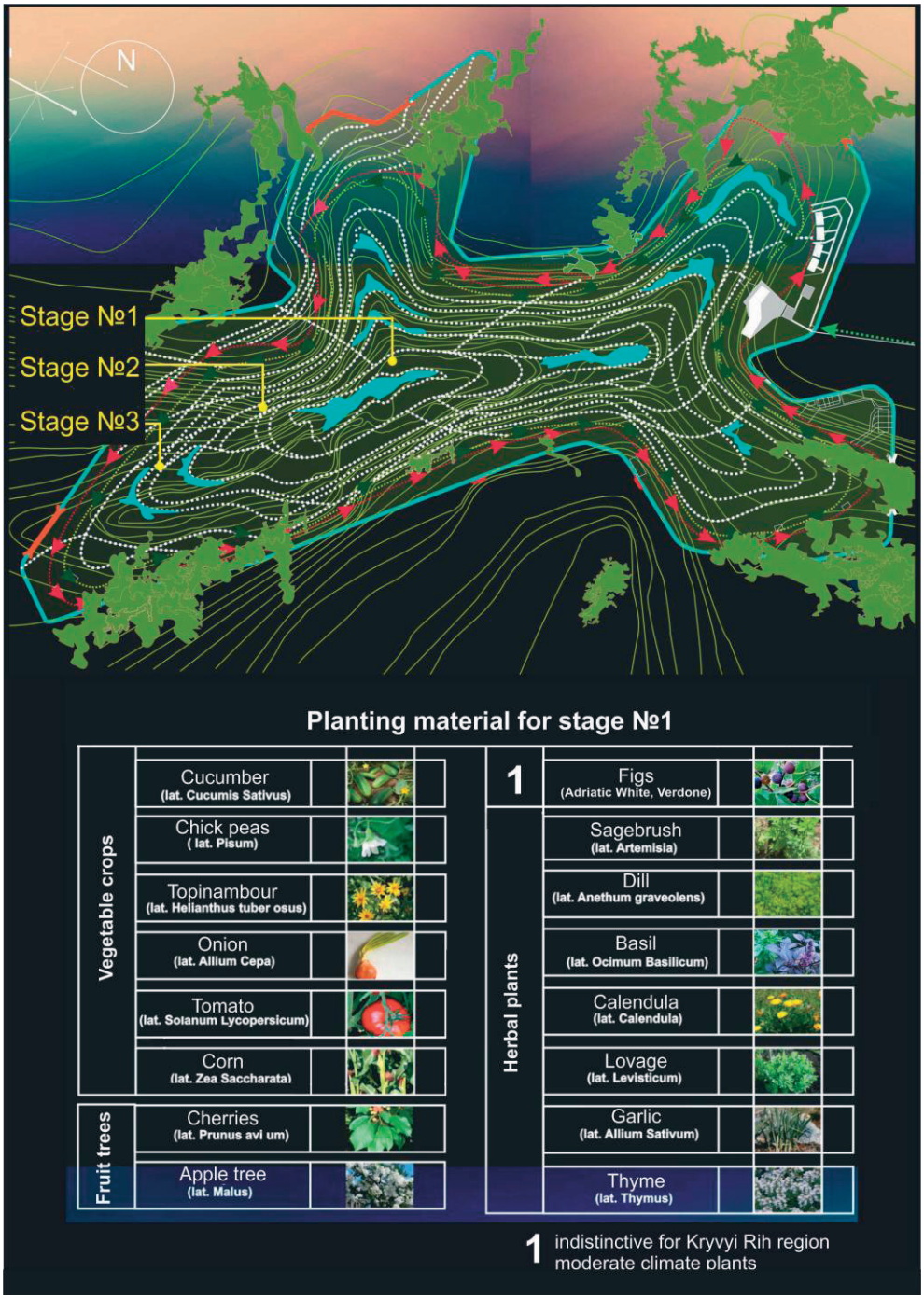


Fig. 3. Fragment of agrorecreational ecopark designed for Central Ukrainian region on the base of department of buildings architecture and urban planning project. Vasil Shulyk, Tetiana Mukha, Mariia Chukharko.

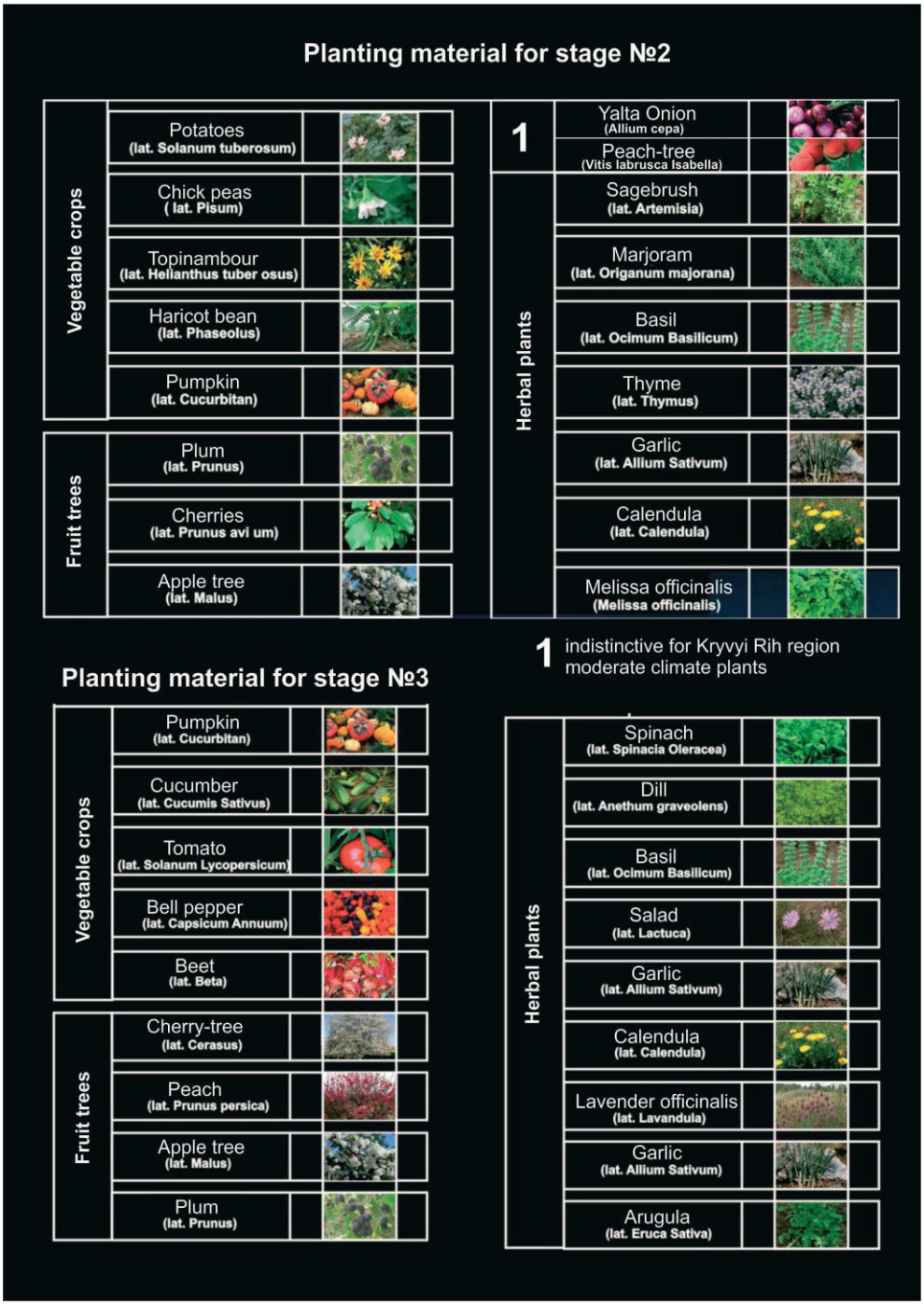


Fig. 3. continuation. Fragment of agrorecreational ecopark designed for Central Ukrainian region on the base of department of buildings architecture and urban planning project. Vasil Shulyk, Tetiana Mukha, Mariia Chukharko.

5. Conclusion

The research has determined that the introduction of a new type of manufacturing and recreational park (agrorecreational ecopark) is a logical development of food production in Ukraine and a solution to problems of derelict lands in industrial cities.

Depending on activity types there have been identified main functional subzones in a park and their interlocation according to the regimes of use and protection of territories. The planning structure of an agrorecreational ecopark locates the subzones of scientific use in the middle of a park, in the most accessible places as they are main attraction for visitors.

Natural landscape of recreational use subzone adjoins the scientific zone, service centers and utility zones are located along the edges of the park thus creating a buffer area. The main groups of relief forms have been analyzed, which directly affect the planning structure of the researched parks. The identification of main types of agrorecreational ecoparks in terms of relief forms enables to draw a conclusion that agrorecreational ecoparks in the quarries territory can be referred to the group of agrorecreational ecoparks, which develop below the nominally established point of zero reading or on the slopes. At the same time such an agrorecreational ecopark develops on slopes (walls), quarry bottom and adjoining territories. Therefore, agrorecreational ecoparks on the quarry territories include types of agrorecreational ecoparks on low land relief and slopes.

Under the conditions of rugged relief and intensive soil erosion the main component of agrorecreational ecoterritories is geoplastic relief with drainage network (columbine), which determines precipitations run-off and water regime of the territory of agrorecreational ecopark in general. Taking into account man-made origin of quarries, a part of engineer activities is largely performed (terracing, road laying and utility supplies).

Generally speaking, the application of agrorecreational ecoparks in the territory of industrial cities will have a positive effect on the system of recreational units and agroproductive sphere. Formation of agrorecreational ecopark will increase recreational area and will make it more organized especially in Kryvyi Rih. In conclusion, agrorecreational ecoparks in the quarries territory can be defined as a new type of urban manufacturing not only for Kryvbas and Ukraine but also for similar derelict lands of other countries.

References

1. Kodin V. A. *Architectural and Planning Organization of Agrorecreational Settlements (on the example of forest-steppe zone of Ukraine).* autoabstract of Architecture PhD thesis 18.00.04, Kyiv, 1988.
2. Shulik V.V. *Methodological Problems of Regional Recreational Systems Formation (on the example of Poltava region).* autoabstract of Architecture PhD thesis 18.00.01, Poltava, 2001.
3. Pandyak I.G. *Village Settlement in Lviv region: Features of Formation, Structure and Tendency of Development*. autoabstract of Geography PhD thesis: 11.00.02, Lviv National Ivan Franko University, 2003.
4. Kazakov V.L. *Man-made Landscapes of Kryvbas. Diversity of Landscape Complexes of Ukraine and Ways of Their Rational Use and Conservation: Methodology and Applicable Aspects*. Collection of research papers, 41-46, 2000.
5. Nazan K. *Reclamation of Degraded Landscapes due to Opencast Mining – Cankiri*. Cankiri Karatekin University, 2012.
6. Luchenok S.A. *Agrotourism. World Experience and Development in Republic of Belarus*: monography, Minsk, publishing house BGEU, 2008.
7. Bogovaya I.O., Fursova L.M. *Landscape Art*. Moscow, Agpromizdat, 1988.

8. Alexeyenko V.A. *Geochemistry of Landscape and Environment*. Moscow, Nedra, 1990.
9. Vergunov A.P. *Architectural Composition of Gardens and Parks*. Moscow, Stroyizdat, 1982.
10. Vergunov A.P. *Landscape Design*. Moscow: Vysshaya Shkola, 1991.
11. Gunn J., Bailey D. *Limestone quarrying and quarry reclamation in Britain*. Collection of research papers, 167-172, 1993.
12. Quan H., Huichao T. *The application of restorative ecology to renovation of industrial wasteland*. Collection of research papers, 611-614, 2009.
13. Lavlinskaya I.A. *Methodology of Park and Garden Objects Formation (on the example of south Crimea objects).* autoabstract of Architecture PhD thesis: 18.00.04 Urban Planning and Landscape Architecture, Simferopol, 2011.
14. Sokolskaya O.B., Teodoronskii V.S., Vergunov A.P. *Landscape Architecture: Specialized Objects: study guide for university students*, Moscow: publishing centre "Akademiya", 2008.
15. Holzer S. *Desert or paradise*. Publishing house "Zerno", 2012.

Budownictwo i Architektura 15(4) (2016) 53-61

Analiza wpływu wytrzymałości betonów składowych jako czynnika kształtującego nośność niezbrojonego styku zespolonych elementów betonowych

Dominika Franczak-Balmas

Katedra Konstrukcji Budowlanych, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e-mail: d.franczak @pollub.pl

Streszczenie: W artykule przedstawiono wyniki oraz analizę badań nośności styku próbek złożonych z dwóch betonów, badanych na rozciąganie przez rozłupywanie. Analizie poddano wpływ wytrzymałości składowych betonów zarówno „starego" jak i „nowego" na przyczepność w niezbrojonym styku betonowych elementów zespolonych.

Słowa kluczowe: betonowe konstrukcje zespolone, przyczepność, styk, nośność styku.

1. Wprowadzenie

Nośność styku oraz parametry go kształtujące mają istotne znaczenie szczególnie w analizach betonowych konstrukcji i elementów zespolonych. Przyczepność decyduje również o skuteczności napraw i wzmocnień elementów betonowych. W przypadku betonu wypełniającego złącza w konstrukcjach prefabrykowanych umożliwia połączenie prefabrykatów w tarcze. Konstrukcje betonowane z przerwami technologicznymi również stanowią swojego rodzaju konstrukcje zespolone [1, 2], a w ich analizach istotną kwestią jest rysoodporność, która zapewniona jest dzięki przyczepności.

Przyczepność jest też istotna w elementach ze stykami zbrojonymi – zerwanie przyczepności w styku poprzez przekroczenie naprężeń przyczepności oraz przemieszczenie lub rozwarstwienie wzajemne elementów zespolonych jest warunkiem decydującym o pracy zbrojenia zszywającego i powstania w nim naprężeń [3]. Naprężenia przyczepności wpływają więc na pracę statyczną elementów zespolonych ze stykami zbrojonymi.

Podstawowym problemem w analizach pracy statycznej i projektowaniu elementów zespolonych jest uwzględnienie w obliczeniach konkretnych wartości naprężeń przyczepności w stykach oraz nieciągłościach betonowania. Pomimo wielu prób nie udało się dotychczas stworzyć uniwersalnego algorytmu obliczeń nośności styku, czy to algebraicznego czy modelu MES, ponieważ w analizach na wynik rozwiązania zagadnienia istotny wpływ ma dobór parametrów styku, w tym również uwzględnienie efektu skali [4].

Z uwagi na fakt, iż określenie parametrów styku jest niezbędne do opracowania modelu obliczeniowego pracy styku dwóch betonów, niezbędne wydaje się kontynuowanie badań laboratoryjnych określających czynniki kształtujące przyczepność, wraz z jednoczesną ich weryfikacją na podstawie modelu MES, opierającego się na doborze parametrów styku i parametrów materiałowych. Niniejsza praca jest jednym z elementów realizacji pierwszego z ogniw takiego podejścia.

2. Czynniki kształtujące nośność styku i wpływ stanu naprężeń na tę nośność

Rozwiązanie zagadnienia, jakim jest określenie konkretnych wartości naprężeń przyczepności jest procesem złożonym, ponieważ na nośność styku wpływ ma wiele czynników. Czynnikami kształtującymi nośności styku są: szorstkość powierzchni, wytrzymałość łączonych betonów, rodzaj cementu [5], kruszywa, dodatki mineralne np. w postaci popiołów lotnych [6], stosunek w/c [6], wiek betonu pierwotnego oraz stopień dojrzałości betonu „nowego" [5, 7], stosowanie warstw sczepnych, warunki pielęgnacji w tym temperatura, stopień wilgotności podłoża a także efekt skali [4].

2.1. Wytrzymałość betonu

Wpływ wytrzymałości łączonych betonów na nośność styku nie jest jednoznacznie opisany w literaturze. Tradycyjnie za miarodajną uznawano wytrzymałość słabszego z betonów i zazwyczaj analizy nośności styku przeprowadzane są w odniesieniu właśnie do tej wytrzymałości.

W pracy [8] autorzy zaobserwowali, że im wyższa jest wytrzymałości nadbetonu tym większa jest nośność styku, ale przy niższych klasach betonu „nowego" stosunek nośności styku do jego wytrzymałości na ściskanie jest wyższy. Stosunek ten może być odniesiony do współczynnika efektywności zespolenia [3], bądź skorygowanej wartości współczynnika efektywności zespolenia [5] wyrażającego stosunek nośności styku próbki zespolonej utożsamianej z jej zarysowaniem do wytrzymałości próbki jednolitej słabszego z betonów badanych w tym samym schemacie.

W literaturze nie odnaleziono jednak jednoznacznych informacji o wpływie wytrzymałości betonu „starego" i betonu „nowego", dlatego też podjęto badania próbek zespolonych, w których łączono betony charakteryzujące się różnymi wytrzymałościami.

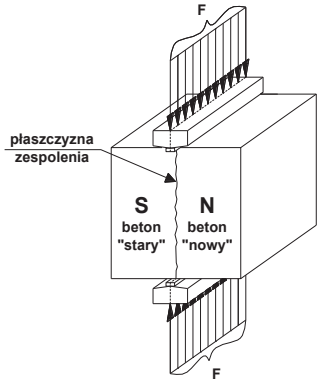
2.2. Stan naprężeń w styku

Wyniki badań przyczepności ściśle zależą od rodzaju próbki, a w szczególności od stanu naprężeń w styku. Zagadnienie to, wraz z zestawieniem typów próbek stosowanych w badaniach przyczepności betonu analizowano szczegółowo m.in. w monografii [3].

W niniejszej pracy zrelacjonowane są badania próbek zespolonych ze stykiem rozciąganym. Badania wykonano w schemacie rozciągania przez rozłupywanie z uwagi na mniejszy rozrzut wyników badań i łatwiejszą realizację niż w badaniach na osiowe rozciąganie.

3. Program i przebieg badań

Celem badań było rozpoznanie, jaki wpływ na przyczepność w elementach zespolonych typu „beton-beton" mają wytrzymałości łączonych betonów, zarówno „nowego" jak i „starego". Badania główne wykonano na zespolonych próbkach sześciennych o wymiarach 150x150x150 mm poddanych rozciąganiu przez rozłupywanie. Styk między betonami usytuowany był pionowo, w osi przykładanych sił. Schemat badań przedstawiono na Rys. 1.



Rys. 1. Schemat badań próbek zespolonych

Próbki zostały wykonane dwuetapowo. W pierwszym etapie w formach układano beton „stary" (Rys. 2), pozostałą przestrzeń wypełniając styropianem. Po okresie 14 dni dojrzewania betonu „starego" dobetonowywano „nowy" beton. Nie czekano na osiągnięcie wieku 28 dni, ponieważ przy odpowiednich warunkach pielęgnacji betonu naprężenia przyczepności już w pierwszych kilkunastu dniach dojrzewania osiągają ok. 80-90 procent wartości 28-dniowej [7].

Powierzchnię styku przygotowywano poprzez oczyszczenie z mleczka cementowego stalowymi szczotkami oraz nawilżenie wodą.

Składy mieszanek betonowych wykonanych z CEM I 32,5 R przedstawiono w Tab. 1. Podczas dojrzewania próbki poddawane były pielęgnacji poprzez nawilżanie wodą. Badania realizowano po 14 dniach dojrzewania betonu „nowego".

Tabela 1. Składy mieszanek betonowych

beton	cement	woda	piasek	żwir	w/c
	[kg/m^3]	[l/m^3]	[kg/m^3]	[kg/m^3]	
C16/20	330	205	700	1114	0,62
C30/37	420	200	500	1300	0,48
C35/45	450	177	461	1312	0,39

Badania podzielono na pięć serii próbek. Każdą serię próbek oznaczono literą R, symbolizującą badanie nośności na rozciąganie przez rozłupywanie oraz liczbami określającymi klasy betonów składowych, dla których spełnione były kryteria zgodności wytrzymałości na ściskanie - pierwsza liczba odnosi się do klasy betonu „starego" natomiast druga – betonu „nowego".

Sposób oznaczenia poszczególnych serii próbek przedstawia Tab. 2.

Tabela 2. Sposób oznaczenia serii próbek

seria	klasa wytrzymałości betonu „starego"	klasa wytrzymałości betonu „nowego"
R20/37	C16/20	C30/37
R37/37	C30/37	C30/37
R45/15	C35/45	C12/15
R45/30	C35/45	C25/30
R45/37	C35/45	C30/37

a) b)

Rys. 2. Próbki zespolone poddane badaniom: a) forma z ułożonym betonem „starym" , b) próbka zespolona

4. Wyniki badań

Szczegółowe wyniki badań próbek zestawiono w Tab. 3. Podano tu parametry wytrzymałościowe użytych materiałów – średnie wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie oraz średnie nośności styku próbek zespolonych na rozciąganie ($\sigma_{crm,z}$), utożsamianą z rysoodpornością styku [5] (Rys. 3). Średnie wytrzymałości próbek monolitycznych wyznaczono z wyników badań trzech próbek natomiast nośność styku na rozciąganie – pięciu próbek.

Wytrzymałości na rozciąganie osiowe próbek monolitycznych jak i nośność styku próbek zespolonych ustalono na podstawie badań próbek rozłupywanych korzystając ze wzoru normowego [9]:

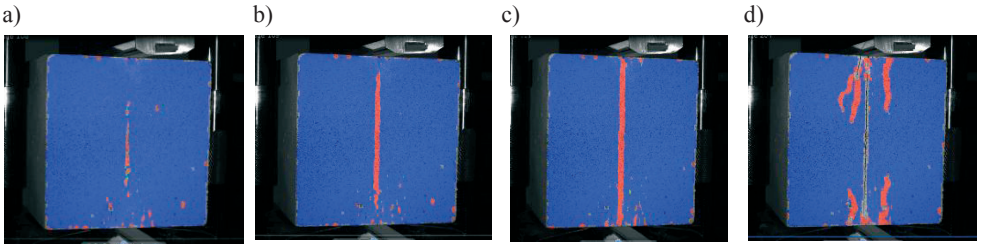
$$f_{ctm} = 0,9 \cdot f_{ctm,sp} \tag{1}$$

Tabela 3. Wyniki badań próbek

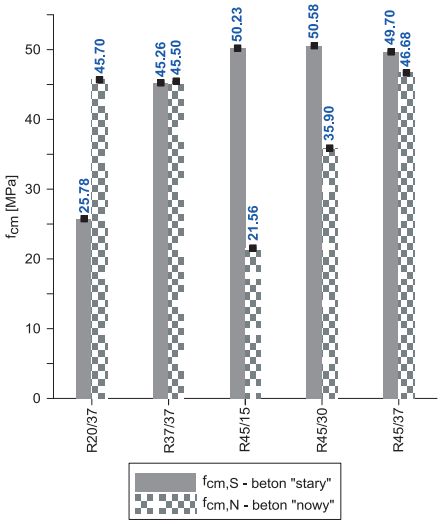
seria	wytrzymałość betonów składowych				nośność styku na rozciąganie		
	beton stary		beton nowy				
	f_{cm}	f_{ctm}	f_{cm}	f_{ctm}	$\sigma_{crm,z}$	$s_{fcrm,z}$	$v_{fcrm,z}$
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[%]
R20/37	25,78	2,14	45,70	2,92	0,74	0,02	2,44%
R37/37	45,26	2,74	45,50	2,75	0,88	0,08	9,21%
R45/15	50,23	3,03	21,56	1,86	0,71	0,06	8,86%
R45/30	50,58	2,79	35,90	2,81	0,82	0,06	7,49%
R45/37	49,70	2,81	46,68	2,90	0,99	0,15	14,64%

W badaniach wykorzystano system optyczny Aramis, umożliwiający m.in. obserwację obrazu propagacji rys. Obrazy powierzchni próbki wraz z zaobserwowanym zarysowaniem w wybranych kolejnych etapach obciążenia pokazano na Rys. 3, analiza wyników badań uzyskanych dzięki systemowi Aramis będzie przedmiotem kolejnej publikacji.

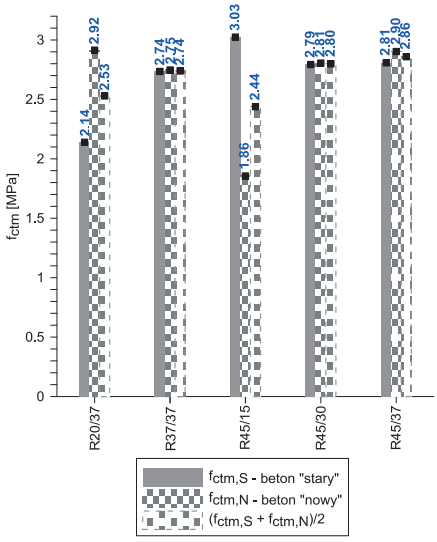
Na Rys. 4 i 5 przedstawiono wyniki badania wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie betonów składowych, natomiast na Rys. 6 wyniki badań nośności styku. Rozrzuty wyników nośności styku na rozciąganie osiągały wartości od 2,4% do około 9%, a w przypadku jednej serii – do 15%. Zniszczenie wszystkich próbek zespolonych nastąpiło poprzez rozwarstwienie w płaszczyźnie (zniszczenie adhezyjne) styku.



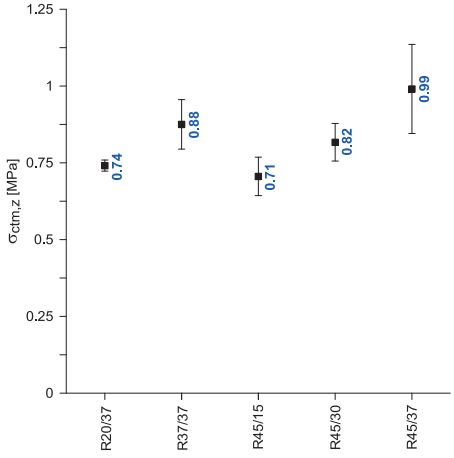
Rys. 3. Wybrane obraz propagacji rys na powierzchni próbki zaobserwowane w programie Aramis: a),b) kolejne etapy zarysowania styku próbki, c) rozwarstwienie w płaszczyźnie styku w momencie utraty nośności styku, d) końcowy etap badania po rozwarstwieniu styku tuż przed osiągnięciem nośności próbki zespolonej



Rys. 4. Wytrzymałość na ściskanie betonów składowych



Rys. 5. Wytrzymałość na rozciąganie betonów składowych



Rys. 6. Nośność styku na rozciąganie próbek zespolonych

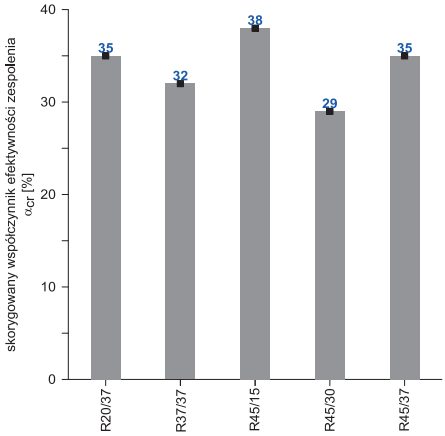
5. Analiza wyników

Do analizy wyników badań zastosowano współczynnik efektywności zespolenia α_{cr} (Rys. 7) zdefiniowany jako:

$$\alpha_{cr} = \frac{\sigma_{crm,z}}{f_{ctm}} \tag{2}$$

gdzie: $\sigma_{crm,z}$ – średnie naprężenia rysujące styk próbki zespolonej, f_{ctm} – średnia wytrzymałość na rozciąganie jednego z betonów.

Najpierw obliczono współczynnik efektywności zespolenia tradycyjnie, a więc w stosunku do wytrzymałości słabszego z betonów. Wartości tego współczynnika zobrazowano na Rys. 7. Nie zaobserwowano tu wyraźnej prawidłowości.

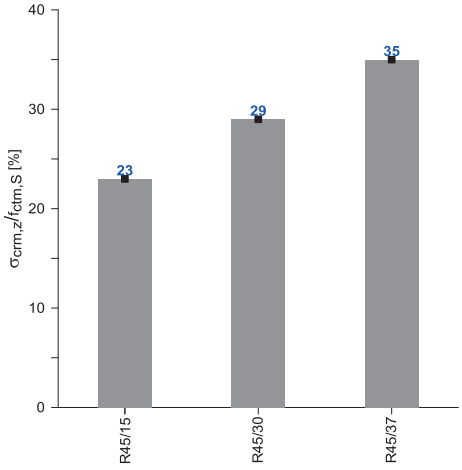


Rys. 7. Współczynnik efektywności zespolenia styku próbek obliczony z uwzględnieniem wytrzymałości słabszego z łączonych betonów

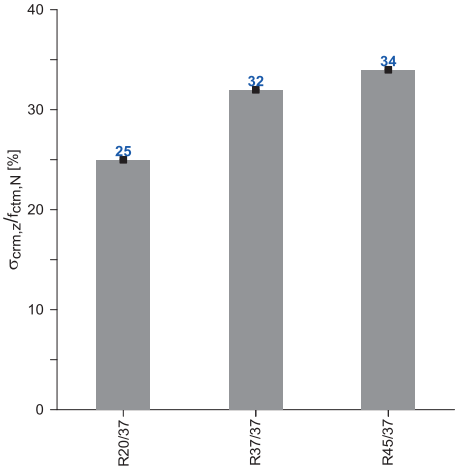
Zdecydowano zatem o obliczeniu dwóch kolejnych współczynników efektywności. Dla serii o jednakowej wytrzymałości betonu „starego" obliczono współczynnik efektywności względem wytrzymałości betonu „nowego" (Rys. 8), a dla serii o jednakowej wytrzymałości betonu „nowego" obliczono współczynnik efektywności względem wytrzymałości betonu „starego" (Rys. 9).

Analizując Rys. 8 można stwierdzić, że w przypadku jednakowej wytrzymałości na rozciąganie betonu „starego" efektywność zespolenia rośnie. Z kolei na podstawie Rys. 9 można stwierdzić, że wytrzymałość betonu „starego" decyduje o nośności styku w próbkach, w których jednakową klasę wytrzymałości miał beton „nowy" a różnicowano wytrzymałość betonu „starego".

Porównując wyniki badań w dwóch grupach próbek pokazanych na Rys. 8 (R45/15, R45/30 i R45/37) i na Rys. 9 (R20/37 R37/37, i R45/37) można stwierdzić także, że niższą nośność styku zaobserwowano w przypadku łączenia dwóch betonów o większej różnicy wytrzymałości na rozciąganie i ściskanie. Najniższą nośność styku osiągały próbki R20/37 oraz R45/15 o najmniejszych wytrzymałościach jednego z betonów składowych, ale także największej różnicy wytrzymałości, wyniosła ona odpowiednio 0,74 MPa i 0,71 MPa. Próbki zespolone w których różnica klas wytrzymałości łączonych betonów była mniejsza osiągały nośności styku ($\sigma_{crm,z}$) wyższe od nośności styku próbek R20/37 i R45/15 od 11% do 38%.



Rys. 8. Stosunek nośności próbki zespolonej do wytrzymałości na rozciąganie betonu "starego" próbek serii z różnicowaną klasą nadbetonu

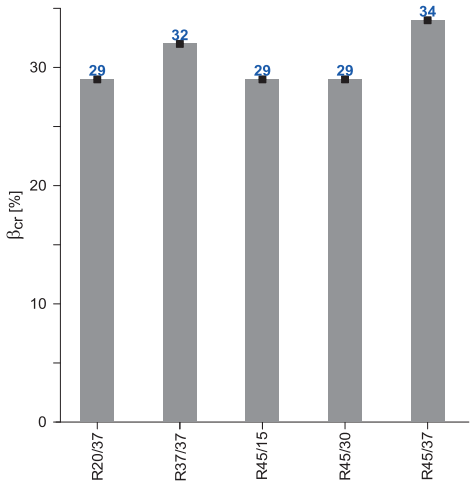


Rys. 9. Stosunek nośności próbki zespolonej do wytrzymałości na rozciąganie betonu "nowego" próbek serii z różnicowaną klasą betonu pierwotnego

Stwierdzenie, że efektywność zespolenia zależy od obydwu betonów skłoniło do poszukiwania tego wpływu. Jako pierwsze przybliżenie wyznaczono średni współczynnik efektywności zespolenia β_{cr} (Rys. 10) zdefiniowany jako:

$$\beta_{cr} = \frac{\sigma_{crm,z}}{\frac{f_{ctm,S} + f_{ctm,N}}{2}} \tag{3}$$

gdzie: $\sigma_{crm,z}$ – średnie naprężenia rysujące styk próbki zespolonej, $f_{ctm,S}$ – średnia wytrzymałość na rozciąganie betonu „starego”, $f_{ctm,N}$ – średnia wytrzymałość na rozciąganie betonu „nowego”.



Rys. 10. Średni współczynnik efektywności zespolenia

Analizując Rys. 10 można stwierdzić, iż średni współczynnik efektywności zespolenia wynosił około 30% i osiągał wartości od 29% do 34%, przy czym nieco wyższe wartości na poziomie 32%-34% uzyskano w przypadku łączenia betonów charakteryzujących się małą różnicą w wytrzymałościach na rozciąganie oraz ściskanie natomiast w pozostałych seriach próbek zespolonych współczynnik ten wyniósł 29%.

6. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych badań, w odniesieniu do nośności styku dwóch betonów można stwierdzić, co następuje:

- Przy jednakowym sposobie przygotowania powierzchni styku, nośność próbek zespolonych z stykiem rozciąganym, będąca miarą przyczepności panującej w styku, zależy od wytrzymałości obydwu łączonych betonów, „nowego" i „starego".
- Dobrym miernikiem przyczepności jest średni współczynnik efektywności zespolenia opisany wzorem (3).
- Niższą nośność styku uzyskano w przypadku łączenia dwóch betonów o większej różnicy wytrzymałości na rozciąganie i ściskanie.

Literatura

1. Halicka A., Franczak D., Fronczyk J. *Analiza przyczyn zarysowań cylindrycznego zbiornika żelbetowego ujawnionych podczas próby szczelności*. Przegląd Budowlany 4 (2012) 35-41.
2. Kamiński M., Maj M., Kmiecik P. *Wpływ technologii kształtowania przerw roboczych w aspekcie zachowania właściwej nośności ścian zbiorników i kominów żelbetowych*. Przegląd Budowlany 4 (2012) 125-129.
3. Halicka A. *Studium naprężeń i odkształceń w płaszczyźnie styku i strefie przypodporowej elementów zespolonych z udziałem betonów skurczowych i ekspansywnych*. Wydawnictwa Uczelniane, Lublin 2007.
4. Halicka A., Franczak-Balmas D. *The size effect in monolithic and composite concrete members. Part 2*, Cement Lime Concrete 1 (2014) 262-266.
5. Franczak D., Halicka A. *Wpływ wieku betonu na nośność styku w elementach zespolonych typu „beton-beton"*. Przegląd Budowlany 1 (2012) 46-51.
6. Hak-Chul S., Zhifu W. *Interfacial properties between New and Old Concretes*. 2nd International Conference on Sustainable Construction Materials and Technologies, Ancona, Italy 2010.
7. Halicka A., Franczak D. *Rozwój przyczepności między dwoma betonami w czasie twardnienia betonu*. Wydawnictwa Uczelniane, Lublin 2009.
8. Beushausen H., Alexander M.G. *Bond strength development between concretes of different ages*. Magazine of Concrete Research 60(1) (2008) 65-74.
9. PN-EN 1992-1-1: wrzesień 2008 Eurocod 2 *Projektowanie konstrukcji z betonu Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków*.

An analysis of the impact strength of concrete components as a factor influencing the bond strength in unreinforced composite concrete elements

Dominika Franczak-Balmas

Lublin University of Technology, Faculty of Civil Engineering and Architecture,
e-mail: d.franczak@pollub.pl

Abstract: The article presents the results and analysis of the research of the bond strength between two concrete parts in composite member investigated by tensile splitting test. The study was conducted on five groups of specimens differing in terms of classes of connected concrete. The impact of strength of the concrete components of both "old" and "new" on bond strength in the unreinforced concrete composite elements is discussed.

Keywords: composite members, bond, bond strength, adhesion.

Budownictwo i Architektura 15(4) (2016) 63-74

Pożarowe analizy konstrukcji w aspekcie zjawisk fizycznych obserwowanych podczas prób jednoosiowego rozciągania stali

Wojciech Skowroński

Instytut Budownictwa, Wydział Inżynierii Kształtowania Środowiska i Geodezji, Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu, e–mail: wojciech.skowronski@up.wroc.pl

Streszczenie: Metody obliczeń konstrukcji budowlanych w pożarze powinny umożliwiać dokładną analizę i uwzględniać specyficzne właściwości ogrzewanych materiałów, na przykład nieliniowe pełzanie metali. Teoretyczne rozważania na temat konstrukcji metalowych w pożarze mogą być weryfikowane, a także uzupełniane wynikami badań materiałowych i badań ogniowych. Badania materiałów konstrukcyjnych w podwyższonej temperaturze mają na celu przede wszystkim wyznaczenie charakterystyk wytrzymałościowych i termicznych. Wyniki typowych badań ogniowych określają natomiast reakcję elementu wydzielonego z konstrukcji budowlanej na ogrzewanie zgodne z normową krzywą „temperatura-czas". Normowe uproszczenia rzeczywistych sytuacji pożarowych wynikają między innymi z ograniczonych możliwości badań laboratoryjnych.

Słowa kluczowe: budynek, konstrukcja, stal, pożar, podwyższona temperatura.

1. Wprowadzenie

Pożar w budynku traktuje się, jako niekontrolowany w przestrzeni i czasie proces spalania materiałów, dla którego znane są procedury formułowania scenariuszy rozwoju pożaru, a w szczególności wzrostu temperatury gazów spalinowych w strefie pożarowej, w bezpośredniej bliskości ogrzewanych elementów konstrukcji.

Często rozwiązania analiz konstrukcji uzyskuje się według zasad określonych w Eurokodach przy założeniu naturalnych modeli pożaru, które opisują oddziaływanie termiczne wykorzystując przesłanki o podłożu fizycznym. Rozwój pożaru w tym przypadku oceniany jest na podstawie właściwości użytkowych, między innymi takich jak: geometria strefy pożarowej (wysokość sufitu, powierzchnia otworów...), powierzchnia pożaru, właściwości cieplne przegród ograniczających strefę pożarową, gęstość obciążenia ogniowego, szybkość wydzielania ciepła, warunki wentylacji. Natomiast tzw. zaawansowane modele pożaru umożliwiają analizę szczegółową, najbardziej dokładną, z uwzględnieniem między innymi właściwości gazów spalinowych, wymiany energii i masy.

Podczas analiz realizowanych jako zaawansowane zastosowanie znajdują modele jednostrefowe, dwustrefowe i numeryczne. Przy tym dodać należy, że modele numerycznej mechaniki płynów umożliwiają precyzyjną ocenę zagrożenia, a w tym między innymi określenie zmian temperatury gazów spalinowych w przestrzeni, biorąc pod uwagę miejsce pomiaru w strefie pożarowej i czas (moment) pomiaru. Modele numerycznej mechaniki płynów uwzględniają takie prawa fizyczne, jak na przykład: prawo zachowania masy, II prawo Newtona, I zasada termodynamiki. W tym przypadku analizy przepływu płynu, przepływu ciepła i zjawisk im towarzyszących realizowane są poprzez numeryczne rozwią-

zywanie równań różniczkowych cząstkowych określających zmienne termodynamiczne i aerodynamiczne w dowolnym punkcie przestrzeni wyznaczonej przez rozmiar strefy pożarowej.

Podczas analizowania ogarniętej pożarem konstrukcji budynku w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej istotne znaczenie ma określenie takiego oddziaływania termicznego, które najlepiej odwzoruje problem bezpieczeństwa. Równocześnie istotne jest formułowanie założeń i procedur pożarowej analizy statyczno – wytrzymałościowej konstrukcji adekwatnie do konsekwencji zniszczenia budynku.

W budownictwie stosuje się powszechnie stale niskowęglowe i niskostopowe, a ponadto stopy aluminium. Ich przydatność na konkretne konstrukcje metalowe (wykonywane określonymi metodami i pracujące w określonych warunkach obciążenia, klimatu i środowiska) określa się na podstawie właściwości fizycznych i chemicznych. Równania fizyczne opisujące właściwości materiałowe w podwyższonej temperaturze charakteryzują się silną nieliniowością. Równocześnie równania te powinny uwzględniać problem modelowania pożaru. Istotne jest tutaj uwzględnianie efektów zależnych od czasu – ze względu na wspomnianą wyżej różną intensywność pożarów w budynkach. Zatem istotne jest prowadzenie analiz, które uwzględniają faktyczną intensywność pożaru (taką, jaka może wystąpić w konkretnym projektowanym budynku) wyrażaną w tym przypadku poprzez prędkość wzrostu temperatury w strefie pożarowej.

2. Równania mechaniki dla zaawansowanych metod analizy pożarowej

Podczas pożarowych analiz statyczno-wytrzymałościowych elementów konstrukcji połączonych wzajemnie ze sobą i z podłożem (w celu przenoszenia oddziaływań) poszukuje się najbardziej niekorzystnego rozkładu i wartości sił wewnętrznych, rozwiązując równania równowagi układu. Jeśli zagadnienie jest rozpatrywane w sferze zaawansowanych metod obliczeniowych przy uwzględnieniu zasad teorii fizykalnie nieliniowej, to stosunkowo łatwo można je rozwiązać używając metody sił [1]. W celu zrealizowania obliczeń za pomocą tej metody należy analizować dwa układy konstrukcyjne: pierwotny i podstawowy. Pierwotny układ statycznie niewyznaczalny po odrzuceniu odpowiedniej liczby więzów kinematycznych przekształca się w układ podstawowy (statycznie wyznaczalny i geometrycznie niezmienny). Wymienione układy zachowują się odmiennie pod działaniem tego samego obciążenia. Ujawnia się to zarówno poprzez rozkład sił wewnętrznych, jak również poprzez deformację każdego z układów. Układ podstawowy charakteryzuje możliwość deformacji, przesunięcia punktów leżących na osi konstrukcji prętowej i obrotu przekrojów poprzecznych, odpowiadającej usuniętym więzom kinematycznym. Gdy konstrukcja pracuje jako układ pierwotny (statycznie niewyznaczalny), to każde z tych przemieszczeń ma wartość równą zero. Przywrócenie równoważności układów: pierwotnego oraz powstałego z niego układu podstawowego można uzyskać wprowadzając - w tym drugim z układów - reakcje usuniętych więzów (siły nadliczbowe) o odpowiednio dobranych wartościach. Wartości tych reakcji wynikają z warunków zgodności przemieszczenia, opisujących efekt przyrównywania do zera takich obrotów przekrojów poprzecznych oraz przesunięć punktów leżących na osi konstrukcji prętowej, które odpowiadają siłom nadliczbowym.

Przemieszczenie δ powstające pod wpływem obciążenia działającego na ustrój prętowy określony w niezmiennym układzie kartezjańskim x, y, z można obliczyć wykorzystując całkę Mohra:

$$\delta = \int_s \theta_{\text{skr}} \breve{M}_{\text{skr}}\, \mathrm{d}s + \int_s \left(\frac{1}{\rho} - \frac{1}{\rho_0}\right)_{\text{y}} \breve{M}_{\text{y}}\, \mathrm{d}s + \int_s \left(\frac{1}{\rho} - \frac{1}{\rho_0}\right)_{\text{z}} \breve{M}_{\text{z}}\, \mathrm{d}s + \\ + \int_s \lambda \breve{N}\, \mathrm{d}s + \int_s \gamma_{\text{y}} \breve{S}_{\text{y}}\, \mathrm{d}s + \int_s \gamma_{\text{z}} \breve{S}_{\text{z}}\, \mathrm{d}s\,, \tag{1}$$

gdzie θ_{skr} oznacza kąt skręcenia przekroju poprzecznego odcinka pręta o długości s, $\breve{M}_{\text{skr}}$ – moment skręcający spowodowany siłą jednostkową, przyłożoną w punkcie pomiaru przemieszczenia, ρ_0 – promień początkowej krzywizny pręta, $\breve{M}_{\text{y}}$, $\breve{M}_{\text{z}}$ – momenty zginające (siły wewnętrzne) spowodowane wyżej określoną siłą jednostkową, λ, γ – wydłużenie oraz kąt odkształcenia postaciowego, $\breve{N}$, $\breve{S}_{\text{y}}$, $\breve{S}_{\text{z}}$ – wewnętrzne siły spowodowane siłą jednostkową.

W ramach analizy obliczeniowej zakłada się, że spełnione są:

- równanie geometryczne:

$$\varepsilon = \lambda + \rho^{-1} y\,; \tag{2}$$

- równania definiujące siły przekrojowe:

$$M = \iint_A \sigma\, y\, \mathrm{d}A\,, \tag{3}$$

$$N = \iint_A \sigma\, \mathrm{d}A\,, \tag{4}$$

$$S = \iint_A \tau\, \mathrm{d}A\,, \tag{5}$$

gdzie M oznacza moment zginający, A – pole powierzchni przekroju poprzecznego, N – siłę podłużną (siłę osiową), S – siłę poprzeczną, τ – naprężenie styczne.

Równania statyki często zbudowane są ze składników liniowych oraz nieliniowych, które w procesie formułowania równań statyki można rozważać oddzielnie. Zakres fizycznie liniowej pracy konstrukcji opisuje kanoniczny układ równań metody sił w postaci:

$$\mathbf{D}\mathbf{X} + \mathbf{C} = \mathbf{0}\,, \tag{6}$$

gdzie $\mathbf{0}$ oznacza macierz o elementach równych zero, $\mathbf{D}$ – macierz o elementach δ_{ij}, $\mathbf{X}$ oraz $\mathbf{C}$ – macierze o elementach odpowiednio X_j oraz $\Delta_{i\text{r}}$, przy czym:

$$\Delta_{i\text{r}} = \Delta_{i\text{T}} + \Delta_{i\text{q}} + \Delta_{i\text{g}}\,, \qquad i = 1, 2, \ldots n. \tag{7}$$

Symbol δ_{ij} oznacza przemieszczenie punktu przyłożenia siły nadliczbowej (hiperstatycznej) X_i do układu podstawowego, mające kierunek oraz zwrot tej siły. Spowodowane jest ono działaniem siły nadliczbowej $X_j = 1$. Symbol $\Delta_{i\text{r}}$ oznacza przemieszczenie punktu przyłożenia siły X_i do układu podstawowego, mające kierunek i zwrot tej siły, spowodowane działaniem: wpływów termicznych $\Delta_{i\text{T}}$, zewnętrznego obciążenia mechanicznego – $\Delta_{i\text{q}}$ oraz wpływów geometrycznych – $\Delta_{i\text{g}}$ (np. osiadanie fundamentu [2]).

Dla nieliniowego składnika modelu fizykalnego:

$$\sigma = \left(B^{-1}\,\varepsilon\right)^{1/m} \quad \text{dla} \quad m \neq 0. \tag{8}$$

słuszne jest równanie [3]:

$$\int_s B\left[I\left(\frac{1}{m}+1\right)\right]^{-m}\left[\breve{\mathbf{m}}^{\mathrm{T}}(s)\mathbf{X}+\mathbf{m}^{\mathrm{T}}(s)\mathbf{P}\right]^{m}\breve{\mathbf{m}}(s)\,\mathrm{d}s=\mathbf{d}\,, \tag{9}$$

przy czym:

$$\int_s B\left[I\left(\frac{1}{m}+1\right)\right]^{-m}\left[\breve{\mathbf{m}}^{\mathrm{T}}(s)\right]^{m}\breve{\mathbf{m}}(s)\,\mathrm{d}s>\mathbf{0}\,, \tag{10}$$

gdzie **P** oznacza wektor, którego składowe określają obciążenie zewnętrzne układu konstrukcyjnego, $\breve{\mathbf{m}}$ – wektor, którego składowe określają funkcje momentu zginającego spowodowanego jednostkowymi siłami odpowiadającymi siłom nadliczbowym, **m** – wektor, którego składowe określają funkcje momentu zginającego spowodowanego jednostkowymi siłami odpowiadającymi obciążeniu zewnętrznemu, **d** – wektor określający przemieszczenie δ_i.

Moment bezwładności przekroju poprzecznego

$$I\left(\frac{1}{m}+1\right)=\iint_A y^{\frac{1}{m}+1}\,\mathrm{d}A\,. \tag{11}$$

Przedstawione wyżej równania w specyficzny sposób podlegają zasadzie superpozycji – sumowaniu podlegają tylko odkształcenia. Jeśli przykładowo odkształcenia ε (oraz prędkości odkształceń $\dot{\varepsilon}$) opisywane są równaniem addytywnym ujmującym składnik termiczny ε_{T}, sprężysty ε_{e}, plastyczny ε_{p} i zależny od czasu ε_{t} według relacji:

$$\varepsilon=\varepsilon(\sigma,T,t)\,,\quad \varepsilon=\varepsilon_{\mathrm{T}}+\varepsilon_{\mathrm{e}}+\varepsilon_{\mathrm{p}}+\varepsilon_{\mathrm{t}}\,;$$

$$\dot{\varepsilon}=\dot{\varepsilon}(\sigma,T,t)\,,\quad \dot{\varepsilon}=\dot{\varepsilon}_{\mathrm{T}}+\dot{\varepsilon}_{\mathrm{e}}+\dot{\varepsilon}_{\mathrm{p}}+\dot{\varepsilon}_{\mathrm{t}}\,. \tag{12}$$

to efekty opisane przez trzeci składnik prawej strony całki Mohra (1) wyraża równanie:

$$\delta=\int_s\frac{1}{\rho}\breve{M}\,\mathrm{d}s=\int_s\frac{1}{\rho_{\mathrm{T}}}\breve{M}\,\mathrm{d}s+\int_s\frac{1}{\rho_{\mathrm{e}}}\breve{M}\,\mathrm{d}s+\int_s\frac{1}{\rho_{\mathrm{p}}}\breve{M}\,\mathrm{d}s+\int_s\frac{1}{\rho_{\mathrm{t}}}\breve{M}\,\mathrm{d}s\,. \tag{13}$$

gdzie indeksem przy symbolu ρ oznaczono promień krzywizny odpowiadający każdemu ze składników odkształcenia opisanego równaniem (12).

Kształtowanie konstrukcji powinno ujmować efekty deformacji. Przewidywać należy, że w czasie odkształcania się konstrukcji może nastąpić zmiana wartości momentu zginającego *M*. Występuje wówczas sprzężenie zmian momentu *M* z procesem odkształcania konstrukcji polegające na tym, że konsekwencją przykładowo ugięcia się belki obciążonej dodatkowo siłą osiową jest zwiększenie momentu *M*, a zwiększenie się momentu *M* przyspiesza proces uginania belki. Taka możliwość występuje na przykład podczas pożaru. Jeśli analiza pożarowa dotyczy konstrukcji metalowych, to pierwsze z równań (12) można uściślić modelem [4]:

$$\varepsilon = \Psi(\sigma,T,t) = \varepsilon_{\mathrm{T}} + \sigma\psi_1(T) + \sigma|\sigma|^{\mu(T)-1}\psi_2(T) + \\ + \sigma|\sigma|^{m-1}\psi_3\left[\exp\left(-\frac{\Delta H}{RT'}\right),t\right]. \tag{14}$$

Każdemu ze składników prawej strony równania (13) można przyporządkować związek geometryczny oraz warunek równowagi sił w przekroju poprzecznym konstrukcji. W wyniku przekształceń składników mechanicznych otrzymuje się spowodowany nieskończenie małą zmianą momentu zginającego nieskończenie mały przyrost przemieszczenia

$$\mathrm{d}\delta = \frac{\partial\delta}{\partial M}\mathrm{d}M = \int_s \frac{\breve{M}}{\left[\psi_1(T)\right]^{-1} I}\mathrm{d}s\,\mathrm{d}M + \int_s \frac{\breve{M}}{\left[\psi_2(T)\right]^{-1} I_{\mathrm{p}}^{\mu(T)}}\cdot\frac{\partial M^{\mu(T)}}{\partial M}\mathrm{d}s\,\mathrm{d}M + \\ + \int_s \frac{\breve{M}}{\left\{\psi_3\left[\exp\left(-\frac{\Delta \mathrm{H}}{RT'}\right),t\right]\right\}^{-1} I_{\mathrm{t}}^{m}}\cdot\frac{\partial M^{m}}{\partial M}\mathrm{d}s\,\mathrm{d}M \ . \tag{15}$$

Wynikającą z tego przyrostu deformację zginanej konstrukcji opisuje natomiast równanie [1]:

$$\delta(\bar{t}) = \int_s\int_0^{M(\bar{t})} \frac{\breve{M}}{\left[\psi_1(T)\right]^{-1} I}\mathrm{d}M\,\mathrm{d}s + \int_s\int_0^{M(\bar{t})} \frac{\breve{M}}{\left[\psi_2(T)\right]^{-1} I_{\mathrm{p}}^{\mu(T)}}\cdot\frac{\partial M^{\mu(T)}}{\partial M}\mathrm{d}M\,\mathrm{d}s + \\ + \int_s\int_0^{M(\bar{t})} \frac{\breve{M}}{\left\{\psi_3\left[\exp\left(-\frac{\Delta H}{RT'}\right),t\right]\right\}^{-1} I_{\mathrm{t}}^{m}}\cdot\frac{\partial M^{m}}{\partial M}\mathrm{d}M\,\mathrm{d}s \ , \tag{16}$$

gdzie $\bar{t}$ oznacza czas liczony od rozpoczęcia pożaru do momentu zniszczenia konstrukcji.

Koncypowanie mechanizmu zniszczenia złożonych konstrukcji prętowych (np. ram) niejednokrotnie bazuje na założeniu, że wzrost obciążenia ram określają mnożniki obciążenia Λ_{p} i Λ_{cr}. Mnożnik definiujący wzrost obciążenia Λ_{G} określa stan równowagi granicznej ramy natomiast drugi z mnożników wynika z obliczeń według teorii stateczności. Przykładowym kryterium opisującym globalną nośność ram jest wzór Rankine-Merchanta [5]:

$$\left(\frac{\Lambda_{\mathrm{G}}}{\Lambda_{\mathrm{p}}}\right)^n + \left(\frac{\Lambda_{\mathrm{G}}}{\Lambda_{\mathrm{cr}}}\right)^n = 1 \tag{17}$$

lub

$$\left(\frac{N}{N_p}\right)^n + \left(\frac{N}{N_{cr}}\right)^n = 1\,, \tag{18}$$

gdzie wykładnik *n* jest parametrem imperfekcji, odwrotnością weibullowskiego współczynnika zmienności, określanym przy założeniu mówiącym o tym, że mechanizmy nośności granicznej i krytycznej są losowo niezależne.

Podane wyżej formuły interakcyjne wyrażają wzajemną zależność pomiędzy nośnością plastyczną N_p rozumianą jako wynik analizy według teorii nośności granicznej, nośnością krytyczną N_{cr} rozumianą jako rezultat analizy stateczności układu *perfect* (konstrukcji idealnej, a więc obciążonej siłami powodującymi stan bezgiętny) oraz globalną nośnością (niestatecznością) konstrukcji rzeczywistej N.

Wartość nośności globalnej maleje wraz ze wzrostem temperatury konstrukcji. W analizie konstrukcji ogarniętych pożarem nośność globalna $\tilde{N}\left(T,\dot{T}\right)$ obliczona z uwzględnieniem efektów zależnych od czasu i prędkości wzrostu temperatury $\dot{T}$ wiąże się nierozerwalnie z temperaturą krytyczną $\tilde{T}_{cr}$ lub z czasem krytycznym $\tilde{t}_{cr}$ (odpornością ogniową). Zakłada się, że konstrukcja budowlana (lub element konstrukcji) spełniająca warunki wynikające z metody stanów granicznych, do chwili rozpoczęcia pożaru niezawodnie przenosi określone obciążenia, a po wybuchu pożaru utrata nośności zachodzi w chwili, gdy konstrukcja ogrzeje się do temperatury krytycznej. Stąd temperatura krytyczna konstrukcji

$$T_{\mathrm{cr}} \to \tilde{T}_{cr} = \tilde{N}^{-1}\left(N_{\mathrm{e}},N_{\mathrm{p}},N_{\mathrm{t}},f(\dot{T}),n\right) \tag{19}$$

natomiast odporność ogniowa (czas krytyczny)

$$\overline{t} \to \tilde{t}_{cr} = \left[f\left(\dot{T}\right)\right]^{-1}\tilde{T}_{cr}\,, \tag{20}$$

gdzie funkcja f określa uśrednioną prędkość wzrostu temperatury konstrukcji podczas pożaru.

3. Zagadnienia występujące podczas prób rozciągania

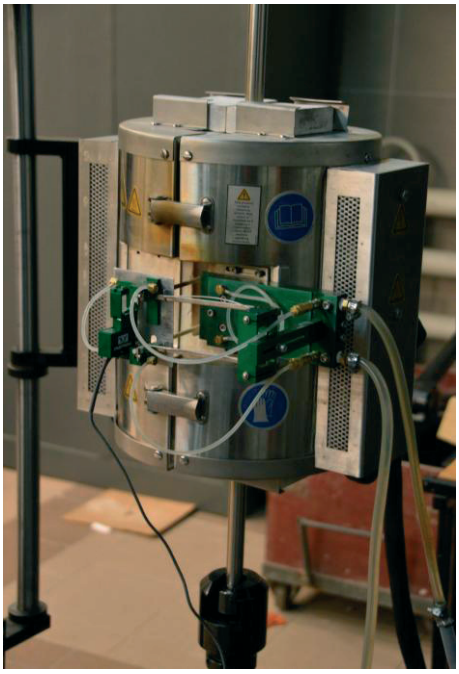
Fot. 1 przedstawia uniwersalną maszynę wytrzymałościową Instron/Satec KN 600 (z piecem SF-16 2230 umożliwiającym prowadzenie badań próbek o temperaturze nie wyższej od 1200°C) w laboratorium Instytutu Budownictwa Uniwersytetu Przyrodniczego we Wrocławiu. Stanowisko to zostało zaprojektowane przez autora w celu prowadzenia badań wytrzymałościowych metali w podwyższonej temperaturze dla potrzeb analiz pożarowych konstrukcji budowlanych.

Na Fot. 2 widoczny jest piecyk ogrzewający próbkę podczas statycznej próby rozciągania, wyposażony w zestaw ekstensometrów do pomiaru odkształceń zarówno w temperaturze otoczenia, jak i w temperaturze podwyższonej. Próby realizowane są z wykorzystaniem wspomaganego komputerowo systemu pomiarowego z programem Bluehill (Fot. 3). Zerwana próbka po zakończeniu badania pokazana jest na Fot. 4. Pierwsze wyniki badań zamieszczono w pracy [6]. Na Rys. 1 pokazano wynik badań stali S235JR w zakresie temperaturowym od 20ºC do 700ºC w postaci pięciu krzywych "naprężenie – odkształcenie". Podczas każdego z przedmiotowych badań w pierwszej kolejności ogrzano próbkę do temperatury badania, a następnie wykonano statyczną próbę rozciągania.

Przebieg krzywych opisujących wynik badania próbek w temperaturze normalnej i próbek ogrzanych do temperatury 100ºC oraz 300ºC jest odmienny od przebiegu dwóch pozostałych krzywych pokazanych na Rys. 1. Ilościowe zmiany wynikające z relacji "naprężenie - odkształcenie" próbek ogrzanych do temperatury 500ºC oraz 700ºC najwyraźniej uzasadniają konieczność stosowania w analizie pożarowej elementów konstrukcyjnych znacznej redukcji wartości parametrów materiałowych, między innymi takich jak: granica plastyczności i moduł sprężystości. Rys. 1 uwidacznia na przykład mniejsze o około 20% (względem wyniku badania próbek w normalnej temperaturze) naprężenie próbek ogrza-

nych do temperatury 500ºC oraz mniejsze o około 70% naprężenie próbek ogrzanych do temperatury 700ºC – przy odkształceniu na poziomie wartości 0,15 mm/mm. W zakresie od 300ºC do 700ºC istotnie wzrastają wartości odkształcenia stali. Dodać przy tym należy, że w tym przedziale temperatury dodatkowym efektem termicznej aktywacji jest odkształcenie wynikające z pełzania stali.

Fot. 1. Stanowisko do badań wytrzymałościowych zaprojektowane przez autora



Fot. 2. Piecyk SF-16 2230 ogrzewający próbkę podczas statycznej próby rozciągania

Opisywane badania realizowane są dla prostego stanu naprężenia, jaki uzyskuje się przy jednoosiowym rozciąganiu. Umożliwiają one uzyskanie informacji o właściwościach wytrzymałościowych badanych materiałów. Podstawę analiz stanowią dane liczbowe generowane automatycznie w plikach; niemniej jednak niezależnie od tego monitor systemu komputerowego – natychmiast po zakończeniu próby – wyświetla wynik w formie pokazanej na Fot. 5. Autor wykonał tę fotografię, gdyż obrazuje ona nie często spotykane zjawisko "niestateczności siły w trakcie rozciągania", które można kojarzyć z efektem Portevina-Le Chateliera. Występowanie tego typu efektów i potrzeba ich interpretacji uzasadnia przeprowadzanie badań mikroskopowych.

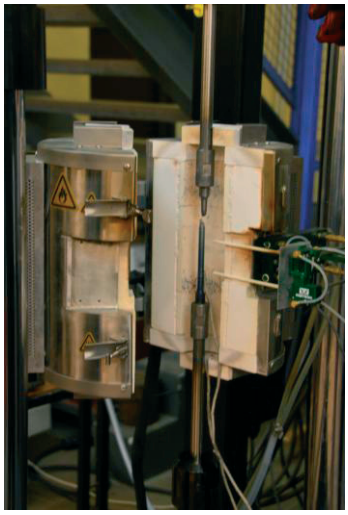
Pożarowe badania mikroskopowe wykazują niejednolite, zależne od temperatury w czasie pożaru, zmiany strukturalne stali budowlanych. Stwierdza się efekty odwęglania, przegrzania, rozrostu ziaren i występowanie struktury Widmanstättena. Często dochodzi do przegrzania zewnętrznej warstwy stali bez jej odwęglania (następującego przy ogrzewaniu w atmosferze tlenu) a także do hartowania stali przy polewaniu wodą w czasie akcji gaszenia pożaru. Podczas długotrwałych pożarów magazynów (duże obciążenie ogniowe) dochodzi natomiast do nawęglania stali przez wyżarzenie przy niedostatku powietrza. Stwierdzony na skutek przegrzania rozrost ziaren oraz występująca lokalnie struktura Widmanstättena – charakteryzująca się iglastym ułożeniem faz, towarzyszą pogorszeniu właściwości mecha-

nicznych stali. Przy rozpatrywaniu możliwości ponownego wykorzystania elementów konstrukcji po pożarze należy również brać pod uwagę fakt, że odwęglona warstwa powierzchniowa stanowi potencjalne miejsce zapoczątkowania mikropęknięć, które mogą się rozszerzyć na dalszą część wytężonego przekroju poprzecznego.

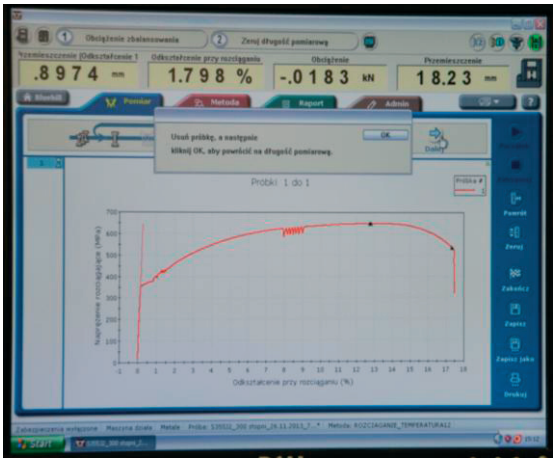
Osobliwość reakcji materiałów konstrukcyjnych na jednoczesne oddziaływanie temperatury i naprężenia jest w dalszym ciągu rozpoznawana, przy czym kierunki badań wytyczają wnioski sformułowane wcześniej dla metali i stopów o innych, niż budowlane, zastosowaniach – głównie stali przeznaczonych do pracy w podwyższonej temperaturze. Jeden z takich wniosków wskazuje na możliwości wykorzystania idei temperatury homologicznej, która jest równa stosunkowi absolutnej temperatury tworzywa metalicznego do absolutnej temperatury topnienia tego tworzywa.

Na tej podstawie można podejmować próby interpretowania wyników badań i formułowania uogólnień w zakresie istotnych z punktu widzenia analizy pożarowej charakterystyk mechanicznych opisujących stale niskowęglowe i niskostopowe oraz stopy aluminium stosowane w budownictwie.

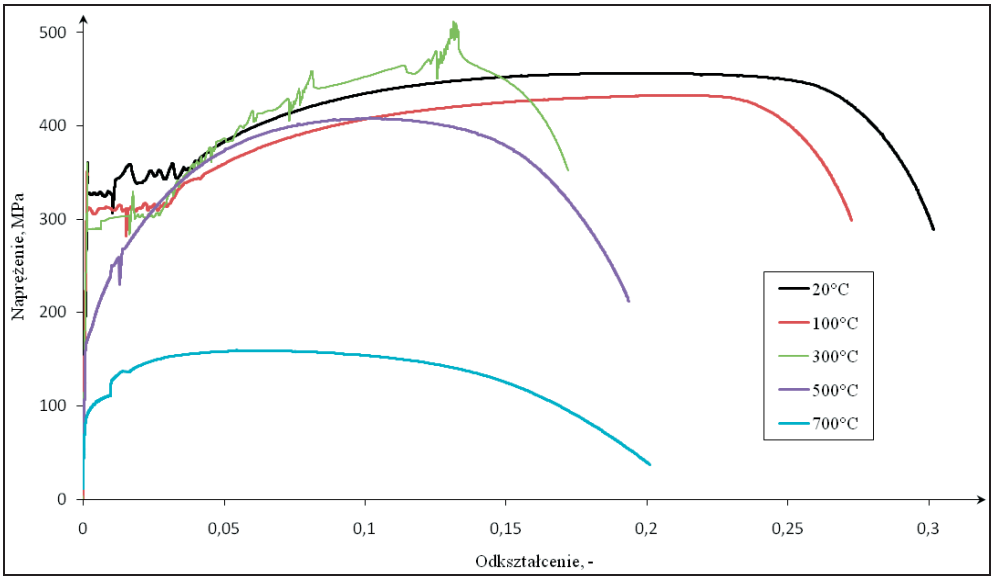
Fot. 3. System pomiarowy



Fot. 4. Zerwana próbka po zakończeniu badania



Fot. 5. Efekt "niestateczności siły w trakcie rozciągania"



Rys. 1. Wyniki badań stali S235JR [6]

Ogólnie znane wartości temperatury topnienia metali i ich stopów wykorzystano do wykonania Rys. 2 obrazującego istotę temperatury homologicznej dla stali i aluminium. Biorąc to pod uwagę na Rys. 3 pokazano krzywe obrazujące standaryzowane odkształcenie pełzania budowlanej stali ASTM A36 w podwyższonej temperaturze wyznaczone za pomocą równania:

$$\varepsilon_{t,s} = \varepsilon_t(T)/\varepsilon_t(T{=}20^{\circ}\mathrm{C}). \tag{21}$$

gdzie, zgodnie z równaniem (14):

$$\varepsilon_t = 1{,}053410^{-4}\sigma^{4{,}1833}\left[\int_0^t \exp\left(-\frac{38900}{T+273{,}16}\right)dt\right]^{\frac{1}{3}} \quad \left[\frac{m}{m}\right] \tag{14a}$$

Do powyższego równania wprowadzone są następujące parametry pełzania [7]

$$\frac{\Delta H}{R} = 38900\text{K}$$

$Z = 3{,}7296 \cdot 10^{8}\, \sigma^{4{,}70}$ [1/h] dla σ < 103 [MPa]

$Z = 1{,}23 \cdot 10^{16} \exp(0{,}043425\, \sigma)$ [1/h] dla σ > 103 [MPa]

$$\varepsilon_{to} = 4{,}0708 \cdot 10^{-6}\, \sigma^{1{,}75} \qquad \left[\frac{\text{m}}{\text{m}}\right]$$

$$\phi_{\alpha}(\sigma) = 3{,}9862 \cdot 10^{-4}\, \sigma^{1{,}45} \; . \qquad [\text{h}^{2/3}]$$

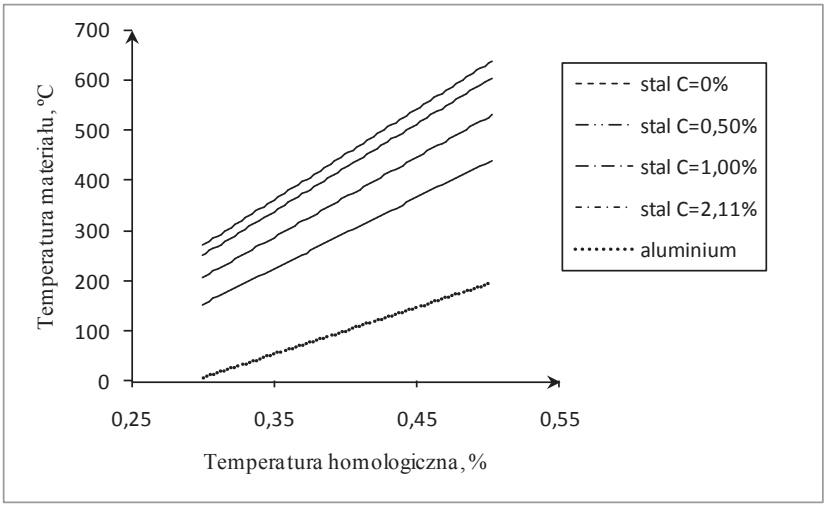
W ramach analiz pożarowych interpretacje efektów zależnych od czasu są szczególnie ważne [8-10]. Formułowanie procedury badawczej pełzania w podwyższonej temperaturze, a w szczególności interpretowanie wyników badań tego typu powinno uwzględniać fakt działania temperatury i naprężenia. W opracowanych dotychczas – przez wielu autorów – równaniach fizycznych opisujących pełzanie ogrzewanych metali lub stopów występują operatory różniczkowe i całkowe funkcji naprężenia oraz funkcji odkształcenia, co przedstawione zostało przykładowo w [1]. Mimo, iż temat dotyczy najprostszego przypadku jednoosiowego rozciągania próbki, to nie można lekceważyć przykładowo faktu, że warunkach wysokiej temperatury i dużych wartości naprężenia dochodzi do pełzania krótkotrwałego, którego pomiar podczas badań laboratoryjnych odbywa się przy równoczesnym istnieniu odkształceń plastycznych.

4. Podsumowanie i wnioski

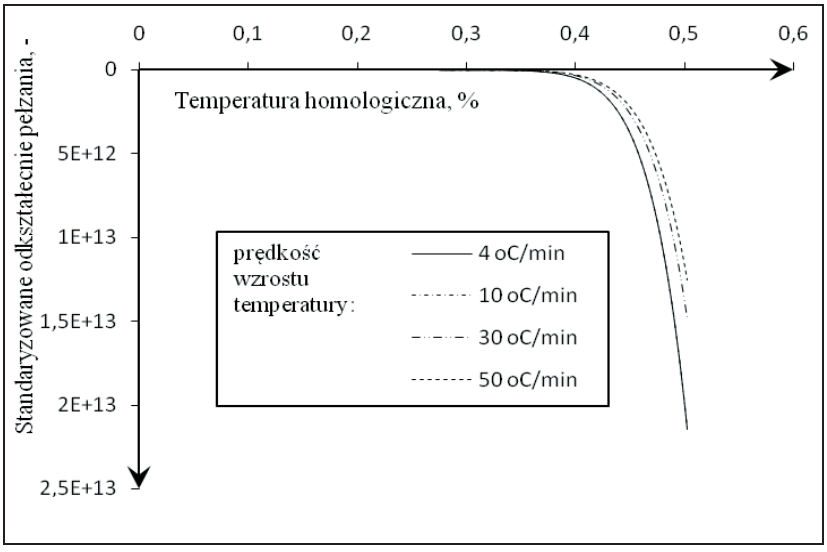
Kryteria bezpieczeństwa pożarowego budynków są ściśle powiązanie z tzw. próbami ogniowymi prowadzonymi na obciążonych konstrukcjach w skali naturalnej. Możliwości prowadzenia badań laboratoryjnych konstrukcji są jednak ograniczone (ze względu na cenę i stopień skomplikowania badań). Rzadko kiedy realizuje się próby ogniowe elementów o schemacie statycznym bardziej skomplikowanym od belki wolnopodpartej, czy też słupa dwuprzegubowego lub sztywno zamocowanego na końcach; tylko w najlepiej wyposażonych laboratoriach istnieje zwyczaj filmowania próbki podczas próby ogniowej. Oceny zdolności konstrukcji budowlanych do przeciwstawiania się niekorzystnym zjawiskom w sytuacjach pożarowych można jednak realizować teoretycznie, z wykorzystaniem wyników badań materiałów budowlanych - badań znacznie tańszych od badań ogniowych. W takich przypadkach akcentowana jest konieczność precyzyjnego formułowania wyników badań laboratoryjnych materiałów budowlanych.

W wielu publikacjach na temat konstrukcji budowlanych od lat formułuje się procedury umożliwiające prowadzenie stosunkowo dokładnych obliczeń (np. z uwzględnieniem przestrzennej współpracy mechanicznej elementów [11]), a przy tym zachęca się do realizowania obliczeniowych analiz konstrukcji budowlanych pod obciążeniem wyjątkowym pożarem tzw. metodami zaawansowanymi [12]. Zaleca się przy tym opis całkowitych odkształceń w pożarze równaniem fizycznym addytywnym, ujmującym składnik termiczny, składnik sprężysto - plastyczny oraz silnie nieliniowy składnik pełzania. Podczas tzw. zaawansowanych obliczeń kratownic i innych konstrukcji złożonych stosowane są mimo

wszystko pewne uproszczenia - na przykład wynikające z formułowania równań konstytutywnych według prawa potęgowego. Wówczas jednak należy zadbać o odpowiednią jakość analizy wyników badań materiału, korzystając z możliwości jaki przykładowo stwarza gradientowa metoda Marquardta – Levenberga. Prawidłowe dopasowanie krzywych doświadczalnych i teoretycznych uzyskuje się dopiero po zastosowaniu dwuetapowej metody ustalania wartości parametrów prawa potęgowego polegającej na tym, że pierwszy etap realizuje się według zasad analizy liniowej, drugi natomiast - według zasad nieliniowej metody Marquardta – Levenberga. Konsekwencje nieprawidłowego dopasowania krzywych materiałowych ujawniają się poprzez błędy w analizie pożarowej konstrukcji.



Rys. 2. Temperatury aluminium i stali (o określonej zawartości węgla C podanej w procentach wagowych) w wybranym przedziale wartości temperatury homologicznej



Rys. 3. Krzywe pełzania stali ASTM A36

Literatura

1. Skowroński W. *Fire safety of metal structures. Theory and design criteria*. PWN, 2004.
2. Miedziałowski Cz. *Dyskretny model złożonych konstrukcji ścianowych budynków uwzględniający współpracę podłoża gruntowego*. Wydawnictwa Politechniki Białostockiej, 1994.
3. Kubik J. *Wprowadzenie do statyki układów niesprężystych*. Wydawnictwo WSI w Opolu, 1983.
4. Skowroński W. *Methodik zur Beurteilung des Brandverhaltens von Metallkonstruktionen*. Stahlbau 76 (2007) 47-56.
5. Merchant W. *The failure load of rigidly jointed frame works as influenced by stability*. The Structural Engineer 32 (1954) 185-186.
6. Skowroński W., Włóka A., Chmiel R. *Modelling of strength processes of S235JR steel at increased temperature*. Structure and Environment 6 (2014) 32-37.
7. Skowroński W. *A study of the steel beam deformation during fire*. Building and Environment 23 (1988) 159-167.
8. Couto C., Vila Real P., Lopes N., Rodrigues J.P. *Buckling analysis of braced and unbraced steel frames exposed to fire*. Engineering Structures 49 (2013) 541-559.
9. Han L.-H., Wang W.-H., Yu H.-X. *Analytical behaviour of RC beam to CFST column frames subjected to fire*. Engineering Structures 36 (2012) 394-410.
10. Hozjan T., Planinc I., Saje M., Srpčič S. *Buckling of an axially restrained steel column under fire loading*. International Journal of Structural Stability and Dynamics 11 (2011) 451-472.
11. Miedziałowski Cz., Krętowska J. *Finite element analysis for the modelling of building structures in three dimensional schemes*. American Journal of Civil Engineering and Architecture 2 (2014) 143-148.
12. Skowroński W. *Buckling fire endurance of steel columns*. ASCE Journal of Structural Engineering 119 (1993) 1712-1732.

Fire analysis of structures in terms of physical phenomena observed during uniaxial tensile tests of steel

Wojciech Skowronski

Institute of Building Engineering, Faculty of Environmental Engineering and Geodesy, Wrocław University of Environmental and Life Sciences, e–mail: wojciech.skowronski@up.wroc.pl

Abstract: Calculation Methods for building structures in fire should allow a thorough analysis and take into account the specific characteristics of heated materials such as steel's non-linear creep. Theoretical consideration about metal structures in a fire might be verified and supplemented by the results of the material and fire tests. The main objectives of the research on structure material at elevated temperature is to assign the strength and thermal characteristics. The results of the standard fire tests determine the reaction of the element separated from a structure on the heating according to a standard curve ‘temperature-time”. The standard reduction of the real fire scenarios results, among the others, from the limited opportunities of the laboratory testing.

Keywords: building, structure, steel, fire, elevated temperature.

Budownictwo i Architektura 15(4) (2016) 75-85

Zastosowanie pyłu bazaltowego, jako substytutu piasku w zaprawie i betonie cementowym

Magdalena Dobiszewska

Katedra Mechaniki Konstrukcji, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy im. Jana i Jędrzeja Śniadeckich w Bydgoszczy, e-mail: magdalena.dobiszewska@utp.edu.pl

Streszczenie: W pracy przedstawiono wyniki badań dotyczących możliwości zastosowania odpadowego pyłu bazaltowego do produkcji zapraw oraz betonów cementowych. Wykorzystane w badaniach pyły stanowią odpad powstający podczas obróbki kruszywa stosowanego do produkcji mas mineralno-asfaltowych (MMA). Utylizacja tych odpadów stanowi obecnie duży problem w wielu wytwórniach MMA. Celem określenia wpływu dodatku pyłu bazaltowego na wybrane właściwości zapraw przeprowadzono badania wytrzymałości na zginanie i ściskanie po 2, 28 i 56 dniach dojrzewania próbek, określono mrozoodporność zapraw a także zdolność do kapilarnego podciągania wody, nasiąkliwość oraz współczynnik rozmiękania zapraw. Wpływ dodatku pyłu bazaltowego na parametry termoizolacyjne zapraw określono na podstawie pomiaru współczynnika przewodzenia ciepła w aparacie płytowym TCA 300. Przeprowadzone badania dotyczyły również analizy wpływu dodatku pyłu bazaltowego na wybrane właściwości betonu. W tym celu zbadano wytrzymałość betonu na ściskanie, po 28, 90 i 180 dniach oraz mrozoodporność. Odpadowy pył bazaltowy stanowił częściowy zamiennik piasku w ilości 0-30% masy piasku w przypadku zapraw oraz w ilości 0-20% masy piasku w przypadku betonów. Wyniki przeprowadzonych badań wskazują na to, że pył bazaltowy może być stosowany do produkcji zapraw i betonów cementowych, jako substytut piasku naturalnego. Zastąpienie części piasku przez pył bazaltowy wpłynie na poprawę niektórych właściwości tych materiałów oraz pozwoli na zagospodarowanie odpadu przemysłowego.

Słowa kluczowe: odpadowy pył bazaltowy, zaprawa cementowa, beton, wytrzymałość na ściskanie, mrozoodporność.

1. Wprowadzenie

Przemysł cementowy ma znaczny wpływ na środowisko. Produkcja cementu jest niezwykle energochłonna, wymaga użycia ogromnych ilości surowców pochodzących ze źródeł naturalnych oraz przyczynia się do emisji dużych ilości ditlenku węgla do atmosfery. Zapotrzebowanie na surowce naturalne do produkcji materiałów budowlanych ciągle rośnie a źródła ich pozyskiwania są już na wyczerpaniu. Negatywnym skutkiem uprzemysłowienia gospodarki jest niewątpliwie wzrost produkcji odpadów przemysłowych. Roczna produkcja odpadów przemysłowych oraz rolnych na świecie, sięga 2500 milionów ton [1]. Konieczność utylizacji tych odpadów stanowi poważny problem, zarówno ze względu na ograniczenia dotyczące miejsc ich składowania, jak i rygorystyczne normy środowiskowe związane z ilością i jakością wytwarzanych odpadów. Jednym ze sposobów zagospodarowania odpadów oraz produktów ubocznych jest ich recykling i wykorzystanie do produkcji materiałów budowlanych, co jest zgodne z zasadą zrównoważonego rozwoju. To wszystko doprowadziło do rozwoju badań dotyczących możliwości wykorzystania niektórych odpa-

dów w przemyśle betonowym i cementowym. Piasek naturalny powszechnie stosowany jest w produkcji betonu, jako kruszywo drobne. W wielu krajach obserwuje się obecnie znaczny niedobór odpowiedniej jakości piasku naturalnego, który może być stosowany do produkcji betonu [2]. Dlatego poszukuje się innych materiałów, które stanowić mogą częściowy zamiennik piasku. Wykorzystanie różnego rodzaju odpadów przemysłowych w produkcji betonu, nie tylko redukuje zużycie surowców naturalnych, ale pozwala także na zagospodarowanie odpadów w wielu przypadkach uciążliwych dla środowiska. Granulowany żużel wielkopiecowy, popiół lotny, czy też pył krzemionkowy, stosowane powszechnie jako dodatki mineralne do cementu, mogą być również wykorzystane w betonie, jako częściowy zamiennik piasku [2]. W literaturze przedstawia się badania dotyczące możliwości wykorzystania również innych odpadów [3-20**]**. Dodatek pyłu marmurowego [3-6], kwarcowego [7, 8], mączki bazaltowej [9-16], granitowej [7, 17], czy też wapiennej [5, 6, 8, 10, 18-20], pozytywnie wpływa na właściwości reologiczne zapraw i mieszanek betonowych, wytrzymałość cementu i betonu a także na ich trwałość. Wymienione odpady, powstają podczas procesu mechanicznej obróbki lub odpylania kruszyw mineralnych stosowanych do produkcji materiałów budowlanch. Najczęściej występują w formie pyłów, przez co są niebezpieczne dla środowiska, z uwagi na nadmierne pylenie i problem z ich składowaniem. Skład chemiczny i mineralny pyłów sprawia, iż mogą być one stosowane do produkcji zapraw cementowych i betonów, jako częściowy substytut kruszywa drobnego lub nawet cementu.

Pyły skalne, często nazywane mączkami, stosowane są w betonie i w zaprawie cementowej przede wszystkim jako dodatki inertne. Ich pozytywne oddziaływanie na niektóre właściwości zaprawy cementowej i betonu związane są przede wszystkim z efektem wypełniacza, czego konsekwencją jest doszczelnienie struktury matrycy cementowej a tym samym poprawa, między innymi parametrów mechanicznych betonów i zapraw. Nie wszystkie jednak pyły pochodzące z obróbki kruszyw mineralnych mają całkowicie inertny charakter. Z ostatnich badań naukowych wynika, że pył wapienny, bierze udział w hydratacji cementu i ma pewne właściwości wiążące. Drobno zmielony krystaliczny węglan wapnia $CaCO_3$ reaguje z fazą C_3A, jak również C_3S, β-C_2S oraz C_4AF i w wyniku tego powstają dodatkowe produkty hydratacji [6, 20]. Pyły mineralne charakteryzują się dużo większą powierzchnią właściwą od piasku. Stąd stosowanie ich, jako częściowego zamiennika kruszywa drobnego, zwiększa znacznie wodożądność zapraw cementowych oraz mieszanek betonowych i pogarsza ich urabialność [4, 7, 18, 19]. W celu uzyskania założonej konsystencji, koniecznym staje się wówczas zwiększenie ilości wody wraz ze wzrostem zawartości pyłu, co prowadzi z kolei do większego skurczu. Na podstawie analizy literatury można sformułować wniosek, że dodatek pyłu mineralnego, pozytywnie wpływa na parametry wytrzymałościowe zapraw i betonów cementowych a także trwałość,

W pracy przedstawiono wyniki badań dotyczących możliwości wykorzystania dodatku odpadowego pyłu bazaltowego w zaprawach i betonach cementowych. Pył, będący odpadem powstającym podczas produkcji mieszanki mineralno-asfaltowej, stosowany był jako częściowy zamiennik piasku.

2. Procedura badań

2.1. Istota badań

Rozważany w pracy problem dotyczy możliwości wykorzystania odpadowego pyłu bazaltowego, jako składnika zaprawy cementowej oraz betonu. Badania polegały na tym, że pył włączany był w skład mieszanek w taki sposób, że zastępował częściowo piasek.

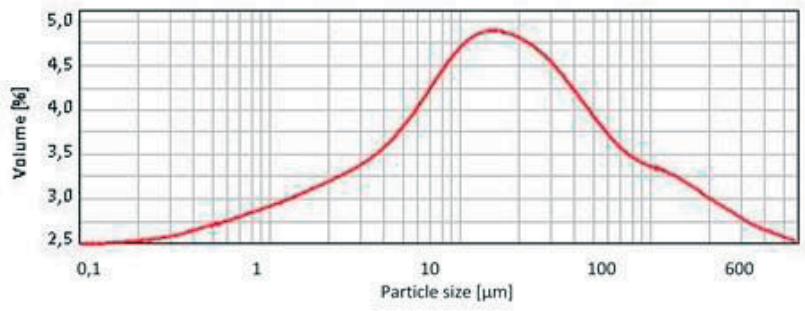
Celem ustalenia wpływu pyłu bazaltowego na niektóre właściwości kompozytów cementowo-kruszywowych, zbadano cztery różne zaprawy cementowe oraz trzy betony. Wykonano badania zaprawy referencyjnej, tj. bez dodatku pyłu bazaltowego, którą oznaczono jako C0 oraz trzech zapraw C1, C2 i C3, w których pył bazaltowy stanowił odpowiednio 10, 20 i 30% masy piasku. Kolejne badania dotyczyły betonu, w którym pył również stanowił zamiennik piasku w ilości 10 i 20%. Próbki te oznaczono odpowiednio B1 i B2. Mianem B0 oznaczono beton referencyjny, tj. wykonany bez dodatku pyłu bazaltowego.

2.2. Materiał badawczy

Zastosowany w badaniach pył mineralny jest odpadem powstającym w procesie produkcji mieszanki z kruszywa twardego w otaczarce, która wykorzystywana jest do produkcji mas mineralno-asfaltowych MMA. Pył ten pozyskiwany jest w procesie suszenia kruszyw w temperaturze ok. 200°C. Wychwytywany jest on w filtrze tkaninowym otaczarki i następnie gromadzony w specjalnym zbiorniku. Do produkcji mas mineralno-asfaltowych stosuje się twarde kruszywo mineralne, które pochodzi głównie z kopalni, co oznacza, że powstały pył – traktowany jako odpad – ma zbliżone właściwości do skał, z których powstał. Zastosowane w badaniach pyły mineralne pochodziły z kruszenia skał bazaltowych. Skład tlenkowy oraz uziarnienie pyłów przedstawiono w Tab. 1 i na Rys. 1. Powierzchnia właściwa pyłów wyznaczona aparatem Blaine`a wynosi 3500 cm^2/g a gęstość 2,99 g/cm^3. Uziarnienie maczki jest monomodalne, dominującą ostrokrawędziste nieregularne ziarna o średnicy 15 µm. Ziarna z przedziału od 0,1 do 100 µm stanowią 90% badanego pyłu.

Tabela 1. Skład chemiczny pyłu bazaltowego PB i cementu CEM

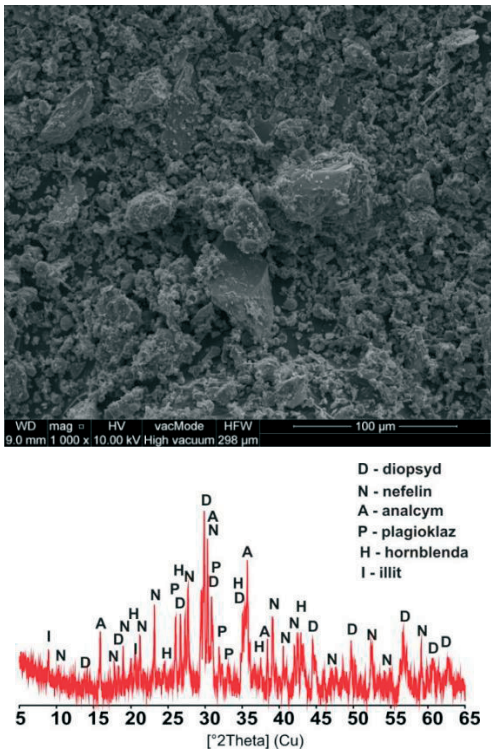
Mat.	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	K_2O	Na_2O	Cl^-	LOI
	[%]									
PB	38,16	12,68	15,88	15,16	7,66	0,20	0,83	2,91	0,068	4,16
CEM	19,67	4,83	3,20	64,50	1,39	2,34	0,54	0,19	0,075	2,89



Rys. 1. Krzywa uziarnienia pyłu bazaltowego

Skład chemiczny pyłu jest typowy dla skał bazaltowych. W składzie tym dominują tlenki krzemu SiO_2 i glinu Al_2O_3 stanowiące 56% wagowo, oraz tlenki wapnia CaO i żelaza Fe_2O_3. Obraz makroskopowy SEM pyłu bazaltowego oraz dyfraktogram jego składu mineralnego przedstawiono na Rys. 2. W składzie mineralnym pyłu dominują: pirokseny z grupy augitu/diopsyd, amfibole z grupy hornblendy i plagioklazy zasobne w cząsteczkę anortytową. Obok tych faz krystalicznych występuje zeolit – analcym i skaleniowiec – nefelin. W badanym pyle prawie w ogóle nie stwierdzono obecności minerałów ilastych (śladowe ilości illitu, około 1-2%), które są szkodliwym składnikiem zapraw i betonów.

Badane zaprawy cementowe oraz betony wykonano na bazie cementu portlandzkiego CEM I 42,5 R, którego skład chemiczny przedstawiono w Tab. 1. Do wykonania zapraw cementowych wykorzystano normowy piasek kwarcowy. Betony wykonano z domieszką upłynniającą i napowietrzającą o stałej wartości wskaźnika w/c, który wynosił 0,4. Jako kruszywa drobnego użyto piasku kwarcowego o uziarnieniu 0-2 mm oraz dwóch frakcji kruszywa grubego żwirowego, tj. 2-8 mm oraz 8-16 mm.



Rys. 2. Obraz makroskopowy SEM oraz dyfraktogram składu mineralnego pyłu bazaltowego

Składy poszczególnych badanych zapraw cementowych oraz betonów przedstawiono w Tab. 2 i 3. Badania zapraw cementowych i betonów wykonywano na próbkach o wymiarach odpowiednio 40x40x160 mm oraz 100x100x100 mm. Wyjątek stanowiły próbki do badań współczynnika przewodzenia ciepła. Najpierw przygotowano próbki o wymiarach 150x150x150 mm, z których następnie wycięto plastry o grubości 35 mm. Wszystkie próbki zostały wykonane i pielęgnowane do czasu badań, zgodnie z normami PN-EN 196-1:2006 oraz PN-EN 12390-2:2011.

Tabela 2. Skład zapraw cementowych

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

Tabela 3. Skład mieszanek betonowych

Beton	Cement	Piasek	Kruszywo 2/8	Kruszywo 8/16	Woda	Pył bazaltowy	SP	Dom. napow.
						[kg/m^3]		
B0	351	586	547	820	141	0	2,2	2,1
B1	351	527	547	820	141	59	3,5	2,1
B2	351	469	547	820	141	117	3,5	2,1

2.3. Metodyka badań

Badania właściwości zapraw cementowych wykonano zgodnie z normami, tj. badanie wytrzymałości na ściskanie i zginanie według PN-EN 196-1, badanie mrozoodporności, nasiąkliwości, zdolności do kapilarnego podciągania wilgoci oraz współczynnika rozmiękania według PN/B-04500. Wartość współczynnika przewodzenia ciepła zapraw określono na podstawie badania aparatem płytowym TCA 300. Pomiar prowadzono zgodnie z normą ISO 8301 a współczynnik przewodzenia ciepła obliczono zgodnie z PN-EN 12664 oraz PN-EN 12667. Wytrzymałość betonu na ściskanie wyznaczono zgodnie z PN-EN 12390-3 po 28, 90 oraz 180 dniach dojrzewania betonu. Mrozoodporność betonu po 50 i 150 cyklach zamrażania i odmrażania określono według PN-B-06250.

3. Wyniki badań

3.1. Właściwości zaprawy cementowej

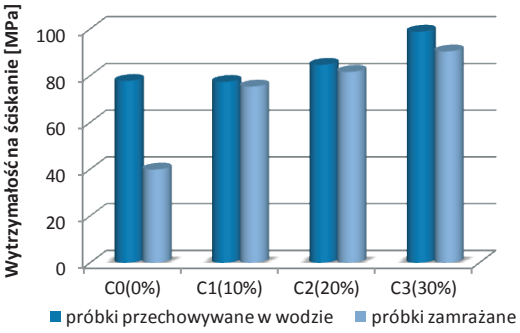
Wyniki badań wytrzymałości zaprawy cementowej na ściskanie i zginanie oraz mrozoodporności po 25 i 50 cyklach zamrażania i odmrażania przedstawiono w pracy [15]. Badania przeprowadzono na sześciu próbkach, po 28 dniach twardnienia. Na podstawie badań można stwierdzić, że pył bazaltowy pozytywnie wpływa, zarówno na wczesną 2-dniową, normową 28-dniową, jak i późniejszą 56-dniową wytrzymałość na ściskanie oraz zginanie (Tab. 4). Wyniki badania wytrzymałości zapraw na ściskanie kształtują się następująco. Dodatek pyłu bazaltowego w ilości 20% masy cementu przyczynił się do wzrostu wczesnej 2-dniowej wytrzymałości o 38%. Największy natomiast przyrost wytrzymałości normowej oraz 56-dniowej wystąpił przy dodatku pyłu w ilości 30% odpowiednio o 40% oraz o 60%. W przypadku wytrzymałości zaprawy na zginanie tendencja jest podobna. Analiza wyników badań pokazuje, że najkorzystniejszy okazał się udział pyłu w ilości 20% w przypadku wytrzymałości wczesnej, 10% w przypadku wytrzymałości normowej oraz 30% w przypadku wytrzymałości późniejszej. Odnotowany przyrost wytrzymałości na zginanie, w porównaniu z zaprawą referencyjną, wyniósł odpowiednio: 30, 34% oraz 30%.

Tabela 4. Wytrzymałość na ściskanie i zginanie zapraw cementowych w funkcji okresu dojrzewania i zawartości odpadowego pyłu bazaltowego, według [15]

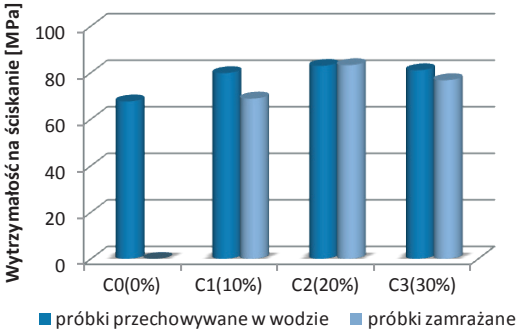
Zaprawa cementowa	Wytrzymałość na ściskanie, [MPa]			Wytrzymałość na zginanie, [MPa]		
	Okres dojrzewania próbek, [dni]			Okres dojrzewania próbek, [dni]		
	2	28	56	2	28	56
C0	24,3	47,9	44,8	5,6	8,3	8,9
C1	29,7	55,8	63,1	6,4	10,9	10,2
C2	34,2	63,6	69,6	7,3	10,6	11,3
C3	30,5	67,3	71,6	6,2	10,8	11,4

Na podstawie badań mrozoodporności można jednoznacznie stwierdzić, że dodatek pyłu znacznie poprawia odporność zapraw cementowych na działanie obniżonej temperatury [15] (Rys. 3). Po 25 cyklach zamrażania i odmrażania wytrzymałość na ściskanie zaprawy referencyjnej – w stosunku do próbek sezonowanych w wodzie przez cały okres badania – obniżyła się o 49%. W przypadku natomiast próbek z dodatkiem pyłu spadek ten był znacznie mniejszy i wyniósł 2,6% (zaprawa C1), 3,6% (zaprawa C2) oraz 8,5% (zaprawa C3). Kontynuacja procesu zamrażania i odmrażania doprowadziła do całkowitej destrukcji zaprawy referencyjnej. Wytrzymałość na ściskanie zapraw po 50 cyklach zamrażania i odmrażania, kształtowała się następująco. W przypadku próbek z dodatkiem pyłu, wytrzymałość na ściskanie obniżyła się o 14% (zaprawa C1) oraz 5% (zaprawa C3). Wytrzymałość zaprawy z 20% dodatkiem pyłu (C2) nie uległa natomiast praktycznie żadnej zmianie w stosunku do próbki porównawczej przechowywanej w wodzie.

a)



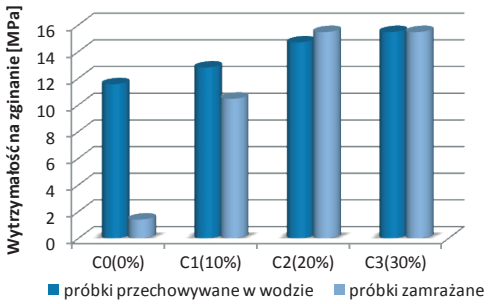
b)



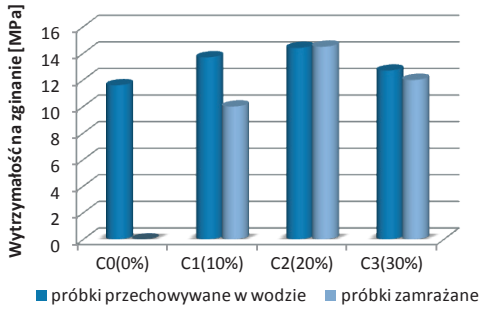
Rys. 3. Wytrzymałość na ściskanie zapraw cyklicznie zamrażanych w funkcji zawartości pyłu bazaltowego [15]: a) 25 cykli zamrażania i odmrażania, b) 50 cykli zamrażania i odmrażania

Cyklicznie zamrażane i odmrażane zaprawy cementowe, poddano również badaniu wytrzymałości na zginanie (Rys. 4). Po 25 cyklach zamrażania i odmrażania, wytrzymałość próbek referencyjnych – w stosunku do próbek porównawczych dojrzewajacych w wodzie – obniżyła się niemal o 89%. W przypadku natomiast zapraw z pyłem bazaltowym w ilości 10%, wytrzymałość spadła o około 18% po 25 cyklach oraz o 13% po 50 cyklach. Dla zapraw wykonanych z 20 i 30% dodatkiem pyłu nie zaobserwowano istotnych różnic pomiędzy wytrzymałością na zginanie zapraw porównawczych i zapraw podlegających cyklicznemu zamrażaniu i odmrażaniu, zarówno po 25, jak i po 50 cyklach.

a)

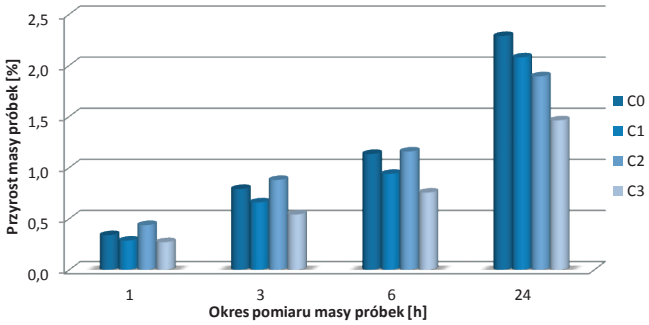


b)



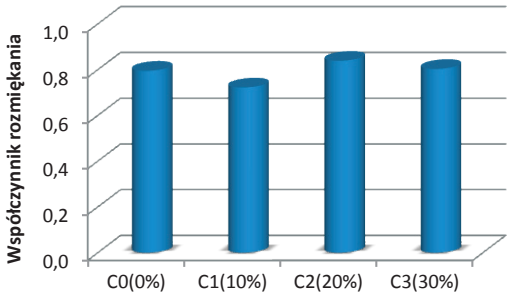
Rys. 4. Wytrzymałość na zginanie zapraw cyklicznie zamrażanych w funkcji zawartości pyłu bazaltowego: a) 25 cykli zamrażania i odmrażania, b) 50 cykli zamrażania i odmrażania

Wyniki badań wpływu pyłu bazaltowego na nasiąkliwość zaprawy cementowej oraz zdolność do kapilarnego podciągania wody przedstawiono w artykule [15]. Badania przeprowadzono na trzech próbkach wysuszonych do stałej masy, po 28 dniach twardnienia. Na podstawie badań można stwierdzić, że dodatek pyłu w niewielkim stopniu zmienia nasiąkliwość zapraw. Zaobserwowano natomiast znacznie mniejszą zdolność do kapilarnego podciągania wody zapraw wykonanych z pyłem bazaltowym w stosunku do zaprawy referencyjnej, tj. bez dodatku pyłu. Zdolność do kapilarnego podciągania wody określono na podstawie pomiarów przyrostu masy próbek zanurzonych częściowo w wodzie, po upływie 1, 3, 6 oraz 24 godzin (Rys. 5). Pomiary masy próbek po 24 godzinach jednoznacznie wskazują na to, że zdolność do kapilarnego podciągania wody maleje wraz ze wzrostem zawartości pyłu bazaltowego w zaprawie cementowej. Przyrosty mas badanych próbek wyniosły 2,3%; 2,1%; 1,9% oraz 1,5% odpowiednio dla zapraw C0, C1, C2 oraz C3.



Rys. 5. Przyrost masy zaprawy w wyniku kapilarnego podciągania wody [15]

Kolejną badaną cechą stwardniałej zaprawy był współczynnik rozmiękania, który określono jako stosunek wytrzymałości na ściskanie próbek moczonych w wodzie przez okres 24 godzin, do wytrzymałości próbek wysuszonych do stałej masy (Rys. 6). Badania przeprowadzono na sześciu próbkach, po 28 dniach dojrzewania. Współczynnik rozmiękania najkorzystniej kształtował się dla zapraw z 20% zawartością pyłu bazaltowego. Trudno jest określić wyraźną tendencję, można jednak stwierdzić, że dodatek pyłu bazaltowego nie wpływa negatywnie na wytrzymałość zapraw w wyniku ich nawilgocenia.



Rys. 6. Wartość współczynnika rozmiękania zaprawy cementowej w funkcji zawartości pyłu bazaltowego

Wpływ dodatku pyłu bazaltowego na parametry termoizolacyjne zapraw określono na podstawie pomiaru współczynnika przewodzenia ciepła w aparacie płytowym TCA 300. Pomiar wykonywany był metodą stacjonarną ze stałą gęstością strumienia cieplnego. Zasada działania urządzenia polega na przepuszczeniu przez próbkę określonego strumienia ciepła i zmierzeniu różnic temperatur powstałych przy ustalonym przepływie ciepła na powierzchniach doprowadzenia i odprowadzenia ciepła. Wyniki pomiarów (Tab. 5) wskazują na to, że wraz ze wzrostem zawartości pyłu bazaltowego maleje wartość współczynnika przewodzenia ciepła a tym samym pył bazaltowy wpływa na poprawę parametrów termoizolacyjnych zapraw.

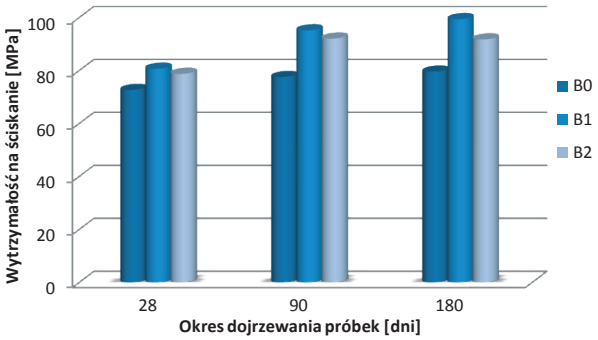
Tabela 5. Wartości współczynników przewodzenia ciepła zapraw cementowych

Zaprawa cementowa	Współczynnik przewodzenia ciepła, W/(m·K)		
	10°C	20°C	30°C
C0	0,8756	0,8627	0,8539
C1	0,8367	0,8184	0,8072
C2	0,8489	0,8299	0,8184
C3	0,7666	0,7543	0,7473

3.2. Właściwości stwardniałego betonu

Celem ustalenia wpływu dodatku odpadowego pyłu bazaltowego na wybrane właściwości betonu, zbadano jego wytrzymałość na ściskanie oraz mrozoodporność. Badania przeprowadzono na sześciu próbkach, po 28, 90 i 180 dniach dojrzewania z wyjątkiem badania mrozoodporności, które przeprowadzono po 28 dniach. Na podstawie rezultatów przeprowadzonych badań stwierdzono, że częściowa zamiana piasku na pył bazaltowy, przyczyniła się do wzrostu 28 dniowej wytrzymałości betonu na ściskanie. Wytrzymałość próbek z zawartością pyłu w ilości 10 i 20% zwiększyła się w stosunku do próbek referencyjnych o odpowiednio 11 i 8% [16]. Badania wytrzymałości w późniejszym okresie potwierdzają pozytywny

wpływ dodatku pyłu na właściwości mechaniczne betonu. Po 90 dniach dojrzewania, wytrzymałość betonu z 10 i 20% dodatkiem pyłu bazaltowego zwiększyła się odpowiednio o 23 i 19% w porównaniu do betonu referencyjnego (B0). Po 180 dniach przyrost ten wyniósł 25% (B1) oraz 15% (B2). Wyniki badań przedstawiono na Rys. 7.



Rys. 7. Wytrzymałość betonu na ściskanie w funkcji okresu dojrzewania i zawartości pyłu bazaltowego

Analiza wyników badań przedstawionych w pracy [16] wskazuje na większą odporność na oddziaływanie mrozu betonu z dodatkiem pyłu, niż betonu referencyjnego. Badania przeprowadzono po 50 i 150 cyklach zamrażania i odmrażania. Spadek wytrzymałości na ściskanie próbek podlegających 50 cyklom zamrażania i odmrażania – w stosunku do próbek porównawczych przechowywanych przez okres badania w wodzie, wyniósł 7,5% w przypadku betonu referencyjnego (B0) oraz 2% w przypadku betonu z 10% dodatkiem pyłu (B1). Proces zamrażania i odmrażania nie wpłynął natomiast praktycznie w ogóle na wytrzymałość próbek z 20% zawartością pyłu (B2). Podobne rezultaty uzyskano również po 150 cyklach. Wytrzymałość na ściskanie próbek betonu B0, B1 oraz B2 obniżyła się w porównaniu do próbek przechowywanych w wodzie, odpowiednio o 24, 0 oraz 3%.

4. Wnioski

Przeprowadzone badania pozwalają na stwierdzenie, że dodatek odpadowego pyłu bazaltowego, poprawia wytrzymałość oraz mrozoodporność zapraw cementowych i betonów. Częściowa zamiana piasku na pył bazaltowy, który charakteryzuje się znacznie mniejszymi wymiarami ziaren, spowodował doszczelnienie struktury matrycy cementowej. Wraz ze wzrostem ilości dodatku pyłu bazaltowego, zmalała całkowita objętość porów, średnica porów oraz porowatość zaprawy cementowej, co bezpośrednio przyczyniło się do wzrostu wytrzymałości i większej odporności zapraw na działanie mrozu [15]. Doszczelnienie struktury matrycy cementowej znalazło bezpośrednie przełożenie na mniejszą zdolność zapraw z dodatkiem pyłu bazaltowego do absorpcji wody. Zjawisko to, które w literaturze określa się, jako tzw. „efektem wypełniacza" jest także przyczyną większej wytrzymałości na ściskanie i mrozoodporności betonu wykonanego z dodatkiem pyłu bazaltowego. Zastosowany w badaniach pył bazaltowy jest odpadem powstającym przy produkcji mas mineralno-asfaltowych MMA. Można oszacować, że odpad ten stanowi około 5% kruszywa mineralnego stosowanego do produkcji MMA. Zaprezentowane w pracy wyniki badań wskazują, że wykorzystanie pyłu w produkcji budowlanej wpłynie pozytywnie na cechy zapraw i betonów cementowych. Pozwoli to także na efektywne zagospodarowanie odpadów poprodukcyjnych.

Literatura

1. Agrawal D., Hinge P., Waghe U.P., Raut S.P. *Utilization of industrial waste in construction material – A review*. International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology 3(1) (2014) 8390-8397.
2. Rashad A. *Cementitious materials and agricultural wastes as natural fine aggregate replacement in conventional mortar and concrete*. Journal of Building Engineering 5 (2016) 119-141.
3. Neeraj J. *Effect of nonpozzolanic and pozzolanic mineral admixtures on the hydration behavior of ordinary Portland cement*. Construction and Building Materials 27 (2012) 39-44.
4. Alyamac K.E., Aydin A.B. *Concrete properties containing fine aggregate marble powder*. KSCE Journal of Civil Engineering 19(7) (2015) 2208-2216.
5. Almeida N., Branco F., de Brito J., Santos J.R. *High-performance concrete with recycled stone slurry*. Cement and Concrete Research 37 (2007) 210-220.
6. Dhanalaxmi C., Nirmalkumar D.K. *Study on the properties of concrete with various mineral admixtures – limestone powder and marble powder* (Reviev Paper). International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology 4(1) (2015) 18511-18515.
7. Bonavetti V.L., Irassar E.F. *The effect of stone dust content in sand*. Cement and Concrete Research 24(3) (1994) 580-590.
8. Rahhal V., Bonavetti V., Trusilewicz L., Pedrajas C., Talero R. *Role of the filler on Portland cement hydration at early ages*. Construcuction and Building Materials 27 (2012) 82-90.
9. Laibao L., Yunsheng Z., Wenkua Z., Zhiyong L., Lihua Z. *Investigating the influence of basalt as mineral admixture on hydration and microstructure formation mechanism of cement*. Construction and Building Materials 48 (2013) 434-440.
10. Soroka I., Setter N. *The effect of fillers on strength of cement mortar*. Cement and Concrete Research 7 (1977) 449-456.
11. Uncik S., Kmecova V. *The effect of basalt powder on the properties of cement composites*. Concrete and Concrete Structures Conference Procedia Engineering 65 (2013) 51-56.
12. Kmecova V., Stefunkova Z. *Effect of basalt powder on workability and initial strength of cement mortar*. Journal of Civil Engineering and Architectural Research 1(4) (2014) 260-267.
13. Saraya M.E.I. *Study physico-chemical properties of blended cements containing fixe amount of silica fume, blast furnace slag, basalt and limestone, a comparative study*. Construction and Building Materials 72 (2014) 104-112.
14. Binici H. *Effect of crushed ceramic and basaltic pumice as fine aggregates on concrete mortars properties*. Construction and Building Materials 21 (2007) 1191-1197.
15. Dobiszewska M., Franus W., Turbiak S. *Analiza możliwości zastosowania odpadowego pyłu bazaltowego w zaprawie cementowej*. Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture JCEEA t. XXXIII z. 63 (nr 1/I/2016) 107-114.
16. Dobiszewska M., Kuziak J., Woyciechowski P., Kępniak M. *Główne aspekty trwałości betonu modyfikowanego odpadowym pyłem bazaltowym z odpylania kruszyw w wytwórni MMA*. Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture JCEEA t. XXXIII z. 63 (nr 1/I/2016) 115-122.
17. Arivumangai A., Felixkala T. *Strength and durability properties of granite powder concrete*. Journal of Civil Engineering Research 4(2A) (2014) 1-6.
18. Celik T., Marar K. *Effects of crushed stone dust on some properties of concrete*. Cement and Concrete Research 26(7) (1996) 1121-1130.
19. Uchikawa H., Hanehara S., Hirao H. *Influence of microstructure of the physical properties of concrete prepared by substituting mineral powder for part of fine aggregate*. Cement and Concrete Research 26(1) (1996) 101-111.
20. Heikal M., El-Didamony H., Morsy M.S. *Limestone-filled pozzolanic cement*. Cement and Concrete Research 30 (2000) 1827-1834.

Podziękowanie

Dziękuję mgr inż. Sylwii Turbiak oraz mgr inż. Łukaszowi Witczakowi za pomoc w przeprowadzeniu badań.

Use of basalt powder in a cementitious mortar and concrete as a substitute of sand

Magdalena Dobiszewska

Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil and Environmental Engineering and Arcitecture, UTP University of Sciences and Technology, Bydgoszcz, Poland, e-mail: magdalena.dobiszewska@utp.edu.pl

Abstract: The present study shows the results of the possibility of using basalt powder in cementitious mortar and concrete. Asphalt mixture production leads to formation of significant amounts of mineral powder. It is used in a present research. Utilization of this waste is a problem in Asphalt Batch Mix Plant. Experiments were carried out to determine an influence of powder basalt on some properties of cementitious mortar. The compressive and flexural strength at 2, 28 and 56 days of curing, freeze resistance, absorptivity, capillary rise of water and softening factor were conducted. Thermal conductivity factor was determined by means of Thermal Conductivity Measuring Instrument TCA 300 to assess a thermal insulation parameters of mortars. Secondly, experiments were also carried out to determine an influence of addition of powder basalt on some properties of concrete. The compressive strength at 28, 90, 180 days of curing and freeze resistance were conducted. Cementitious mortars and concrete were prepared with powder basalt as a partial substitute of sand in amount of 0-30% and 0-20% sand mass respectively. The results show that powder basalt can be use as an effective substitute of fine aggregate in cementitious mortar and concrete. Use of the powder basalt as a partial substitution of sand improves some properties of cementitious mortar and concrete and anable for the management of industrial waste.

Keywords: waste powder basalt, cementitious mortar, concrete, compressive strength, freeze resistance.

Budownictwo i Architektura 15(4) (2016) 87-100

Jakość i warunki życia w Siechnicach – badanie społeczne

Milena Stettner

Katedra Urbanistyki i Procesów Osadniczych, Wydział Architektury, Politechnika Wrocławska, e–mail: milena.stettner@pwr.edu.pl, milena.stettner@gmail.com

Streszczenie: Jakość życia w mieście mierzona jest przez wiele różnorodnych czynników wpływających na jej odbiór. Połączenie uwarunkowań, zmiany stylu oraz oczekiwań wobec poziomu życia oddziałuje na opinię mieszkańców wobec jakości ich życia w środowisku miasta. W artykule przedstawiono wyniki badań ankietowych w Siechnicach pt. „Jakość i warunki życia w mieście" przeprowadzone latem 2016 roku. Zebrane opinie respondentów dostarczyły wielu cennych uwag i skategoryzowały problemy występujące w mieście. Natomiast wnioski z niniejszych badań pozwolą władzą miasta na ocenę ich skuteczności zarządzania i podejmowania poszczególnych decyzji oraz zdefiniują dalsze działania polepszające jakość życia mieszkańców w Siechnicach.

Słowa kluczowe: ankieta, małe miasto, dostępność usług, infrastruktura techniczna.

1. Wprowadzenie

Małe miasto to niewielka społeczność, przestrzeń i drobne usługi zapewniające podstawową egzystencję, funkcja zazwyczaj jednorodna i ludzie, którzy bardzo dobrze się znają. Małe miasta w ostatnich latach przeszły dużą transformację, zarówno w sferze gospodarki, jak i społeczno-ekonomicznej. Miasta znajdujące się blisko ośrodków metropolitalnych, tj. Siechnice, w przeciągu minionych 5 lat przeżyły ogromny wzrost nowych inwestycji mieszkaniowych i aktywności gospodarczej, a przez to napływ nowej ludności. [1]

Celem badania było pokazanie jakości i warunków życia panujących w szybko rozwijającym się małym mieście. Podstawowe potrzeby i problemy, które należy rozwiązać to główne elementy ankiety, która została przeprowadzona na próbie 116 osób zamieszkujących Siechnice. Ankietowani zostali wybrani przypadkowo. Teren opracowania to małe miasto posiadające około 6000 mieszkańców, położone niecałe 12 km od Wrocławia.

Główną metodą badania była ankieta składająca się z 12 pytań, w tym 2 otwartych, 4 pytań rankingowych z oceną od 1 do 5 punktów oraz 6 pytań zamkniętych prostych. Ponadto w kwestionariuszu znalazła się metryczka respondentów. [2, 3] W kontekście badań nad jakością życia w mieście, analizy uwzględniające urbanistyczną problematykę miasta są związane z szerokim spectrum kryteriów tj. dostępność mieszkań, miejsc pracy, rekreacji, bezpieczeństwo, edukacja, kultura, środowisko, infrastruktura techniczna, jakość wody i powietrza, sprawna komunikacja publiczna, stabilność ekonomiczna i społeczna, możliwość partycypacji społecznej oraz współpraca z władzami. Stworzony kwestionariusz ankietowy uwzględniał wszystkie wyżej przytoczone kryteria w zakresie potrzeb i problemów w mieście w podziale na 3 kategorie: rozwój gospodarczy (dostępność miejsc pracy, stabilność ekonomiczna i społeczna), infrastruktura i środowisko naturalne (infrastruktura techniczna, jakość wody i powietrza, sprawna komunikacja publiczna) oraz kwestie społeczne (dostępność mieszkań, bezpieczeństwo, edukacja, kultura, możliwość partycypacji społecznej oraz współpraca z władzami). Ponadto pierwsza część ankiety miała pokazać

poziom zadowolenia z życia mieszkańców i ich ocenę miasta/gminy w kontekście idealnego środowiska do życia oraz porównania z gminami ościennymi. Podstawowe definicje wykorzystane w badaniu i przytoczone w niniejszym artykule to jakość i warunki życia, które zostaną rozwinięte w dalszej części opracowania.

2. Jakość życia w mieście

Jakość życia potocznie jest określana mianem wyznacznika dobrostanu, zadowolenia, szczęścia, czy poczucia satysfakcji z własnego istnienia. Często zamiennie używana z poziomem, warunkami, czy standardem życia. Analiza nad typologią jakości życia, pokazuje, że powszechnie ma ona ubogą definicję, co w naukowej rzeczywistości bardzo prosto można obalić. [4]

Czym jest zatem „jakość życia"? Na początek, bez wnikliwej analizy, można przytoczyć kilka definicji, które przewijają się w nauce, zarówno socjologii, filozofii, jak i urbanistyce. Jakość życia to:

- „kategoria, którą charakteryzuje duże zróżnicowanie. Z jednej strony może ona obejmować wartości materialne, ale także wartości niematerialne i duchowe. (…) staje się kategorią filozoficzną, która obejmuje czas wolny, warunki ekonomiczne, środowisko nauki, transport i wiele innych czynników z grupy obiektywnych.", [5]
- „szeroko akceptowalny cel rozwoju społeczeństwa", [6]
- „termin, który jest dla nas wszystkich pojęciem fundamentalnym. (…) większość naszych wysiłków kierujemy na poprawę lub utrzymanie jakości życia". [7]

To pokazuje, jak ważnym aspektem życia dla każdego z nas jest określenie „jakość", bez znaczenia czy chodzi o jakość produktu, stosunków międzyludzkich, zagospodarowania przestrzeni, czy przedmiotową jakość życia w mieście.

2.1. Klasyfikacja jakości życia w środowisku miasta

Po ogólnej analizie terminu „jakość życia" należy bliżej przyjrzeć się jej kategoryzacji. Na rycinie poniżej zauważamy klasyfikacje, w której występuje 7 typów podziału. (Rys. 1) Przedmiotem artykułu jest jakość życia w mieście i na tym aspekcie postaram się skupić. Biorąc pod uwagę badania społeczne wykonywane w Siechnicach, niewątpliwie najważniejszym kryterium był podział na czynniki obiektywne i subiektywne występujące w mieście i warunkujące jakość życia. Zacznijmy jednak od pierwszej klasyfikacji – wskaźniki wartościujące i niewartościujące jakość życia.

Wartość, czyli ogólna ocena życia, odpowiedź na pytanie „Czy jest Pan(i) zadowolony ze swojego życia?" (pytanie zadane w ankiecie, przyp. autorki), może być pozytywna lub negatywna. Niewartościująca opinia to opis, dlaczego tak naprawdę nie lubimy, bądź lubimy swoje życie i jakie czynniki mają wpływ na naszą odpowiedź.

Kolejnym kryterium podziału jest globalna i ograniczona jakość życia. Na określenie „globalne" składają się trzy sfery: fizyki, psychiki i duchowości człowieka, czyli rozłożenie potrzeb i konieczność kolejności ich zaspokojenia, również w odniesieniu do jakości życia w mieście: w społeczności lokalnej, w domu/mieszkaniu: w rodzinie, jak i do indywiduum. Sfera ograniczona koncentruje się głównie na aspektach duchowych, co nie dotyczy stricte nauki z dziedziny urbanistyki.

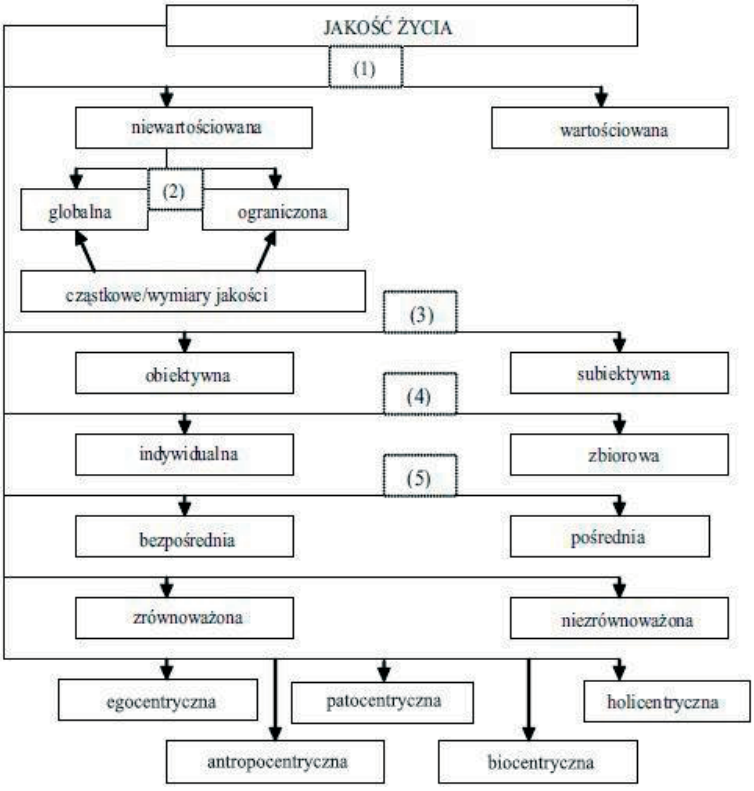
Trzecim w kolejności podziałem jest już wcześniej wspomniana klasyfikacja na obiektywną i subiektywną jakość życia. Obiektywna, czyli wszystko to, co występuje w danym środowisku i wpływa na jakość: zbiór elementów, cech, konkretnie zdefiniowanych, tj. szkolnictwo, pomoc społeczna, usługi, rynek pracy, zasoby mieszkaniowe. Obiektywna

jakość życia jest bardzo zbliżona do definicji „warunków życia", w języku planistycznym „uwarunkowań", jakie zastajemy w danym mieście, społeczności, co niepodważalnie każdy z nas ocenia tak samo – „zero-jedynkowo". O wszystkie te elementy środowiska miasta mieszkańcy zostali zapytani w kwestionariuszu badań przedstawionych w niniejszym artykule. Subiektywna jakość życia to indywidualna ocena danego elementu miasta, pod kątem zadowolenia, dobrobytu, czy empatii. Można ją też tłumaczyć jako indywiduum, które składa się na odbiór miasta, złożony z opinii każdego mieszkańca. I tu przechodzimy do kolejnego podziału, jakim jest indywidualna i zbiorowa jakość życia.

Indywidualna jakość życia, czyli wszystkie cechy miasta, zarówno subiektywne, jak i obiektywne, przedstawione przez każdego z ankietowanych, uwarunkowania, jakie zastali w mieście i ocena ich zadowolenia, które po zsumowaniu dają zbiorowy wynik oceny jakości życia w Siechnicach.

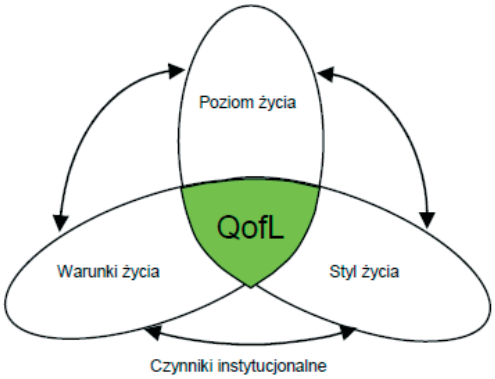
Piątą z kolei klasyfikacją, ujętą w diagramie poniżej jest bezpośrednia i pośrednia jakość życia. Bezpośredniość to obraz zaczerpnięty głównie z badań ankietowych, zawierający subiektywne i obiektywne oceny. Pośredniość to obserwacje badacza dotyczące jakości życia, zazwyczaj na podstawie danych statystycznych, wskaźników, które nie pokazują zdania społeczności, zbiorowości, lecz są liczbą określoną przez autora statystyki, bez poznania indywidualności, a nawet całej omawianej społeczności.

Ostatnie dwa podziały to klasyfikacja na zrównoważoną i niezrównoważoną jakość życia oraz aksjologiczną. Nie dotyczą one bezpośrednio badania jakości życia w mieście, dlatego zostaną pominięte w niniejszym opracowaniu. [4]



Rys. 1. Klasyfikacja jakości życia, źródło: [4]

Jakość życia można rozpatrywać na 7 różnych typów jej pomiaru. W mieście zauważa się 5 klasyfikacji jakości życia, które wynikają z obiektywnego stanu posiadania danych warunków, próby zmiany oraz oczekiwań mieszkańców, co do poziomu życia. (Rys. 2)



Rys. 2. Jakość życia jako system, źródło: [8]

Kombinacja trzech czynników, tj. warunki życia – uwarunkowania w mieście, styl życia, czyli próba zmiany oraz oczekiwany poziom życia, to wszystko wpływa na ocenę, zarówno obiektywną, jak i subiektywną każdego z mieszkańców. Poprawa warunków panujących w Siechnicach na przełomie ostatnich 5 lat, zmiana funkcji miasta, a przez to stylu życia mieszkańców, udoskonala poziom życia, a co za tym idzie opinię o jakości. [7]

2.2. Aspekty jakości życia a zarządzanie miastem

Aspekty pomiaru, odczuwania jakości życia w mieście, wynikają z uwarunkowań przestrzennych, społecznych i ekonomicznych, na które w środowisku miasta, ogromny wpływ mają władze jednostek samorządu terytorialnego. To one kształtują naszą przestrzeń i poziom życia społeczeństwa jako ogółu, poprzez podejmowanie decyzji o formułowaniu celu publicznego. Zarządzanie miastem to istotny czynnik determinujący zadowolenie, radość i satysfakcje z życia w obrębie miasta. Liczne badania pokazują, że działania naprawcze i udoskonalające, tj. rewitalizacja, modernizacja, nowe inwestycje, działania społeczne wpływają na zwiększenie odczuwania tożsamości z miastem i poczucie przynależności, czyli zadowolenia z faktu bycia mieszkańcem danego miasta. Wybory do samorządu gminy, miasta to ogromna odpowiedzialność na jego mieszkańcach i oddziaływanie pośrednie na poziom życia w mieście przez najbliższe 4 lata. Cele rozwoju jakie wyznaczają kandydaci w wyborach stanowią później o skuteczności w zarządzaniu miastem, a co za tym idzie też na poczucie jakości życia w mieście. Wyniki badań w Siechnicach przedstawione poniżej stanowią także o skuteczności zarządzania miastem przez jego władze, dlatego są tak istotne dla samych mieszkańców, ale również dla jego zwierzchników. [5]

3. Diagnoza społeczna – warunki i jakość życia w Siechnicach (wyniki badań ankietowych)

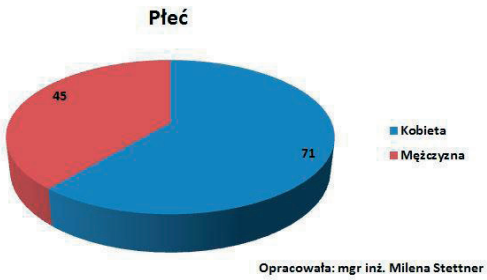
Siechnice to małe miasto leżące we wschodniej części województwa dolnośląskiego, zaledwie 12 km od Wrocławia. Prawa miejskie uzyskało w 1997 r., w 2010 r. stało się siedzibą gminy miejsko-wiejskiej. Od 1989 r. w mieście powstało ponad 17 nowych inwe-

stycji kubaturowych, wpływających na rozwój sektora gospodarki, zasobów mieszkaniowych oraz warunków i jakości życia, poprzez dostęp do szerokiej gamy usług, wyposażenia mieszkań w instalacje techniczno-sanitarne i poprawę estetyki miasteczka. Bliskość do ośrodka metropolitalnego i ruchu tranzytowego wpłynął na intensywnie rozwijający się rynek nieruchomości mieszkaniowych. Deweloperzy coraz chętniej budują w Siechnicach swoje inwestycje, co powoduje wzrost liczby mieszkańców, szczególnie w grupie ekonomicznej produkcyjnej i przedprodukcyjnej. Mieszkańcy są lepiej nastawieni na zmiany i chętniej podejmują czynności w sferze rozrywki, usług, przedsiębiorczości i działań na korzyść miasta, co pokazują również badania ankietowe przedstawione poniżej.

Kwestionariusz ankietowy wykorzystany w niniejszym badaniu został opracowany z podziałem na 3 podstawowe elementy: charakterystykę respondentów, opinię/ocenę miasta wg mieszkańców i poziom ich zadowolenia z życia w mieście, oraz najważniejszy trzeci element ankiety ocenę/klasyfikację potrzeb i problemów występujących w mieście, uwzględniających wszystkie przytoczone kryteria w pierwszej części artykułu.

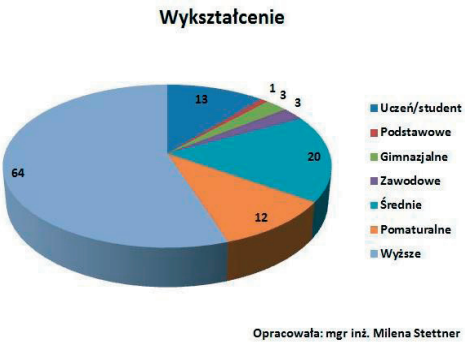
3.1. Charakterystyka respondentów

W badaniu ankietowym wzięło udział 116 osób. W większości były to kobiety (Rys. 3), w wieku 25-34 lata (Rys. 4), z wykształceniem wyższym (Rys. 5), aktywne na rynku zawodowym (Rys. 6). Ze względu na charakterystykę mieszkańców Siechnic, badanie przyjęto z dużym entuzjazmem, zarówno wśród samych respondentów, jak i w siedzibie władz miasta. Ankieta przebiegała bardzo płynnie i cieszyła się dużym zainteresowaniem. Mieszkańcy oprócz uczestnictwa w badaniu, chętnie opowiadali o swoim mieście oraz wykazywali aktywność w rozmowach nad przyszłością miasteczka.



Rys. 3. Płeć respondentów

Rys. 4. Wiek respondentów

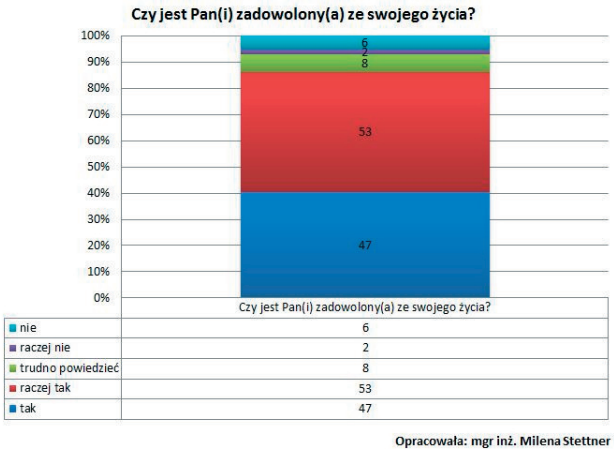


Rys. 5. Wykształcenie respondentów

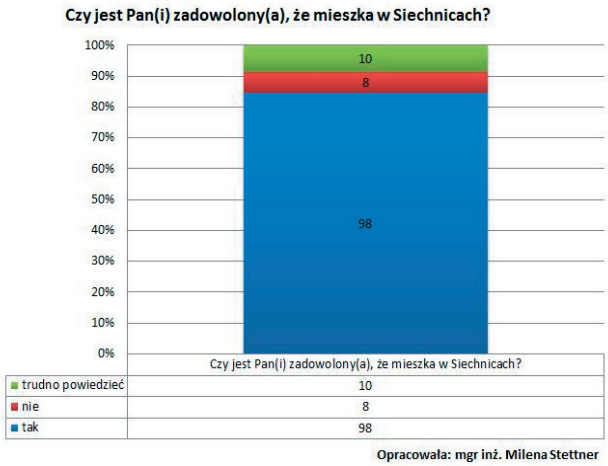
Rys. 6. Aktywność zawodowa respondentów

3.2. „Mój piękny habitat" – ocena miasta wg mieszkańców

Ocena to subiektywne, indywidualne zdanie każdego z respondentów, które w połączeniu przedstawia obraz małego miasta w opinii całej społeczności. W ankiecie, oprócz zaopiniowania istotnych problemów i potrzeb w mieście, mieszkańcy oceniali swoje zadowolenie z życia i z mieszkania w Siechnicach. Około 85% (100 osób) na pytanie „Czy jest Pan(i) zadowolony(a) ze swojego życia?" odpowiedziało „tak" lub „raczej tak". (Rys. 7) Ponad 80% (98 osób) ankietowanych jest zadowolonych z faktu, że mieszka w Siechnicach. (Rys. 8) To potwierdza duży entuzjazm w zaangażowaniu w ankietę i propozycje udoskonalenia jakości życia.

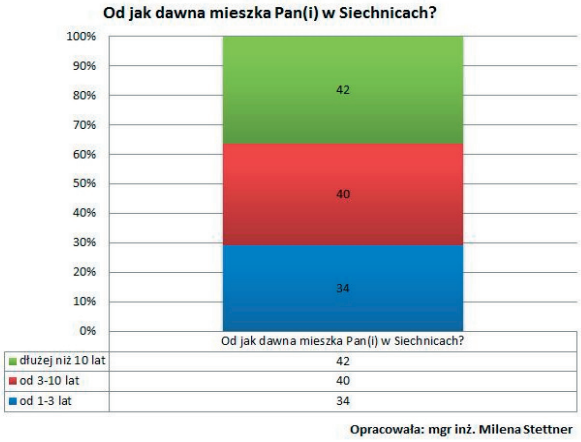


Rys. 7. Zadowolenie ze swojego życia ankietowanych

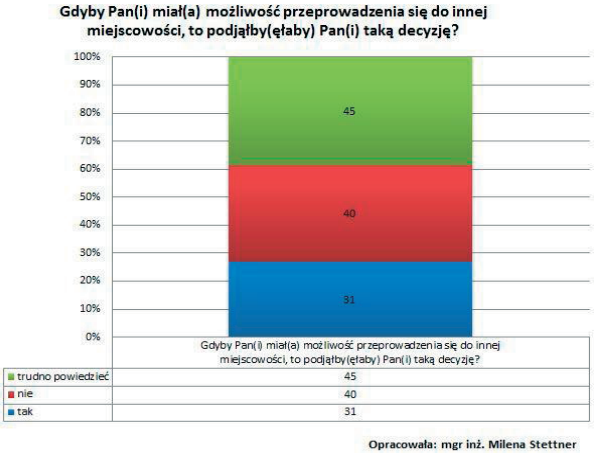


Rys. 8. Zadowolenie z życia w Siechnicach ankietowanych

Ponad 60% wszystkich respondentów, biorących udział w ankiecie, mieszka w Siechnicach poniżej 10 lat, z rozkładem na 34 osoby zamieszkujące poniżej 3 lat i 40 osób od 3 do 10 lat. (Rys. 9) Zaledwie około 25% (31 osób) wyprowadziłaby się z miasta, gdyby istniała taka możliwość. (Rys. 10)



Rys. 9. Długość zamieszkiwania w Siechnicach



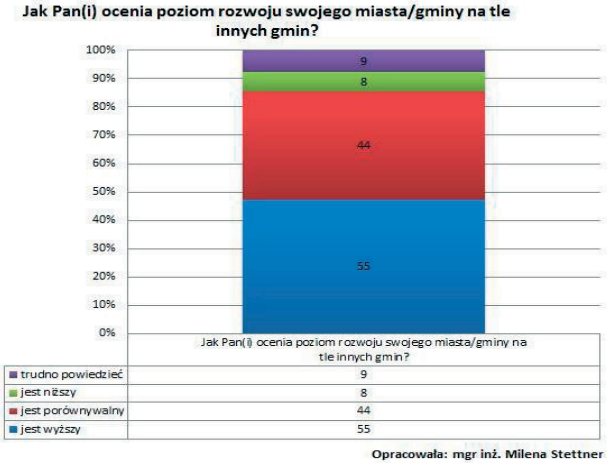
Rys. 10. Chęć wyprowadzenia się do innego miasta

W 2007 r. autorka książki „Siechnice. Rodowód miasta.” przeprowadziła podobne badania na próbie 75 mieszkańców Siechnic, w których również zadała pytania dotyczące chęci wyprowadzenia się do innego miasta. Wynik jest porównywalny do obecnego, około 25% (20 osób) wyraża chęć wyprowadzki. (Rys. 11) Pobudki do tej decyzji mogą być różne, zazwyczaj są to kwestie finansowe, rodzinne lub zawodowe. W przeciągu ostatnich 10 lat w mieście wiele się zmieniło, powstały nowe ośrodki w Specjalnej Strefie Ekonomicznej, a co za tym idzie nowe miejsca pracy, nowe inwestycje deweloperskie, przez co jakość życia pod względem mieszkaniowym również wzrosła, co niestety nie wpłynęło na zmniejszenie procentowej ilości chętnych do zmiany miejsca zamieszkania. Nadal waha się ona na poziomie 25%. [9]

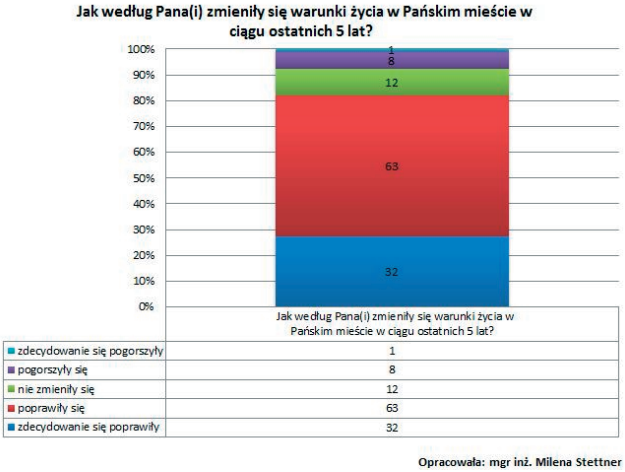
Odczuwalny poziom rozwoju na tle sąsiadujących gmin jest w ocenie większości mieszkańców wyższy (55 osób) lub porównywalny (44 osób). Zaledwie 8 osób uważa, że poziom życia w ich gminie jest niższy od poziomu w innych jednostkach samorządu terytorialnego. (Rys. 12) Ponad 80% (95 osób) ankietowanych uważa, że warunki życia w Siechnicach przez ostatnie 5 lat „poprawiły się” lub „zdecydowanie się poprawiły”, co potwierdza rezultat odpowiedzi na pytanie dotyczące ich zadowolenie z życia w miasteczku.

9 osób stwierdziła, że warunki życia „pogorszyły się” lub „zdecydowanie się pogorszyły”, co jest z pewnością tożsame z odpowiedzią na poprzednie pytanie poświęcone poziomowi rozwoju na tle innych gmin. (Rys. 13)

Rys. 11. Chęć wyprowadzenia się z Siechnic, źródło: [9]



Rys. 12. Poziom rozwoju wg ankietowanych



Rys. 13. Zmiany warunków życia w ostatnich 5 latach

Oprócz oceny warunków życia w mieście, mieszkańcy odpowiedzieli na pytania otwarte: „Proszę napisać co według Pana(i) szczególnie się poprawiło w mieście?" (Tab. 1) i „Proszę napisać co według Pana(i) szczególnie się pogorszyło w mieście?" (Tab. 2). Większość odpowiedzi powtarzała się w ankietach mieszkańców, szczególnie dotycząca zagospodarowania terenu: drogi, chodniki, ścieżki rowerowe, oświetlenie, zieleń towarzysząca, powstanie placów, miejsc spotkań, targowiska i poprawy estetyki miasta. Część mieszkańców zwróciła dużą uwagę na powiększająca się bazę usług, sportu, rekreacji, mieszkań, miejsc pracy i szkolnictwa.

Tabela 1. Aspekty życia poprawiające warunki panujące w mieście

Proszę napisać co według Pana(i) szczególnie się poprawiło w mieście?
- **Utrzymanie dróg w lepszym stanie, powstanie chodników, ścieżek rowerowych, oświetlenia,**
- **Powstanie targowiska,**
- **Dostępność usług, handlu, ilość i jakość usług podstawowych i ponadpodstawowych,**
- **Więcej miejsc pracy w nowo powstałych zakładach,**
- **Poprawa estetyki i wizerunku przestrzeni publicznych: targowisko, plac przy Ratuszu, deptak,**
- **Większa baza sportowo-rekreacyjna, powstanie stadionu, sali gimnastycznej,**
- Zwiększenie bazy ofert zajęć dodatkowych dla dzieci, młodzieży i dorosłych,
- **Większa dostępność do nowych mieszkań – inwestycje deweloperów**,
- Rozwój małych firm,
- **Poprawa czystości i estetyki miasta,**
- **Stworzenie miejsc spotkań – imprezy okolicznościowe organizowane przez jednostki samorządu terytorialnego oraz warsztaty i zajęcia proponowane przez GCK,**
- **Poprawa jakości terenów zielonych,**
- Zwiększenie tolerancji wśród obecnych mieszkańców do nowych,
- **Poprawa komunikacji miejskiej z Wrocławiem,**
- Przeniesienie siedziby Urzędu Miasta i Gminy do Siechnic,
- Powstanie światłowodu,
- **Powstanie strefy aktywności gospodarczej,**
- **Zwiększenie bazy szkolnictwa przez powstanie lub rozbudowę szkół, przedszkoli i żłóbków,**
- Powstanie stacji kolejowej w Świętej Katarzynie
* elementy wypisane pogrubioną czcionką powtarzały się w wypowiedziach mieszkańców

Wzrost terenów zabudowanych, powiększający wcześniej wspomnianą bazę usług i mieszkalnictwa, według niektórych mieszkańców pogarsza jakość życia, przez zmniejszającą się ilość zieleni, niewystarczającą wydajność kanalizacji, wodociągów, służby zdrowia oraz oferowanych usług na tak szybko wzrastającą liczbę ludności. Oprócz wyżej wspomnianych problemów szybko rozwijającego się miasta trzeba również dołożyć spotęgowanie przestępczości, kradzieży, hałasu i słabej przepustowości dróg publicznych i komfortu w komunikacji miejskiej.

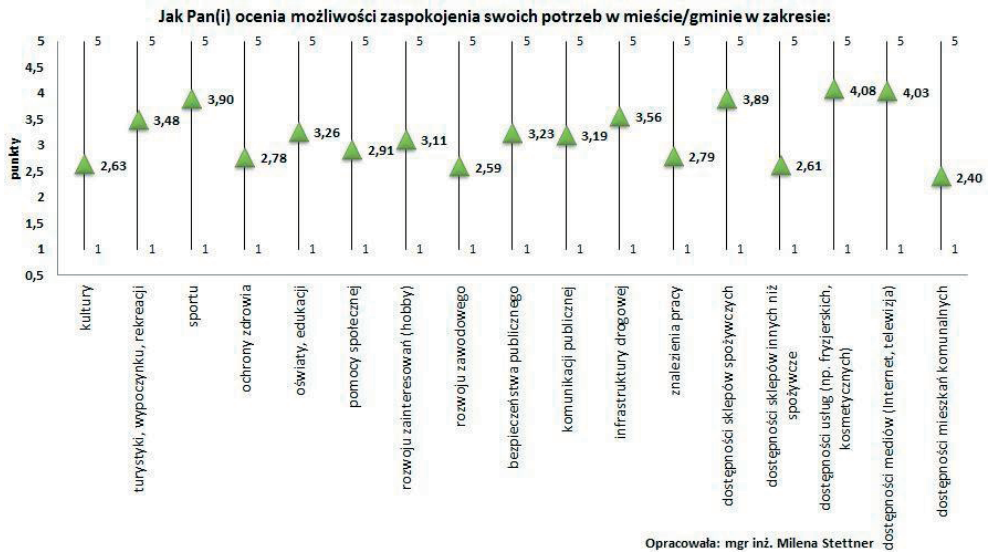
Tabela 2. Aspekty życia pogarszające warunki panujące w mieście

Proszę napisać co według Pana(i) szczególnie się pogorszyło w mieście?
- **Mniejsza ilość zieleni na rzecz urbanizacji,**
- **Brzydki zapach z oczyszczalni ścieków,**
- **Poziom nauczania w Szkole Podstawowej, duża rotacja nauczycieli w nauczaniu wczesnoszkolnym, stan szkoły - toalety,**
- **Wzrost liczby mieszkańców – niedostosowanie komunikacji, zarówno miejskiej do Wrocławia, jak i przepustowości głównych dróg - ciągłe korki,**
- **Służba zdrowia, brak przychodni zdrowia „z prawdziwego zdarzenia",**
- **Bezpieczeństwo publiczne, częste kradzieże,**
- Duży ruch samochodów – ruch tranzytowy przez miasto,
- **Powstawanie zabudowy mieszkaniowej niewspółmiernie do wydolności infrastruktury m.in. wodociągowej – słabe ciśnienie wody, jakość wody; kanalizacyjnej; usług podstawowych np. piekarni,**
- Mało baza atrakcji dla młodych,
- **Gęstość zabudowy – brak wystarczającej ilości miejsc parkingowych, małe zaplecze zieleni, brak miejsc w szkołach, przedszkolach, żłobkach, przychodniach zdrowia,**
- Małe zaplecze usług gastronomicznych, handlu – odzież, obuwie,
- Kontakt z sąsiadami – dużo nowych mieszkańców,
- Poziom rozwoju kultury,
- **Wzrost ilości dzieci w mieście – za mało placów zabaw, miejsc w żłobkach, zaplecza dla dzieci, brak miejsc spotkań dla matek z dziećmi,**
- **Poziom hałasu,**
- Jakość powietrza – większe zapylenie i kurz
* elementy wypisane pogrubioną czcionką powtarzały się w wypowiedziach mieszkańców

3.3. Urbanistyczna problematyka miasta – potrzeby i problemy wg kryteriów oceny jakości życia w mieście

3.3.1. Ocena zaspokojenia potrzeb w mieście wg mieszkańców

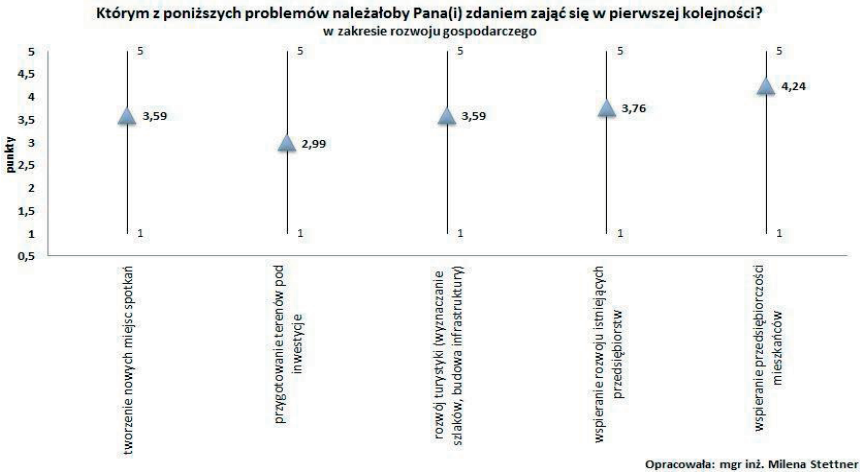
Potrzeby to wszystko to, co niezbędne do prawidłowego, optymalnego, satysfakcjonującego oraz komfortowego życia, zarówno w przestrzeni, jak i w miejscowej społeczności. Kolejnym elementem ankiety była ocena zaspokojenia potrzeb w mieście, tych podstawowych i tych podnoszących jakość życia. Ankietowani mieli do dyspozycji punktową możliwość oceny od 1 do 5 każdego z elementów podanych w kwestionariuszu, gdzie 1 oznaczało najniższą ocenę, czyli praktyczny brak możliwości zaspokojenia danej potrzeby, a 5 najwyższą notę. Zaledwie jeden z aspektów „dostępność mieszkań komunalnych" otrzymał notę poniżej średniej (<2,50). W ogólnym rozrachunku miasto wypadło zadowalająco, jednak elementy, które otrzymały ocenę poniżej dostatecznej (3,00), wymagają udoskonalenia. Mieszkania komunalne to nie jedyny istotny czynnik, który otrzymał ocenę poniżej 3,00. Potrzeby kultury, ochrony zdrowia, pomocy społecznej, rozwoju zawodowego, znalezienia pracy i dostępności sklepów innych niż spożywcze są ważnymi dziedzinami życia, które potrzebują wsparcia w prawidłowym funkcjonowaniu i zaspokajaniu potrzeb mieszkańców. Niektóre z nich tj. ochrona zdrowia i potrzeby kultury zostały wspomniane we wcześniejszej części ankiety, dotyczącej elementów, które pogorszyły się w mieście. To potwierdza o słuszności podejmowania działań w tej sferze życia mieszkańców. Najwyższą notę otrzymała dostępność usług (tj. fryzjerskie, kosmetyczne) oraz dostępność mediów (Internet, telewizja). (Rys. 14)



Rys. 14. Ocena zaspokojenia potrzeb mieszkańców Siechnic

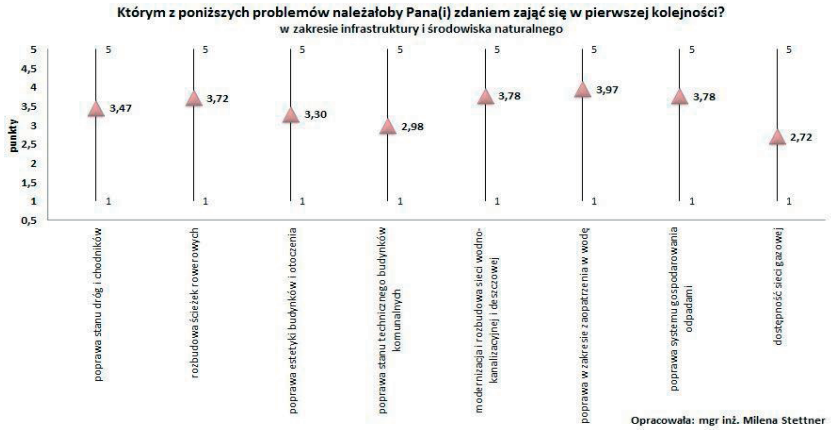
3.3.2. Ocena problemów w mieście wg mieszkańców

Problemy występujące w mieście są ważne dla mieszkańców, dlatego w ankiecie pytanie dotyczące ich klasyfikacji, zostało najbardziej rozwinięte z podziałem na trzy dziedziny: problemy w zakresie rozwoju gospodarczego, infrastruktury i środowiska naturalnego oraz kwestii społecznych. Podobnie jak w poprzednim pytaniu respondenci mieli do dyspozycji ocenę od 1 do 5, gdzie 1 oznaczało mało ważny problem do rozwiązania oraz 5, problem bardzo ważny, wymagający natychmiastowej ingerencji. W zakresie rozwoju gospodarczego respondenci za najistotniejsze uznali wspieranie przedsiębiorczości mieszkańców. Małe miasto powinno rozwijać sektor małych firm i napędzać gospodarkę miasta. To poprawi nie tylko kondycję gospodarki, miasta, ale również komfort życia mieszkańców, poprzez powstawanie szeregu drobnych usług zaspokajających potrzeby społeczności lokalnej. (Rys. 15)



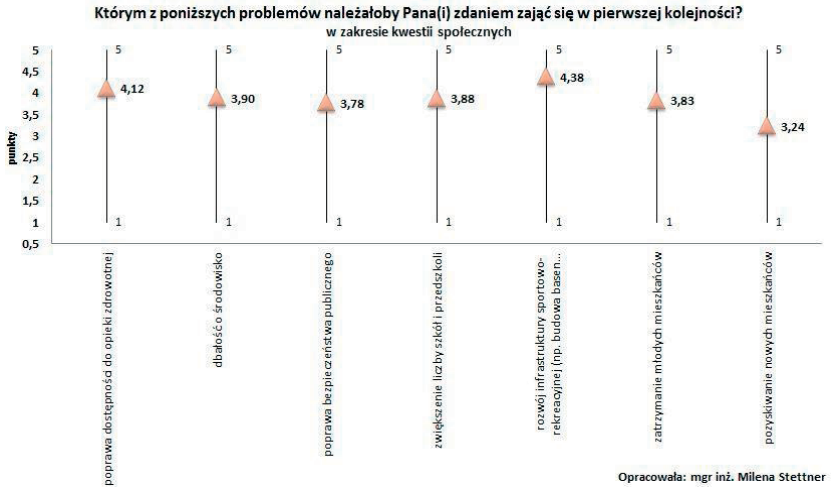
Rys. 15. Problemy w zakresie rozwoju gospodarczego występujące w Siechnicach

Infrastruktura techniczna to dziedzina zapewniająca podstawowe potrzeby mieszkańców, tj. woda, kanalizacja, energia elektryczna, oczyszczanie ścieków. Na początku ankiety, w pytaniu otwartym mieszkańcy zwracali uwagę na niewydolność kanalizacji, wodociągów i oczyszczalni ścieków, ze względu na szybki wzrost mieszkańców. W pytaniu dotyczącym problemów, te aspekty powtarzają się. Za najistotniejsze właściwości, konieczne do rozwiązania, mieszkańcy uznali poprawę w zakresie zaopatrzenia w wodę, modernizację i rozbudowę sieci wodnokanalizacyjnej i deszczowej oraz poprawę systemu gospodarowania odpadami. (Rys. 16)



Rys. 16. Problemy w zakresie infrastruktury i środowiska naturalnego występujące w Siechnicach

Społeczeństwo Siechnic to młodzi, zróżnicowani, zazwyczaj napływający z Wrocławia, aktywni zawodowo i posiadający dzieci mieszkańcy, którzy potrzebują przestrzeni do aktywnego odpoczynku oraz miejsc rozrywki dla dzieci. W pierwszej kolejności wg mieszkańców powinno się rozwiązać problemy tj. rozwój infrastruktury sportowo-rekreacyjnej (np. budowa basenu) i dostępność do opieki zdrowotnej, o której już większość ankietowanych wspominała we wcześniejszej części kwestionariusza. (Rys. 17)



Rys. 17. Problemy w zakresie kwestii społecznych występujące w Siechnicach

4. Podsumowanie

Z zaprezentowanych wyników badań wynika, że mieszkańcy Siechnic są zadowoleni z kształtowania ich środowiska życia przez władze miasta oraz warunków panujących w miasteczku, które obiektywnie wpływają na jakość ich życia. Ogólne poczucie zadowolenia i pozytywna opinia o Siechnicach, potęguje wzrost jej stałych mieszkańców, na co niestety miasto jeszcze nie jest do końca przygotowane. Podstawowe warunki, tj. infrastruktura techniczno-sanitarna i przepustowość dróg to główne elementy wymagające naprawy i dostosowania do szybkiego wzrostu ludności. Same inwestycje mieszkaniowe i w sferze aktywności gospodarczej bez zaplecza przestrzeni do odpoczynku, usług itp. nie zapewnią podstawowych potrzeb mieszkańców i w miarę upływu czasu bez podjęcia jakichkolwiek działań mogą wpłynąć na pogorszenie wyników niniejszych badań, czyli ogólnej oceny miasta. Jednak przez wzgląd na duże zainteresowanie badaniami władz miasta jako badacz jestem spokojna i usatysfakcjonowana stanem i podejściem zarządzających Siechnicami i ich nastawieniem do poprawy poziomu życia w mieście. Głos mieszkańców w badaniu był elementem partycypacji społecznej w podejmowaniu działań i kategoryzacji problemów w mieście. Zaprezentowane w niniejszym artykule wnioski pozwolą na zwartościowanie i klasyfikacje poszczególnych działań w odpowiedniej kolejności ich podejmowania.

Literatura

1. Stettner M. *Wpływ zmian w zagospodarowaniu przestrzennym małych miast po 1989 roku urbanistyczną strukturę miasta*. Problemy Rozwoju Miast Kwartalnik Instytutu Rozwoju Miast, II/2015, Kraków 2015, s. 11-24.
2. Pawłowska K. (red.) *Zanim wybuchnie konflikt. Idea i metody partycypacji społecznej w ochronie krajobrazu i kształtowaniu przestrzeni* (tom A: *Dlaczego*?). Fundacja Partnerstwo dla Środowiska, Kraków 2010.
3. Pawłowska K. (red.) *Zanim wybuchnie konflikt. Idea i metody partycypacji społecznej w ochronie krajobrazu i kształtowaniu przestrzeni* (tom B: *Jak*?). Fundacja Partnerstwo dla Środowiska, Kraków 2010.
4. Borys T. *Gospodarka a Środowisko*, [w:] *Propozycja siedmiu typologii jakości życia*, (ed. Matysiak A.). Prace naukowe Akademii Ekonomicznej we Wrocławiu nr 22, Wrocław 2008, s. 120-129.
5. Szołtysek J., Otręba R. *Zarządzanie miastem i jego wpływ na jakość życia mieszkańców miast województwa śląskiego – doniesienie badawcze*. Problemy Rozwoju Miast Kwartalnik Instytutu Rozwoju Miast, II/2015, Kraków 2015, s. 37-42.
6. Czepkiewicz M., Jankowski P. *Analizy przestrzenne w badaniach nad jakością życia w miastach. Ruch prawniczy, ekonomiczny i socjologiczny*, I/2015, Poznań 2015.
7. Owsiński J. W., Tarchalski T. *Pomiar jakości życia. Uwagi na marginesie pewnego rankingu*. Zeszyty Naukowe Wydziału Informatycznych Technik Zarządzania Wyższej Szkoły Informatyki Stosowanej i Zarządzania „Współczesne Problemy Zarządzania", I/2008, Warszawa 2008.
8. Sienkiewicz P, Świeboda H. *Modele ewaluacji jakości życia w badaniach systemowych*, [w:] *Badania operacyjne i systemowe: decyzje, gospodarka, kapitał ludzki i jakość. Badania systemowe*. (ed. Owsiński J.W., Nahorski Z., Szapiro T.). 64. IBS PAN, Warszawa 2008.
9. Gonda-Soroczyńska E. Siechnice. *Rodowód miasta*. Wydawnictwo Uniwersytetu Przyrodniczego, Wrocław 2007.

The quality and conditions of life in Siechnice – social research

Milena Stettner

Katedra Urbanistyki i Procesów Osadniczych, Wydział Architektury, Politechnika Wrocławska, e–mail: milena.stettner@pwr.edu.pl

Abstract: Quality of life in the town is measured by a variety of factors influencing its reception. The combination of conditions, changes in style and expectations for the quality of life affects the opinion of the residents to their quality of life in a town environment. The article presents the results of surveys in Siechnice titled "The quality and conditions of life in the town" conducted in summer 2016. The submissions of the respondents have provided a lot of valuable comments and classified problems in the town. While the conclusions of this study will help authority of the town to assess the effectiveness of management and making individual decisions and define further actions for improving the quality of life of residents in Siechnice.

Keywords: survey, small town, availability of services, technical infrastructure.

Budownictwo i Architektura 15(4) (2016) 101-108

Ocena zmniejszenia strat energii cieplnej budynku wielorodzinnego w wyniku przeprowadzonej termomodernizacji

Monika Jarosz-Hadam[1], Stanisław Fic[2]

[1] Wydział Nauk Ekonomicznych i Technicznych, Katedra Nauk Technicznych, Zakład Budownictwa, PSW Biała Podlaska im. Papieża Jana Pawła II, e–mail: m.jarosz-hadam@dydaktyka.pswbp.pl
[2] Katedra Budownictwa Ogólnego, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e–mail: s.fic@pollub.pl

Streszczenie: W artykule przeanalizowano wpływ wentylacji mechanicznej nawiewno-wywiewnej, z odzyskiem ciepła, na zmniejszenie zapotrzebowania na energię cieplną w budynku wielorodzinnym. Sprawdzono również wpływ rodzaju docieplenia na rozkład temperatur i ciśnień w przegrodzie. Obliczeń dokonano za pomocą programu Purmo OZC 6,0 dla zabytkowego budynku wielorodzinnego, 3-kondygnacyjnego, który poddany zostanie głębokiej termomodernizacji. Na podstawie obliczeń stwierdzono, iż rodzaj docieplenia ściany nie wpływa w znaczący sposób na straty ciepła przez przegrodę, a jedynie na grubość samej przegrody. Największe obniżenie zapotrzebowania energetycznego następuje w skutek zastosowania w budynku wentylacji mechanicznej. Analiza strat wykazuje, że tradycyjne systemy wentylacyjne wywołują duże straty ciepła na poziomie 46,9%. Obliczenia wykazały, iż wentylacja mechaniczna nawiewno-wywiewna z odzyskiem ciepła zmniejsza współczynnik strat ciepła do poziomu 26,5%.

Słowa kluczowe: wentylacja mechaniczna, termomodernizacja, energia cieplna.

1. Wprowadzenie

Wraz z zaostrzającymi się warunkami technicznymi oraz wzrostem świadomości społeczeństwa, coraz większą wagę przywiązuje się do redukcji zapotrzebowania energetycznego budynków. Na możliwości oszczędzania energii zaczęli zwracać uwagę również mieszkańcy budownictwa wielorodzinnego. Wspólnoty i spółdzielnie mieszkaniowe zaczęły poszukiwać oszczędności, wykorzystywać programy na termomodernizację. Przez wiele lat skupiano się jednak głównie na termomodernizacji polegającej na dociepleniu ścian zewnętrznych, dociepleniu stropodachów oraz wymianie stolarki okiennej i drzwiowej. W praktyce bardzo duża ilość ciepła jest marnotrawiona poprzez nadmierne przewietrzanie pomieszczeń. W ostatnim czasie coraz częściej jednym z elementów termomodernizacji jest wymiana źródła ciepła na OZE oraz montaż wentylacji mechanicznej z odzyskiem ciepła na poziomie 80–87 %. Bardzo dużym problemem przy termomodernizacji są budynki zabytkowe, w których konserwatorzy zabytków bardzo często zabraniają docieplania ścian zewnętrznych po stronie zewnętrznej.

We współczesnym budownictwie dążymy do zmniejszenia kosztów eksploatacji obiektów. Realizację tego sukcesu warunkuje dobrze przeprowadzony audyt energetyczny wskazujący procentową oszczędność zapotrzebowania energetycznego budynku oraz realizacja zadania zgodna z założeniami audytu [6]. Efektywność energetyczną gwarantuje między innymi bardzo dobra izolacyjność przegród zewnętrznych, w 2021 roku dopusz-

czalny współczynnik przenikania ciepła dla ścian zewnętrznych będzie wynosił $U = 0{,}20$ W/m^{2}K [5,7], dla dachów $U = 0{,}15$ W/m^{2}K, dla okien $U = 0{,}9$ W/m^{2}K, dla drzwi 1,3 W/m^{2}K. Zmianie do roku 2021 ulegną również maksymalne wskaźniki energii początkowej Ep_{H+W} na potrzeby co, wentylacji i cwu z obecnych 105 do 65 kWh/m^2 rok.

Analiza cieplno-wilgotnościowa wykonana dla ściany zewnętrznej przy docieplaniu trzema różnymi materiałami zobrazuje prawidłowość przyjętych rozwiązań. Po termomodernizacji porównano straty ciepła w budynku przyjmując dwa rodzaje wentylacji: grawitacyjną i mechaniczną nawiewno-wywiewną z odzyskiem ciepła. Wykazano wpływ przyjętych rozwiązań na efektywność energetyczną w świetle nowych przepisów.

2. Opis obiektu

Przedmiotem analizy cieplnej jest istniejący, 3 kondygnacyjny, zabytkowy budynek przystosowany do funkcji zabudowy wielorodzinnej, znajdujący się w miejscowości Kamień. Konstrukcja budynku tradycyjna, rok budowy 1900. Budynek przed termomodernizacją znajdował się w bardzo złym stanie technicznym, nie docieplone ściany i dach, źródło ciepła stanowiły piece kaflowe, brak instalacji ciepłej wody użytkowej.

W budynku ostatnią kondygnację stanowi poddasze użytkowe, jest on częściowo podpiwniczony, zbudowany w technologii tradycyjnej, ze ścianami murowanymi z cegły kratówki o grubości 50 cm. Stan techniczny ścian można określić jako dobry. Strop na poziomie parteru został wykonany jako strop Kleina na belkach stalowych. Stropy nad parterem i piętrem są to stropy w konstrukcji drewnianej.

Klatka schodowa drewniana. Stan techniczny konstrukcji więźby dachowej średni, pokrycie dachu z dachówki ceramicznej stan średni. Fundamenty ceglane. Okna i drzwi drewniane, dwuskrzydłowe w bardzo złym stanie technicznym. Powierzchnia użytkowa 433,95 m^2. System grzewczy jest systemem prymitywnym, nie posiadającym rozprowadzenia ciepła. Polega na ogrzewaniu pomieszczeń za pomocą pieców kaflowych, posiada szereg wad wynikających z braku możliwości regulacji temp. w pomieszczeniach. Wentylacja pomieszczeń mieszkalnych realizowana jest grawitacyjnie poprzez kratki wywiewne. Świeże powietrze infiltruje do środka przez nieszczelności drzwi i okien. Stan techniczny przewodów kominowych wg ekspertyzy kominiarskiej jest zgodny z obowiązującymi wymaganiami technicznymi. Z uwagi na nieszczelną stolarkę okienną zaobserwowano nadmierne wychładzanie pomieszczeń.

Budynek wielorodzinny poddany zostanie kompleksowej termomodernizacji. Planowane prace przyczynią się do znacznego zmniejszenia strat ciepła w zakresie przenikania przez przegrody zewnętrzne, stolarkę okienną i drzwiową, duże znaczenie będzie miała również modernizacja instalacji co, cwu, wentylacji mechanicznej, elektrycznej, a także całkowita wymiana źródeł ciepła. Planowane prace termomodernizacyjne mają na celu zmniejszenie strat ciepła w zakresie przenikania przez przegrody zewnętrzne oraz poprawienie estetyki budynku, modernizacja instalacji ma na celu praktycznie wyeliminowanie emisji spalin do atmosfery, znaczna poprawę sprawności budynku, poprawę jakości użytkowania.

3. Analiza wariantów termomodernizacji budynku

W celu wykonania poprawnego Audytu Energetycznego dokonano analizy poszczególnych przegród mających wpływ na zapotrzebowanie energetyczne budynku. Przegrody powinny zapewnić wymagania WT 2021. Ściany zewnętrzne mają niezadowalające wartości współczynnika przenikania ciepła, należy docieplić przegrodę od strony wewnętrznej za

pomocą tynku ciepłochronnego Perlicover TP500, o współczynniku λ = 0.021 W/m K i grubości 9 cm. Wyboru rodzaju docieplenia dokonano z uwagi na zabytkowy charakter budynku oraz ze względu na wskazania konserwatora zabytków. Fundamenty mają niezadowalające wartości współczynnika przenikania ciepła i nie posiadają właściwej izolacji przeciwwilgotnościowej, należy je docieplić za pomocą styropianu ekstrudowanego o współczynniku λ = 0.03 W/m K i grubości 14 cm, należy również zamontować izolację przeciwilgotnościową. Stropodach należy docieplić wełną mineralną o współczynniku λ = 0.042 W/m K i grubości 30 cm, zapewniającej wymagany opór cieplny. Drzwi i okna w bardzo złym stanie technicznym o nieprawidłowym współczynniku przenikania ciepła U [W/m^2 K] należy wymienić na drzwi o współczynniku U=1,3 W/m^{2}K oraz na okna o wsp. U = 0,9 W/m^2 K spełniające wymogi WT 2021. W audycie zostanie ukazane obniżenie zużycia ciepła przez wprowadzenie wentylacji mechanicznej z odzyskiem ciepła. Budynek zostanie wyposażony w instalację cwu, piony, poziomy, armaturę, baterie z perlatorami, źródłem cwu będzie pompa ciepła. Zamontowane zostanie również oświetleniowej typu LED. System grzewczy, który jest w bardzo złym stanie technicznym, przejdzie kompleksową modernizację, instalacja zostanie opomiarowana. Źródłem ciepła będzie pompa ciepła, dodatkowym źródłem będzie kocioł na gaz propan-butan, zamontowane zostaną przewody poziome, piony, grzejniki, izolacje oraz niezbędna armatura w tym zawory termostatyczne do regulacji instalacji. Wykonana instalacja ogrzewania wykonana zostanie wraz z instalacją sterowaniem niezbędnymi akcesoriami, rurociągami, rozdzielaczami i doprowadzeniem pionów w otulinie kauczukowej do kotłowni. Jako dodatkowe źródło ciepła zamontowany zostanie kocioł na gaz propan-butan. W wyniku przeprowadzonego audytu dokonano analizy 9 wariantów, które zostały uszeregowane w zależności od rosnącego czasu zwrotu inwestycji

Tabela 1. Warianty przedsięwzięć termomodernizacyjnych

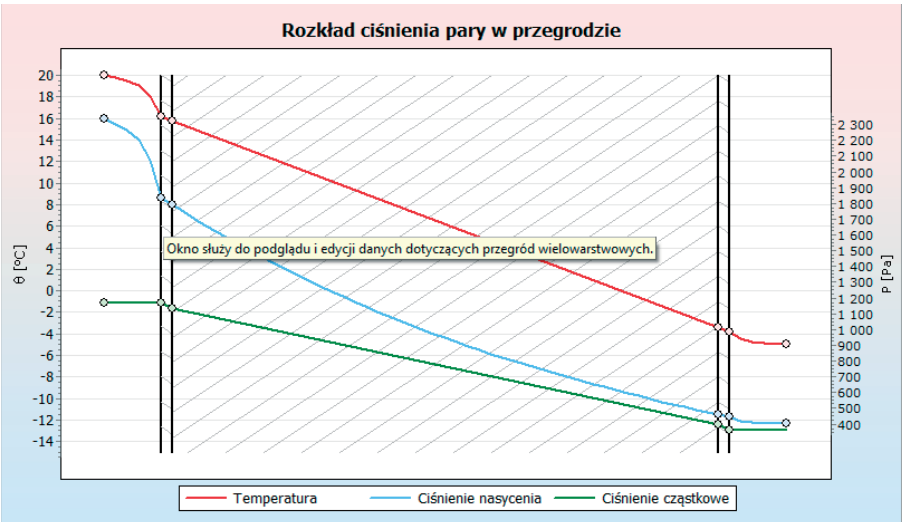
Lp.	Ulepszenie termomodernizacyjne	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Montaż instalacji co	X	X	X	X	X	X	X	X	X
2	Montaż instalacji cwu	X	X	X	X	X	X	X	X	X
3	Wymiana drzwi	X	X	X	X	X	X	X	X	
4	Ocieplenie dachu	X	X	X	X	X	X	X		
5	Montaż wentylacji mech. naw-wyw	X	X	X	X	X	X			
6	Wymiana okien	X	X	X	X	X				
7	Montaż źródła ciepła	X	X	X	X					
8	Ocieplenie ścian zew.	X	X	X						
9	Montaż paneli PV i wymiana ośw.	X	X							
10	Ocieplenie ścian fundamentowych	X								

4. Analiza strat energii cieplnej w budynku w zależności od rodzaju materiału użytego do docieplenia ścian zewnętrznych

Przy rozpatrywaniu docieplenia ścian zewnętrznych do analizy wybrano trzy warianty docieplenia ścian zewnętrznych wykonanych z następujących materiałów:

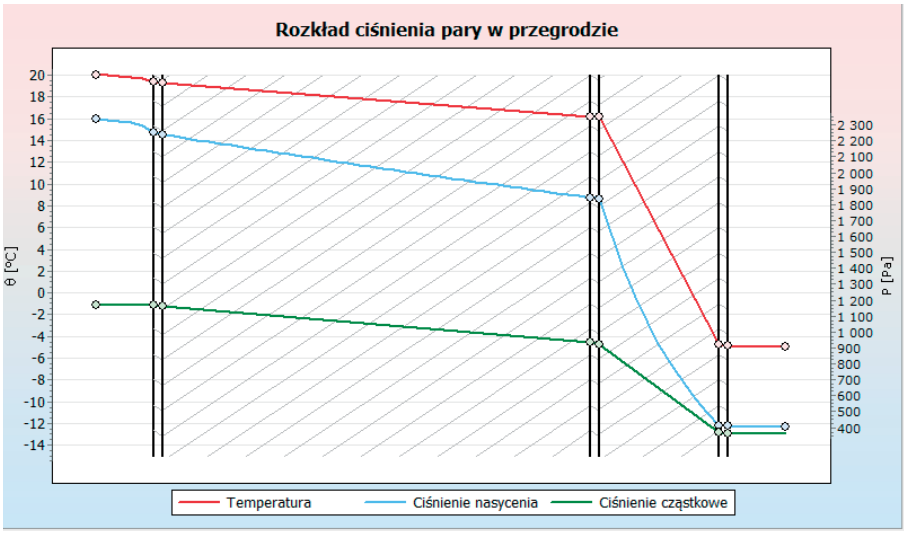
1) Styropian grafitowy o współczynniku λ = 0,032 W/m K
2) wełna mineralna o współczynniku λ = 0,043 W/m K
3) tynk ciepłochronny Perlicower TP 500 λ = 0,032 W/m K.

Ściany zewnętrze w rozpatrywanym budynku bez docieplenia posiadają współczynnik przenikalności $U = 1{,}18$ W/m^{2}K. Audyt przewiduje docieplenie ścian wg WT 2021.



Rys. 1. Rozkład temperatury i ciśnienia w ścianie zewnętrznej bez docieplenia

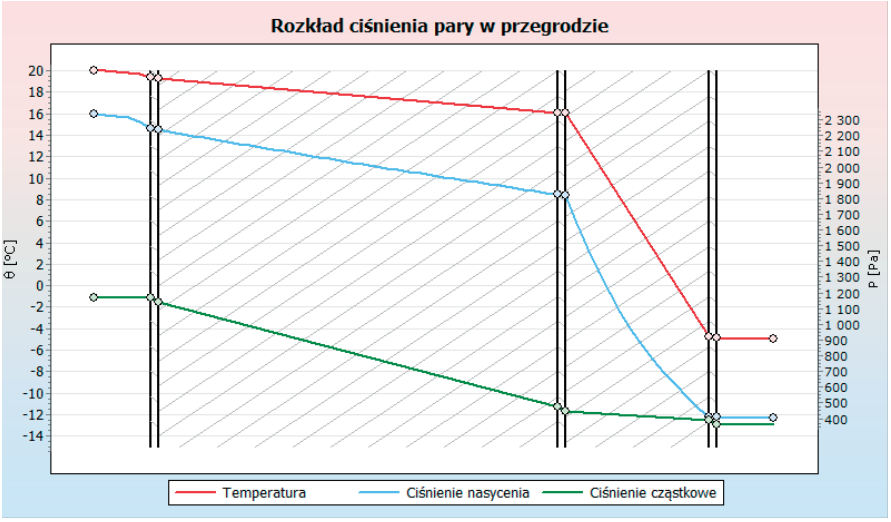
Wykresy ciśnień nie przecinają się (Rys. 1), kondensacja pary wodnej nie zachodzi.



Rys. 2. Rozkład temperatury i ciśnienia w ścianie zewnętrznej docieplonej od str. zewnętrznej styropianem

Ściana docieplona styropianem grafitowym o grubości 14 cm, o współczynniku $\lambda = 0{,}032$ W/mK, po dociepleniu ściana posiada współczynnik $U = 0{,}191$ W/m^2 K, co jest wartością mniejszą od wymaganej w roku 2020 wartości $U = 0{,}2$ W/ m^2 K.

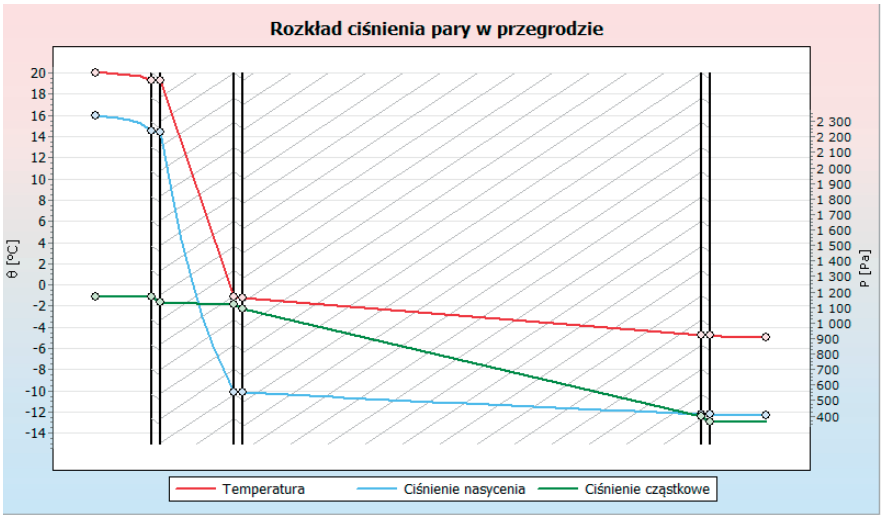
Wykresy ciśnień nie przecinają się (Rys. 2), kondensacja pary wodnej nie zachodzi. Największy spadek temperatury następuje w warstwie termoizolacji.



Rys. 3. Rozkład temperatury i ciśnienia w ścianie zewnętrznej docieplonej od str. zewnętrznej wełną mineralną

Ściana docieplona od strony zewnętrznej wełną mineralną grubości 18 cm, o współczynniku $\lambda = 0{,}043$ W/mK, po dociepleniu ściana posiada współczynnik $U = 0{,}198$ W/ m^2 K, co jest mniejsze od wymaganego w roku 2020 $U = 0{,}2$ W/ m^2 K.

Wykresy ciśnień nie przecinają się (Rys. 3), kondensacja pary wodnej nie zachodzi. Największy spadek temperatury następuje w warstwie termoizolacji.



Rys. 4. Rozkład temperatury i ciśnienia w ścianie zewnętrznej docieplonej od str. wewnętrznej tynkiem ciepłochronnym

Wariant docieplenie za pomocą tynku ciepłochronnego Perlicover rozpatrywany jest ze względu na zabytkowy charakter budynku i zalecenia konserwatora zabytków. Ściana docieplona od strony wewnętrznej tynkiem ciepłochronnym Perlicover o grubości 9 cm, po dociepleniu ściana posiada współczynnik $U = 0{,}194$ W/ m^2 K, co jest mniejsze od wyma-

ganego w roku 2021 $U = 0{,}2$ W/ m^2 K. W analizowanych przypadkach, dla których grubość izolacji termicznej wynosi 9-18 cm, współczynnik przenikania ciepła oscyluje w granicach wartości $U = 0{,}19$ W/m^2 K i jest niższy niż graniczny współczynnik równy 0,20 W/m^{2}K przegród w budynkach wg WT 2021 [5].

Wykresy ciśnień przecinają się Rys. 3, zachodzi kondensacja międzywarstwowa dla układu w jednej płaszczyźnie stykowej. Największy spadek temperatury następuje w warstwie termoizolacji.

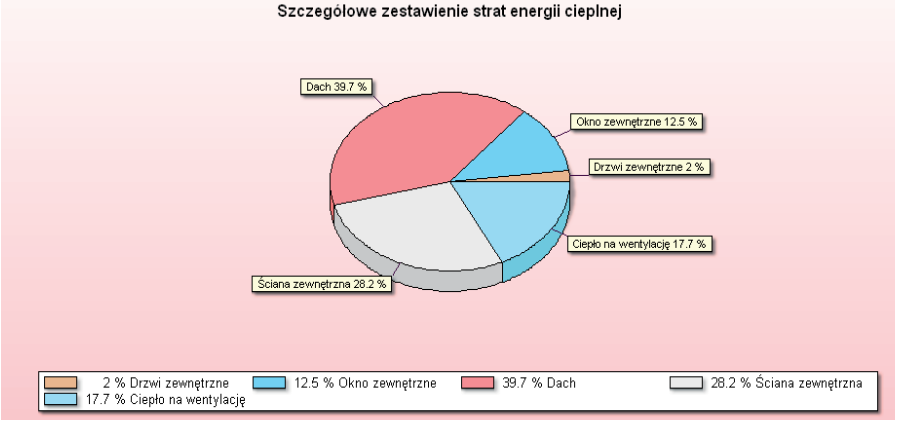
5. Analiza strat energii cieplnej w budynku w zależności od rodzaju wentylacji

W audycie energetycznym porównano również straty energii cieplnej przed termomodernizacją – Rys. 5, Rys. 6 przy wyposażeniu budynku w wentylację naturalną – Rys. 7 i mechaniczną nawiewno-wywiewną z odzyskiem ciepła o sprawności 87 % – Rys. 8.

Obliczenia wykonane zostały w programie Purmo OZC 6.0

Opis	GJ/Rok	kWh/rok	%
Drzwi zewnętrzne	22.94	6371	2.0
Okno zewnętrzne	144.79	40219	12.5
Dach	459.88	127745	39.7
Ściana zewnętrzna	326.50	90694	28.2
Ciepło na wentylację	205.15	56986	17.7
∑ Razem	1159.25	322014	100.0

Rys. 5. Szczegółowe zestawienie strat ciepła przed termomodernizacją

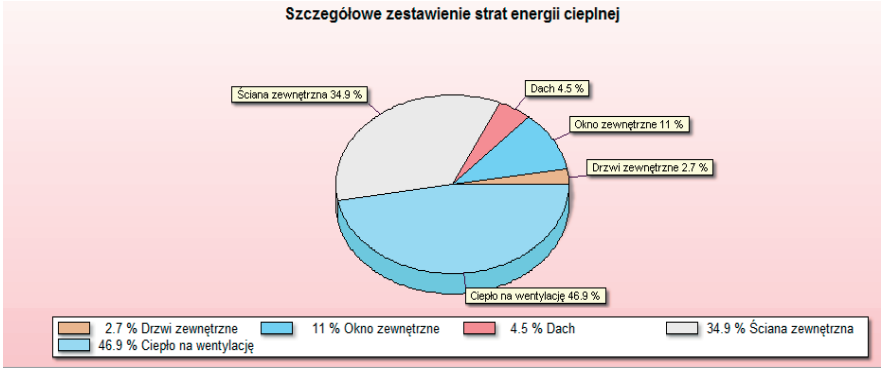


Rys. 6. Szczegółowe zestawienie strat energii cieplnej przed termomodernizacją

Analizie poddano straty ciepła po wykonanej termomodernizacji i rozpatrzono dwa warianty wyposażenia budynku w :

1. wentylację grawitacyjną
2. wentylację mechaniczną nawiewno-wywiewną z odzyskiem ciepła.

W wyniku przeprowadzonego audytu zmienia się natomiast procentowy udział poszczególnych elementów wchodzących w skład przeprowadzanej termomodernizacji.



Rys. 7. Szczegółowe zestawienie strat energii cieplnej po termomodernizacją z wentylacją grawitacyjną

Rys. 8. Szczegółowe zestawienie strat energii cieplnej po termomodernizacją z wentylacją mechaniczną nawiewno-wywiewną z odzyskiem ciepła

6. Podsumowanie i wnioski

Na podstawie obliczeń stwierdzamy, iż rodzaj docieplenia ściany nie wpływa w znaczący sposób na straty ciepła przez przegrodę, a jedynie na grubość samej przegrody.

Największe obniżenie zapotrzebowania energetycznego następuje w skutek zastosowania w budynku wentylacji mechanicznej.

Obniżenie zapotrzebowania na energię do ogrzania uzależnione jest nie tylko od dobrej izolacyjności przegród oraz stolarki okiennej i drzwiowej ale również od zastosowania wentylacji mechanicznej nawiewno-wywiewnej z odzyskiem ciepła oraz niekonwencjonalnych źródeł energii.

Analiza strat wykazuje, że tradycyjne systemy wentylacyjne wywołują duże straty ciepła na poziomie 46,9% Obliczenia wykazały, iż wentylacja mechaniczna nawiewno-wywiewna z odzyskiem ciepła zmniejsza współczynnik strat ciepła do 26,5%.

Dla porównania straty energii cieplnej przez przegrodę zewnętrzną kształtują się kolejno na poziomie 34,9% przy wentylacji naturalnej oraz 48,3% przy wentylacji mechanicznej [1].

Ze względu na możliwości oszczędzania w przypadku budownictwa wielorodzinnego zarządzanego przez wspólnoty mieszkaniowe, coraz powszechniejsze staje się dążenie do ogranicza zużycia energii i zapewnienie komfortu cieplnego. Mieszkańcy decydują się na inwestowanie w instalację, które zmniejszają zapotrzebowanie cieplne budynku, przepro-

wadzają kompleksowe termomodernizacje. W dużym stopniu jest to wymuszone poprzez coraz bardziej rygorystyczne WT.

W wyniku przeprowadzonego audytu jednoznacznie można stwierdzić, iż jedynie kompleksowe podejście do termomodernizacji będzie gwarantem uzyskania zmniejszenia efektywności energetycznej powyżej 60%.

Literatura

1. PN-EN 12831 Instalacje ogrzewcze w budynkach. Metoda obliczania projektowego obciążenia cieplnego.
2. PN-EN ISO 13788 Cieplno-wilgotnościowe właściwości komponentów budowlanych i elementów budynku.
3. PN-B 03406 Obliczanie zapotrzebowania na ciepło pomieszczeń o kubaturze do 600 m3.
4. PN-EN ISO 6946 Komponenty budowlane i elementy budynku. Opór cieplny i współczynnik przenikania ciepła. Metoda obliczania.
5. Warunki Techniczne
6. Wnuk R. *Budowa Domu Pasywnego w praktyce*. Przewodnik budowlany 2012, Wydanie III poprawione.
7. Sadowska B.: *Model projektowania niskoenergetycznych budynków mieszkalnych w zabudowie jednorodzinnej*. Izolacje, 1/2013
8. Kurtz K.: *Projektowanie budynków niskoenergetycznych*. Izolacje, 11-12/2012
9. Firląg Sz. *NordPass – koncepcja budynków pasywnych i niskoenergetycznych w krajach Europy Północnej*. Materiały Budowlane, 1/2012
10. Dyrektywa w sprawie efektywności energetycznej przyjęta PAP 12.09.2012

The rating of reduce the loss of heat energy in multi-family building as a result of the thermomodernization

Monika Jarosz-Hadam[1], Stanisław Fic[2]

[1] Faculty of Economic Sciences and Technology, Department of Technical Sciences, Department of Civil Engineering, PSW Biala Podlaska them. Pope John Paul II, e–mail: m.jarosz-hadam@dydaktyka.pswbp.pl
[2] Faculty of Civil Engineering, Department of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e–mail: s.fic@pollub.pl

Abstract: In the article, the impact of supply and exhaust mechanical ventilation with the recovery on reduce the demand for thermal energy in an apartment building was analyzed. Also examined was the impact of the type of an external thermal insulation on distribution of temperature and pressure in the partition. The calculation was made using Purmo OZC 6.0 software for a historic building, 3-storey, which will undergo a deep thermomodernization. Based on the calculations it was found that the type of the insulation do not affect in a significant way to a heat loss through the baffle, and only affects the thickness of the baffle. The greatest reduction in the energy demand occurs in the result of the application of the mechanical ventilation in the building. Analysis of the loss shows that the traditional ventilation systems produce large heat losses at the level of 46.9%. The calculations have shown that supply and exhaust mechanical ventilation with the heat recovery reduces the heat loss ratio to the level of 26.5%.

Keywords: mechanical ventilation, thermomodernization, thermal energy.

Budownictwo i Architektura 15(4) (2016) 109-116

The studies of the dynamic and material parameters of reinforced concrete elements with the addition of zeolite tuffs and plasticizer

Jacek Szulej

Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e–mail: j.szulej@pollub.pl

Abstract: The aim of article is to present the analysis results of damping parameters of vibrations as well as material features of reinforced concrete structures with the addition of zeolite tuffs and plasticizer. The first part describes the properties of zeolite and the impact of its addition on concrete parameters. The main part demonstrates the results of analysis on damping parameters of vibrations of reinforced concrete plate models. They contain a modified binder in which the part of cement was replaced by zeolite. The values of damping parameters were determined by the collocation method and only the first frequency of models free vibrations was taken into account. Moreover, the material characteristics of modified concrete were also determined, such as, compression strength, measured after 3, 7, 14, 28 days, frost resistance, penetration depth of water under pressure, abrasion, and the value of Young's modulus as well as Poisson's ratio.

Keywords: damping parameter of vibrations, material characteristics, zeolite, clinoptilolite, concrete.

1. Introduction

The continuous development of structures of considerable spans and little stiffness requires searching for new or modifying already known materials of better dynamic properties and material parameters. Bearing this fact in mind, it was decided to recognize dynamic and material characteristics of modified concrete. Modification consists in replacing one part of cement by zeolite, thus by a relatively new component of concrete mixture. In order to improve workability of concrete mixture containing zeolite, plasticizer was used.

Strength and material parameters of concretes with the addition of different types of zeolite, occurring at various regions of world, were partially recognized, however, the studies on zeolite tuffs coming from the deposits located in Ukraine are still missing. The tests referring to the estimation of damping level of structure elements with the addition of zeolite have not been performed yet.

Reinforced concrete plate models were used to the analysis on the level of vibration damping. The tests consisted in exciting vibrations of mentioned models and determining damping quantity of vibrations on the basis of time course analyses of vibrations (collocation method).

The first mode of free vibrations of models was taken into account. The identification of dynamic parameters was conducted using MES Algor program. In the calculations, only the scope of small free vibrations was considered. Standard cubic and cylindrical samples were used to examine material characteristics.

2. Initial information on properties and application of zeolite

Zeolites are the group of aluminosilicate of unique physic and chemical properties. Due to this fact they have numerous practical applications. These properties mainly result from their specific internal structure. In a spatial, aluminosilicate skeleton, there are free spaces in the form of cells and channels of specifically determined molecular dimensions. While adding chemical resilience and high thermostability, very good catalytic properties, sorption-ion exchange and molecular-screen properties, thus it is not surprising that zeolites are an extremely significant material having numerous applications to chemical technologies, engineering and environmental protection, agriculture and construction [1-6].

Despite the fact that in nature, there are 100 varieties of zeolite minerals of different type, accumulation deposits are very few. Most widespread zeolite mineral and at the same time most commonly applied is clinoptilolite. It crystallizes in the monoclinic crystal system of spatial group C2/m and a primitive cell: $a = 1{,}766$ nm, $b = 1{,}726$ nm, $c = 0{,}720$ nm, $\beta = 116{,}4°$. The most commonly provided, crystallographic formula for clinoptilolite assumes the form: $(K_2,Na_2,Ca)_3[Al_6Si_{30}O_{72}]\cdot 24H_2O$.

Natural zeolites, and especially clinoptilolite, by reacting with $Ca(OH)_2$ are capable of creating typical gel products of hydration (C-S-H, C-A-H). The content of $Ca(OH)_2$ in the hydration products is decreasing substantially, which is due to the greater chemical resistance and lower porosity of systems with cement containing clinoptilolite. For this reason, this mineral is a precious natural pozzolanic additive to produce concrete.

The tests results of concrete samples with the addition of zeolite [7-10] confirm considerable efficiency of natural zeolite positively acting on, among others, water penetration, degree of corrosion and concrete shrinkage, increase of strength and durability, corrosion resistance.

3. Description of zeolite properties applied to tests

In the analysis of zeolite impact on dynamic and material features of modified concrete, clinoptilolite coming from the deposits of zeolite tuffs in Sokyrnytsya (Zakarpatia Oblast, Ukraine) was applied. A diffractogram of mineral content of this rock are shown in Fig. 1. A dominant component is clinoptilolite, recognized by characteristic and stronger reflexes $d_{hkl} = 8{,}95$; 7,94; 3,96; 3,90 Å. Its quantitative content is about 75%. Mineral contents of tuff are complimented by minor amounts of opal CT, quartz and potassium feldspar.

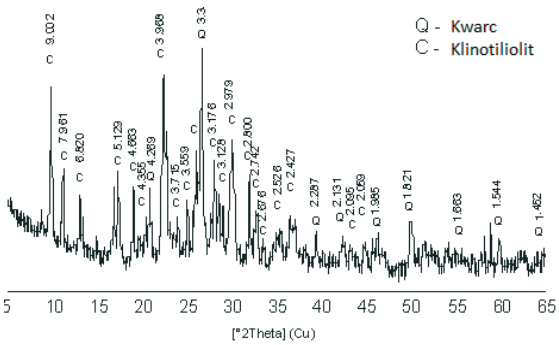


Fig. 1. Diffractogram of mineral content of zeolite tuffs

Clinoptilolite occurs in the form of thin plates of dimensions 25-30 μm which sometimes have got a hexagonal cross-section (Fig. 2).

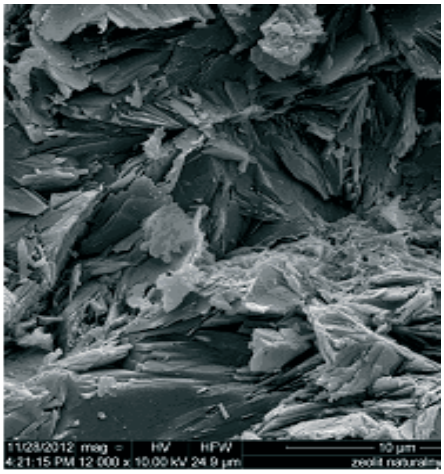


Fig. 2. Microphotograph of clinoptilolite grains concentration

In the chemical content there are: SiO_2 68,02% and Al_2O_3 12,92% creating the frame of clinoptilolite structure which are accompanied by CaO 3,71%; K_2O 3,36%; MgO 0,75% Na_2O 0,69% – playing the role of ion exchange cations compensating for the charge excess of frame. The selected zeolite material is characterized by the value of specific surface which in the case of clinoptilolite is 18,3 m^2/g (about 50 times greater than specific surface of cement). Due to the fact that the deciding content in developed surface has a mesoporous material 10,65 m^2/g, in relation to a microporous material whose surface is 7,68 m^2/g, this material texturally represents the mesoporous material.

4. Description of tests on models and samples

Five series of concrete samples were made, including cubic samples (15cm x 15cm x 15cm) and cylindrical ones (d=15cm, h=30cm) which contain the same amounts of aggregate, water and plasticizer, however, they differ in the amount of cement and zeolite (they contain 0%, 10%, 20%, 30%, 40% of zeolite instead of cement).

Detailed data on materials referring to the series of samples as well as the mass of particular components in $1m^3$ of concrete mix are presented in Tab. 1.

Table 1. Compilation of material data concerning performed series of samples and models as well as the mass of particular components falling to $1m^3$ of concrete mix.

Marking of samples and models series	A_0	B_10	C_20	D_30	E_40
Cement I 32.5 (kg/m^3)	281	252,9	224,8	196,6	168,6
Zeolite (kg/m^3)	0	28,1	56,2	84,4	112,4
Plasticizer Betostat, 0,5 % of cement mass (kg/m^3)	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4
Natural pebble aggregate, 2-8 mm (kg/m^3)	1240	1240	1240	1240	1240
Sand, 1-2 mm (kg/m^3)	477	477	477	477	477
Water (kg/m^3)	138	138	138	138	138

Furthermore, five plate models were performed, differing in the content of concrete mix, as it is shown in Tab. 1. Every model consists of plate of thickness 6cm, of dimensions 2m x 1m, pinned supported in four points and it has got bottom structural reinforcement in the form of ribbed bars net of cross-section 6mm (Fig. 3).

In order to obtain material characteristics of modified concrete, research on concrete samples was carried out and on the basis of these studies, the compression strength of concrete, Young's modules and Poisson's ratios were obtained. Using these values of material constants, the natural frequencies of plate models were calculated (using Algor program).

Fig. 3. Plate models used in tests

The damping level of models vibrations is determined by applying the collocation method, described in works [11, 13]. The collocation method requires conducting the measurements of free vibrations of models. In order to do this, the research with the use of HBM equipment was performed: accelerometers B200, analyzer Spider, and control program Catman 5.0. At every model, two accelerometers were fixed (in 1/2 and 1/4 of span). The measurements of accelerations from excitations were conducted at three places. The location of sensors and the places of vibration excitation are demonstrated in Fig. 4.

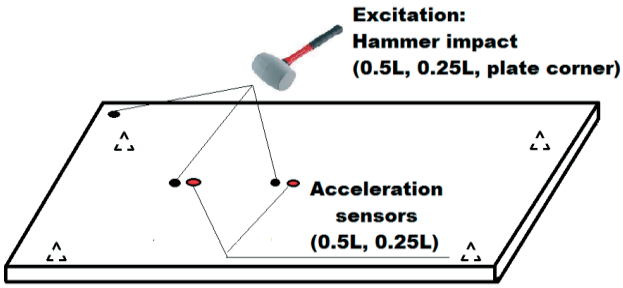


Fig. 4. The distribution of accelerations sensors and places in which vibrations were excited

The results of measurements are accelerations of vibrations in time, sampled with the frequency of 1200 Hz and band of 150 Hz for every from five models. On the basis of time courses, a spectral analysis of vibrations was performed by Catman 5.0 program, FFT: Auto Power Spectrum – Amplitude.

Figure no. 5 shows a sample time course of vibrations acceleration, and Figure no. 6 presents sample spectral amplitude.

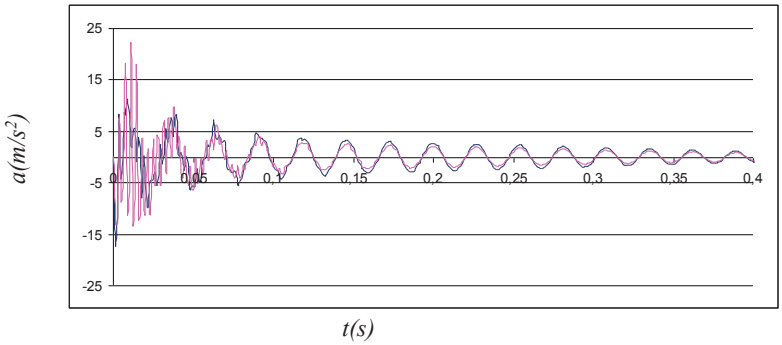


Fig. 5. Sample time course of vibrations (model with 10% content of zeolite, excitation in point 1, sensor no. 1 and 2)

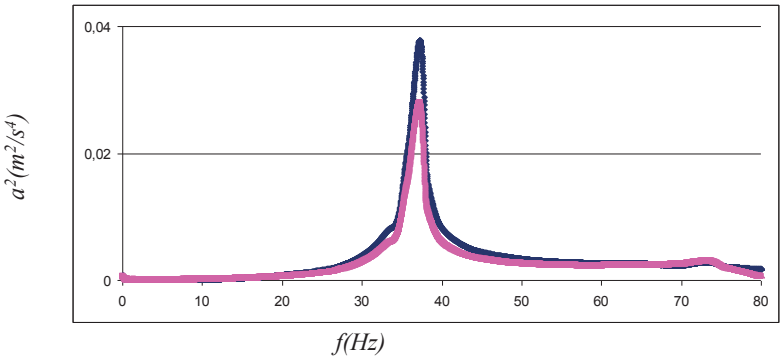


Fig. 6. Sample amplitude spectrum of vibrations accelerations (model with 10% content of zeolite, excitation in point 1, sensor no. 1 and 2). Frequencies of free vibrations obtained from research were verified by the calculations in Algor program (MES program). The yielded values of natural frequencies were similar. Tab. 2 shows obtained frequencies

Table 2. Compilation of natural frequencies of plate models obtained in the research and Algor program

Marking of plate models	A_0	B_10	C_20	D_30	E_40
First natural frequencies (research) Hz	36,29	37,22	35,48	31,52	26,52
First natural frequencies (Algor) Hz	35,06	35,38	34,67	31,66	29,24

The first mode of free vibrations referring to the model A_0, which was obtained in Algor program, is shown in Fig. 7.

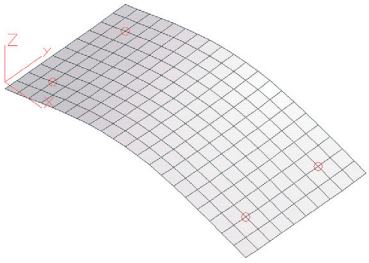


Fig. 7. The first mode of free vibrations of plate models

5. Selected parameters of material concrete samples

The result of analysis on material characteristics were, among others, the values of Young's modules, Poisson's ratios, compressive strength, penetration depth of water under pressure of concrete samples corresponding to particular plate models. The results are listed in Tab. 3.

Table 3. Values of Young's modules, Poisson's ratios, penetration depth of water under pressure of concrete samples

Markings of samples series	Young's modulus	Poisson's ratio	28-day compressive strength	Penetration depth of water under pressure
	[GPa]	[-]	[MPa]	[cm]
A_0	26,06	0,164	26,96	2,77
B_10	26,52	0,183	32,52	2,48
C_20	25,45	0,186	28,37	3,75
D_30	21,23	0,182	25,81	3,30
E_40	18,12	0,172	18,16	6,36

6. Parameters of vibrations damping

The values of logarithmic decrement of damping of vibrations first modes were estimated on the basis of collocation method [11, 12]. In the collocation method, a damping parameter is obtained, referring to the form of vibrations, even in the case of not separated natural frequencies. Fig. 5 demonstrates average values of logarithmic decrement of vibrations damping of plate models, taking into account data from an acceleration sensor no. 1, 2 and excitation at the mid-length of plate models.

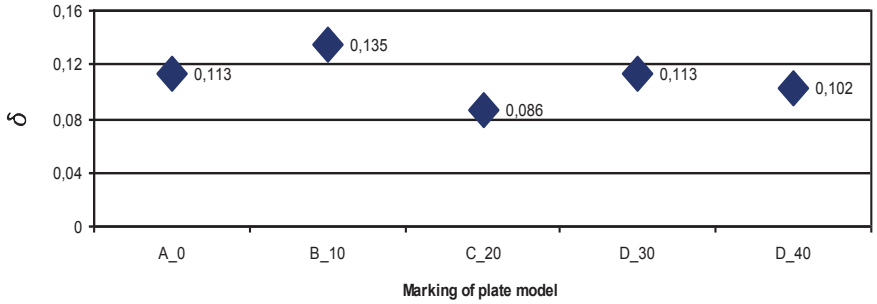


Fig. 8. The average values of logarithmic decrement of vibrations damping referring to the first mode of natural vibrations of plate models.

As a result of conducted research, the highest damping level was obtained referring to the model with 10% content of zeolite, whereas the level of vibrations damping of subsequent models demonstrates decreasing values.

In order to compare obtained results with data available in literature, the values of damping of material reinforced concrete, wood and steel acc. to [12] are listed in Tab. 4.

Table 4. Values δ of selected materials

Material	Average value δ
Reinforced concrete poorly prestressed (uncracked)	0,054
Reinforced concrete medium prestressed (cracked)	0,157
Reinforced concrete strongly prestressed (cracked)	0,141
Wood	0,079
Steel	0,010

Comparing obtained results of logarithmic decrement of vibrations damping from research and data from literature, it shall be stated that adding zeolite enables obtaining the damping level of vibrations within the scope of poorly to medium prestressed concrete.

7. Summary

While determining a damping level, only the first modes of free vibrations of models were taken into account (collocation method), these are the first flexural symmetrical forms of vibrations. Considering the results obtained using the collocation method, the increase of damping level of model containing 10% of zeolite additive, can be observed, whereas, subsequent models show a decreasing trend. All the results oscillate within the range concerning poorly and medium prestressed reinforced concrete.

The research on material parameters demonstrates similar values of Young's modulus in the models without zeolite and models with 10% and 20% of zeolite in a concrete mix, however, the maximum value of this parameter is reached by the model with 10% content of zeolite (B_10). The drop in value E can be observed in the model D_30, and the lowest value in the model E_40. Poisson's ratios of models with 10-30% content of zeolite have very similar values.

Acknowledgement

Research was financed within the frames of project No. IPBU.01.01.00-06-570/11-00.

References

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 20 (2013) 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 21(12) (2012) 3726 -3734.

4 Franus W. *Characterization of X-type zeolite prepared from coal fly ash*. Polish Journal of Environmental Studies 21(2) (2012) 337-343.

5 Franus W, Wdowin M. *Removal of ammonium ions by selected natural and synthetic zeolites*. Mineral Resources Management 26(4) (2010) 133-148.

6 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.

7 Meysam N., et al. *An experimental study on durability properties of ceoncere 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 cementitiuos material*. Cement & Concrete Composites 32 (2010) 134–141.
9 Yılmaz B., et al. *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. et al. *Vibration problems in structures*. Practlical 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.

Badania parametrów dynamicznych i materiałowych elementów żelbetowych z dodatkiem zeolitu i plastyfikatora

Jacek Szulej

Katedra Mechaniki Budowli, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e–mail: j.szulej@pollub.pl

Streszczenie: Celem artykułu jest przedstawienie wyników badań parametrów tłumienia drgań oraz cech materiałowych konstrukcji żelbetowych z dodatkiem tufów zeolitowych i plastyfikatora. Część pierwsza artykułu opisuje właściwości zeolitów oraz wpływ jego dodatku na parametry betonu. Część główna artykułu przedstawia wyniki badań parametrów tłumienia drgań żelbetowych modeli płytowych. Modele posiadają zmodyfikowane spoiwo, w którym część cementu zastąpiono zeolitem. Wartości współczynników tłumienia drgań określano metodą kolokacyjną i uwzględniano tylko pierwszą częstość drgań własnych modeli. Zestawiono również wartości charakterystyk materiałowych zmodyfikowanego betonu takie jak moduły Younga i wartości współczynników Poissona.

Słowa kluczowe: parametr tłumienia drgań, cechy materiałowe, zeolit, klinoptylolit, beton.

Budownictwo i Architektura 15(4) (2016) 117-126

Regeneracja bitumicznych nawierzchni drogowych modyfikatorami otrzymywanymi z surowców ekologicznych

Michał Babiak[1], Maria Ratajczak[2], Jacek Kosno[3]

[1] Instytut Konstrukcji Budowlanych, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Poznańska, e–mail: michal.babiak@put.poznan.pl
[2] Instytut Konstrukcji Budowlanych, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Poznańska, e–mail: maria.ratajczak@put.poznan.pl
[3] Instytut Ciężkiej Syntezy Organicznej „Blachownia' w Kędzierzynie-Koźlu, e–mail: kosno.j@icso.com.pl

Streszczenie: Wykorzystanie granulatu asfaltowego do produkcji mieszanek mineralno-asfaltowych jest technologią powszechnie znaną i stosowaną na szeroką skalę w wielu krajach Unii Europejskiej. Prym w tej dziedzinie wiodą Holendrzy, Niemcy i Duńczycy. W Polsce regulacje prawne umożliwiają stosowanie w mieszankach mineralno-asfaltowych dodatek granulatu asfaltowego w ilości do 30%. Wprowadzenie uniwersalnego dodatku do destruktu asfaltowego, który poprzez zmianę parametrów reologicznych lepiszczy, zwiększy jego adhezje, umożliwi zastosowanie zwiększonej ilości granulatu asfaltowego w mieszance mineralno-asfaltowej.

Słowa kluczowe: asfalt, granulat asfaltowy, nawierzchnia drogowa, regeneracja.

1. Wprowadzenie

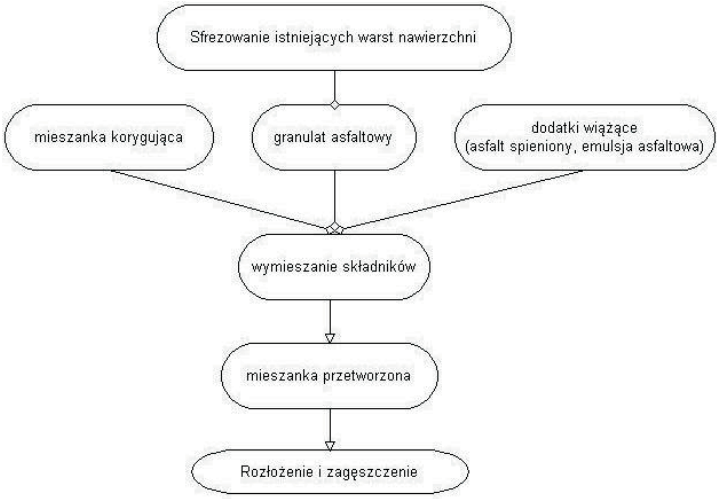
Budowa nawierzchni drogowych o podwyższonej trwałości zmęczeniowej przy zastosowaniu materiałów z recyklingu jest szczególnie istotna ze względu na rosnące natężenie ruchu samochodowego oraz wzrost obciążenia osi pojazdów. Zaniedbania ze strony zarządców dróg w zakresie utrzymania i ich naprawy doprowadzają do szybszego zniszczenia nawierzchni. Obecnie stosowane metody naprawy, przebudowy i przystosowania do aktualnych warunków ruchu infrastruktury drogowej (o nawierzchni asfaltowej) wymagają frezowania starej i zniszczonej warstwy. Pozyskana w ten sposób mieszanka mineralno-asfaltowa nazywana jest destruktem asfaltowym, a ten po przetworzeniu i określeniu parametrów technicznych granulatem asfaltowym. Stosowanie granulatu asfaltowego do mieszanek mineralno-asfaltowych jest zgodne z polityką Unii Europejskiej, która jest ukierunkowana na zapobieganie powstawania odpadów. Ochrona środowiska, stosowanie materiałów recyklingowych oraz obniżenie kosztów inwestycji drogowych są podstawowymi kryteriami stosowanymi w nowoczesnym, zrównoważonym budownictwie drogowym.

2. Recykling nawierzchni drogowych

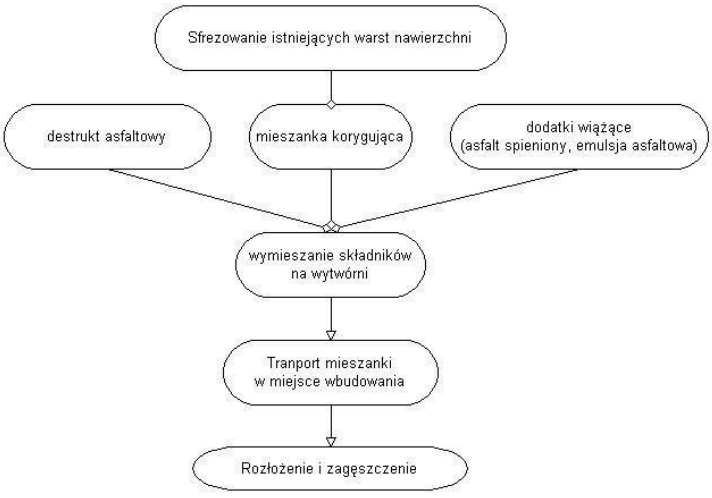
Głównym materiałem używanym do produkcji mieszanki mineralno-asfaltowej jest kruszywo naturalne – stanowi ono około 90-95% całości mieszanki. Jego pozyskiwanie niekorzystnie wpływa na środowisko naturalne. Budowa i eksploatacja kopalń surowców drogowych powoduje nieodwracalną degradacje środowiska naturalnego. Dodatkowym

źródłem zanieczyszczenia środowiska jest emisja spalin z silników samochodów przewożących kruszywo drogowe do wytwórni mas bitumicznych.

Remonty dróg o nawierzchni asfaltowej wymagają frezowania starej i zniszczonej warstwy, wskutek czego powstaje odpad w postaci destruktu asfaltowego. Nawierzchnia poddana recyklingowi może być ponownie wykorzystana do produkcji mieszanek mineralno-asfaltowych. Umożliwia to skuteczne i bezpieczne zagospodarowanie odpadów oraz ogranicza zapotrzebowanie na kruszywa naturalne. Zgodnie z obowiązującymi w Polsce przepisami 1 możliwe jest stosowanie w mieszankach mineralno-asfaltowych granulatu asfaltowego w ilości do 20% w „metodzie na zimno" oraz do 30% w „metodzie na gorąco". Proces recyklingu można wykonać na miejscu (recykling in situ) lub w wytwórni mas bitumicznych (recykling in place). Recykling wykonywany w wytwórni mas bitumicznych pozwala na dokładne dozowanie materiału oraz kontrolę składu nowopowstałej mieszanki mineralno-asfaltowej, zminimalizowany jest również wpływ warunków atmosferycznych.



Rys. 1. Schemat recyklingu na miejscu 2



Rys. 2. Schemat recyklingu w wytwórni mas bitumicznych 2

Pomimo iż są to technologie powszechnie znane i stosowane w Europie, to na polskim rynku jedynie 0,2 % wbudowywanych mieszanek mineralno-asfaltowych zawiera w swoim składzie granulat asfaltowy, gdzie w sąsiednich Niemczech ponad 60% nowych nawierzchni wykonywana jest z zastosowaniem recyklingowego materiału, jakim jest granulat asfaltowy 3.

Tabela 1. Wykorzystanie destruktu asfaltowego w nowych mieszankach mineralno-asfaltowych 3

Kraj	Rok							
	2010		2012		2013		2014	
	Dostępność destruktu asfaltowego, Mg	MMA z udziałem destruktu, %	Dostępność destruktu asfaltowego, Mg	MMA z udziałem destruktu, %	Dostępność destruktu asfaltowego, Mg	MMA z udziałem destruktu, %	Dostępność destruktu asfaltowego, Mg	MMA z udziałem destruktu, %
Austria	500 000	-	750 000	-	750 000	-	1 500 000	-
Belgia	1 500 000	47	1 500 000	49	1 500 000	51	1 500 000	-
Czechy	1 650 000	10	1 400 000	10	1 450 000	10	1 600 000	-
Dania	350 000	39	580 000	47	790 000	58	1 300 000	-
Finlandia	1 000 000	65	1 000 000	65	860 000	20	1 000 000	-
Francja	7 080 000	-	6 500 000	>60	6 900 000	>65	9 243 000	-
Niemcy	14 000 000	60	11 500 000	97	11 500 000	-	10 900 000	-
Węgry	44 580	10	100 777	46	88 000	20	20 000	-
Islandia	15 000	2,5	15 000	2,5	15 000	3,0	15 000	-
Irlandia	100 000	2,0	150 000	10	150 000	-	-	-
Włochy	11 000 000	-	10 000 000	-	10 000 000	-	9 000 000	-
Holandia	4 000 000	67	4 000 000	73	4 500 000	70	4 500 000	-
Norwegia	750 000	8	787 689	13	686 268	20	837 410	-
Polska	110 000	0,2	100 000	0,2	-	-	-	-
Rumunia	40 000	<5	20 000	5,0	22 000	10	20 000	-
Hiszpania	1 590 000	11	368 000	6,4	205 000	1,3	390 000	-
Szwecja	1 100 000	60	1 000 000	70	900 000	70	1 200 000	-
Szwajcaria	1 450 000	21	1 575 000	24	1 370 000	27	1 000 000	-
Turcja	2 420 000	10	3 816 000	1	1 200 000	1	2 340 000	-

W Polsce największym ograniczeniem stosowania nowych rozwiązań i technologii są precyzyjne przepisy techniczne, a zwłaszcza specyfikacje techniczne dotyczące budowy nawierzchni bitumicznych. Obecnie Wymagania Techniczne WT-2 2014 ograniczają stosowanie granulatu asfaltowego do mieszanek mineralno-asfaltowych do 30%. Dokument ten zawiera wytyczne technologiczne obowiązujące podczas fazy projektowej procesu budowlanego. Pomimo, że warunki techniczne umożliwiają stosowanie granulatu asfaltowego podczas przebudowy, naprawy i budowy dróg, to specyfikacje techniczne sporządzane przez inwestorów (zarządców dróg) często odrzucają takie rozwiązania. Obawy przed niską jakością proponowanych rozwiązań są nieuzasadnione, czego dowodem jest powszechność tego typu rozwiązań w krajach zachodnich (Niemcy, Szwecja, Holandia, Dania, Belgia).

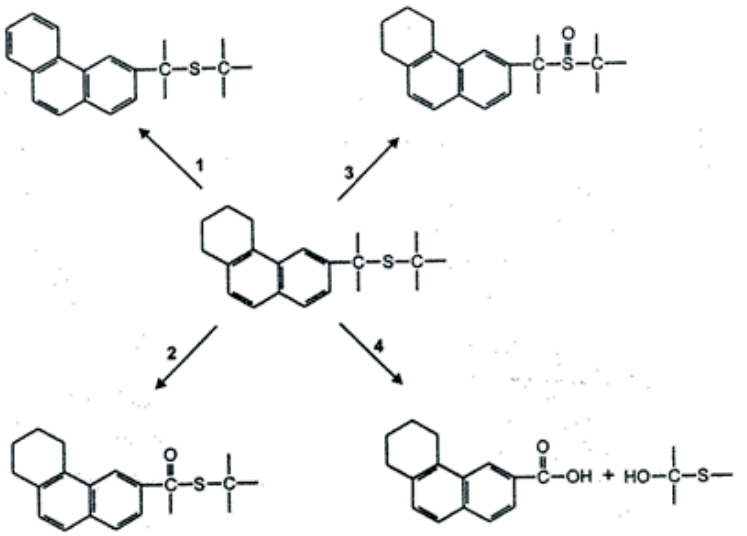
Realizowane w Polsce naprawy dróg w okresie 2008-2012 „wyprodukowały" ok. 1420000 Mg destruktu asfaltowego 3. Zakładając utrzymanie intensywności remontów

drogowych na tym samym poziomie przez najbliższe lata oraz zwiększenie udziału destruktu asfaltowego w nowo wbudowywanych nawierzchniach, można znacząco ograniczyć wydobycie kruszywa naturalnego oraz degradacje środowiska naturalnego.

3. Zmiany właściwości fizycznych asfaltów w wyniku procesów starzenia

Lepiszcza zawarte w destrukcie mają pogorszone właściwości użytkowe. Jest to spowodowane zmianami w składzie i w strukturze chemicznej asfaltu. Wraz z upływem czasu asfalt staje się bardziej sztywny, zwiększa się jego lepkość oraz temperatura mięknienia, a obniża penetracja i ciągliwość. Największy wpływ na zmianę właściwości lepiszcza ma zwiększenie zawartości grup polarnych i oddziaływanie między nimi prowadzące do asocjacji oraz kondensacji i polimeryzacja mniejszych jednostek struktury z utworzeniem struktur o większym ciężarze cząsteczkowym.

W wyniku procesów starzenia w asfalcie zachodzą zmiany struktury chemicznej. Są one wynikiem reakcji tlenu z powietrza z reaktywnymi cząsteczkami w asfalcie. Powstałe produkty utleniania mogą oddziaływać między sobą oraz wchodzić w reakcje z innymi cząsteczkami polarnymi obecnymi w asfalcie 4. Promotorami utleniania są substancje tworzące łatwo wolne rodniki. Energia potrzebna do utworzenia wolnych rodników może być dostarczana przez ogrzanie asfaltu lub pochodzić od promieniowania słonecznego 4. Dlatego w podwyższonej temperaturze rodnikowe reakcje utleniania asfaltu przebiegają z dużą szybkością. Wolne rodniki inicjują reakcje polimeryzacji w asfalcie, wskutek czego zwiększa się jego masa cząsteczkowa. Tlen cząsteczkowy może także wchodzić w reakcje ze związkami zawierającymi wiązania nienasycone bez uprzedniego utworzenia wolnego rodnika 4. Jest to wynikiem występowania w strefie podwójnego wiązania, zwiększonego pola elektrycznego.

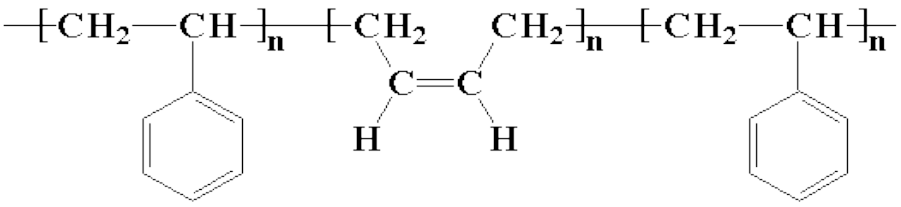


1. – Odwodornienie; 2.- Utlenianie węgla benzyłowego,
3. – Utlenianie siarczków alkilowych; 4.- Rozerwanie wiązania kowalencyjnego

Rys. 3. Wpływ utleniania na zmiany w strukturze chemicznej asfaltu 5

Najważniejsze reakcje chemiczne zachodzące podczas procesu starzenia przedstawiono na Rys 4. i są to:

- Odwodornienie - odłączenie wodoru za pomocą tlenu z utworzeniem wody i połączenia nienasyconego; w asfaltach zachodzi najczęściej odwodornienie pierścieni naftenowych do pierścieni aromatycznych, które ulegają kondensacji tworząc struktury policykliczne.
- Utlenianie węgla benzylowego do grupy karbonylowej; węgiel benzylowy jest bardzo podatny na utlenianie.
- Utlenianie siarczków alkilowych do sulfotlenków; następuje konwersja obojętnych atomów siarki do silnie polarnych grup $S = 0$, które mają znaczny wpływ na twardnienie asfaltu.
- Rozerwanie wiązania kowalencyjnego w cząsteczce i utworzenie kwasu organicznego.



Rys. 4. Wzór strukturalny SBS (styren-butadien-styren 6

Głównymi produktami utleniania asfaltu są ketony i sulfotlenki. W pierwszym etapie utleniania asfaltu w podwyższonej temperaturze, reakcja tworzenia się ketonów jest dominująca 5. W niższej temperaturze, przeważa powstawanie sulfotlenków. Siarczki są bardziej reaktywne niż inne związki znajdujące się w asfalcie, zatem ulegają najłatwiej utlenieniu. Dopiero po utlenieniu większości siarczków zachodzi utlenianie węgla benzylowego, a jako produkty otrzymuje się związki zawierające grupy karbonylowe. Około 95% tych związków stanowią ketony, reszta to kwasy karboksylowe i ich bezwodniki. Największe stężenie ketonów występuje we frakcjach żywic i asfaltenów 5.

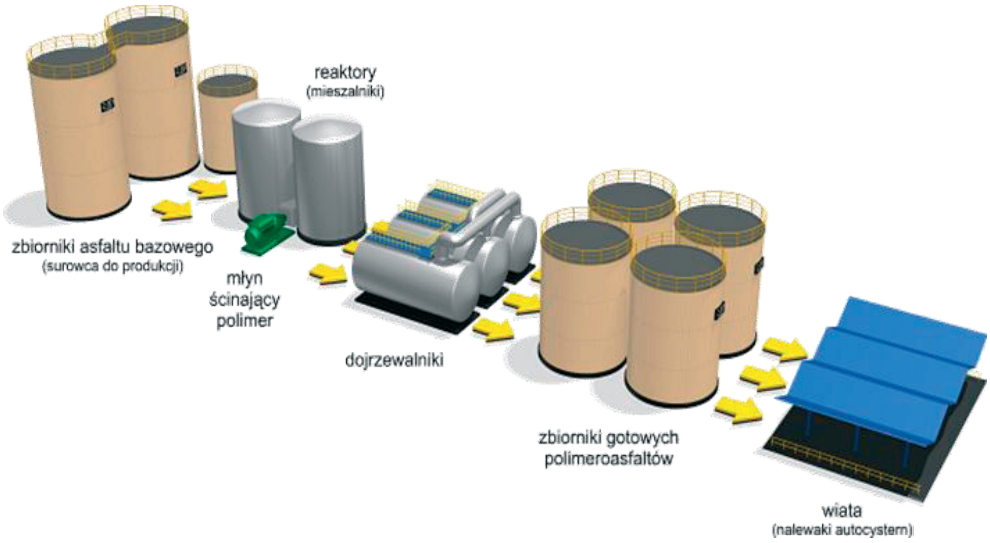
Starzenie lepiszcza wpływa na jego przyczepność do materiału mineralnego. Zmniejszenie mobilności cząsteczek asfaltu wskutek asocjacji i ich częściowe unieruchomienie w pobliżu powierzchni kruszywa zmieniają w znacznym stopniu adhezję. Kwasy karboksylowe, których ilość zwiększa się podczas starzenia asfaltu, są silnie adsorbowane na powierzchni kruszywa i łatwo wypierane z niej przez wodę, przez co przyczyniają się do zniszczenia nawierzchni. Ponadto na skutek zachodzących procesów starzeniowych w lepiszczu wzrasta temperatura łamliwości asfaltu.

4. Fizyczna modyfikacja asfaltu

W celu poprawy parametrów termoplastycznych i właściwości reologicznych lepiszczy oraz w celu spowolnienia procesu starzenia asfaltów stosuję się różnego rodzaju modyfikatory. Obecnie stosowane dodatki do asfaltów to różnego rodzaju polimery – substancje niereagujące chemicznie z asfaltem. Polimery pełnią rolę wypełniacza lub tworzą wewnątrz asfaltu przestrzenną sieć – tzw. sieciowanie fizyczne. Wybrane typy polimerów termoplastycznych można zastosować do modyfikacji asfaltów. Plastomery termoplastyczne (EVA, EMA, APP, EPDM) modyfikując asfalt nie tworzą w nim wewnętrznej sieci, pełnią role wypełniacza. Po wprowadzeniu do układu koloidalnego asfaltu stanowią odrębne, niezwią-

zane między sobą cząstki. W efekcie następuje zwiększenie lepkości i sztywności układu. W niskich temperaturach zwiększenie sztywności nie powoduje poprawy zdolności odkształcenia sprężystego. Elastomery tworzą wewnątrz asfaltu przestrzenną sieć – tzw. sieciowanie fizyczne. Do najczęściej wykorzystywanych elastomerów należą kopolimery styrenowo-butadienowe o strukturze nieuporządkowanej.

W drogownictwie, jak i przy produkcji materiałów hydroizolacyjnych, najczęściej stosowanym modyfikatorem bitumów jest SBS (styren-butadien-styren). Zauważa się istotny wpływ modyfikatora na poprawę właściwości w niskich temperaturach, przy jednoczesnej poprawie właściwości w wysokich temperaturach, znacznie poszerza się zakres lepkosprężysty asfaltu 7, 8. Jednak, aby uzyskać pożądany efekt w mieszance mineralno-asfaltowej, konieczna jest modyfikacja na poziomie do 5%. Na podstawie badań własnych zaobserwowano negatywny wpływ modyfikatora tego typu na odporność asfaltu na starzenie. Jest to efekt implikacji starzenia „czystego" asfaltu i polimeru.



Rys. 5. Schemat procesu modyfikacji asfaltu polimerami 9

Łączenie polimeru z asfaltem wymaga użycia specjalnych młynów oraz przebiega w wysokiej temperaturze. Jest to proces energochłonny i czasochłonny. Należy zwrócić uwagę, że podczas mieszania składników asfalt narażony jest na starzenie technologiczne. Wysoka temperatura oraz intensywne mieszanie wzmagają i przyspieszają proces utleniania asfaltu. W tych warunkach konwencjonalne antyutleniacze są nieskuteczne, gdyż w temperaturze powyżej 180°C utlenianie asfaltu nie ma mechanizmu wolnorodnikowego.

5. Chemiczna modyfikacja asfaltu

Drugą, ważną grupą modyfikatorów są substancje, które wchodzą w reakcje chemiczną z asfaltem, przez co powstaje trwały w czasie i temperaturze związek. Zachodząca reakcja chemiczna gwarantuje lepszą kompatybilność dodatku z asfaltem, w porównaniu z modyfikatorami oddziaływującymi na asfalt tylko w sposób fizyczny. Przykładem takiego modyfikatora są imidazoliny.

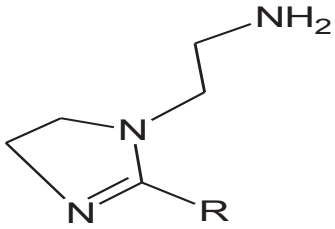
Imidazoliny zalicza się do związków heterocyklicznych. Składają się one z pięcioczłonowego pierścienia, w którym są umiejscowione dwa atomy azotu. Imidazoliny zawierają w swej strukturze pierścień 4,5-dihydro1H-imidazolu.

W zależności od podstawnika w pozycji 2 pierścienia wyróżnia się formy tautomeryczne 10:

- podstawnik w postaci wodoru lub o charakterze węglowodoru,
- podstawnik zawierający związaną z pierścieniem grupę –SH, -OH, -NH4 lub podstawioną grupę aminową –NHR.

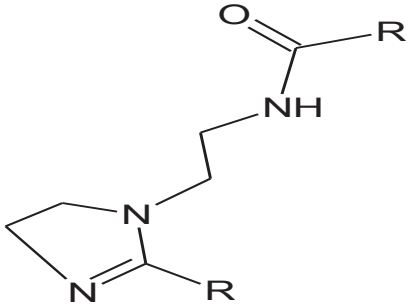
Wyróżnia się dwa podstawowe typy imidazolin:

- Imidzoliny typu I



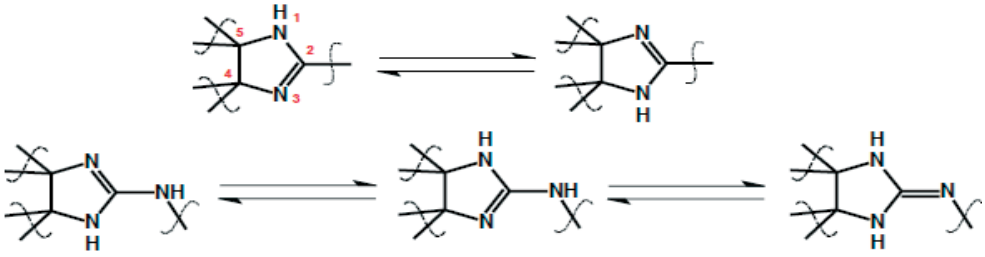
Rys. 6. Schematyczny wzór strukturalny imidazoliny typ I 10

- Imidazoliny typu II



Rys. 7. Schematyczny wzór strukturalny imidazoliny typ II 10

Struktura niezawierająca wiązania podwójnego w pierścieniu nosi nazwę imidazolidyny. Imidazoliny należą do szerokiej grupy związków powierzchniowo czynnych, wyróżnia się imidazoliny kationowe i imidazoliny amfoteryczne.



Rys. 8. Tautomeria pierścienia imidazoliny oraz 2-iminoimidazolidyny 10

6. Wyniki wstępnych badań laboratoryjnych

Do badań wstępnych wykorzystano asfalt drogowy 160/220 wyprodukowany przez rafinerię PKN Orlen S.A. w Płocku oraz imidazoliny otrzymane w Instytucie Ciężkiej Syntezy Organicznej „Blachownia" w Kędzierzynie Koźlu. Warunki techniczne WT-2 nie dopuszczają wykorzystania asfaltu 160/220 do budowy warstwy ścieralnej, jednak za względu na szereg wcześniejszych badań wykonanych na tym lepiszczu, autorzy zdecydowali się na przeprowadzenie badań wstępnych na asfalcie 160/220. W przypadku uzyskania oczekiwanych wyników projekt badawczy będzie kontynuowany na lepiszczach stosowanych przy produkcji nawierzchni asfaltowych.

Próbki asfaltów („czystych" i modyfikowanych) poddano testom, określając ich temperatury łamliwości metodą Fraassa (T_{Fr}) 11 oraz przyczepność do kruszywa bazaltowego zgodnie z normą 12.

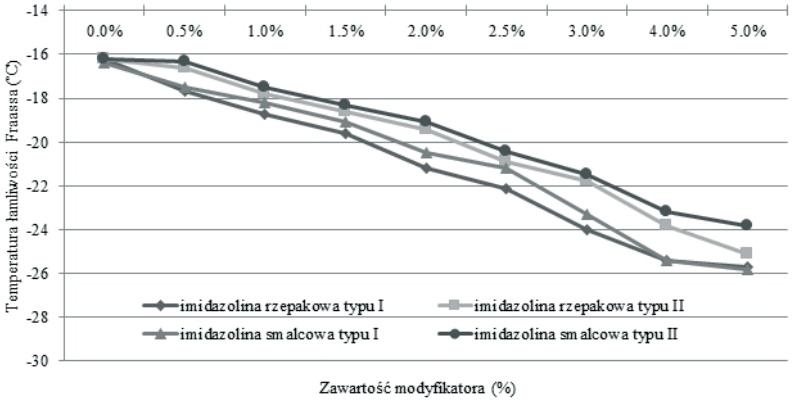
W tabeli 2 oraz na rys. 9 przedstawiono wyniki badań temperatury łamliwości badane metodą Fraassa (T_{Fr}) asfaltu „czystego" i modyfikowanego imidazoliną. Podane wyniki są średnią arytmetyczną z dziesięciu pomiarów. Dla wszystkich próbek asfaltów poddanych modyfikacji odnotowano wprost proporcjonalny spadek parametru. Najniższą wartość temperatury łamliwości odnotowano modyfikując asfalt imidazoliną rzepakowej typu I (spadek o 58,7% w stosunku do asfaltu bez modyfikacji).

Utleniony asfalt zawarty w destrukcie cechuję się wysoką temperaturą łamliwości, przez co staję się kruchy i podatny na spękania. Z obawy przed szkodami mrozowymi, pęknięciami i zniszczeniami niskotemperaturowymi (w polskim klimacie odnotowuję się ok 150 cykli przejścia temperatury przez „0") ogranicza się zastosowanie destruktu zawierającego utleniony i usztywniony asfalt w nowych nawierzchniach. Dodatek imidazoliny do asfaltu działa regenerująco – obniża temperaturę łamliwości. Poprawa elastyczności asfaltu w niskich temperaturach umożliwia dodanie większej ilości destruktu do mieszanki mineralno-asfaltowej, bez pogorszenia jej parametrów.

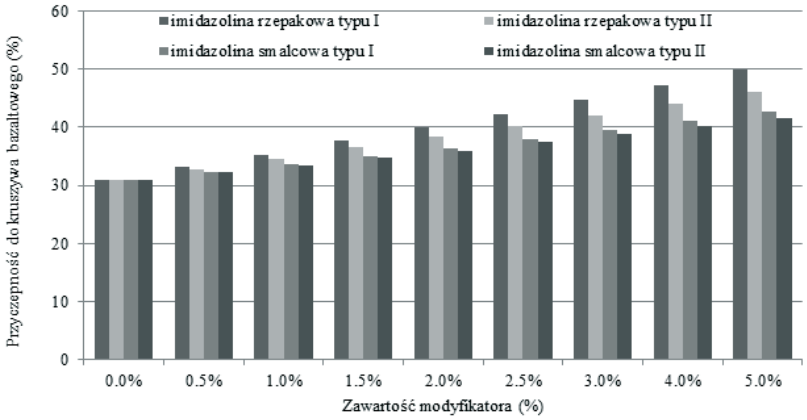
Tabela 2. Temperatura łamliwości asfaltów modyfikowanych imidazoliną

Lp.	Procentowa zawartość modyfikatora (wagowo)	Temperatura łamliwości metodą Frrassa T_{Fr} (°C)			
		Asfalt 160/220 + imidazolina rzepakowa typu I	Asfalt 160/220 + imidazolina rzepakowa typu II	Asfalt 160/220 + imidazolina smalcowa typu I	Asfalt 160/220 + imidazolina smalcowa typu II
1.	0,0%	-16,2	-16,2	-16,4	-16,2
2.	0,5%	-17,7	-16,6	-17,5	-16,3
3.	1,0%	-18,7	-17,8	-18,2	-17,5
4.	1,5%	-19,6	-18,6	-19,1	-18,3
5.	2,0%	-21,2	-19,4	-20,5	-19,1
6.	2,5%	-22,1	-20,9	-21,2	-20,4
7.	3,0%	-24,0	-21,8	-23,3	-21,5
8.	4,0%	-25,4	-23,8	-25,4	-23,2
9.	5,0%	-25,7	-25,1	-25,8	-23,8

Na rys. 10 przedstawiono wyniki badań przyczepności do kruszywa bazaltowego asfaltu „czystego" i modyfikowanego imidazoliną. Dla wszystkich próbek asfaltów poddanych modyfikacji odnotowano wzrost przyczepności. Największy przyrost uzyskano dla próbek asfaltów modyfikowanych imidazoliną rzepakową typu I w ilości 5% (o 60,9%).



Rys. 9. Temperatura łamliwości asfaltów modyfikowanych imidazoliną



Rys. 10. Przyczepności do kruszywa bazaltowego asfaltów modyfikowanych imidazoliną techniczną

7. Podsumowanie

Wstępne badania wykazały, że już niewielki dodatek imidazolin znacznie poprawia adhezję asfaltów do podłoża (do 60%) oraz ma istotny wpływ na zmianę jego temperatury łamliwości, co poszerza zakres lepkosprężysty lepiszcza.

Źródłem przewagi proponowanego rozwiązania w stosunku do obecnie stosowanych jest wprowadzenie uniwersalnego dodatku do destruktu asfaltowego, który poprzez zmianę parametrów reologicznych lepiszczy, zwiększy jego adhezję umożliwi zastosowanie zwiększonej ilości granulatu asfaltowego w mieszance mineralno-asfaltowej. Możliwość użycia zwiększonej ilości granulatu asfaltowego jest efektem zastosowania dodatku, który regeneruje asfalt, wiąże chemicznie i tworzy z nim trwały w czasie i temperaturze związek. Wprowadzenie dodatku podczas naprawy dróg metodą in-situ recyklingu na gorąco umożliwi uzyskanie mieszanki mineralno-asfaltowej o parametrach zgodnych z warunkami technicznymi obowiązującymi na terenie kraju.

Kolejną zaletą proponowanego rozwiązania jest jego kompleksowe działanie, wynikające z budowy i struktury chemicznej dodatku, co wyeliminuje konieczność stosowania w trakcie produkcji mieszanki mineralno-asfaltowej innych substancji, takich jak emulgatory czy rozpuszczalniki.

Literatura

1. Nawierzchnie asfaltowe na drogach krajowych WT – 2. Mieszanki mineralno-asfaltowe. Wymagani techniczne, Warszawa 2014.
2. http://blogdrogowy.blogspot.com/2013/02/recykling-nawierzchni-asfaltowych.html (dostęp czerwiec 2016).
3. European Asphalt Pavement Association. Asphalt in Figures (http://www.eapa.org/promo.php?c=174).
4. Babiak M., Kosno J. *Imidazoliny jako modyfikatory asfaltów stosowanych do produkcji materiałów hydroizolacyjnych*. Przemysł Chemiczny 4 (2016) 95-98.
5. Gaweł I., Kalabińska M., Piłat J. *Asfalty drogowe*. Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa 2001.
6. www.pslc.ws (dostęp czerwiec 2016).
7. Martin J.V., Orange G., Baumgardner G. *Performance of road asphalt improved by chemical modification and by combined chemical and polymer modification. Improved rutting and moisture resistance*. Revue Generale des Routes et des Aerodromes 843 (2005).
8. Słowik M., *Wpływ modyfikacji polimerami na właściwości reologiczne asfaltów drogowych*. rozprawa doktorska, Poznań 2001.
9. Błażejowski K., Olszacki J., Peciakowski H. *Poradnik asfaltowy 2009*. ORLEN Asfalt, Płock 2009.
10. Treder A. P. *Synteza oraz właściwości biologiczne pochodnych 4(5)-(2-aminoetylo)imidazoliny*. Rozprawa doktorska, Gdańsk 2008.
11. PN-EN 12593 Asfalty i lepiszcza asfaltowe. Oznaczanie temperatury łamliwości metodą Fraassa.
12. PN-EN 12697-11 Mieszanki mineralno-asfaltowe. Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco. Część 11: Oznaczanie powinowactwa pomiędzy kruszywem i asfaltem

Regeneration of pavement with modifiers based on ecological materials

Michał Babiak[1], Maria Ratajczak[2], Jacek Kosno[3]

[1] Institute of Structural Engineering, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Poznan University of Technology, e–mail: michal.babiak@put.poznan.pl
[2] Institute of Structural Engineering, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Poznan University of Technology, e–mail: maria.ratajczak@put.poznan.pl
[3] Institute of Heavy Organic Synthesis „Blachownia" Kędzierzyn-Koźle, e–mail: z.nowacki@pollub.pl

Abstract: The production of the mix asphalt with the feedstock of reclaimed asphalt is very popular technology and widely applied in many countries of European Union. The leaders are Netherland, Germany and Denmark. A polish law regulations allows the manufacture the asphalt mixtures with the content of the feedstock of reclaimed asphalt pavement (RAP) up to 30%. The additive of a universal modifier to the reclaimed asphalt will change the rheological parameters of the bituminous binders, increase the adhesion. The manufacture of the mix asphalt with the larger content of the feedstock of reclaimed asphalt pavement will be possible.

Keywords: asphalt, feedstock of reclaimed asphalt pavement, regeneration.

Budownictwo i Architektura 15(4) (2016) 127-137

Interpretacja niezgodności spawalniczych w złączu T-joint z podkładką podczas badań ultradźwiękowych

Marcin Górecki[1], Michał Jordan[2]

[1] Katedra Konstrukcji Budowlanych, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e–mail: m.gorecki@pollub.pl
[2] Przedsiębiorstwo Specjalistyczne DRACO Lesiński Spółka Jawna, e–mail: m.jordan@draco.com.pl

Streszczenie: Jedną z najczęściej stosowanych metod oceny poprawności wykonania złączy spawanych jest nieniszcząca metoda wykorzystująca fale ultradźwiękowe. Praktyka pokazuje, że pomimo wymagań stawianych personelowi wykonującemu badania, w wielu przypadkach niezgodności w spoinach czołowych w połączeniach typu T-joint z podkładką stalową są błędnie interpretowane, a w konsekwencji prowadzą do zbędnej i kosztownej naprawy złączy. W pracy zaprezentowano wyniki badań przeprowadzonych na próbkach kontrolnych, w których w rzeczywistości nie występują niezgodności spawalnicze, ale powstające wskazania na ekranie defektoskopu mogą świadczyć o występowaniu niezgodności w postaci wady pozornej.

Słowa kluczowe: niezgodności spawalnicze, wada pozorna, złącze T-joint, spoina czołowa, badania ultradźwiękowe, głowica skośna, transformacja fali, granica ośrodków, obwiednia impulsu.

1. Wstęp

Spawalnictwo jest dziedziną, która wymaga przestrzegania surowego reżimu technologicznego. Niezmiernie ważna jest kontrola samego procesu spawania, ale również istotna jest metodologia kontroli produktu końcowego tego procesu. Podczas kontroli jakości wykonanej spoiny przez dugi okres czasu posługiwano się pojęciem „wada złącza spawanego". Normy dotyczące zarządzania jakością, między innymi norma PN-EN ISO 9000 „Systemy zarządzania jakością. Podstawy i terminologia„ [1], jednoznacznie definiuje pojecia wada. Według tego dokumentu wada to niespełnienie wymagania, czyli niespełnienie potrzeby lub oczekiwania, które zostało ustalone, przyjęte zwyczajowo lub jest obowiązkowe, odnoszące się do zamierzonego lub wyspecyfikowanego użytkownika. Obok pojęcia wady, w wyżej wymienionej normie, pojawiła się definicja niezgodności – to niespełnienie wymagania, czyli niespełnienie potrzeby lub oczekiwania, które zostało ustalone, przyjęte zwyczajowo lub jest obowiązkowe [2]. Podążając za normą [1], do spawalnictwa wprowadzono pojęcie „niezgodności spawalniczej", zastępując pojęcie „wada złącza spawanego". Norma [1] zwraca uwagę na różnice występujących między pojęciami „wada" a „niezgodność". Różnica ta jest ważna, ponieważ posiada konotacje prawne, w szczególności te, które związane są z zagadnieniami odpowiedzialności za wyrób. W rezultacie zaleca się stosowanie terminu „wada" z największą ostrożnością. W ocenie jakości spoin słowo „wada" powinno być stosowane w sposób przemyślany, ponieważ w normie PN-EN ISO 6520-1[N11], klasyfikującej geometryczne niezgodności spawalnicze w metalach, określono „wadę" jako niedopuszczalną niezgodność spawalniczą [3].

Badania spoin mogą odbywać się w sposób niszczący złącze lub w sposób nieniszczący. Złącza wykonywane na obiektach docelowych wymagają jednak badań nieniszczących ze względu na finalną postać wykonywanego wyrobu. W grupie tych badań można wyróżnić następujące typy: badania wizualne (VT), badania penetracyjne (PT), badania magnetyczno-proszkowe (MT), badania radiograficzne (RT), badania ultradźwiękowe (UT), badania prądami wirowymi (ET) i inne niekonwencjonalne metody badań nieniszczących. Dobór metody badań nieniszczących zależny jest od odpowiedzialności konstrukcji (klasy konstrukcji) lub wymogów klienta. W większości przypadków wykonuje się w 100% badania wizualne, a następnie w zależności od wielu czynników kolejną metodę lub kombinacje metod. Przy wyborze metody należy uwzględnić kilka czynników:

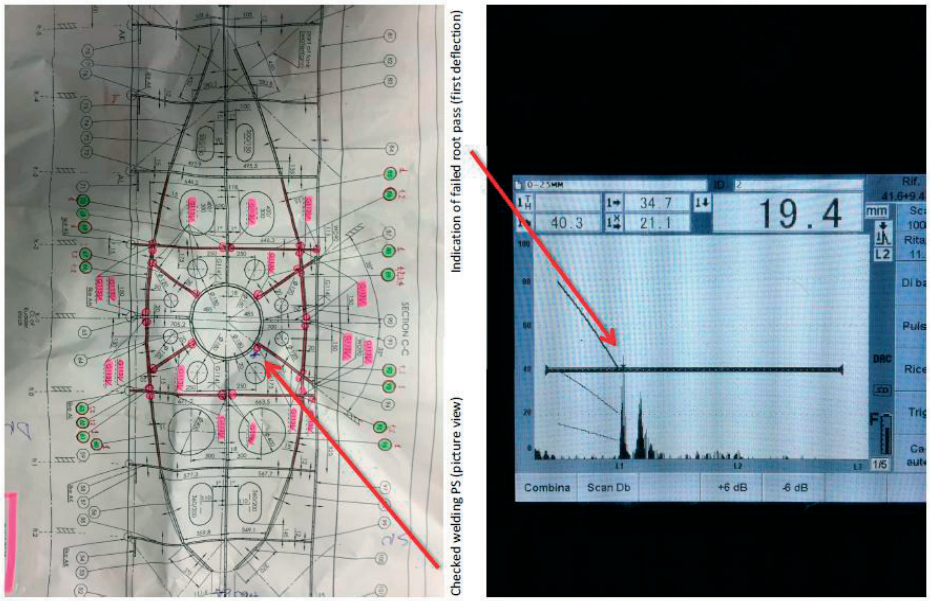
- zastosowany materiał podstawowy w konstrukcji,
- zastosowany materiał dodatkowy,
- zastosowane metody spawania,
- typ / rodzaj złącza,
- wymiary złącza,
- dostępność miejsca kontrolowanego,
- stan obróbki cieplnej materiału podstawowego,
- obowiązujące poziomy jakości wykonania oraz dopuszczenia do eksploatacji,
- spodziewane rodzaje niezgodności spawalniczych.

Biorąc pod uwagę powyższe czynniki, nastawiając się na nieciągłości zorientowane wewnątrz spoiny, najbardziej uniwersalną metodą badań nieniszczących, a jednocześnie dającą wysoki poziom wykrywalności niezgodności spawalniczych jest metoda badań ultradźwiękowych. Metoda ta charakteryzuje się dużą mobilnością, możliwością wykonywania badań z dostępem z jednej lub obu stron do badanego obiektu, informuje o stanie, w którym znajduje się cała objętość kontrolowanego elementu. Ponadto jest to najlepsza metoda wykrywania wewnętrznych nieciągłości płaskich z określeniem jej położenia i wymiarów i jest stosowana do wykrywania wewnętrznych niezgodności spawalniczych w złączach ze spoinami z pełnym przetopem.

Metoda badań ultradźwiękowych posiada pewne ograniczenia w skali czterostopniowej. Koszt kontroli plasuje się na drugim miejscu, a w szczególności jest to droga metoda w odniesieniu do dużych konstrukcji. Wymaga wysokich kwalifikacji i dużej praktyki od osób wykonujących badanie i wymaga powierzchni kontaktowej pozwalającej na wprowadzenie fali ultradźwiękowej. W przypadku, kiedy stosuje się badania ultradźwiękowe w złączach ze spoinami czołowymi z częściowym przetopem i złączach ze spoinami pachwinowymi, nie przetopiona grań może uniemożliwić przeprowadzenie badań objętościowych w sposób zadowalający.

Nazbyt ostrożne podejście osób uprawnionych do oceny występowania niezgodności spawalniczych w spoinach, nierzadko prowadzi do konieczności wykonywania spawania naprawczego. Uznaje się jednak, że jakość złączy po spawaniu naprawczym jest zwykle niższa niż złączy nienaprawionych, zawierających niezgodności spawalnicze. Jest to spowodowane głównie wprowadzeniem do złącza dodatkowych spawalniczych naprężeń własnych. Normy i przepisy wykonania konstrukcji spawanych ograniczają liczbę napraw tego samego obszaru złącza do jednej naprawy w obszarze grani, a maksymalnie dwóch w obszarze środkowym i licu spoiny [4]. Można spotkać się z przypadkami, kiedy dokonywano napraw w niewłaściwym obszarze złącza lub pozostawieniu w złączu naprawianym niezgodności.

Jednym z przypadków wykonywania złączy teowych jest spawanie jednostronne czołowe o dużej grubości, z pełnym przetopem z podkładką metalową, wymagających ukosowania na V. Ważne jest odpowiednie podparcie ciekłego metalu jeziorka spawalniczego do czasu aż zakrzepnie [5]. Niestety, badania tego typu złączy również sprawiają sporą ilość problemów. Popularną metodą badania nieniszczącego jest badanie ultradźwiękowe i niejednokrotnie jest błędnie interpretowane. Podczas takiego badania wykazuje się, że niezgodność, a raczej już wada jaka tam występuje to brak przetopu. Na fotografii 1 przedstawiono przykładowy wynik pomiaru UT dla spoiny o grubości 20 mm. Na podstawie raportu wewnętrznego dokonano negatywnej oceny spoiny o długości około 8 000,00 mm wskazując na brak przetopu. Według tego samego raportu wykazano, że na innych sekcjach badanego obiektu, występują spoiny, które otrzymały negatywną ocenę. W kilku przypadkach wskazania występowały poza spoiną, np. przy grubości 15 mm niezgodności znajdowały się na 18 mm.



Fot. 1. Fragment raportu, na podstawie którego stwierdzono brak przetopu

Powtórne badania kontrolne nie potwierdziły wcześniej wyprowadzonych wniosków. Raport z powtórnego badania stwierdzał poprawność wykonania złączy. W celu wyjaśnienia niewłaściwej interpretacji wskazania wykonano kilkanaście złączy próbnych w różnych konfiguracjach, które poddano badaniom kontrolnym.

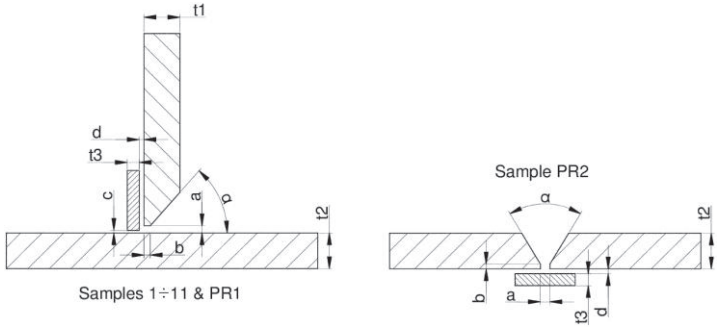
2. Badania złączy próbnych

2.1. Sposób przygotowania złączy próbnych

W przeprowadzonych badaniach wykorzystano 12 próbek złączy typu T-joint z podkładka stalową i jedną próbkę w postaci złącza doczołowego. Blachy elementów próbnych różniły się nie tylko cechami geometrycznymi takimi, jak grubość, ale również sposób przygotowania krawędzi elementów złącznych był różny. Sposób ustawienia elementów

złącznych względem siebie, czy sposób lokalizacji podkładki także był zmienny w poszczególnych próbkach. Spawanie próbek odbywało się w dwóch pozycjach spawania: podolnej (PA) i pionowej z dołu do góry (PF). Zastosowano dwie metody spawania: spawanie łukowe elektrodą topliwą w osłonie gazu aktywnego (135) i spawanie drutem proszkowym w osłonie gazu aktywnego (136). Na rysunku 1 pokazano schemat przygotowania złączy próbnych a w tabeli 1 zestawiono cechy geometryczne tych złączy.

Każda z próbek posiadała stałą długość równą 300 mm. Blacha dochodząca w złączach teowych miała taką samą grubość równą 15 mm a sposób ukosowania blachy umożliwiał wykonanie spoiny ½V. Jedna z próbek złącza teowego i próbka złącza doczołowego przygotowywane były w obecności pracownika jednostki normalizującej i certyfikującej RINA.



Rys. 1. Schemat złączy próbnych

Tabela 1. Charakterystyka złączy próbnych

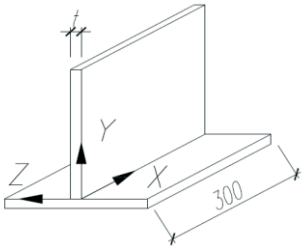
Nr próbki	Grubość			Kąt ukos.	Odstęp	Próg	Podkładka stalowa		Pozycja (metoda)	Uwagi
	t_1 [mm]	t_2 [mm]	t_3 [mm]	α [°]	a [mm]	b [mm]	c [mm]	d [mm]		
1	15	15	5	30-35°	2	0	0	0	PA (135)	
2	15	15	5	30-35°	4	0	0	0	PA (135)	
3	15	15	5	30-35°	6	0	0	0	PA (135)	
4	15	15	5	30-35°	2	2	0	0	PA (135)	
5	15	15	5	30-35°	4	2	0	0	PA (135)	
6	15	15	5	30-35°	4	0	0	2	PA (135)	
7	15	15	5	30-35°	4	0	2	0	PA (135)	
8	15	15	5	30-35°	4	0	0	2	PF (136)	
9	15	20	5	30-35°	3-4	0	0	0	PF (136)	
10	15	20	5	30-35°	6	0	0	0	PF (136)	
11	15	15	5	30-35°	4	0	0	0-3	PF (136)	
PR1	15	15	5	30-35°	6	0	0	0	PA (135)	Obecność Inspektora RINA
PR2	-	15	5	30-35°	6	0	-	0	PA (135)	

2.2. Metoda pomiaru i aparatura badawcza

W celu weryfikacji niezgodności spawalniczych i interpretacji wyników zastosowano taką samą metodę pomiaru jak w przypadku wątpliwej konstrukcji czyli metodę badań ultradźwiękowych. Podstawowym urządzeniem pomiarowym był defektoskop Sonatest – Masterscan – D70. Używano kilku rodzaju głowic kątowych: MWB70°, MWB60°, MWB45°, AM4R-8x9-60°, AM4R-8x9-45°. Badania przeprowadzono na poziomie C wg

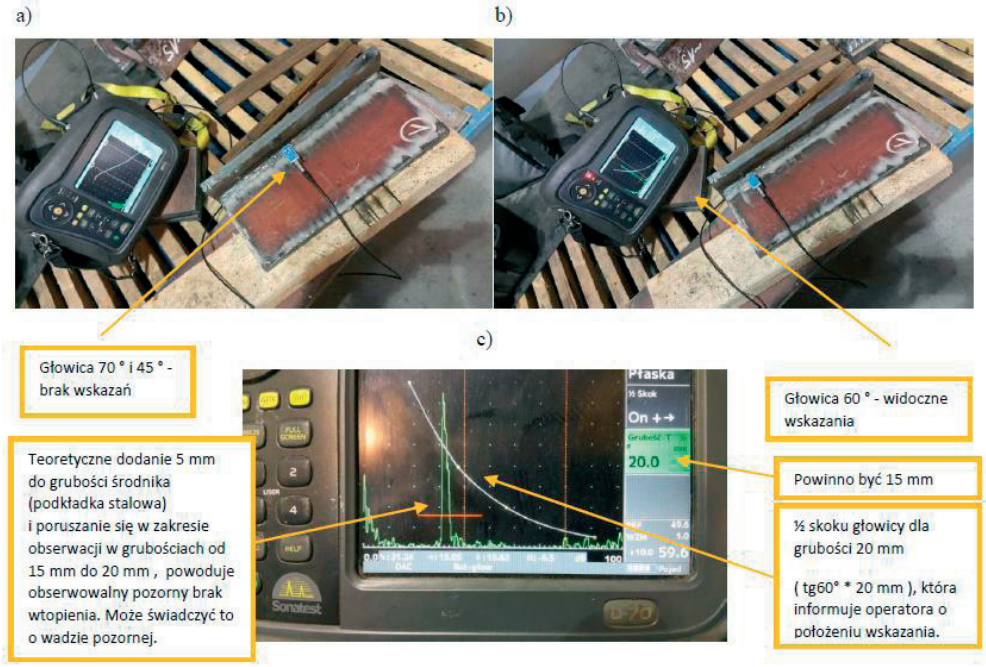
normy PN-EN ISO 17640 [6], przy poziomie akceptacji 2 według tabeli A.1 normy PN-EN ISO 11666 [7]. Program badań ultradźwiękowych zakładał wykazanie ewentualnych niezgodności spawalniczych związanych z brakiem przetopu spoiny czołowej na całej długości złącza czyli na odcinku 300 mm.

Wyniki pomiarów zestawiono tabelarycznie (Tab. 2) uwzględniając następujące wielkości: grubość blachy (t), początek wskazania (X), długość wskazania (Lx), wysokość punktu „0” (Y), wskazanie defektoskopu pokazujące teoretyczną głębokość spoiny (Z). Na rysunku 2 zobrazowano sposób wymiarowania wykrytych wskazań.



Rys. 2. Sposób wymiarowania wykrytych wskazań

Zastosowana aparatura do badań ultradźwiękowych nie posiada możliwości zapisu przebiegu badania w związku z tym rejestrowano wszelkiego rodzaju oznaki występujących niezgodności przy użyciu technik fotograficznych tak, jak zostało przedstawione to na zdjęciach (Fot. 2).



Fot. 2. Próbka nr 1 podczas badań ultradźwiękowych: a) brak wskazania przy użyciu głowic o kącie nachylenia 45° i 70°, b) wskazanie przy użyciu głowic o kącie nachylenia 60°, c) wskazanie niezgodności spawalniczej poza materiałem rodzimym

Zastosowane skośne głowice ultradźwiękowe o kącie załamania 70° i 45° nie wykazywały występowania niezgodności w żadnej badanej próbce. Głowice o kącie załamania 60° doprowadziły do ujawnienia ech, obserwowanych na ekranie defektoskopu. Na przykładzie próbki nr 1, teoretycznie, dodając 5 mm do grubości środnika, czyli grubość zastosowanej podkładki stalowej, i poruszając się w zakresie obserwacji grubości pomiędzy 15 mm a 20 mm, można zaobserwować występowanie niezgodności spawalniczej interpretowanej niejednokrotnie jako brak wtopienia. Świadczy to jednak o występowaniu wady pozornej, która powstać może z zależności pomiaru obarczonego błędem, wynikającym z rozbieżności wiązki ultradźwiękowej (ocena kąta rozbieżności wiązki w płaszczyźnie padania jest utrudniona z powodu niesymetrycznego usytuowania osi wiązki w polu ultradźwiękowym głowicy) oraz transformacji fali.

Fale, padające pod różnymi kątami na granice wtopu, mogą powodować transformację, czyli zjawisko powstania wiązki fal innego typu niż fala padająca. Towarzyszy to ukośnemu padaniu fali. Po transformacji kąty odbicia i załamania dla fali podłużnej L (transformowała z poprzecznej T) są zawsze większe niż dla fali poprzecznej T: $\gamma L > \gamma T$ i $\beta L > \beta T$ (zjawisko transformacji fal na granicy ośrodków).

W rozpatrywanym przypadku zgodnie z prawem transformacji i odbicia zachodzi następująca zależność: T→ T + L (padająca fala T po odbiciu jest obserwowana jako fala L po transformacji). Zatem po odbiciu lub załamaniu występują dwa rodzaje fal.

Fala poprzeczna T rozchodzi się w stali z prędkością 3230 m/s natomiast fala podłużna L rozchodzi się z prędkością 5920 m/s. Dwa razy szybciej poruszająca się fala T po powrocie do głowicy daje wskazanie pozorne, mogące świadczyć o niepełnym przetopie.

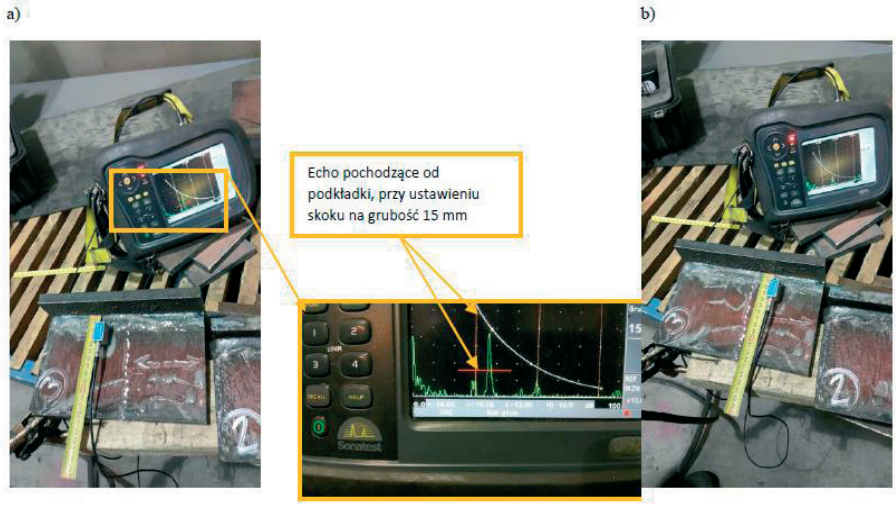
Tabela 2. Zestawienie wyników badań dla próbek 1÷11

Nr próbki	Początek wskazania	Długość wskazania	Położenie punktu „0”	Teoretyczna głębokość spoiny	Grubość blachy
	X	*Lx*	*Y*	*Z*	*t*
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
1	0	300	0	14÷15	15
2	0	300	0	14÷15	15
3	0	300	1	12÷15	15
4	0	300	1	12÷15	15
5	0	300	0	12÷15	15
6	0	300	1	12÷15	15
7	0	300	1	13÷15	15
8	0	300	1	11÷15	15
9	0	300	0	18÷20	20
10	0	300	0	10÷15	15
11	0	300	0	11÷15	15

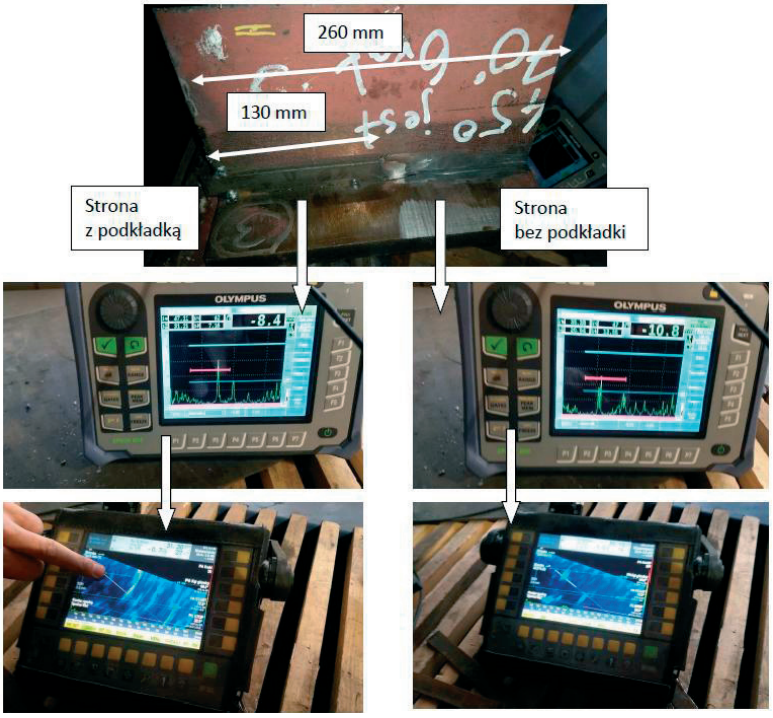
Kolejny etap badań przewidywał usunięcie fragmentu podkładki, dokonanie badań wizualnych, a następnie ultradźwiękowych w celu potwierdzenia pozytywnego wyniku badań. Na odcinku równym połowie długości złącza usunięto podkładki dla próbek nr 2, 3, 5. Po usunięciu podkładki, podczas badań wizualnych nie stwierdzono błędnie wykonanej spoiny, w której nie nastąpiłoby całkowite wypełnienie rowka spawalniczego. Wykonano powtórne badanie ultradźwiękowe na odcinku, na którym występowała jeszcze podkładka, i na odcinku bez podkładki. Sposób pomiaru dla próbki nr 3 przedstawiono na Fot. 3.

Urządzeniem OLYMPUS EPOCH 650 przeprowadzono badanie kontrolne dla próbki nr 3. Rezultaty badań były zbieżne z wynikami otrzymanymi we wcześniejszych badaniach. Kolejnym przyrządem pomiarowym, jaki zastosowano do porównania wyników dla próbki

nr 3, był defektoskop wykorzystujący technikę Phased Array. Bardziej zaawansowana technika, polegająca na elektronicznym sterowaniu wiązką nadawczą głowic liniowych, również wykazywała niezgodności w części próbki, w której występowała podkładka stalowa. Fot. 4 potwierdza zgodność wyników dla wszystkich zastosowanych metod pomiaru wskazań.

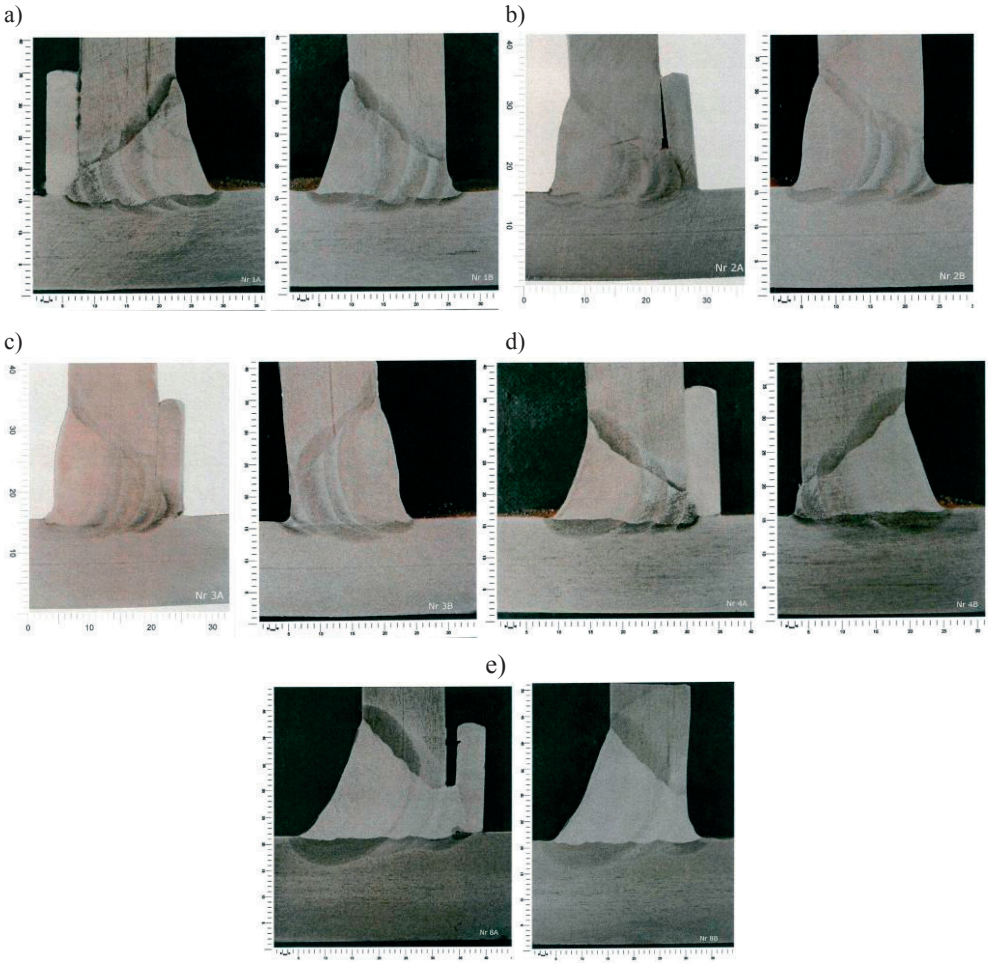


Fot. 3. Próbka nr 3: a) pomiar na odcinku z podkładką, b) pomiar na odcinku z usuniętą podkładką



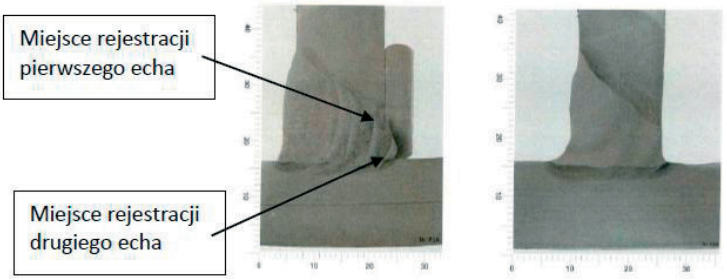
Fot. 4. Wyniki pomiarów dla próbki nr 3 w części z podkładką i w części bez podkładki przy użyciu głowicy skośnej i głowicy wieloprzetwornikowej

Ostatni etap badań obejmował przecięcie próbek 1, 2, 3, 4, 8, PR1 i wykonanie badań makroskopowych. Badanie przeprowadzono zgodnie z normą PN-EN ISO 17639:2013-12 [8] przy użyciu mikroskopu stereoskopowego Nikon SMZ800N. Dla każdej z próbek przeprowadzono dwa badania. Jedno z badań dotyczyło próbki po stronie gdzie występowała podkładka, drugie badanie dotyczyło części próbki z usuniętą podkładką. W zależności od próbki powiększenie mieściło się w przedziale 1,5 x ÷ 1,85 x. Na Fot. 5 zaprezentowano obrazy powierzchni zgładu poszczególnych próbek.

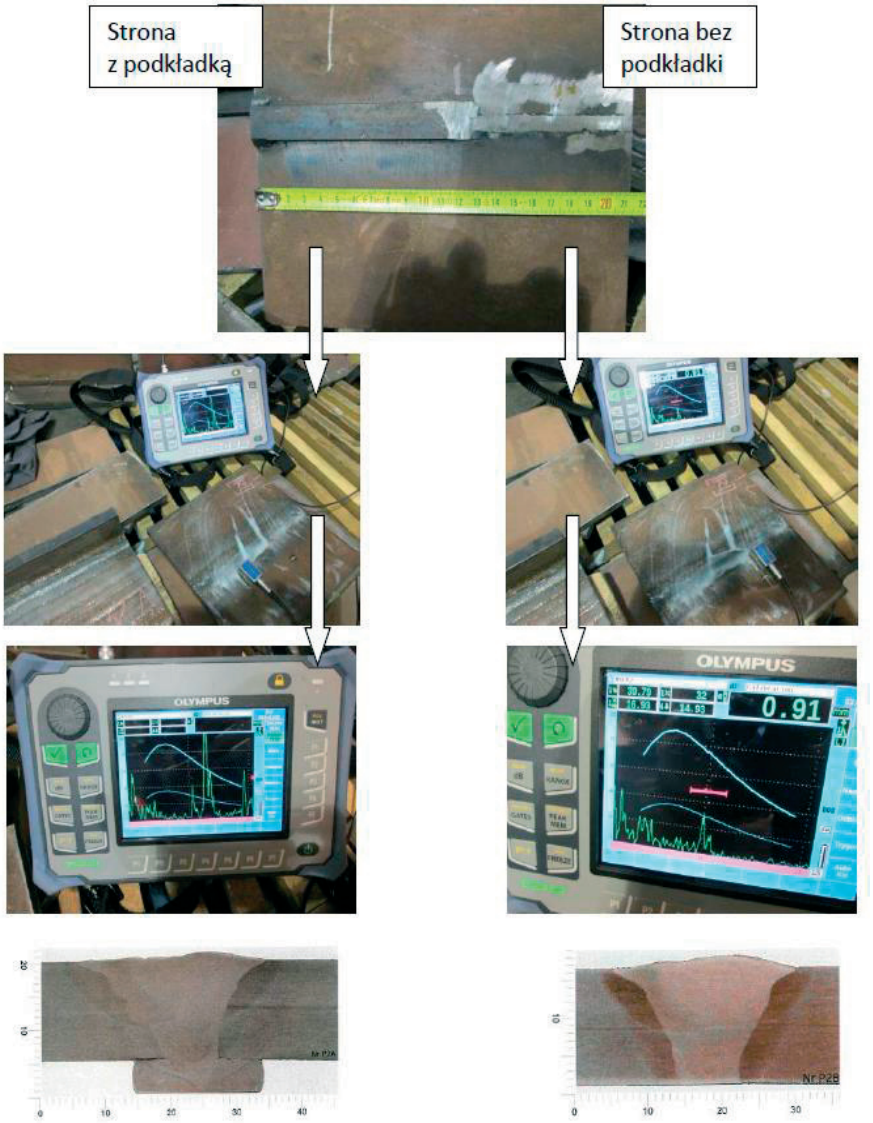


Fot. 5. Powierzchnie zgładu próbek z podkładką i bez podkładki: a) próbka nr 1, b) próbka nr 2, c) próbka nr 3, d) próbka nr 4, e) próbka nr 8

Na podstawie badań makroskopowych nie stwierdzono w żadnym przypadku występowanie jakiejkolwiek niezgodności spawalniczych w materiale, strefie wpływu ciepła (SWC) czy spoinie. Można zaobserwować, że w miejscu występowania podkładki wtopienie obejmuje również obszar podkładki. W drugiej części każdej próbki, po usunięciu podkładki, na przekroju makro widoczne jest prawidłowe wykonanie spoiny z pełnym przetopem. Na Fot. 6 zobrazowano miejsca powstających ech fali ultradźwiękowej odbitej od podkładki spawalniczej.



Fot. 6. Rejestrowana niezgodność powstająca w wyniku odbicia fali ultradźwiękowej dla próbki PR1



Fot. 7. Próbka ze złączem doczołowym PR2, rejestrowane echa na ekranie defektoskopu i obrazy makro

W programie badań przewidziano wykonanie dodatkowo złącza doczołowego. Wskazania urządzeń ultradźwiękowych, w obszarze występowania podkładki, świadczyły o występowaniu niezgodności na pograniczu elementów składowych złącza. Po usunięciu podkładki wskazania te już nie występowały. Obrazy makro potwierdziły prawidłowe wykonanie połączenia i brak występowania niezgodności (Fot. 7).

3. Wnioski końcowe

W wyniku przeprowadzonych badań na próbnych złączach typu T-joint z podkładką stalową wykazano, że rejestrowane echa na ekranie defektoskopu generowane falą ultradźwiękową za pomocą głowic skośnych w wielu przypadkach nie są niezgodnością spawalniczą interpretowaną jako brak przetopu. Podkładka w złączu typu T-joint powoduje odkształcenie i rant, który odbija sygnał ultradźwiękowy stwarzając pozorne wskazanie. Dodatkowo zachodzi zjawisko odbicia i załamania fali ultradźwiękowej na granicy trzech ośrodków (spoina / materiał / podkładka). Błędne jest traktowanie podkładki jako części spoiny. Zgodnie z nomą PN-EN ISO 15614-1 [9] pkt. 8.3.2.1.e spoinę należy oceniać tylko do grubości nominalnej blachy. Badania makroskopowe potwierdziły prawidłowość wykonanych złączy próbnych kwalifikując je do spełnienia poziomu jakości B według normy PN-EN ISO 5817:2014 [10]. Poziom jakości B odpowiada najwyższym wymaganiom wobec spoin ukończonych.

Badania ultradźwiękowe na złączach T-joint z podkładką mogą prowadzić do błędnej interpretacji wskazań, a w związku z tym do zbędnych prac naprawczych. Szczególną ostrożność należy zachować w ocenie braku przetopu oraz przy typowaniu operatorów do badań z dużym doświadczeniem zawodowym.

Literatura

1. PN-EN ISO 9000:2006. *Systemy zarządzania jakością. Podstawy i terminologia*.
2. Czuchryj J., Papkala H., Winiowski A. *Niezgodności w złączach spajanych*. Gliwice 2005.
3. Czuchryj J., Sikora S. *Metody i techniki badań nieniszczących złączy spawanych*. Gliwice 2014.
4. Klimpel A. *Kontrola i zapewnienie jakości w spawalnictwie*. 1998, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej.
5. Klimpel A. *Podręcznik spawalnictwa. Tom I. Technologie spawania i cięcia*. 2013, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej
6. PN-EN ISO 17640:2011. *Badania nieniszczące spoin. Badania ultradźwiękowe. Techniki, poziomy badania i ocena*.
7. PN-EN ISO 11666:2011. *Badania nieniszczące spoin. Badania ultradźwiękowe. Poziomy akceptacji*.
8. PN-EN ISO 17639:2013-12. *Badania niszczące spawanych złączy metali. Badania makroskopowe i mikroskopowe złączy spawanych*.
9. PN-EN ISO 15614-1. *Specyfikacja i kwalifikowanie technologii spawania metali. Badanie technologii spawania. Część 1: Spawanie łukowe i gazowe stali oraz spawanie łukowe niklu i stopów niklu*.
10. PN-EN ISO 5817:2014. *Spawanie. Złącza spawane ze stali, niklu, tytanu i ich stopów (z wyjątkiem spawanych wiązką). Poziomy jakości według niezgodności spawalniczych*.
11. PN-EN ISO 6520-1:2009. *Spawanie i procesy pokrewne. Klasyfikacja geometrycznych niezgodności spawalniczych w metalach. Część 1: Spawanie*.

Interpretation of the welding incompatibility in the T-joint with backing strip during ultrasonic test

Marcin Górecki[1], Michał Jordan[2]

[1] Katedra Konstrukcji Budowlanych, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e–mail: m.gorecki@pollub.pl
[2] Przedsiębiorstwo Specjalistyczne DRACO Lesiński Spółka Jawna, e–mail: m.jordan@draco.com.pl

Abstract: One of the most common methods for assessing the welded joints is a non-destructive method using ultrasonic waves. Despite the requirements posed to personnel engaged in research, practice shows that in many cases the incompatibilities in the butt welds in T-joint connections with backing strip are misinterpreted and consequently carry out to unnecessary and costly joints repair. The paper presents the results of tests carried out on samples without incompatibilities, for which the indications of defectoscope suggest the occurrence of apparent defect.

Keywords: incompatibility welding, apparent defect, T-joint, butt weld, ultrasonic testing, transverse probe, wave transformation, interface, pulse envelope.

Budownictwo i Architektura 15(4) (2016) 139-151

Wyznaczanie korytarzy przewietrzających przy użyciu metody morfometrycznej dla wybranego fragmentu miasta Łodzi

Anna Bochenek, Katarzyna Klemm

Instytut Inżynierii Środowiska i Instalacji Budowlanych,
Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Politechnika Łódzka,
e-mail:an.bochenek@wp.pl, katarzyna.klemm@p.lodz.pl

Streszczenie: W pracy podjęto próbę wyznaczenia terenów stanowiących potencjalne korytarze przewietrzające warunkujące prawidłowe funkcjonowanie systemu aeracyjnego miasta. Badanie zostało przeprowadzone przy użyciu jednej z najpopularniejszych metod – morfometrycznej, ze względu na niski koszt pozyskania danych oraz wysoką precyzję otrzymywanych wyników. Z uwagi na dominujący kierunek napływu wiatru, analizami objęto dowietrzny fragment miasta Łodzi. Pierwszy etap opracowania objął analizę podstawowych parametrów szorstkości terenu, tj. chropowatości podłoża (z_o), przemieszczenia płaszczyzny zerowej (z_d) oraz porowatości w obrębie warstwy dachowej (P). Na podstawie uzyskanych wyników oraz przyjętych kryteriów prawidłowego funkcjonowania korytarzy przewietrzających wyznaczono osiem obszarów swobodnego napływu powietrza do miasta.

Słowa kluczowe: korytarze przewietrzające, metoda morfometryczna, wskaźniki szorstkości podłoża, planowanie przestrzenne, tereny zurbanizowane

1. Wprowadzenie

Problematyka prawidłowego kształtowania przepływu powietrza na terenach zurbanizowanych jest przedmiotem badań od XIX wieku. Wtedy ukazały się pierwsze opracowania dotyczące zmian klimatycznych w największych miastach europejskich (Londyn, Paryż, Wiedeń) [1]. Aktualnie tematyka ta nabiera szczególnego znaczenia z uwagi na obserwowane silne antropogeniczne przekształcenia środowiska, przejawiające się zwiększoną emisją zanieczyszczeń, uszczelnieniem podłoża czy zwiększeniem powierzchni zabudowanej. Wzrastająca liczba ludności obszarów zurbanizowanych przyczynia się do degradacji tkanki urbanistycznej, niekontrolowanego sposobu zabudowy, a tym samym modyfikacji elementów klimatycznych (usłonecznienia, temperatury, wilgotności oraz prędkości wiatru) [2]. Skutkiem tego jest powstawanie negatywnych zjawisk, takich jak miejska wyspa ciepła, wynikająca z nadwyżki w bilansie promieniowania cieplnego oraz osłabiona wymiana powietrza spowodowana zwartą strukturą zabudowy. Zjawiska te mają bezpośredni wpływ na jakość życia oraz zdrowie mieszkańców. W kontekście zrównoważonego rozwoju miast koniecznym staje się zagwarantowanie prawidłowych warunków klimatycznych w ich obrębie. Jest to możliwe poprzez kształtowanie systemu cyrkulacji powietrza opartego na korytarzach przewietrzających, stanowiących główne obszary napływu powietrza na tereny zurbanizowane [3]. Niestety często zagadnienia te są pomijane lub traktowane marginalnie w planowaniu przestrzennym. Coraz silniejsza presja inwestorów na atrakcyjne tereny otwarte, zlokalizowane w centrum miasta przesądza o przeznaczeniu ich na cele mieszkaniowe. Zjawiskiem powszechnym stają się nowe inwestycje stopniowo wypełniają-

ce grunty przeznaczone na korytarze przewietrzające. Nie bez znaczenia jest także słaba znajomość zagadnień oddziaływania zabudowy na przepływ powietrza wśród planistów i urbanistów. W pracy przedstawiono próbę wyznaczenia korytarzy przewietrzających w obrębie zachodniej, dowietrznej części Łodzi za pomocą metody morfometrycznej. Bazując na danych przestrzennych pozyskanych z Łódzkiego Ośrodka Geodezji przeprowadzono analizę zagospodarowania terenu oraz ocenę parametrów szorstkości, tj. przemieszczenia płaszczyzny zerowej, współczynnika szorstkości terenu oraz porowatości w obrębie warstwy dachowej. Określenie tych parametrów pozwoliło na wyznaczenie potencjalnych korytarzy przewietrzających.

2. Cyrkulacja powietrza w obszarach zabudowanych

W wyniku znacznej szorstkości powierzchni miasta prędkość wiatru ulega wyraźnemu osłabieniu. Szczegółowe badania klimatu Krakowa wykazały, że osłabienie prędkości wiatru w centrum miasta wynosi średnio 30%, zmniejszając się w zabudowie osiedlowej strefy zewnętrznej do 15 – 20%. Obserwuje się jednocześnie zjawisko obniżenia prędkości wiatrów 4 – 5 m/s i wzrost prędkości wiatrów słabych wskutek hiperwentylacji [4]. Zwiększeniu ulega częstotliwość występowania cisz atmosferycznych. Dynamiczne oddziaływanie budynków na przepływ powietrza powoduje również silne deformacje kierunku wiatru. Może on ulegać zmianie od kierunku głównego w zakresie od 10 do 20 stopni. W przypadku Krakowa zgodność kierunków wiatru zanotowana w centrum miasta wynosiła tylko 23%, a w zabudowie osiedlowej dochodziła do 68% [4].

Modyfikacja pola wiatru nad miastem wynika z różnicy ciśnienia między miastem a obszarem pozamiejskim, wywołanej zmianą gęstości i ciężaru powietrza. Różnica ta związana jest z nadwyżką ciepła w mieście, której źródłami są ciepło promieniowania słonecznego, ciepło zakumulowane przez sztuczną powierzchnię miasta oraz ciepło odpadowe, tracone w procesach technologicznych. W warunkach słabej cyrkulacji atmosfery, przypadającej na okres występowania wiatrów słabych i cisz atmosferycznych, dochodzi do powstania miejskiej wyspy ciepła i związanego z nią systemu wiatrów bryzowych, skierowanych do wnętrza miasta [5],[6]. W warunkach generalnie osłabionego przepływu powietrza w mieście, ciągi komunikacyjne, dna dolin biegnące ze strefy pozamiejskiej do centrum miasta umożliwiają wnikanie do miasta powietrza z obszarów zewnętrznych. Odpowiednio zaplanowane korytarze przewietrzające, o niskiej szorstkości podłoża i dużym udziale zieleni, pełniącej rolę filtrującą i chłodzącą, pozwalają na pozytywne wykorzystanie bryzy miejskiej [7]. Szczegółowe wymagania dotyczące kryteriów, jakie powinien spełniać korytarz przewietrzający określono między innymi w pracy Matzarakisa i Mayera [8]. Najważniejsze z nich przedstawiono poniżej.

1. Minimalna długość korytarza przewietrzającego musi wynosić, co najmniej 1 000 m w jednym kierunku.
2. Minimalna szerokość korytarza musi wynosić cztery razy więcej niż wysokość przeszkód bocznych, z zastrzeżeniem, że wartość ta jest nie mniejsza niż 50 m.
3. Wartość parametru szorstkości podłoża (z_o) musi być mniejsza niż 0,5 m.
4. Wartość parametru przemieszczenia płaszczyzny zerowej (z_d) nie powinna przekraczać 3 m.
5. Tereny stanowiące granicę korytarzy powinny być pozbawione przeszkód. Jeśli jest to niemożliwe to:
   a) wartość szerokości przeszkody nie może być większa niż 10% wartości szerokości korytarza,
   b) wysokość przeszkody powinna wynosić mniej niż 10 m,

c) dłuższa krawędź przeszkody powinna być ulokowana równolegle względem osi pasa przewietrzającego,
d) stosunek wysokości do odległości pomiędzy pojedynczymi obiektami może maksymalnie wynosić 0,1 dla obiektów budowlanych oraz 0,2 dla drzew.

3. Charakterystyka czynników warunkujących powstanie systemu korytarzy przewietrzających w Łodzi

System przewietrzający Łodzi jest pochodną lokalnych warunków fizjograficznych, układu urbanistycznego, cech klimatycznych regionu oraz zjawisk związanych z funkcjonowaniem miasta. Z jednej strony wymienione czynniki mogą wspomagać przepływ powietrza na terenie miasta, zaś z drugiej stanowić barierę aeracyjną wpływając na pogorszenie jakości życia mieszkańców [9].

Pierwsza z cech – specyficzne ukształtowanie terenu wynikające z położenia pomiędzy terenami Wyżyn oraz Niżu Polskiego, tj. nachylenie z północnego-wschodu na południowy-zachód oraz występujące pasmo Wzniesień Łódzkich powodują zahamowanie napływającego powietrza do miasta [10]. Rozpatrując warunki fizjograficzne Łodzi należy wspomnieć o przekształceniach w sferze gospodarki wodnej. Uszczelnianie oraz regulacja koryt przyczyniła się do zaniku górnych odcinków rzek. Tym samym została zmniejszona liczba powierzchni kontrastowych odpowiadających za intensyfikację procesu wymiany powietrza [11].

Kolejny z czynników – układ urbanistyczny – może znacząco przyczynić się do powstania zwartego systemu korytarzy przewietrzających. Rozwój miasta na osi północ-południe, wyraźnie zarysowana oś wschód-zachód, prostopadła siatka ulic tworząca szkielet miasta może powodować zwiększenie intensywności wymiany powietrza [12].

Wśród cech klimatycznych regionu należy wymienić kierunek napływu wiatru. W przypadku Łodzi, napływ mas powietrza następuje z sektora zachodniego (W oraz SW) i sektora wschodniego (E oraz SE). Uwzględnienie tego czynnika w procesie projektowania korytarzy przewietrzających może przyczynić się do powstania efektu chłodzącego miasto w porze letniej, a także zapobiegać tworzeniu się dyskomfortu wietrznego mieszkańców w porze zimowej [13].

Ostatni z czynników, tj. zjawisko miejskiej wyspy ciepła jest związane ze wzrostem temperatury w przyziemnej warstwie atmosfery, w stosunku do terenów peryferyjnych. Wynika ono z nadwyżki w bilansie promieniowania cieplnego, zysków ciepła ze sztucznych źródeł oraz utrudnionej wymiany powietrza ze względu na występującą, zwartą strukturę zabudowy. Powoduje ono powstanie warunków przegrzania miasta, czego skutkiem mogą być poważne problemy zdrowotne mieszkańców [14]. Z drugiej strony odpowiednie wykorzystanie związanej z wyspą ciepła bryzy miejskiej, może przyczynić się do poprawy warunków aeracyjnych miasta.

4. Zastosowanie metody morfometrycznej w wyznaczaniu parametrów szorstkości terenu

Najistotniejszy wpływ na przepływ powietrza w sąsiedztwie powierzchni ziemi ma rodzaj opływanego terenu. Szorstkość podłoża uwarunkowana gęstością i rodzajem zabudowy, istnieniem pokrywy roślinnej w istotny sposób kształtuje profil prędkości wiatru. Parametry szorstkości określają jak efektywna jest powierzchnia terenu w transformacji energii przemieszczającego się nad nią wiatru na ruch turbulentny w warstwie brzego-

wej [15]. Wśród parametrów określających szorstkość powierzchni najczęściej stosowany jest współczynnik szorstkości z_o (zwany również parametrem chropowatości lub wysokością chropowatości) oraz wysokość z_d zwana przemieszczeniem płaszczyzny zerowej. Określa ona wysokość, na której na skutek odziaływania przeszkód w postaci zabudowy lub drzew wiatr wytraca prędkość do zera. Według Grimmond i Oke [16] [17] istnieją trzy podstawowe metody wyznaczania powyższych wielkości takie jak: mikrometeorologiczna (anemometryczna), wizualnego szacowania oraz morfometryczna. Pierwsza z wymienionych metod bazuje na danych pochodzących z bezpośrednich pomiarów prędkości wiatru, które pozwalają na wyznaczenie pionowych profili jego prędkości wykorzystując wzór logarytmiczny. Niestety jest ona związana z wysokim kosztem pozyskania danych oraz wysoką wrażliwością modelu na błędy danych wejściowych. Metoda wizualnego szacowania polegająca na określeniu stopnia szorstkości terenu według ośmiu klas chropowatości zaproponowanych przez Davenporta (oryginalnie 3 klasy) i zmodyfikowanych przez Wieringa [18] charakteryzuje się małą precyzją otrzymywanych wyników. W odniesieniu do terenów zabudowanych klasyfikacja uwzględnia jedynie dwie klasy szorstkości. Ostatnia z wymienionych metod – morfometryczna – jest najczęściej wykorzystywaną w badaniach korytarzy przewietrzających, ze względu na niski koszt pozyskania danych, wysoką precyzję wyników oraz relatywnie prostą procedurę obliczeniową wykorzystującą Geograficzne Systemy Informacji. Takie podejście zostało wykorzystane między innymi w pracach Gala i Ungera [19] oraz Sudera i Szymanowskiego [20]. W obu przypadkach wyznaczenie terenów umożliwiających swobodny napływ powietrza do miast nastąpiło w oparciu o metodę morfometryczną podzieloną na trzy etapy, tj. pozyskanie danych przestrzennych, wyznaczenie parametrów szorstkości terenu oraz wyznaczenie korytarzy przewietrzających wykorzystując oprogramowanie typu GIS.

Dane pozyskane do opracowań pochodziły z baz cyfrowych jednostek administracji publicznej. Analizy dokonane przez Gala i Ungera na terenie Szeged (Węgry) bazowały na informacjach pozyskanych techniką fotogrametryczną, z których po przetworzeniu powstały cyfrowe bazy danych. Dane wykorzystane w badaniach Sudera i Szymanowskiego na terenie Wrocławia zostały pozyskane techniką teledetekcyjną – skaningiem laserowym (tzw. LIDAR). Autorzy wykorzystali także dostępne ortofotomapy dla miasta.

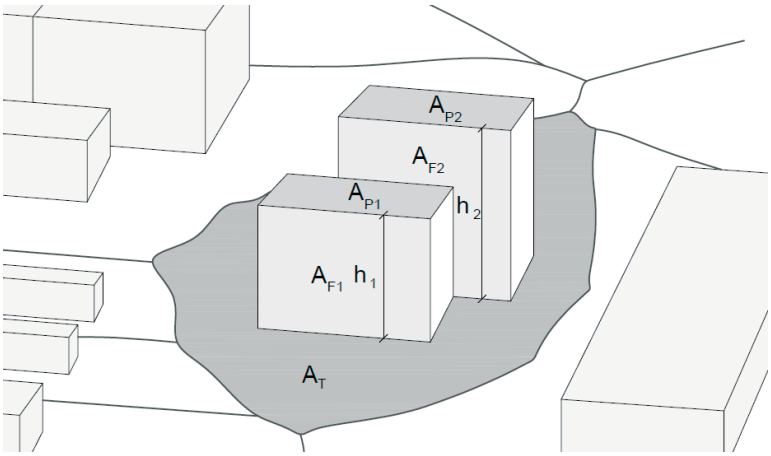
Kolejny etap badań obejmował pozyskanie danych o wymiarach budynków, tj. wysokości, długości, szerokości. W obu przypadkach problematyczną kwestią było wyznaczenie parametru wysokości obiektów dla nieregularnych grup budynków (np. domów szeregowych, kwartałów zabudowy kamienicznej), ze względu na zwartość struktury zabudowy miast. W celu określenia tej wartości zastosowano formułę, którą w postaci ogólnej można zapisać, jako:

$$h = \frac{\sum_{i=1}^{n} A_{P_i} h_i}{\sum_{i=1}^{n} A_{P_i}} \tag{1}$$

gdzie: A_P – powierzchnia obiektu, h – wysokość obiektu.

Następnie dla każdego obiektu/grup obiektów zostały wyznaczone powierzchnie: zabudowy (A_P), odniesienia (A_T) oraz frontowa (A_F), zależne od kierunku napływu wiatru. W dalszym etapie posłużyły one do oszacowania podstawowych współczynników szorstkości terenu tj. szorstkości podłoża (z_o), przesunięcia płaszczyzny zerowej (z_d) oraz porowatości w obrębie warstwy dachowej (P).

Na rys. 1. przedstawiono parametry wejściowe do określenia szorstkości podłoża.



Rys. 1. Parametry wejściowe do określenia współczynnika szorstkości podłoża (A_P – powierzchnia zabudowy, A_F – powierzchnia frontowa, A_T – powierzchnia odniesienia, h – wysokość obiektu)

Parametr szorstkości podłoża został wyznaczony w oparciu o równanie [21]:

$$z_0 = (h - z_d)\exp\left(\frac{k}{\sqrt{0,5C_{Dh}\lambda_F}}\right) \tag{2}$$

gdzie: h – średnia wysokość budynku/budynków, z_d – wartość przesunięcia płaszczyzny zerowej, k – stała von Kármána (0,4), C_{Dh} – współczynnik oporu dla przeszkód (0,8), λ_F – udział powierzchni frontowej budynku na powierzchni odniesienia.

W uproszczonej formie równanie można zapisać, jako:

$$z_0 = (h - z_d)\exp\left(-\frac{k}{\lambda_F}\right) \tag{3}$$

Współczynnik powierzchni frontowej został wyznaczony, jako:

$$\lambda_F = \frac{\sum_{i=1}^{n} A_{F_i}}{A_T} \tag{4}$$

gdzie: A_F – powierzchnia frontowa obiektu.

Wyznaczenie wartości parametru przesunięcia płaszczyzny zerowej nastąpiło na podstawie równania [21]:

$$z_d = h\left(\lambda_p\right)^{0.6} \tag{5}$$

gdzie: λ_p – udział powierzchni zabudowanej.

Powierzchnia zabudowana została określona na podstawie równania, jako:

$$\lambda_p = \frac{\sum_{i=1}^{n} A_{P_i}}{A_T} \tag{6}$$

gdzie: A_T – powierzchnia odniesienia.

Według Gala i Ungera [18] ostatni z parametrów szorstkości podłoża, tj. porowatość w obrębie warstwy dachowej (P) będący stosunkiem objętości swobodnego powietrza do objętości warstwy dachowej na powierzchni odniesienia może zostać wyznaczony za pomocą dwóch metod. W pierwszym przypadku, parametr uwzględnia kubaturę obiektów, powierzchnię odniesienia oraz wysokość budynków, co można zapisać w postaci ogólnej, jako:

$$P_{h-const} = \frac{A_T h_{const} - V}{A_T h_{const}} \tag{7}$$

gdzie: A_T – powierzchnia odniesienia, h_{const} – średnia wysokość obiektów w obrębie warstwy dachowej na obszarze opracowania, V – suma kubatur obiektów.

W drugim przypadku, uwzględniana jest zmienna wysokość warstwy dachowej w obrębie powierzchni odniesienia. Dla każdej jednostki przestrzennej wysokość h_{UCL} wyznaczana jest, jako wysokość najwyższego z obiektów na powierzchni odniesienia, co może zostać przedstawione w postaci:

$$P_{h-var} = \frac{A_T h_{UCL} - V}{A_T h_{UCL}} \tag{8}$$

gdzie: h_{UCL} – wysokość najwyższego z obiektów na powierzchni odniesienia.

Metoda wyznaczania porowatości w obrębie warstwy dachowej bazująca na zmiennej wysokości obiektów, umożliwia uzyskanie dokładniejszych wyników badań, dlatego też została zastosowana w dalszej części opracowania.

5. Wyznaczenie korytarzy przewietrzających na terenie Łodzi na podstawie oceny parametrów szorstkości terenu

Określenie obszaru badań nastąpiło w oparciu o analizę literatury przedmiotu i obowiązujących dokumentów planistycznych. Wybór zachodniego fragmentu miasta został podyktowany dominującym zachodnim kierunkiem napływu powietrza do miasta (65%), specyficznymi uwarunkowaniami fizjograficznymi oraz układem urbanistycznym. Zasięg badań został określony za pomocą następujących współrzędnych geograficznych:

- szerokość geograficzna: 51.693-51.811
- długość geograficzna: 19.319-19.451.

Kolejny etap obejmował pozyskanie danych przestrzennych o obiektach w postaci wektorowej z cyfrowej bazy danych ewidencji gruntów i budynków miasta, w Łódzkim Ośrodku Geodezji. Informacje obejmowały wymiary (wysokość, długość, szerokość) każdego z 38 911 obiektów budowlanych na terenie opracowania.

Ze względu na fakt, iż struktura zabudowy oraz rodzaj pokrycia terenu w zasadniczy sposób wpływają na przepływ powietrza dokonano szczegółowej analizy zagospodarowania obszaru. Udział powierzchni zabudowanych na analizowanym obszarze wynosił 8,46%. Dominującymi typami zabudowy były: zabudowa śródmiejska, wielorodzinna, jednorodzinna, jednorodzinna na kanwie osadnictwa wiejskiego, usługowa oraz przemysłowa. Największy udział stanowiły obiekty 1-3 kondygnacyjne (6,54%) oraz 4-6 kondygnacyjne (1,52%). Z uwagi na znaczenie terenów zieleni w systemie napowietrzania miasta w opracowaniu uwzględniono wszystkie obszary zieleni wysokiej. Ich udział wynosił 9,24% powierzchni całkowitej.

Ze względu na zróżnicowaną strukturę zabudowy występującą na analizowanym terenie niezbędnym było stworzenie nieregularnych grup obiektów. Grupowanie polegało na połączeniu pojedynczych, przylegających do siebie budynków w jeden obszar. W rezultacie powstało 19 926 z 38 911 obszarów poddanych dalszemu badaniu, dla których wyznaczono nowe parametry, tj. wysokość, szerokość, długość oraz powierzchnię frontową. Ostatni z parametrów został obliczony wykorzystując współrzędne prostokątne płaskie każdego wierzchołka obiektu, co można zapisać, jako:

$$A_F = \left(y_{max} - y_{min}\right) h$$

gdzie: y_{max} – współrzędna y najdalej wysuniętego na północ wierzchołka obiektu od strony nawietrznej, y_{min} – współrzędna y najdalej wysuniętego na południe wierzchołka obiektu od strony nawietrznej, h – wysokość obiektu, bądź wartość wysokości dla najwyższego obiektu w grupie.

Ponadto, utworzonym obiektom/grupom obiektów przypisano powierzchnie odniesienia (A_T) za pomocą algorytmu matematycznego Woronoja zaimplementowanego w oprogramowaniu QuantumGIS. Wyznaczone powierzchnie powstały na podstawie granic pomiędzy ścianami obiektów/grup obiektów, będących symetralnymi odcinków pomiędzy nimi. (Rys. 2)

Rys. 2. Podział fragmentu obszaru opracowania na powierzchnie odniesienia

Następnie, na podstawie uzyskanych wyników zostały wyznaczone takie wskaźniki jak: udział powierzchni frontowej budynku (λ_F – na podstawie rów. 4) oraz udział powierzchni zabudowanej na powierzchni odniesienia (λ_p – na podstawie rów. 6). Średnie wartości wybranych parametrów zostały przedstawione w tab.1.

Tabela 1. Średnie wartości wybranych parametrów dla obszaru opracowania.

Parametr	Wielkość parametru średnia
wysokość budynku (kondygnacja)	ok. 5 m (1,71)
powierzchnia frontowa budynku [m^2]	186,99
powierzchnia budynku w rzucie [m^2]	203,30
parametr powierzchni frontowej budynku	0,07
udział powierzchni zabudowanej na powierzchni odniesienia [%]	12,43

Uzyskane wyniki umożliwiły obliczenie parametru przemieszczenia płaszczyzny zerowej (z_d – na podstawie rów. 5), porowatości w obrębie warstwy dachowej (P – na podstawie rów. 8), a tym samym określenie wskaźnika szorstkości podłoża (z_o – na podstawie rów. 2). Ich średnie wartości zostały przestawione w tab. 2.

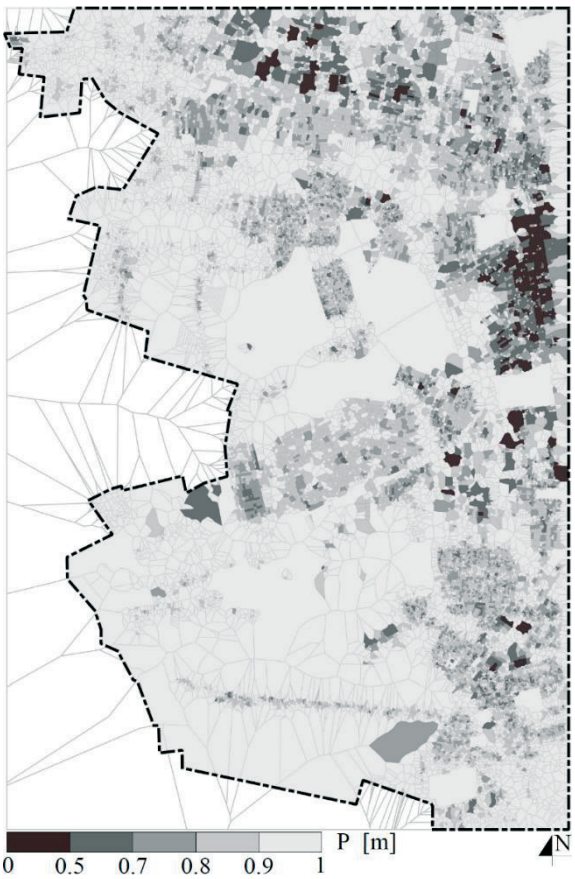
Tabela 2. Średnie wartości parametrów przemieszczenia płaszczyzny zerowej (z_d), porowatości (P), szorstkości terenu (z_o) dla analizowanego obszaru.

Parametr	Wielkość parametru		
	średnia	maksymalna	minimalna
przemieszczenie płaszczyzny zerowej (z_d) [m]	1,56	15,84	0,0035
porowatość (P)	0,87	1	0
szorstkość podłoża (z_o) [m]	0,45	10,39	0

Wyniki przeprowadzonych analiz wykazały zależność przepływu powietrza od struktury zabudowy, co jest widoczne w rozkładzie parametrów szorstkości terenu. Wartość pierwszego z nich, tj. przemieszczenia płaszczyzny zerowej (z_d) waha się w przedziale od 0 do 16. (Rys. 3) Minima są przypisywane terenom otwartym (0). W przypadku zabudowy jednorodzinnej oraz przemysłowej jego wartość wynosi do 3 metrów gwarantując przepływ powietrza w tzw. warstwie dachowej. Maksymalne wartości charakteryzują zabudowę wielorodzinną blokową oraz kamieniczną. Zlokalizowane w zachodniej części miasta rozległe osiedla mieszkaniowe z lat 60-tych i 70-tych, z charakterystyczną pięcio- i dwunastokondygnacyjną zabudową stanowią istotną barierę dla napływającego powietrza.

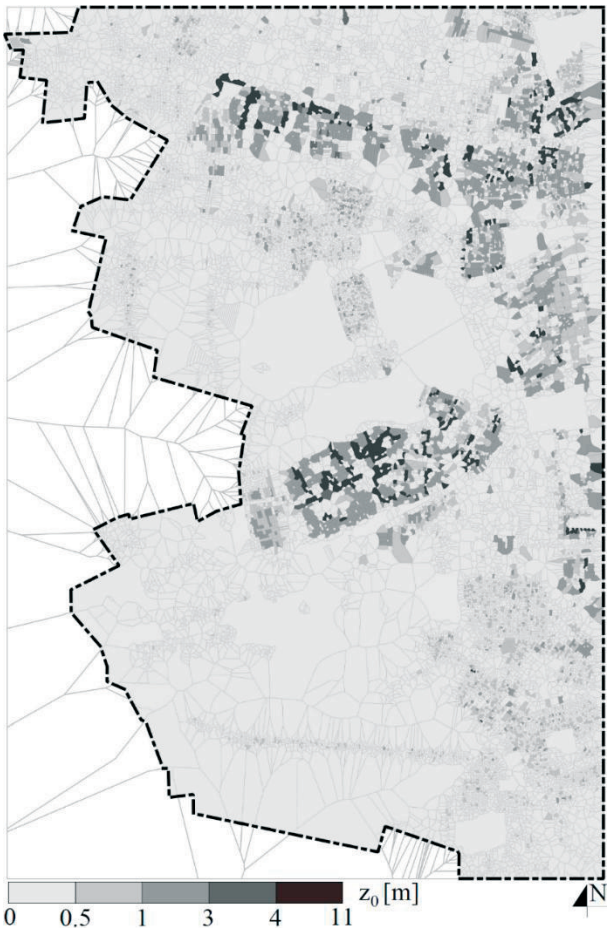
Rys. 3. Rozkład parametru przemieszczenia płaszczyzny zerowej (z_d) dla wybranego fragmentu Łodzi

Współczynnik porowatości dla zmiennej wysokości obiektów w obrębie warstwy dachowej obrazuje stosunek objętości swobodnego powietrza do objętości warstwy dachowej na powierzchni odniesienia. Tym samym umożliwia on wyznaczenie stopnia zwartości struktur zabudowanych. Wartość wskaźnika kształtuje się w przedziale od 0 do 1. Najwyższa wartość (1) jest przypisywana terenom niezabudowanym, zaś najniższa (0) charakteryzuje gęstą, zwartą strukturę zabudowy, której udział wynosi 100% na powierzchni odniesienia. W przypadku zachodniego fragmentu Łodzi średnia wartość parametru wynosi 0,87. Wartości maksymalne są charakterystyczne dla powierzchni biologicznie czynnych, natomiast minima są obserwowane na terenach zabudowy śródmiejskiej. Niskie wartości parametru występują także na obszarach przemysłowych, ze względu na ich znaczną kubaturę oraz powierzchnię frontową przyczyniając się do spowolnienia napływu mas powietrza do miasta, a nawet zahamowania. (Rys. 4)



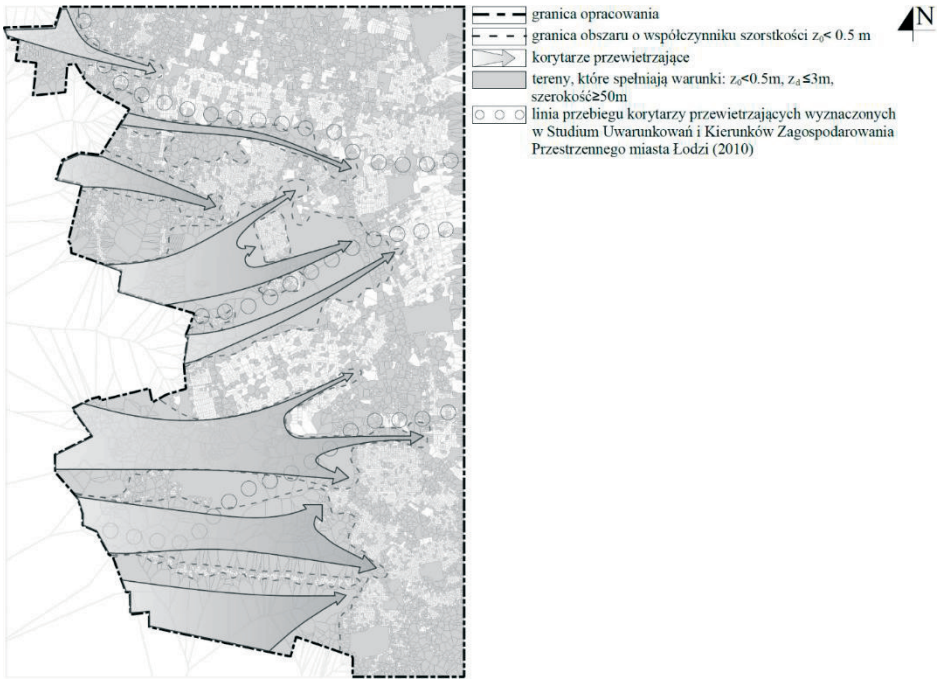
Rys. 4. Rozkład parametru porowatości w obrębie warstwy dachowej (P) dla wybranego fragmentu Łodzi

Ostatnim z analizowanych parametrów jest szorstkość terenu (z_o). Jego rozkład jest zbliżony do rozkładu parametru przemieszczenia płaszczyzny zerowej (z_d). Wartość wskaźnika waha się w przedziale od 0 do 10,39. Minima są charakterystyczne dla obszarów niezabudowanych, wartości do 1 metra są przypisywane terenom zabudowy jednorodzinnej oraz przemysłowej, zaś maksima występują na terenach zabudowy wielorodzinnej blokowej. (Rys. 5)



Rys. 5. Rozkład parametru szorstkości terenu (zo) dla wybranego fragmentu Łodzi

Ostatecznie, na podstawie opisanej procedury, wyników przeprowadzonych analiz oraz kryteriów prawidłowego funkcjonowania korytarzy przewietrzających sformułowanych przez Matzarakis'a oraz Mayer'a [8] wyznaczono osiem głównych obszarów swobodnego napływu mas powietrza dla zachodniego fragmentu Łodzi (Rys. 6). Według Studium Uwarunkowań i Kierunków Zagospodarowania Przestrzennego miasta Łodzi (2010) na obszarze opracowania powinny istnieć trzy korytarze przewietrzające miasto na osi wschód-zachód [9]. Maksymalna długość korytarza przewietrzającego wynosiła 7,8 km, zaś minimalna osiągnęła wartość 3,3 km. Analizy obszaru wykazały możliwość występowania przepływów bocznych powietrza na obszarach stanowiących główne arterie komunikacyjne miasta oraz tereny kolejowe, co może przyczynić się do intensyfikacji procesu aeracji w mieście. Z drugiej strony, zostały zarysowane wyraźne bariery architektoniczne w postaci zwartych struktur zabudowy, które mogą powodować zahamowanie napływu powietrza do miasta z terenów peryferyjnych. Ponadto, zapisy dokumentów planistycznych na poziomie lokalnym umożliwiają rozbudowę/przebudowę oraz tworzenie nowych obiektów budowlanych na terenie opracowania. Oznacza to, że procesy inwestycyjne przyczynią się do zmniejszenia drożności korytarzy przewietrzających, a tym samym ich stopniowego zaniku.



Rys. 6. Korytarze przewietrzające wyznaczone za pomocą metody morfometrycznej w Łodzi.

Za przykład może posłużyć teren zlokalizowany w obrębie ulic: Szczecińska-Podchorążych-Traktorowa-Rojna. Aktualne zagospodarowanie terenu, tj. zabudowa jednorodzinna szeregowa (ok. 9 m wysokości) występująca wzdłuż ciągów komunikacyjnych przebiegających z północy na południe, zabudowa wielorodzinna (ok. 15 m wysokości) w północno-wschodniej części obszaru przyczynia się do osłabienia przepływu powietrza już na wlocie do miasta. Jeżeli zezwoli się na dogęszczenie, budowę nowych obiektów w zachodniej oraz południowej części obszaru nastąpi zanik jednego z wyznaczonych korytarzy przewietrzających (wzdłuż ul. Rąbieńskiej).

Podobna sytuacja ma miejsce dla zabudowy wielorodzinnej blokowej zlokalizowanej w kwartale ulic: Maratońska-Płocka-Pienista-Janke, gdzie dominującym typem zabudowy są obiekty o średniej wysokości 9-15m. Przeznaczenie terenów biologicznie czynnych na cele inwestycyjne zmniejszy drożność korytarza przewietrzającego wzdłuż ulicy Maratońskiej, tworząc kolejną zwartą barierę architektoniczną dla napływających mas powietrza do miasta.

6. Podsumowanie

Zarówno analiza literatury przedmiotu, jaki i badania empiryczne autorów potwierdziły możliwość zastosowania procedury wyznaczania korytarzy przewietrzających na terenach zurbanizowanych. Pierwszy etap badań, tj. zastosowanie danych przestrzennych umożliwia łatwe i tanie pozyskanie informacji do prowadzonych badań. Zastosowanie metody morfometrycznej gwarantuje wysoką precyzję otrzymywanych wyników. Analiza parametrów szorstkości terenu, tj. przemieszczenia płaszczyzny zerowej (z_d), porowatości w obrębie warstwy dachowej (P) oraz szorstkości podłoża (z_o), umożliwia wykluczenie terenów, na których przepływ powietrza zostaje zaburzony. Finalnie, uwzględniając parametry sformułowane przez Matzarakis'a oraz Mayer'a [8] możliwe jest wyznaczenie korytarzy przewietrzających.

Pomimo tego, że tematyka prawidłowej aeracji miast jest coraz częściej podejmowana w badaniach empirycznych, to wciąż nie jest ona w wystarczający sposób uwzględniana w zakresie planowania przestrzennego. Dokumenty planistyczne mają charakter ogólny i nie zapewniają ochrony prawnej terenom stanowiącym korytarze przewietrzające miasta. Jedyną formą prawną zabezpieczenia tych terenów są akty prawa w postaci miejscowych planów zagospodarowania przestrzennego. Jednakże ich znikoma ilość w Łodzi prowadzi do degradacji obszarów otwartych, a tym samym do stopniowego zanikania korytarzy.

Analiza dokumentów na poziomie lokalnym wykazała, że obszary wytyczone w Studium Uwarunkowań i Kierunków Zagospodarowania Przestrzennego jako korytarze nie zapewniają napływu powietrza do centrum miasta. Na ich terenach zezwala się na tworzenie barier architektonicznych w postaci zabudowy wielo- oraz jednorodzinnej, blokującej przepływ powietrza. Przeprowadzone analizy wykazały, że zarówno obszary gęstej, zwartej zabudowy śródmiejskiej, jak i wielorodzinnej (bloki) w znacznym stopniu osłabiają przepływ powietrza w mieście. Dlatego też, w celu zapewnienia prawidłowego napływu powietrza do miast niezbędnym jest tworzenie aktów prawnych w postaci miejscowych planów zagospodarowania przestrzennego, uwzględniających podstawowe parametry korytarzy, takie jak: szorstkość podłoża, długość czy szerokość korytarzy. Dodatkowo, aby zwiększyć świadomość osób związanych z projektowaniem struktur miejskich powinny zostać opracowane szczegółowe wytyczne planistyczne uwzględniające zagadnienia aerodynamiki terenów zurbanizowanych. Ich sformułowanie powinno być poprzedzone analizami symulacyjnymi czy też badaniami w tunelu aerodynamicznym.

W pracy ograniczono się jedynie do wyznaczenia korytarzy w zachodnim sektorze miasta, biorąc pod uwagę dominujący kierunek wiatru. Jednak, aby w pełni określić możliwości aeracji należałoby zwrócić uwagę również na pozostałe kierunki umożliwiające napływ powietrza w sytuacji występowania bryzy miejskiej, związanej ze zjawiskiem miejskiej wyspy ciepła. Na podstawie przeprowadzonych badań należy stwierdzić, że istnieje pilna potrzeba stworzenia kompleksowego opracowania obejmującego zasięgiem cały obszar Łodzi oraz najbliższe tereny zurbanizowane, w celu określenia skuteczności przepływu powietrza w mieście. Analizy powinny uwzględniać zarówno aspekt mechanicznego oddziaływania wiatru, jak i zagadnienia dotyczące termiki obszaru Łodzi, ze względu na potęgujące się zjawisko miejskiej wyspy ciepła oraz związanej z nim cyrkulacji bryzowej. Ponadto należy podjąć współpracę z gminami ościennymi, w celu wypracowania wspólnej polityki przestrzennej zmierzającej do ochrony stref zasilania i regeneracji powietrza przed niekontrolowaną zabudową.

Literatura

1. Fortuniak K. *Miejska Wyspa Ciepła*. Wydawnictwo Uniwersytetu Łódzkiego, Łódź 2003.
2. Szymańska D. *Urbanizacja na świecie*. PWN, Warszawa 2007.
3. Laskowski L. *Wybrane zagadnienia fizyki miasta*. Centralny Ośrodek Informacji Budownictwa, Warszawa 1987.
4. Lewińska J. *Klimat miasta. Zasoby, zagrożenia, kształtowanie*. IGPiK Kraków 2000.
5. Landsberg H.E. *The urban climate*. Acad. Press. New York 1981.
6. Oke T.R. *Boundary layers climates*. London and New York, Routledge, 1987.
7. Barlag A.B., Kuttler W. *The significance of country breezes for urban planning*. Energy and Buildings 15–16, (1990/91) 291–297.
8. Matzarakis A., Mayer H. *Mapping of urban air paths for planning in Munchen*. Planning Applications of Urban and Building Climatology, Wissenschaftliche Berichte Institut fur Meteorologie und Klimaforschung Universitat Karlsruhe 16 (1992) 13-22.

9. Wysmyk-Lamprecht B., Stobińska A., Jach K., Miłosz M. *Opracowanie ekofizjograficzne sporządzone na potrzeby studium uwarunkowań i kierunków zagospodarowania przestrzennego*. Łódź 2007.
10. Kłysik K. *Charakterystyka powierzchni miejskich Łodzi z klimatologicznego punktu widzenia*. Folia Geographica Physica 3 (1998) 173-185.
11. Woźniak T. *Drugie życie łódzkich rzek*. [w:] *Dobre praktyki wielkich miast*. Unia Metropolii Polskich, Warszawa 2010.
12. Tomczak A. *„Miasto w mieście"- ochrona struktury urbanistycznej posiadeł wodno-fabrycznych w Łodzi*. Czasopismo Techniczne. Architektura 12 (2012) 69-75.
13. Kłysik K., Wibig J., Fortuniak K., Rembowski K., Fokczyński J., Podstawczyńska A. *Atlas miasta Łodzi, Plansza X: klimat*. Łódź 2002.
14. Liszewski S. *Geografia urbanistyczna*. Wydawnictwo Uniwersytetu Łódzkiego, Łódź 2003.
15. Davenport A.G., Grimmond C.S.B., Oke T.R., Wieringa J. *Estimating the roughness of cities and sheltered country*. Proceedings of the 12th Conference on Applied Climatology, Boston American Meteorological Society (2000) 96-99.
16. Grimmond C.S.B., Oke T.R. *Aerodynamic properties of urban areas derived from analysis of surface form*. Journal of Applied Meteorology 38 (1999) 1262-1292.
17. Grimmond C.S.B., Oke T.R. *Heat storage in urban areas: local scale observations and evaluation of a simple model*. Journal of Applied Meteorology 38 (1999) 922-940.
18. Wieringa J., Davenport A.G., Grimond C.S.B., Oke T.R. *New revision of Davenport roughness classification*. Proc. of the 3rd European and African Conference on Wind Engineering, Eindhoven 2001.
19. Gal T., Unger J. *Detection of ventilation paths using high-resolution roughness parameter mapping in a large urban area*. Building and Environment 44 (2009) 198-206.
20. Suder A., Szymanowski M. *Determination of ventilation channels in urban areas: a case study of Wrocław (Poland)*. Pure and Applied Geophysics 171 (2014) 965-975.
21. Bottema M, Mestayer P.G. *Urban roughness mapping – validation techniques and some first results*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 74-76 (1998) 163-173.

Detection of ventilation paths using morphometric method in the selected part of Lodz

Anna Bochenek, Katarzyna Klemm

Institute of Environmental Engineering and Building Installations,
Faculty of Civil Engineering, Architecture and Environmental Engineering,
Lodz University of Technology, e-mail: an.bochenek@wp.pl, katarzyna.klemm@p.lodz.pl

Abstract: The aim of the paper was an indication of potential ventilation paths which affect proper functioning of the cities aerial system. The research was conducted using the most popular method – morphometric for the sake of low cost data gathering and high precision of final results. Due to the wind's dominant direction, an analysis covered a windward part of Lodz. The first part of the research included an analysis of the basic roughness parameters such as: roughness length (z_o), zero plane displacement height (z_d) and porosity of the urban canopy layer (P). Based on the obtained results and taking into account ventilation paths criteria eight areas were designated which provide a free flow of air to the city.

Keywords: ventilation channels, morphometric method, roughness parameters, spatial planning, urban areas.

Budownictwo i Architektura 15(4) (2016) 153-162

Próba zastosowania metody elementów dyskretnych w mechanice ciała stałego

Tomasz Nowicki

Katedra Mechaniki Budowli, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e–mail: t.nowicki@pollub.pl

Streszczenie: Praca poświęcona jest metodzie elementów dyskretnych. W chwili obecnej jest to metoda numeryczna służąca do modelowanie materiałów, głównie skał. W pracy zawarto opis najprostszej wersji metody. Przedstawiono również przeprowadzoną symulację komputerową z zastosowaniem pakietu obliczeniowego ESys-Particle. Artykuł należy traktować jako wprowadzenie do prac nad zastosowaniami tej metody w inżynierii budowlanej.

Słowa kluczowe: metoda elementów dyskretnych (odosobnionych), ESys-Particle, skala mezo.

1. Wprowadzenie

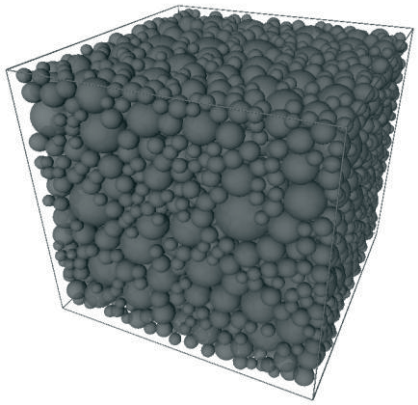
Metoda elementów dyskretnych jest obecnie jednym z podstawowych narzędzi numerycznych w mechanice skał [1-4]. W metodzie tej materiał reprezentuje się jako zbiór ciasno upakowanych kulistych cząstek wypełniających zadaną przestrzeń (Rys. 1). Cząstek tych jednak nie należy utożsamiać bezpośrednio z drobinami materiału. Cząstki te są bowiem etapem pośrednim pomiędzy mikroskopowymi cechami materiału a jego właściwościami makroskopowymi. Skalę modelu metody określa się jako skalę pośrednią, czyli mezo–skalę. Cząstki te kontaktują się ze sobą poprzez zaprojektowane lub wytworzone w trakcie symulacji interakcje. Odpowiedź materiału zależy przede wszystkim od właściwości tych interakcji. Właściwości takie jak np.: moduł Younga, odkształcenie czy pęknięcie nie są narzucone tylko pojawiają się jako efekt symulacji komputerowej. W związku z tym nie ma prostej relacji pomiędzy właściwościami makroskopowymi a parametrami interakcji. Cechą podstawową metody elementów dyskretnych jest rezygnacja z założenia o kontinuum materii. Założenie to pozwala opisać materiał za pomocą równań różniczkowych i całkowych, jednak stanowi problem w przypadku wystąpienia zjawisk fizycznych, które wykraczają poza to założenia np.: pękanie i zniszczenie. Posługiwanie się metodą elementów dyskretnych polega na odpowiednim zaprojektowaniu populacji dyskretnej. Populacja taka powinna w drodze symulacji komputerowej rozwijać zjawiska makroskopowe w sposób naturalny, tzn. niezaprogramowane a priori. Jest to zatem odmienne podejście niż w przypadku metody elementów skończonych, która stanowi obecnie standard w numerycznych symulacjach w dziedzinie mechaniki ciała stałego i konstrukcji budowlanych.

Niniejszy artykuł stanowi raport z pierwszej fazy studiów autora nad metodą elementów dyskretnych. Obejmuje on bogato ilustrowany dokładny opis najprostszej wersji metody oraz przedstawia symulację komputerową wykonaną przez autora. Artykuł ten rozpoczyna cykl prac poświęconych możliwości zastosowania metody elementów dyskretnych w mechanice materiałów i konstrukcji budowlanych.

2. Metoda elementów dyskretnych w mechanice ciała stałego

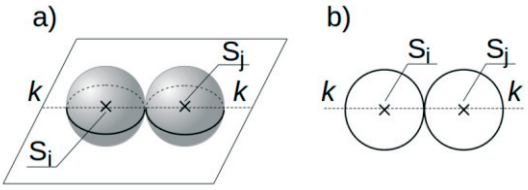
2.1. Podstawowa koncepcja metody elementów dyskretnych

Metoda elementów dyskretnych (Discrete Element Method, DEM) stosowana w mechanice ciała stałego polega na zastosowaniu populacji dyskretnej w celu reprezentacji analizowanego materiału. Rysunek 1. przedstawia kostkę sześcienną o wymiarach 5×5×5 cm wykonaną z hipotetycznego materiału reprezentowaną za pomocą skończonego zbioru kul. Liczba kul w omawianym przykładzie wynosi 3 334 sztuki. Kule stykają się ze sobą wewnątrz kostki oraz ze ścianami prostopadłościanu o ile takie istnieją. Liczba połączeń pomiędzy kulami wynosi 10 350. W miejscach styku kul występuje połączenie. Średnice kul znajdują się w przedziale od 2 do 10 mm. Przestrzenny rozkład kul jest losowy. Charakterystyczną cechą takiego modelu materiału jest porowatość, którą liczymy jako stosunek objętości pustej przestrzeni do objętości całej próbki. W tym przypadku wynosi ona 0,35.



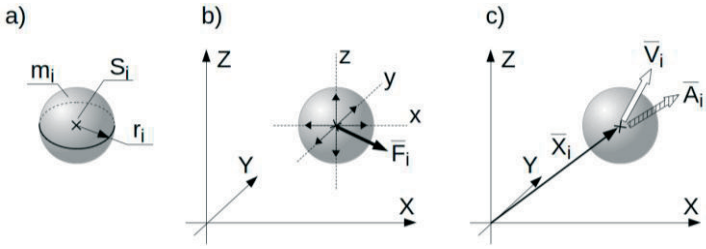
Rys. 1. Model metody elementów dyskretnych, tutaj sześcian o wymiarach 5×5×5cm wykonany z hipotetycznego materiału przedstawiony jako populacja dyskretna

Wybór kuli jako cząstki elementarnej metody podyktowane jest prostotą opisu geometrycznego i co za tym idzie implementacji komputerowej. Rozpatrzmy dwie dowolne stykające się cząstki kuliste (Rys. 2) o numerach i oraz j. Zarówno obie bryły jak i relacje między nimi są trójwymiarowe (Rys. 2a). Jednak przypadek taki redukuje się do zagadnienia jednowymiarowego (Rys. 2b), gdzie kierunkiem opisu jest prosta *k*–*k* łącząca środki kul, tj. punkty S_i oraz S_j. W związku z tym łatwo jest określić wzajemne położenie cząstek, znaleźć punkty połączenia lub kontaktu oraz określić stan połączenia lub kontaktu. Co w szczególności oznacza określenie wzajemnego oddziaływania cząstek na siebie. Przyjmujemy dalej, że oddziaływanie pomiędzy cząstkami może zachodzić tylko w kierunku *k*–*k*. Nie uwzględniamy zatem tarcia między kulami.



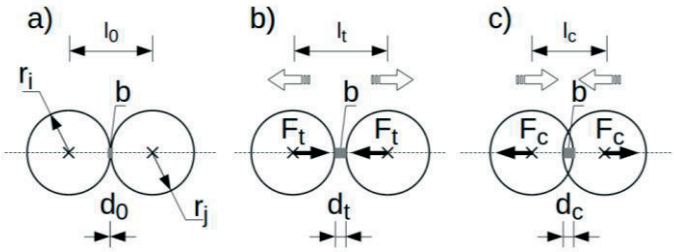
Rys. 2. Redukcja zagadnienia relacji wzajemnej dwóch cząstek trójwymiarowych.

Dowolna cząstka kulista (Rys. 3) oznaczona numerem i jest bryłą sztywną. Możemy jej przypisać atrybuty skalarne: masę i promień (Rys. 3a). W celu określenia jej położenia w przestrzeni wystarczy wskazać położenie jej środka S, bowiem punkty na sferze są nierozróżnialne. Kula jako bryła sztywna w przestrzeni trójwymiarowej posiada 6 stopni swobody: 3 translacje oraz 3 rotacje. Jednak w podstawowej wersji metody elementów dyskretnych rezygnuje się z obrotowych stopni swobody zachowując jedynie translacje (Rys. 3b). W związku z tym jedynym istotnym oddziaływaniem na kulę jest siła F. Pod wpływem działania tej siły kula zmienia swoje położenie. Zatem opis cząstki uzupełniają atrybuty wektorowe: położenie *X*, prędkość *V*, przyśpieszenie *A* oraz siła *F*. Wielkości te są związane równaniami mechaniki klasycznej. Uwzględniając wszystkie uproszczenia cząstkę kulistą metody elementów dyskretnych można traktować jako punkt materialny ze sferą otaczającą, która określa wzajemne oddziaływania cząstek na siebie.



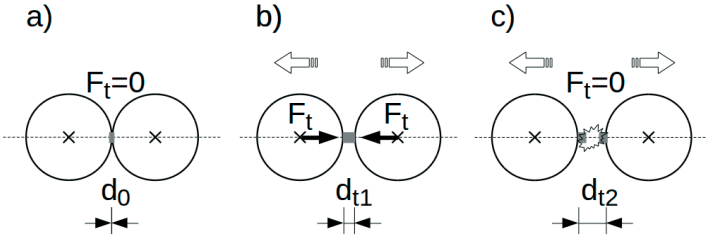
Rys. 3. Cząstka populacji dyskretnej jako punkt materialny.

Model ciała stałego realizowany jest poprzez wprowadzenie połączeń pomiędzy cząsteczkami „b" (Rys. 4a). Połączenia te są rodzajem interakcji typu pierwszego i reprezentują one spójność materiału. W fazie inicjalizacji modelu wyszukiwane są wszystkie pary cząstek stykających się, tzn. takich których sfery otaczające oddalają się od siebie na odległość nie większą niż d_0 lub penetrują się nie głębiej niż d_0. Jeżeli w modelu w tej fazie występują pary cząstek penetrujące się głębiej niż d_0 model uznaje się za wadliwy. W fazie początkowej odległość pomiędzy środkami tych cząstek wynosi l_0. Ruch cząsteczek powoduje, że zmienia się ich wzajemne położenie względem siebie. Parametrem połączenia jest zatem dystans d, który należy zawsze odnieść do parametru początkowego d_0. Jeżeli cząsteczki oddalają się od siebie (Rys. 4b) wówczas $d=d_t=l_t-l_0$, gdy zbliżają się do siebie (Rys. 4c) to $d=d_c=l_0-l_c$. Zmiana dystansu wywołuje pojawienie się sił działających na cząsteczki. Siły działają na obie cząsteczki tak, aby przywrócić ich początkowe położenie. Kierunek tych sił pokrywa się z prostą łączącą środki kul, siły mają tą samą wartość i przeciwne zwroty. W przypadku oddalania się od siebie cząstek siły oznaczone F_t zwrócone są do siebie, zaś w przypadku zbliżania się cząstek oznaczone F_c i zwrócone są na zewnątrz układu. Wartość siły zależy od dystansu połączenia i wielkości cząstek.

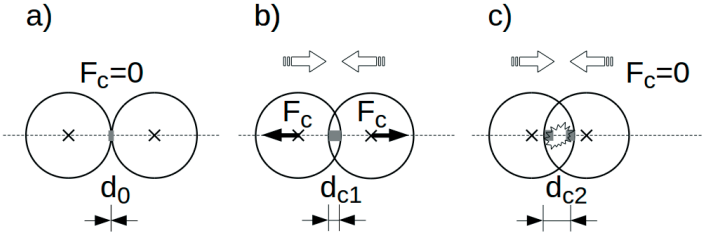


Rys. 4. Pierwszy typ interakcji między cząstkami – połączenie.

Połączenia, które reprezentują spójność materiału, mogą ulec eliminacji, co oznacza zniszczenie materiału. W fazie początkowej połączenie znajduje się w stanie „zerowym" (Rys. 4a) w którym na cząstki nie oddziaływają żadne siły. W przypadku zwiększania się odległości między cząstkami, tj. rozciągania materiału, zwiększa się dystans połączenia i pojawią się siły działające na cząstki (Rys. 5b). Tę fazę można określić jako sprężystą. Jeżeli odległość ta ciągle się zwiększa, dystans połączenia osiąga maksymalną wartość i następuje jego zerwanie (Rys. 5c). Po zerwaniu połączenia na cząstki nie działają żadne siły. Zerwane połączenie nie jest regenerowane w trakcie symulacji. Analogiczne połączenie może zostać wyeliminowane w przypadku zmniejszaniu się odległości pomiędzy cząstkami (Rys. 6). Pierwszy przypadek odpowiada zniszczeniu poprzez rozciąganie, drugi poprzez ściskanie.

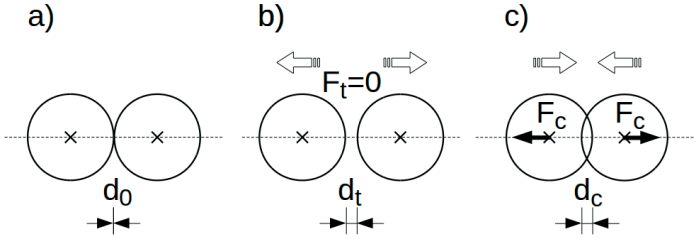


Rys. 5. Kolejne fazy pracy połączenia w przypadku rozciągania: a) położenie początkowe „zerowe", b) faza sprężysta, c) zerwanie; $d_0<d_{t1}<d_{t2}$



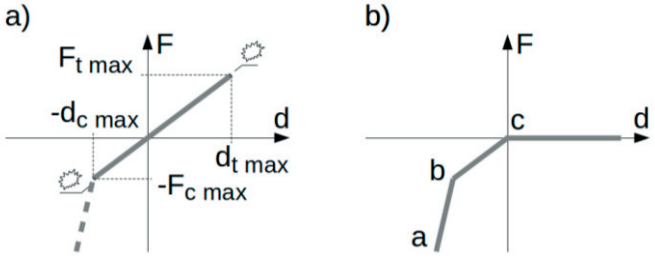
Rys. 6. Kolejne fazy pracy połączenia w przypadku ściskania: a) położenie początkowe, b) faza sprężysta, c) zerwanie; $d_0<d_{c1}<d_{c2}$

Interakcja typu drugiego oznacza odpychanie się cząstek, które się stykają (Rys. 7). Interakcje typu drugiego dotyczą cząstek, które nie realizują interakcji typu pierwszego, tzn. nie są połączone. Jeżeli dwie cząstki są połączone, to interakcja typu drugiego nie jest realizowana. Jeżeli sfery cząstek nie stykają się (Rys. 7a, 7b), wówczas nie działają na nie żadne siły. Jeżeli sfery nakładają się wówczas realizowane jest odpychanie.



Rys. 7. Drugi typ interakcji pomiędzy cząsteczkami – odpychanie

Związki konstytutywne, czyli zależności pomiędzy dystansem połączenia a siłami działającymi na cząstki, zobrazowane są na Rys. 8. Część a) dotyczy połączenia. Jest to połączenie sprężyste, w którym siła zależy liniowo od dystansu pomiędzy cząstkami. Połączenie funkcjonuje w zadanym zakresie dystansu od dopuszczalnej penetracji $d_{c\,max}$ do maksymalnego oddalenia się cząstek od siebie $d_{t\,max}$. W związku z tym istnieją maksymalne wartości siły zarówno przyciągającej jak i odpychającej cząstki. Przekroczenie dopuszczalnego zakresu dystansu powoduje zniszczenie połączenia. Zniszczone połączenie nie jest odnawiane. Związek konstytutywny przedstawiony na Rys. 8b określa w jaki sposób odpychają się cząstki, które nie są połączone. Część prawa wykresu oznacza brak siły odpychającej dla cząstek oddalonych od siebie. Część lewa wykresu opisuje siłę w przypadku nakładania się cząstek na siebie. Fragment wykresu od punktu „a" do „b", zaznaczony również linią przerywaną na Rys. 8a, określa sposób zamiany interakcji typu pierwszego na typ drugi w przypadku zniszczenia połączenia wskutek ściskania.

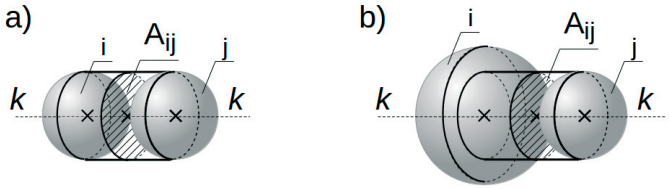


Rys. 8. Związek konstytutywny interakcji typu pierwszego a) i typu drugiego b) Lina przerywana na rysunku a) nie jest fragmentem wykresu opisującego związek.

Pozostaje jeszcze kwestia określenia wartości sił działających na cząstki w stanie interakcji. W opisywanym modelu zależności pomiędzy dystansem i siłą pozostają liniowe. Wartości tych sił zależą od sztywności materiału oraz od wielkości tych cząstek. Arbitralnym parametrem modelu jest wyłącznie sztywność interakcji. Natomiast „wielkość" połączenia zależy włącznie od wielkości cząstek i jest obliczana. W przypadku cząstek o tej samej średnicy (Rys. 9a) „wielkością" połączenia jest powierzchnia koła wielkiego jednej z nich. W przypadku cząstek o różnej średnicy powierzchnia koła wielkiego mniejszej cząstki (Rys. 9b). Powierzchnię tę nazywa się powierzchnią interakcji. Ostatecznie wartość siły interakcji wyliczamy ze wzoru:

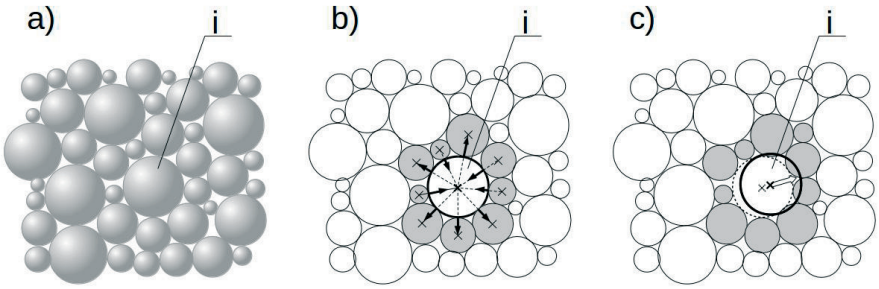
$$F = k \cdot A_{ij} \cdot d, \tag{1}$$

gdzie: F – wartość siły interakcji F_t lub F_c (patrz Rys.4), k – sztywność interakcji, A_{ij} – powierzchnia interakcji (patrz Rys. 9), d – dystans interakcji d_t lub d_c (patrz Rys.4). W przypadku interakcji typu drugiego stosowane są albo jedna albo dwie różne wartości sztywności. Jednostką sztywności interakcji jest N/m^3 lub Pa/m.



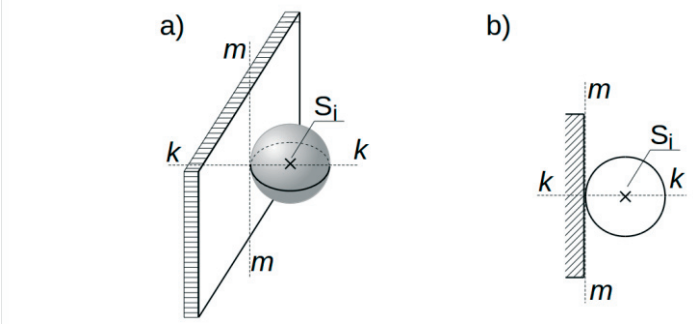
Rys. 9. Powierzchnia interakcji A_{ij} (zakreskowane koło) w przypadku cząsteczek: a) o tej samej średnicy, b) o różnych średnicach

Wszystkie interakcje występujące w populacji dyskretnej (Rys. 10) sprowadzane są do analizy par interakcji oraz superpozycji. Operacje te wykonuje się dla każdej z cząstek niezależnie. Po wyborze cząstki nr i (Rys. 10a) należy każdorazowo określić zbiór cząstek wchodzących z nią w interakcje zarówno pierwszego jak i drugiego rodzaju. Zbiór ten na ilustracjach został oznaczony szarym kolorem. Następnie rozwiązuje się każdą interakcje pomiędzy każdym elementem zbioru a cząstką nr i. Rozwiązaniem każdej interakcji jest siła działająca na cząstkę i (Rys. 10b). Siły te sprowadza się do wypadkowej działającej na środek cząstki (Rys. 10c). Znając masę oraz siłę oblicza się aktualne przyśpieszenie cząstki. Uwzględniając jej aktualną prędkość znajdowane jest jej nowe położenie (Rys. 10c). Pierwszą fundamentalną zasadą metody elementów dyskretnych jest jednoczesna akcja całej populacji. Zasada ta realizowana jest w taki sposób, że najpierw wyliczane są siły wypadkowe i przyśpieszenia aktualne dla każdej cząstki, a następnie następuje zmian położenia każdej cząstki niezależnie. Drugą zasadą metody jest zasięg zmian możliwych do realizacji w pojedynczym kroku symulacji. Zmiana położenia cząstki nie może być duża, tzn. może wpływać wyłącznie na cząstki sąsiadujące (Rys. 10c)

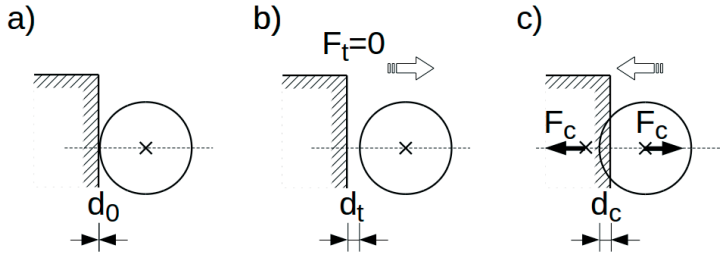


Rys. 10. Interakcje pojedynczej cząstki z populacją.

Dodatkowymi uczestnikami symulacji metodą elementów dyskretnych są ściany. Ściany stanowić mogą podpory lub służyć do przykładania obciążeń. Podobnie jak w przypadku interakcji pomiędzy ścianami i w tym przypadku zagadnienie można ograniczyć do problemu jednowymiarowego, w którym kierunkiem opisującym jest prostopadła poprowadzona od środka cząstki do powierzchni ściany (Rys. 11). W przypadku interakcji cząstki ze ścianą wprowadza się zazwyczaj drugi rodzaj interakcji. tzn. wyłącznie odpychanie w przypadku penetracji ściany przez kulkę. Zasady interakcji są analogiczne do interakcji pomiędzy dwoma cząstkami.



Rys. 11. Redukcja zagadnienia relacji wzajemnej cząstki i ściany: a) sytuacja trójwymiarowa, b) redukcja zagadnienia.



Rys. 12. Interakcja pomiędzy cząstką a ścianą.

2.2. Implementacja metody elementów dyskretnych

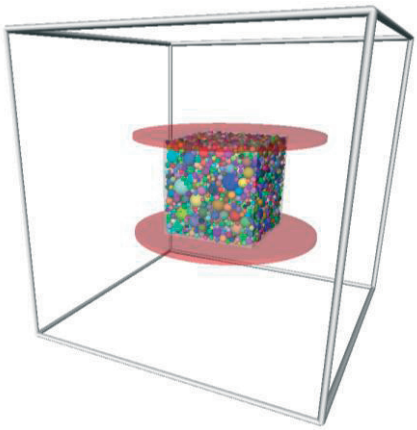
Obliczenia zaprezentowane w pracy zostały wykonane autorskim programem komputerowym napisanym w języku Python wykorzystującym biblioteki oraz silnika obliczeniowego ESys-Particle [5] i biblioteki graficznej VPython. ESys-Particle jest to naukowy framework obliczeniowy opracowany w Center of Geoscience Computing of The University of Queensland w Australii. Oprogramowanie to jest udostępniane bezpłatnie jako Open Source Code. Modułowy i w pełni obiektowy kod programu napisany jest w języku C++ z użyciem biblioteki MPI i jest natywnie przystosowany do pracy w środowisku wieloprocesorowym lub/i rozproszonym. Uruchomienie programu na pojedynczym procesorze jest realizowane również przez mechanizmy wielowątkowe. Obsługę programu wykonuje się poprzez dołączony interface języka Python, co umożliwia wygodną pracę za pomocą własnych skryptów.

ESys-Particle jest implementacją metody elementów dyskretnych wykraczającą dalece poza model opisany w niniejszej pracy. Oprogramowanie pozwala wykorzystywać cząstki posiadające nawet 7 stopni swobody, gdzie 6 stopni swobody dotyczy ruchu ciała (translacje i rotacje), zaś stopień 7 pozwala na dołączenie do symulacji pola skalarnego np. temperatury. Oprogramowanie oferuje wiele różnych teoretycznych modeli konstytutywnych połączeń. Nie dołączono jednak do pakietu konkretnych modeli materiałów. W pakiecie znajdują się podstawowe generatory struktur losowych.

3. Przykładowa symulacja komputerowa metodą elementów dyskretnych

3.1. Założenia symulacji

Prezentowana symulacja komputerowa jest wirtualnym testem kruszenia hipotetycznego materiału (Rys. 13). Z materiału tego jest wykona kostka o wymiarach 5×5×5 cm. Składa się ona z 3 334 kulistych cząstek DEM. Cząstki posiadają trzy stopnie swobody. W fazie początkowej występuje 10 350 połączeń pomiędzy cząsteczkami. Zasady behawioralne populacji dyskretnej opisane są w poprzednich rozdziałach artykułu. Próbka dyskretna ujęta jest z góry i z dołu dwiema ścianami wizualizowanymi za pomocą płaskich krążków. Ściany zbliżają się do siebie ze stałą prędkością. Powoduje to przyłożenie sił do zewnętrznych warstw kostki (dolnej i górnej), a następnie rozdystrybuowanie tych sił wewnątrz materiału. W ten sposób uzyskiwane jest ściskanie całej próbki. W kolejnych krokach symulacji uzyskiwana jest odpowiedź populacji dyskretnej na tak zaprojektowane oddziaływanie. Odpowiedź ta formuje się w makroskopowe zachowanie materiału.

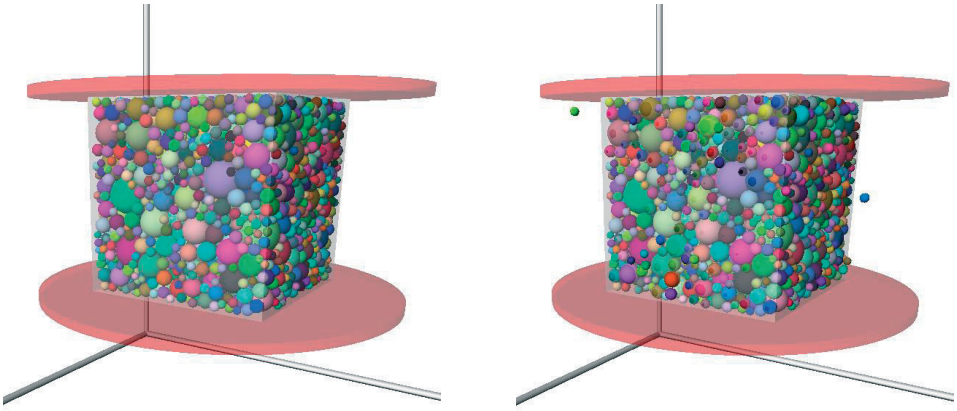


Rys. 13. Wirtualny test ściskania hipotetycznego materiału. Kolor cząstek jest wygenerowany losowo.

Parametry modelu zostały dobrane w taki sposób, symulacja mogła zostać przeprowadzona na komputerze średniej klasy w krótkim czasie, tzn. mniej niż 1 godzina. Gęstość materiału przyjęto równą 1000 kg/m^3. W symulacji komputerowej nie wprowadzono siły ciężkości. Sztywność interakcji zarówno pierwszego i drugiego rodzaju ustalono na 1000 N/m^3. Interakcja pierwszego rodzaju (połączenie) zostaje zniszczone, jeżeli jego dystans osiągnie wartość 1 mm. Dotyczy to zarówno ściskania jak i rozciągania. Obie płyty poruszają się względem środka kostki ruchem jednostajne przyśpieszonym z przyśpieszeniem 0,001 m/s^2. W chwili rozpoczęcia symulacji płyty są nieruchome. Krok czasowy symulacji wynosi 0,001s. Zaprezentowana symulacja składa się ze 100 kroków, zatem obejmuje czas 0,1 s. W ostatnim kroku symulacji prędkość płyt wynosi 0,0001 m/s względem środka kostki, co oznacza prędkość 0,0002m/s względem siebie.

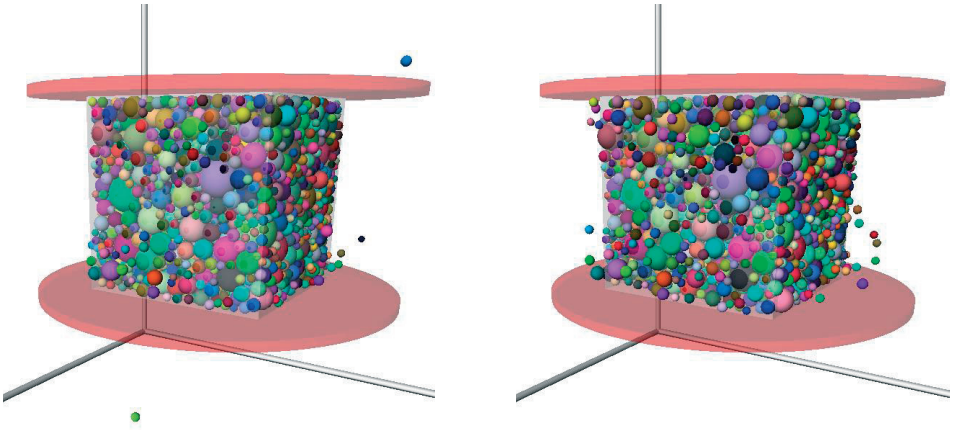
3.2. Wyniki symulacji

Kolejne ilustracje (Rys. 14 i 15) przedstawiają wizualizację wirtualnej próbki w kolejnych etapach symulacji. W kroku 10 nie zauważono znaczących zmian w wyglądzie obiektu. Na tym etapie płyty docierają do próbki. Cząstki bezpośrednio stykające się z płytą doznają niewielkich przemieszczeń pod wpływem działających na nie sił.

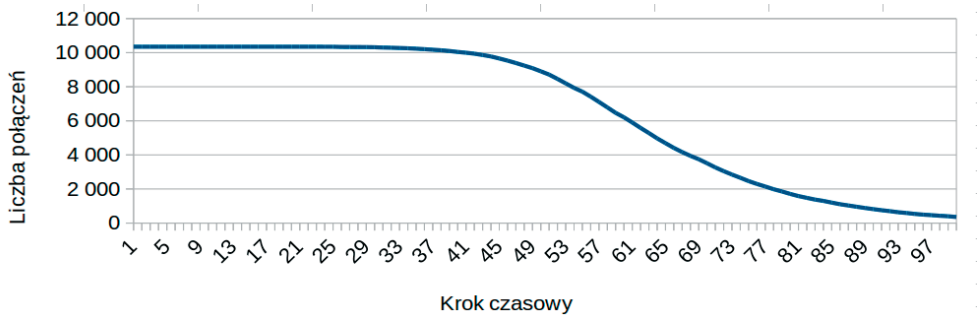


Rys. 14. Obraz próbki w (od lewej) 10 i 50 kroku symulacji

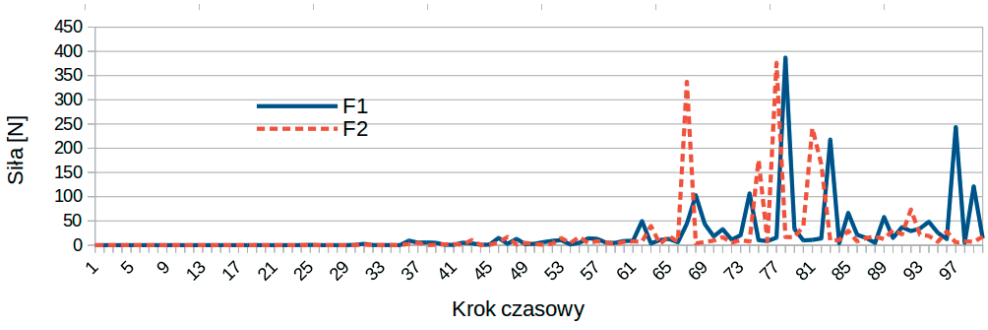
W kroku 50 rozpoczyna się destrukcja połączeń. Pojawiają się odłamy i odpryski, które widoczne są na wizualizacji. W kroku 75 znaczna część połączeń została zniszczona. W próbce tworzą się tymczasowe kolumny poprzez spontaniczne ułożenie się na sobie warstw cząstek. W ostatnim kroku symulacji, tj. nr 100, próbka została całkowicie rozkruszona.



Rys. 15. Obraz próbki w (od lewej) 75 i 100 kroku symulacji



Rys. 16. Liczba aktywnych więzów pierwszego rodzaju (niezerwanych połączeń) w trakcie symulacji



Rys. 17. Wartości wypadkowych sił działających na ściany F1 – górną, F2 – dolną

Wykres na Rys. 16 przedstawia liczbę istniejących, tzn. nie zniszczonych, połączeń w próbce. Natomiast wykres na Rys. 17 pokazuje siły działające na płyty w trackie testu. W początkowej fazie siły są niewielkie co wynika z niedużych przemieszczeń płyt względem próbki (małe prędkości płyty). Po zbliżeniu się płyt do próbki oraz uszczelnieniu styku (wskutek przemieszczeń cząstek w kontakcie z płytą) widzimy nagłe wzrosty i spadki wartości siły. Związane jest to z niszczeniem kolejnych połączeń w próbce. Natomiast wartości sił należy traktować jako orientacyjne.

4. Podsumowanie i wnioski

W pracy przestawiono najprostszą wersję metody elementów dyskretnych. Następnie została przeprowadzona symulacja z jej użyciem. Symulacja polegała na przeprowadzeniu testu kruszenia poprzez ściskanie. Należy zwrócić uwagę, że pomimo prostoty przyjętego modelu rezultat jest zbliżony do rzeczywistego. Podkreślić też można fakt, że przeprowadzenie podobnej symulacji z użyciem metody elementów skończonych byłoby o wiele bardziej pracochłonne. Zaprezentowane wyniki badań mają charakter wstępny, a prace nad metodą elementów dyskretnych w zastosowaniach do mechaniki materiałów i konstrukcji budowlanych będą kontynuowane.

Literatura

1 Cundall P. A., Strack O.D.L. *A discrete numerical model for granular assemblies*. Geotechnique 29(1) (1979) 47–65.
2 Mora P., Place D. *Simulation of the frictional stick–slip instability*. Pure Appl. Geophys. 143(1–3) (1994) 61–87.
3 Abe S., Place D., Mora P., *A parallel implementation of the lattice solid model for the simulation of rock mechanics and earthquake dynamics*. Computational Earthquake Science Part II, pp. 2265–2277, Springer, Basel, Switzerland (2004).
4 Potyondy D.O., Cundall P.A. *A bonded-particle model for rock*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 41(8) (2004) 1329–1364.
5 Weatherley D., Hancock W., Boros V. *ESyS-Particle Tutorial and User's Guide Version 2.3.1*; The University of Queensland, Institute for Geothermal Resource Management, 2014.

An attempt to use Discrete Element Method in solid mechanics

Tomasz Nowicki

Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e–mail: t.nowicki@pollub.pl

Abstract: The paper is devoted to Discrete Element Method. Currently the method is mainly used for mechanics of rock. The paper contains the description of the simplest version of the method. Computer simulation using Esys-Particle computer code is presented. The paper is an introduction to the study on the method applications to building engineering.

Keywords: discrete element method, mezoscale, Esys-Particle.

Budownictwo i Architektura 15(4) (2016) 163-171

Analiza porównawcza badań wilgotnościowych metodą chemiczną w stosunku do badań grawimetrycznych wybranych materiałów budowlanych

Maciej Trochonowicz, Bartosz Szostak, Daniel Lisiecki

Katedra Konserwacji Zabytków, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, ul. Nadbystrzycka 40, 20-618 Lublin, m.trochonowicz@pollub.pl

Streszczenie: Metoda grawimetryczna, metoda bezpośrednia, uznawana jest za jedyny miarodajny sposób badania wilgotności. Funkcjonuje jednocześnie wiele metod pośrednich gdzie wynik pomiaru obarczony jest mniejszym lub większym błędem. Głównym celem artykułu jest określenie dokładności otrzymywanych wyników metodą chemiczną w stosunku do metody grawimetrycznej oraz wyznaczenie wzorów regresyjnych potrzebnych do skorygowania wyników.

Słowa kluczowe: badania wilgotnościowe, wilgoć, metoda karbidowa, metoda chemiczna, metoda grawimetryczna.

1. Wprowadzenie

Metody badań wilgotności masowej materiałów można podzielić na takie, w których pomiar odbywa się w sposób bezpośredni (wynik otrzymuje się na podstawie bezpośredniego wskazania narzędzia pomiarowego, wywzorcowanego w jednostkach miary mierzonej wielkości) lub pośredni (wynik otrzymuje się na podstawie bezpośredniego pomiaru innych wielkości, opierając się na znanej zależności między tymi wielkościami, a wielkością mierzoną). W budownictwie najczęściej oznaczenie wilgotności masowej wykonuje się stosując metodę laboratoryjną (pomiar bezpośredni) lub karbidową, dielektryczną, opornościową (pomiar pośredni).

W Polsce pomiar bezpośredni (laboratoryjny) uważany jest, za jedyny miarodajny sposób pomiaru wilgoci, a badania wilgotności masowej wykonywać należy w oparciu o normę [2]. Metody pośrednie pomiaru posiadają szereg ograniczeń wpływających na dokładność pomiaru. Z tego też powodu wyniki uzyskiwane przy ich zastosowaniu należy traktować, jako półilościowe, o charakterze informacyjnym. Przyjmuje się, że spośród metod pośrednich, najbardziej wiarygodne wyniki uzyskiwane są dzięki metodzie chemicznej (karbidowej). Dokładność pomiaru wynosi około ±3%. Głównym powodem niezgodności wyników z badaniami metodą grawimetryczną jest to, że karbid nie wchodzi w reakcję z wodą związaną chemicznie. Różnice są bardzo widoczne podczas badania materiałów silnie zasolonych i materiałów gipsowych. Pomimo dość istotnych ograniczeń badanie wilgotności metodą karbidową jest bardzo popularne na zachodzie Europy i coraz częściej stosowana w Polsce. Zdecydowanie największą zaletą metody chemicznej jest stosunkowo krótki (kilka minut) czas oznaczania wilgotności. Obecnie metoda karbidowa wykorzystywana jest najczęściej do badania wilgotności posadzek przed wbudowaniem warstw wykończeniowych.

W literaturze krajowej, poza wzmiankami o występowaniu różnic w wartościach wilgotności badanych grawimetrycznie i chemicznie, jest niewiele informacji dotyczących

dokładności otrzymywanych wyników. Do nielicznych wyjątków należy publikacja Z. Matkowskiego i J. Adamowskiego, w której przedstawione zostały wyniki badań dla trzech materiałów (cegły, tynku cementowego i tynku wapiennego). Z badań wynika, że dokładne wyniki zostały osiągnięte jedynie dla tynku wapiennego. W przypadku pozostałych materiałów różnice w wynikach osiągniętych metodą chemiczną były wyraźnie, nawet kilkukrotnie zaniżone w stosunku do metody grawimetrycznej [4].

W związku z świadomością dużych różnic w osiąganych wynikach i niedostateczną ilością informacji w literaturze autorzy zdecydowali się na przeprowadzenie szeregu badań wilgotnościowych z użyciem obydwu metod. Założono, że badania przeprowadzone zostaną z użyciem możliwie dużej liczby materiałów o różnych wilgotnościach. Niniejszy artykuł przedstawia zestawienie wyników badań i analiz, których celem była próba wyznaczenia zależności pomiędzy wynikami osiągniętymi metodą chemiczną i grawimetryczną.

2. Materiał badawczy i przygotowanie próbek

Badania przeprowadzono na dziesięciu materiałach budowlanych o zróżnicowanych własnościach fizyko-chemicznych, aby uzyskać jak najwięcej informacji na temat metody karbidowej. Wybrano materiały konstrukcyjne (beton, beton komórkowy, skała wapienna, cegła ceramiczna i wapienno-piaskowa) oraz materiały wykończeniowe (tynk wapienny, tynk wapienno-cementowy i tynk historyczny). Zebrany materiał badawczy był różnego pochodzenia, większość z nich została nabyta jako gotowy produkt (cegła wapienno-piaskowa, cegła ceramiczna pełna, cegła klinkierowa, beton komórkowy). Niektóre z nich zostały wykonane w laboratorium uczelnianym (beton, tynk wapienny, tynk cementowo-wapienny). Cegła historyczna oraz tynk historyczny pochodziły z remontowanej XIX wiecznej kamienicy. Skała wapienna (opoka) to materiał rozbiórkowy z obiektów pochodzących z Janowca i Kazimierza nad Wisłą.

Zebrane materiały pocięto na prostopadłościany. Starano się uzyskać próbki sześcienne lub prostopadłościenne o zbliżonych wielkościach, ale z powodu gabarytów niektórych materiałów było to niemożliwe. Tynk historyczny oraz wapienny z powodu nieregularnych kształtów i niewielkiej grubości (około 3 cm) został podzielony na prostopadłościany o różnych wielkościach. Próbki wysuszono do stałej masy w temperaturze 105°C, zważono, określono ich objętość i obliczono gęstości pojedynczych próbek, a następnie wartości średnie dla każdego materiału.

Kolejnym etapem badań było zawilgacanie próbek. Pierwsza czynność było określenie maksymalnej nasiąkliwości badanych materiałów. Badania wykonano dla wszystkich materiałów, a próba badawcza liczyła trzy próbki. Do dalszych badań przyjęto wartość średnią. Określenie maksymalnej nasiąkliwości miało na celu przyjęcie zakresu wilgotności, w którym powinny się znaleźć wszystkie badane próbki danego materiału. W związku z tym, że planowano wyznaczenie równań linii regresji dążono do w miarę regularnego zawilgocenia próbek. Przykładowo, jeżeli maksymalna nasiąkliwość wynosiła 24% i badano 8 próbek to starano się nasączyć próbki do wilgotności 3%, 6%, 9% itd.

Problematycznym zagadnieniem było uzyskanie wilgotności materiału o dokładnej wartość. Pierwotnie założono nasączenie wszystkich próbek i powolne ich suszenie do uzyskania satysfakcjonującej masy. Pomysł ten został odrzucony ze względu na dużą nierównomierność zawilgocenia na powierzchni i wewnątrz próbki (potwierdzone doświadczalnie). Zdecydowano o nasączaniu próbek wysuszonych do stałej masy dokładnie taką ilością wody, która pozwoli na uzyskanie planowanych wilgotności masowych. Próbki owinięto folią stretch z pięciu stron tak aby jedną odsłoniętą płaszczyznę owinąć folia po zalaniu wodą. Kolejno odmierzano

potrzebną ilość wody i zalewano próbki. Tak zabezpieczone próbki zostały odłożone na 10 dni, przy czym minimum 2 razy dziennie obracane były o 90°.

Podczas przygotowywania próbek do badań ze względu na uzyskane bardzo niskie nasączenie betonu i cegły klinkierowej zrezygnowano z prowadzenia dalszych badań na próbkach z tych materiałów.

3. Aparatura badawcza i badania

Do przeprowadzenia badań metodą chemiczną wykorzystano wilgotnościomierz karbidowy WK-1 firmy Tanel. W skład zestawu wchodzi: pojemnik pomiarowy z manometrem, waga elektryczna, łyżeczka, szalka, ciężarki 5g (2szt.), moździerz oraz szczotka do czyszczenia urządzenia. Masa próbki badanego materiału, zakres pomiarowy manometru i wymiary komory pomiarowej zostały tak dobrane, że manometr jest wyskalowany bezpośrednio w procentach wilgotności względnej [1]. Do wykonania badań metodą grawimetryczną wykorzystano elektroniczną wagę laboratoryjną RADWAG i suszarkę ECOCELL.

W związku z koniecznością stworzenia optymalnych warunków badania zdecydowano, że obydwa oznaczenia wykonane zostaną jednocześnie. Zawilgocone próbki rozpakowano i rozdrobniono mechanicznie, a następnie materiał został przesiany. Odważone próbki wsypywano do komory pomiarowej urządzenia karbidowego wraz z odpowiednią naważką karbidu. Jednocześnie reszta przesianego materiału była ważona i umieszczana w suszarce (oznaczanie wilgotności metodą wago-suszarkową).

Pozostawiając pojemnik w poziomej pozycji dokręcono mocno śrubę dociskową powodując szczelne zamknięcie pojemnika. Potrząsano kilkukrotnie w dół i w górę pojemnik, a następnie odwracano i powtarzano potrząsanie. Czynność tę wykonywano co około jedną minutę. Po około 4 minutach odczytywano wynik. Przyrząd wskazuje wilgotność względną w procentach, która został przeliczona na wilgotność bezwzględną.

4. Wyniki badań

Po wykonaniu oznaczeń wilgotności metodą chemiczną uzyskane wartości wilgotności względne przeliczone zostały na wartości bezwzględne. Całość uzyskanych wyników, różnice pomiędzy wilgotnościami oraz procentowe błędy zestawiono w tabeli 1.

5. Analiza wyników

Analizę wyników przeprowadzono osobno dla każdego materiału oraz w zestawieniu zbiorczym. Obliczenia potrzebne do wyznaczenia linii regresji oraz wykresy zostały wykonane w programie Statistica. Pozostałe wykresy oraz tabele zostały sporządzone w programie Microsoft Office Excel.

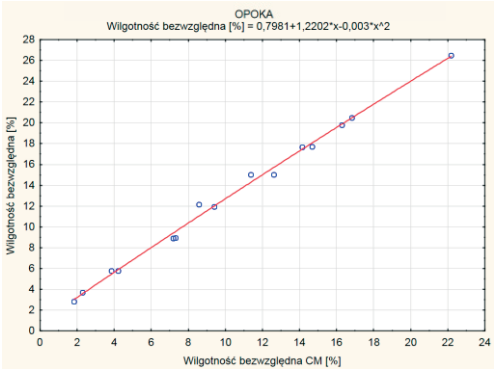
Predykcja to szacowanie wartości jednej zmiennej lub zmiennych wtedy, gdy zmienne są ze sobą skorelowane. Korelacja pomiędzy zmiennymi nie musi mieć charakteru liniowego, dlatego oprócz liniowych, wyznaczono wielomianowe i logarytmiczne. Predykcja na podstawie linii regresji to poszukiwanie linii regresji najlepiej dopasowanej do wartości zmiennej zależnej (wilgotność bezwzględna metody grawimetrycznej) na podstawie zmiennej niezależnej (wilgotność bezwzględna metody chemicznej) [3]. Najlepiej dopasowana linia regresji to taka, która minimalizuje sumę kwadratów miedzy wartościami pomierzonymi, a ich wartościami przewidywanymi (tzw. kryterium najmniejszych kwadratów) [3].

Tabela 1. Wyniki badań wilgotności metodami chemiczną i wago-suszarkową

Opoka wapnista - Kazimierz nad Wisłą					Cegła ceramiczna pełna				
Nr próbki	Wag-susz [%]	Chemiczna [%]	Różnica [%]	Błąd [%]	Nr próbki	Wag-susz [%]	Chemiczna [%]	Różnica [%]	Błąd [%]
1	2,82	1,83	0,99	35,0	1	2,65	1,42	1,23	46,4
2	5,78	3,84	1,93	33,5	2	5,62	4,60	1,02	18,1
3	8,93	7,18	1,74	19,5	3	8,91	7,76	1,15	12,9
4	11,94	9,41	2,53	21,2	4	11,98	8,81	3,17	26,4
5	15,04	12,61	2,43	16,1	5	13,26	10,74	2,52	19,0
6	17,72	14,68	3,04	17,1	6	14,91	11,36	3,55	23,8
7	19,79	16,28	3,51	17,7	7	16,97	14,94	2,03	11,9
					8	18,98	15,74	3,24	17,1
Tynk wapienny					Cegła ceramiczna pełna historyczna				
Nr próbki	Wag-susz [%]	Chemiczna [%]	Różnica [%]	Błąd [%]	Nr próbki	Wag-susz [%]	Chemiczna [%]	Różnica [%]	Błąd [%]
1	2,67	1,21	1,45	54,4	1	2,82	1,83	0,99	35,0
2	5,03	2,56	2,47	49,1	2	5,85	4,60	1,25	21,3
3	8,45	5,60	2,85	33,8	3	8,77	6,84	1,93	22,0
4	10,75	6,95	3,80	35,3	4	11,76	9,17	2,59	22,0
5	16,10	11,23	4,86	30,2	5	12,77	9,89	2,88	22,5
6	20,15	14,42	5,74	28,5	6	13,70	10,62	3,08	22,5
7	20,11	15,47	4,64	23,1	7	14,95	11,61	3,34	22,4
		8	18,10		14,16		3,95	21,8	
Tynk cementowo - wapienny					Cegła wapienno piaskowa				
Nr próbki	Wag-susz [%]	Chemiczna [%]	Różnica [%]	Błąd [%]	Nr próbki	Wag-susz [%]	Chemiczna [%]	Różnica [%]	Błąd [%]
1	1,94	0,91	1,03	53,1	1	2,83	1,47	1,36	48,1
2	5,70	3,15	2,56	44,9	2	3,88	1,94	1,94	50,1
3	7,41	4,49	2,92	39,4	3	5,59	3,20	2,39	42,7
4	7,46	4,77	2,69	36,1	4	7,78	5,04	2,74	35,2
5	8,86	5,93	2,93	33,1	5	9,86	7,07	2,79	28,3
6	10,09	6,38	3,70	36,7	6	11,74	8,58	3,16	26,9
7	11,78	7,99	3,79	32,2					
Tynk historyczny wapienny					Beton komórkowy				
Nr próbki	Wag-susz [%]	Chemiczna [%]	Różnica [%]	Błąd [%]	Nr próbki	Wag-susz [%]	Chemiczna [%]	Różnica [%]	Błąd [%]
1	2,57	0,60	1,97	76,5	1	4,23	2,8	1,40	33,1
2	5,51	2,99	2,53	45,8	2	9,08	7,1	2,01	22,1
3	7,48	4,06	3,42	45,7	3	14,06	11,6	2,43	17,3
4	8,61	6,04	2,57	29,8	4	19,54	17,1	2,44	12,5
5	10,55	9,05	1,50	14,2	5	25,11	22,9	2,26	9,0
6	11,83	9,35	2,48	21,0	6	30,15	26,6	3,56	11,8
7	15,63	12,11	3,52	22,5	7	34,62	29,4	5,25	15,2
8	17,50	14,55	2,95	16,9	8	57,04	46,0	11,06	19,4

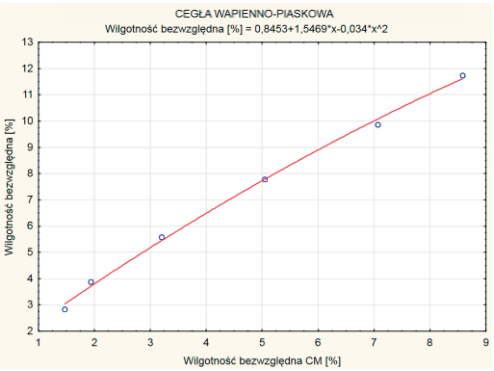
Celem analitycznej oceny poprawności predykcji oblicza się błąd prognozy MAPE. Błąd MAPE jest podstawowym miernikiem prawidłowości obliczeń i uważa się go

za najbardziej miarodajny. Używany do wyboru najlepszego modelu predykcyjnego. Jeżeli odbiorca nie ma własnych kryteriów, przyjmuje się, że jeżeli błąd MAPE wynosi: MAPE ≤ 1% prognozy doskonałe; 1% < MAPE ≤ 3% prognozy wysoce dokładne; 3% < MAPE ≤ 5% prognozy dobre; 5% < MAPE ≤ 10% prognozy dostateczne; 10% < MAPE ≤ 15% prognozy mało dokładne, ale mogą być przyjęte dopuszczalne; MAPE > 15% prognozy niedokładnie, nie powinny być przyjmowane3. Obliczenia przeprowadzono na podstawie prognozowania metodą uogólnionych modeli addytywnych. Poniżej przedstawiono wykres oraz równanie linii regresji, dla którego uzyskano najniższy wskaźnik MAPE.



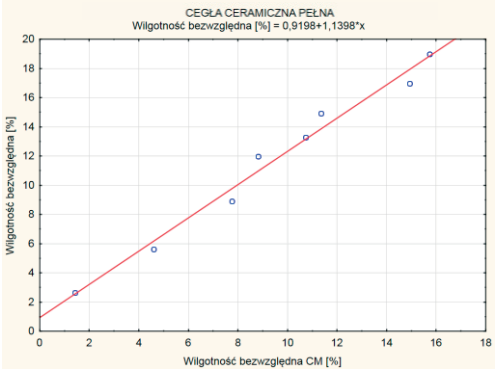
Wskaźnik MAPE 3,49%
Równanie linii regresji:
$v4=0{,}7981+1{,}2202*(v6)-0{,}003*(v6)^2$
$v4$ – wilgotność bezwzględna,
$v6$ – wilgotność bezwzględna metody chemicznej.

Rys. 1. Wykres ilustrujący wartości pomierzone wraz z wielomianową linią regresji dla opoki wapnistej



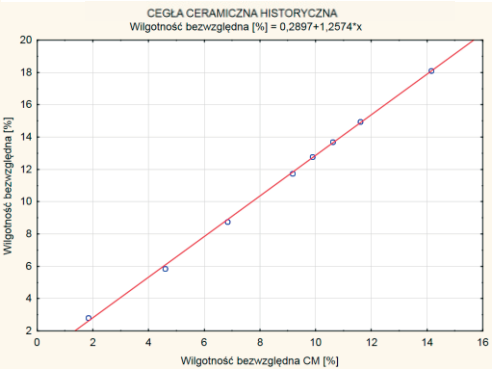
Wskaźnik MAPE 2,94%
Równanie linii regresji:
$v4=0{,}8453+1{,}5469*(v6)-0{,}034*(v6)^2$
$v4$ – wilgotność bezwzględna,
$v6$ –- wilgotność bezwzględna metody chemicznej.

Rys. 2. Wykres ilustrujący wartości pomierzone wraz z wielomianową linią regresji dla cegły wapienno-piaskowej



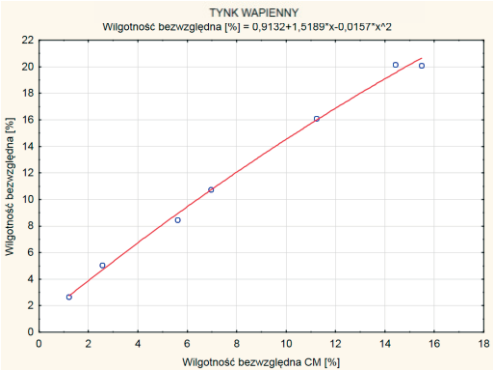
Wskaźnik MAPE 4,96%
Równanie linii regresji:
$v4=0{,}9198+1{,}398*(v6)$

Rys. 3. Wykres ilustrujący wartości pomierzone wraz z liniową linią regresji dla cegły ceramicznej pełnej



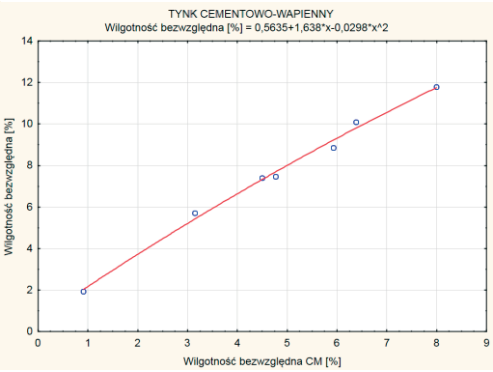
Wskaźnik MAPE 1,89%
Równanie linii regresji:
$v4=0{,}2897+1{,}2574*(v6)$

Rys. 4. Wykres ilustrujący wartości pomierzone wraz z liniową linią regresji dla cegły ceramicznej historycznej



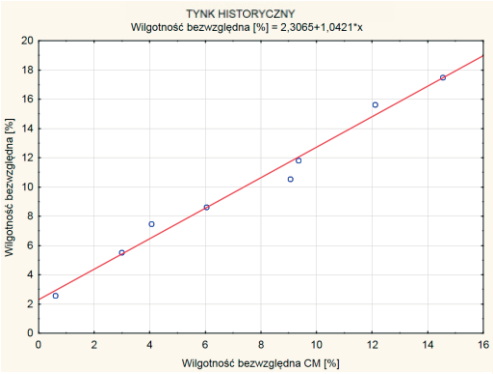
Wskaźnik MAPE 3,06%
Równanie linii regresji:
$v4=0{,}9132+1{,}5189*(v6)-0{,}0157*(v6)^2$

Rys. 5. Wykres ilustrujący wartości pomierzone wraz z wielomianową linią regresji dla tynku wapiennego



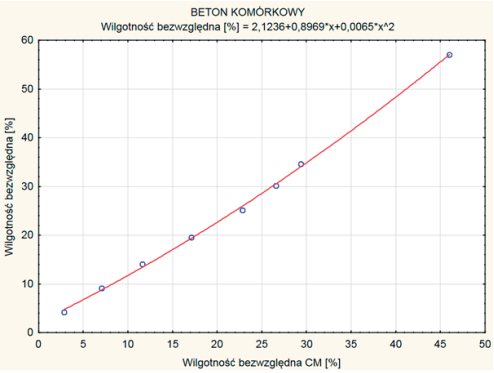
Wskaźnik MAPE 3,03%
Równanie linii regresji:
$v4=0{,}5635+1{,}638*(v6)-0{,}0298*(v6)^2$

Rys. 6. Wykres ilustrujący wartości pomierzone wraz z wielomianową linią regresji dla tynku cementowo-wapiennego



Wskaźnik MAPE 5,20%
Równanie linii regresji:
$v4=2{,}3065+1{,}0421*(v6)$

Rys. 7. Wykres ilustrujący wartości pomierzone wraz z liniową linią regresji dla tynku historycznego



Wskaźnik MAPE 3,34%
Równanie linii regresji:
$v4=2{,}1236+0{,}8969*(v6)-0{,}0065*(v6)^2$

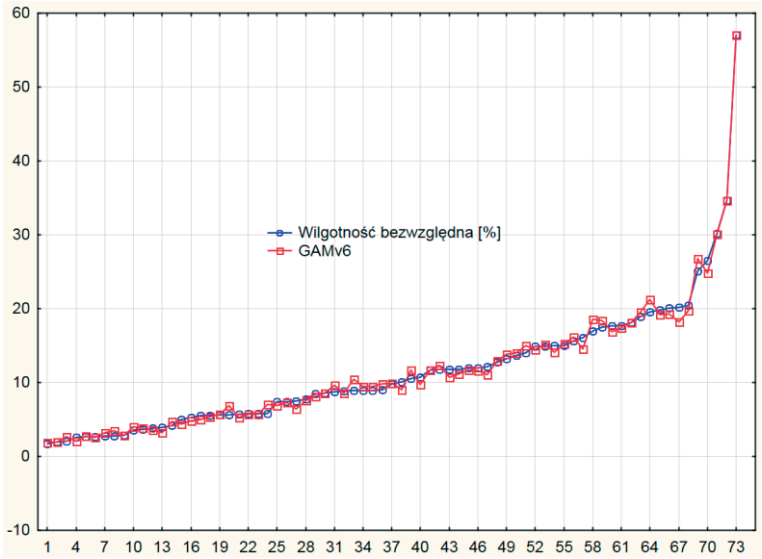
Rys. 8. Wykres ilustrujący wartości pomierzone wraz z wielomianową linią regresji dla betonu komórkowego

Analiza zbiorcza

Przeprowadzono dwie analizy, do których wzięto wszystkie otrzymane wyniki (bez podziału na materiał). Pierwsza z nich polega na uzależnieniu wilgotności bezwzględnej od gęstości materiału i wilgotności bezwzględnej metody chemicznej. Druga natomiast pozwala wyznaczyć wilgotność bezwzględną tylko od wartości wilgotności otrzymanej w metodzie karbidowej.

Analiza I (z uwzględnieniem gęstości)

Na podstawie prognozowania metodą uogólnionych modeli addytywnych wyznaczono wzór regresyjny do obliczenia wilgotności bezwzględnej na podstawie wilgotności bezwzględnej metody chemicznej oraz gęstości materiału.



Rys. 9. Wykres wartości rzeczywistych i prognozowanych

Powyższe wykresy przedstawią relacje pomiędzy rzeczywistymi wynikami wilgotności bezwzględnej uzyskanymi metodą karbidową (kwadratowy znaczek graficzny) a prognozowaną wartością wilgotności bezwzględnej materiału (okrągły znaczek graficzny). Na podstawie przeprowadzonych obliczeń błąd prognozy MAPE wynosi 6,90% oraz wyznaczono wzór regresyjny do obliczania wilgotności bezwzględnej.

$$v4 = e^{(20{,}9183 - 37{,}2051(v2) + 0{,}0171(v6) - 6{,}5086(v2)^3 + 0{,}2195(v2)^5 + 9{,}3367\ln(v2) + 23{,}1948(v2)^2 - 0{,}003(v6)^2 + 0{,}0574(v6)^{-3} + 0{,}7052\ln(v6))}$$

gdzie: $v2$ – gęstość materiału; $v4$ – wilgotność bezwzględna; $v6$ – wilgotność bezwzględna metody chemicznej.

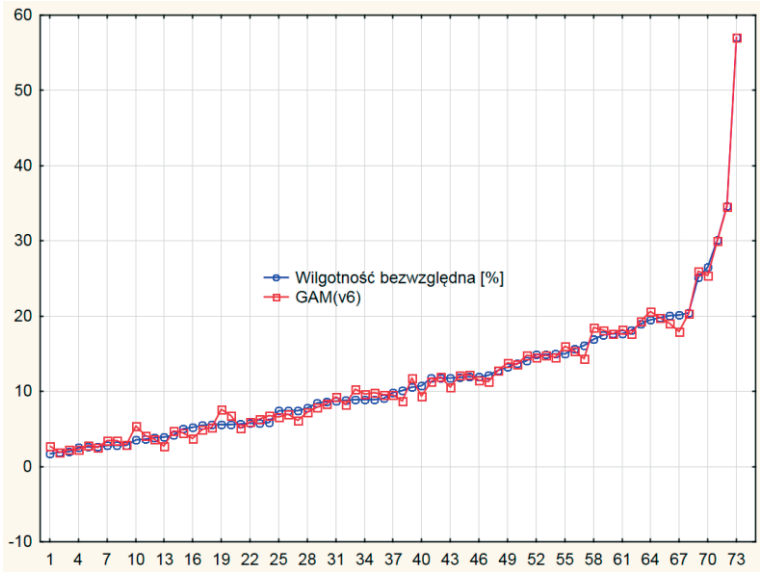
Analiza II (bez uwzględnienia gęstości)

Na podstawie prognozowania metodą uogólnionych modeli addytywnych wyznaczono wzór regresyjny do obliczenia wilgotności bezwzględnej na podstawie wilgotności bezwzględnej metody CM.

Powyższe wykresy przedstawiają relacje pomiędzy rzeczywistymi wynikami wilgotności bezwzględnej uzyskanymi metodą karbidową (kwadratowy znaczek graficzny) a prognozowaną wartością wilgotności bezwzględnej materiału (okrągły znaczek graficzny). Na podstawie obliczeń otrzymano błąd prognozy MAPE wynoszący 9,12%, który można uznać, jako dostateczny. Wynik ten jest jednak wyższy niż w poprzedniej analizę, co oznacza mniej dokładne prognozowanie wyniku, jednak pozwala na wyznaczenie wartości bezwzględnej bez uwzględniania gęstości materiału.

$$v4 = e^{(0{,}8842 + 0{,}0687\,(v6) - 0{,}0014\ (v6)^2 + 0{,}0196\ (v6)^{-3} + 0{,}4796\ln\,(v6))}$$

gdzie: $v4$ – wilgotność bezwzględna; $v6$ – wilgotność bezwzględna metody CM.



Rys. 10. Wykres wartości rzeczywistych i prognozowanych

6. Wnioski

1. We wszystkich przypadkach wilgotności otrzymane metodą chemiczną są zaniżone względem wyników metody grawimetrycznej.

2. W zależności od badanego materiału błąd metody karbidowej jest różny.

3. Przy małych wilgotnościach skala błędu pomiaru metodą chemiczną jest wyraźnie większa i dotyczy wszystkich badanych materiałów.

4. Na podstawie przeprowadzonych obliczeń wyznaczono wzory regresyjne korygujące błąd pomiarowy zależny od wilgotności bezwzględnej metody chemicznej dla danego materiału (błąd MAPE wynosi 2-6% co świadczy o prognozie wysoce dobrej).

5. Ze względu na niższą wartość współczynnika błędu MAPE zaleca się stosowanie wzorów regresji wyznaczonych dla pojedynczych materiałów. Wzór ogólny może być stosowany jedynie dla materiałów nie objętych badaniami.

6. Skala błędu metody chemicznej jest zbyt duża, aby mogła być stosowana w budownictwie bez korygowania wyniku.

Literatura

1. Instrukcja obsługi wilgotnościomierza karbidowego WK-1 firmy Tanel.
2. PN-EN ISO 12570. Cieplno-wilgotnościowe właściwości materiałów i wyrobów budowlanych. Określanie wilgotności przez suszenie w podwyższonej temperaturze.
3. Rogalska M. *Wieloczynnikowe modele w prognozowaniu czasu procesów budowlanych*. Politechnika Lubelska, Lublin 2016.
4. Adamowski J., Matkowski Z. *Ocena skuteczności osuszania ścian murowanych*. Materiały Budowlane 4 (1999) 131-137.

Comparative analysis of survey on humidity carried out by chemical way in proportion to gravimetric survey on selected building materials

Maciej Trochonowicz, Bartosz Szostak, Daniel Lisiecki

Lublin University of Technology, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Chair of Historic Buildings Preservation, m.trochonowicz@pollub.pl

Abstract: The gravimetric method is considered to be the only reliable method used to measure the moisture content of a certain material. The main purpose of this article is to determine the accuracy scale of the results drawn from the chemical method being applied to the most basic building materials and establishing regression patterns necessary to correct the results of the calcium carbide method.

Keywords: humidity, humidity inspection, carbide method, chemical method, gravimetric method.

Budownictwo i Architektura 15(4) (2016) 173-181

Ochrona wartości przestrzennych i kulturowych Śródmieścia Lublina poprzez zachowanie modernistycznego gmachu Powszechnego Domu Towarowego w Lublinie

Karol Krupa[1], Maciej Trochonowicz[2]

[1] Samodzielna Pracownia Architektoniczna, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e–mail: k.krupa@pollub.pl
[2] Katedra Konserwacji Zabytków, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e–mail: m.trochonowicz@pollub.pl

Streszczenie: Artykuł porusza kwestię ochrony wartości przestrzennych i kulturowych Śródmieścia Lublina. Analiza kompozycyjna oraz funkcjonalna istniejącej zabudowy uwzględniającej modernistyczny gmach Powszechnego Domu Towarowego skłania do dyskusji na temat konieczności ingerencji we wskazaną tkankę miejską. Wartość „dodana", efekt synergii, objawia się w efektach uzyskanych poprzez zachowanie istniejącej zabudowy, nadanie jej nowej wartości użytkowej przy poszanowaniu i uwydatnieniu wzajemnych relacji pomiędzy pierwotną funkcją,estetyką i kompozycją przestrzenną. Tadeusz Witkowski projektując w 1959 roku Powszechny Dom Towarowy (PDT) zmierzył się z lokalizacją wielkopowierzchniowej funkcji handlowej w ścisłym Centrum miasta Lublin. Wyczucie przez architekta kompozycji bryły, zrozumienie przestrzeni i zachowanie skali otaczającej zabudowy przyczyniło się do podkreślenia wartościowych osi widokowych i kompozycyjnych. W 2010 r. spółka inwestorska, właściciel budynku PDT, przedstawiła plan wyburzenia modernistycznego gmachu i powstania w tym miejscu nowoczesnej galerii handlowej. Dyskusja na temat przyszłości spuścizny Witkowskiego podzieliła środowisko lubelskich architektów. Jedną z form sprzeciwu i jego argumentacji były Warsztaty „Reaktywacja", które odbyły się przy współpracy „Modernizmu w Lublinie" (inicjatywa mgr inż. arch. Marcina Semeniuka) oraz Studenckiego Koła Naukowego Architektury Współczesnej Politechniki Lubelskiej w 2015r. [1]. Młodzi architekci i studenci opracowali koncepcję adaptacji budynku PDT uwzględniające uatrakcyjnienie funkcji handlowej oraz wprowadzenie nowych, nastawionych na potrzeby i rozwój mieszkańców Lublina. Bazę koncepcji stanowił projekt Tadeusza Witkowskiego, który został rozbudowany zgodnie z wytycznymi uchwalonego dla tego obszaru Miejscowego Planu Zagospodarowania Przestrzennego [2]. Omówione zagadnienia związane z problematyką ochrony, analizą wartości przestrzennej i kulturowej oraz udział inicjatyw społecznych w dialogu na temat przyszłości Powszechnego Domu Towarowego w Lublinie są rozpatrywane przez autora jako działania, których efektem jest synergia na kilku płaszczyznach.

Słowa kluczowe: modernizm powojenny, Powszechny Dom Towarowy w Lublinie, Tadeusz Witkowski, synergia w architekturze.

1. Zarys problematyki ochrony architektury i sztuki modernistycznej

Problem ochrony Powszechnego Domu Towarowego jest jednym z bardzo wielu akcentów wyłaniających się z tła jakie tworzy ogólnopolska dyskusja środowiska architektów,

konserwatorów zabytków i historyków sztuki. Burzliwa polemika dotycząca uznawania obiektów powstałych w krajobrazie miast polskich w XX w., będących przykładami powojennego modernizmu, trwa nieprzerwanie od wielu lat. Niestety nie można mówić o sukcesie objawiającym się w rozwiązaniu problemu ponieważ wiele przykładów architektury spotyka się z niezrozumieniem jej wartości zarówno w kręgach architektów i historyków sztuki, ale także inwestorów czy codziennych użytkowników i obserwatorów przestrzeni miejskiej. Można natomiast za powodzenie w rozwoju sprawy uznać fakt co raz większego zaangażowania grup powstałych z inicjatyw społecznych. Tym bardziej cieszy rzecz, jeżeli zainteresowani operują merytorycznymi i logicznymi argumentami uzasadniając swoją postawę oraz działania związane z ochroną, w tym przypadku, powojennego modernizmu. Świadome zabranie głosu w dyskusji jest efektem przygotowania z zakresu historii architektury i sztuki, ale również pewnego rodzaju wrażliwością na prezentowaną estetykę oraz sposób organizacji przestrzeni w różnej skali. Celowo już we wstępie uwagę kieruję na mobilizację osób nie spośród grona specjalistów mających bezpośredni wpływ na teorię i praktykę konserwatorską, ale na działaczy społecznych. Ich starania można uznać za głos reprezentujący opinię przynajmniej części odbiorców przestrzeni miejskiej i obiektów ją tworzących. Należy pamiętać o podziale wśród społeczeństwa, z którego wyłaniają się zarówno zwolennicy jak również zagorzali przeciwnicy „realizacji minionego okresu", stąd określenie „części odbiorców". Niesława budynków modernistycznych wynika z bardzo powierzchownym kojarzeniem ich z epoką PRL [3]. Konsekwencją zawiłości historycznych jest między innymi sposób postrzegania i oceny walorów estetycznych i artystycznych architektury. Często osąd jest bardzo niesprawiedliwy co przedkłada się na brak wsparcia wystarczająco szerokiego grona.

Należy zwrócić uwagę na różnice w podejściu sympatyków omawianych budynków a inwestorów i właścicieli. Niejednokrotnie jest to sposób postrzegania i analizy wartości bardzo kontrastowy i oparty na skrajnie różnych argumentach i wizji. Bardzo istotne jest otwarte spojrzenie obu grup uczestniczących w dialogu. Znaczącym wątkiem w „debacie" nad przyszłością budynków modernistycznych pozostaje zrozumienie priorytetów właścicieli obiektów w procesie inwestycyjnym. Sposób użytkowania budynków jest decyzją inwestora i jeżeli nie jest sprzeczny z zapisami Miejscowego Planu Zagospodarowania Przestrzennego (lub decyzji o warunkach zabudowy) oraz warunkami określonymi przez konserwatorów zabytków to nic nie stoi na przeszkodzie do realizacji planów. Budynki modernistyczne, co warto zauważyć, są obiektami, które można dostosować do nowej funkcji w sposób mniej problematyczny niż na przykład średniowieczne kamienice. Pozwalają na to założenia, które są podstawami definiującymi ten styl. Wolny plan, konstrukcja oparta na siatce słupów czy też duże przeszklenia dają możliwość kształtowania przestrzeni odpowiedniej dla zróżnicowanego programu funkcjonalnego. Problemy pojawiają się dopiero przy analizie konstrukcji i innych aspektów technicznych. Wykorzystane materiały i rozwiązania nie w każdym przypadku można potraktować zgodnie z zasadami konserwacji zabytków dotyczących ograniczenia interwencji i zachowania oryginalnej struktury [4]. Jednak przy wypracowaniu odpowiednich form i ram dla działań konserwatorskich, które znacząco wpłynęłyby na rozwój całego zagadnienia ochrony obiektów modernistycznych, można byłoby w dużym stopniu wydłużyć ich żywotność i zwiększyć atrakcyjność. Byłby to istotny argument dla inwestorów, którzy nierzadko odnoszą się do niskiej jakości estetycznej stanu istniejącego budynków. W wyniku czego często podejmując decyzje nieodwracalne.

Drugą stroną medalu, na którą powinno się zwracać uwagę jest wartość obiektów modernistycznych dla społeczeństwa i przestrzeni, w której się znajduje i którą współtworzy. Mimo opisanej wcześniej, często niesprawiedliwej oceny walorów artystycznych

architektury i sztuki modernistycznej, pojawiają się również odbiorcy, którzy są bardzo zagorzałymi zwolennikami spuścizny tej epoki. Dzięki nim nastąpiła w pewnym momencie widoczna promocja i dążenie do akceptacji społecznej przestrzeni i budynków, jak i również szeroko pojętej sztuki utrzymanej w duchu modernizmu. Są to działania przyjmujące różną formę: renowacja neonów reklamowych, mebli i przedmiotów użytku codziennego, ale również adaptacja budynków z zachowaniem ich oryginalnej tkanki i konstrukcji. Przykładem może być remont neonu „Nowe Życie" z Bydgoszczy przez Elżbietę Jabłońską lub napisu „Kosmos" (Adam Brus i Jan Wolski) w Lublinie. Chociaż w drugim przypadku restauracja napisu jest wynikiem nieodwracalnych decyzji o rozbiórce modernistycznego budynku kina w Lublinie. Z powodzeń ratowania „modernizmów" w większej skali na uwagę zasługuje adaptacja dolnego pawilonu kasowego Dworca PKP Powiśle w Warszawie (proj. Arseniusz Romanowicz i Piotr Szymaniak, 1954-1965), w którym grupa projektowa Centrala zaprojektowała obecnie znajdujący się i funkcjonujący bar i miejsce spotkań. Jest to również bardzo dobry przykład na opisany wcześniej szeroki wachlarz możliwości dostosowania architektury modernistycznej do nowej funkcji.

Z drugiej strony obecne zainteresowanie architekturą i sztuką modernizmu we wszystkich etapach jego rozwoju można odebrać jako modę. Dlatego bardzo ważna jest odpowiedź na pytania będące jednocześnie podstawą do odpowiedniej analizy umożliwiającej rozwiązanie problemów, które zawsze towarzyszą tematyce konserwacji i ochrony dziedzictwa:

1. „Czy dziedzictwo modernizmu zasługuje na ochronę?"
2. „Jak wybierać obiekty modernistyczne do ochrony?"
3. „Jakie zasady powinny obowiązywać podczas ochrony architektury modernistycznej?" [5]

Są to pytania, na które odpowiedź wymaga analizy wielu opracowań naukowych i projektowych. Artykuł nie ma na celu bezpośredniego ustosunkowania się do nich na podstawie przypadku Powszechnego Domu Towarowego w Lublinie. Jednak sformułowane w ten sposób zagadnienie pozwoli w pewnym stopniu wyklarować cel i zasadność ochrony budynku.

2. Wartość kulturowa i przestrzenna Powszechnego Domu Towarowego w Lublinie

Gmach Powszechnego Domu Towarowego został zaprojektowany przez architekta Tadeusza Witkowskiego w 1959r. Autor pochodził z Lublina gdzie powrócił po studiach na Wydziale Budownictwa Wyższej Szkoły Przemysłowej w Krakowie i Wydziale Architektury Politechniki Warszawskiej. Na przestrzeni lat poświęconych życiu zawodowemu jako projektant z dynamicznym podejściem do architektury w znaczny sposób zasłużył się Lublinowi. W swoim dorobku skupił liczne realizacje, które silnie odcisnęły się w przestrzeni miasta. Jednym z takich przykładów były Pawilony Weterynarii – Collegium Veterinarum Uniwersytetu Marii Curie-Skłodowskiej (1953-1959) [4]. Niestety w 2011r. Władze uczelni postanowiły o rozbiórce budynków. Niepokojącym wydaje się fakt, że w opisie i zaleceniach zawartych w Liście Dóbr Kultury Współczesnej znajduje się adnotacja sygnalizująca wskazane zachowanie budynków oraz przywrócenie ich pierwotnego stanu [6]. Jest to informacja istotna dla zagadnienia poruszanego w tym artykule, ponieważ na tej samej liście komisja umieściła budynek PDT określając wytyczne ochrony słowami „pożądana jest adaptacja obiektu z przystosowaniem do nowych wymogów funkcjonalnych i technologicznych" [7]. Rozpatrując powyższe nasuwa się pytanie o zasadność opracowania i opisanych w nim wytycznych oraz wykorzystanie ich jako argumentacji w staraniach

o ochronę obiektów w nim umieszczonych. Pawilony weterynarii nie są jedynym przykładem obnażającym brak odniesienia listy do rzeczywistych problemów nasilających się w obliczu rozbiórki lub nieodwracalnych zmian w budynkach spowodowanych niekompetencją podczas przeprowadzanych prac. Warto również przytoczyć zapis, który pojawia się w uwagach ogólnych: „Lista wskazuje obiekty wymagające niewątpliwie ochrony, wszystkie one bowiem są autentycznymi wartościami kultury Lublina i nie powinny być zniszczone". Wyciągnięte z powyższego wnioski przedstawione w konfrontacji z pytaniami postawionymi przez profesora Szmygina, wskazują na rozpatrywanie jako istotnych argumentów w ocenie budynków ich wartości wynikających z funkcji jaką odgrywają w kulturze lokalnej.

Powszechny Dom Towarowy zlokalizowany u zbiegu ulic Kapucyńskiej i Krakowskie Przedmieście stanowi bardzo rozpoznawalny punkt w śródmiejskiej części Lublina (Rys. 1). Został zaprojektowany w miejscu hotelu Victoria, który uległ zniszczeniu podczas II Wojny Światowej. Architekt podczas pracy projektowej nad obiektem skonfrontował wymagania nowoczesnej, jak na tamte czasy, funkcji (PDT był pierwszym obiektem handlowym tego typu w Lublinie) z istniejącą zabudową i tkanką urbanistyczną sąsiadującą z działką przeznaczoną pod galerię. Po analizie architektonicznej i przestrzennej danej lokalizacji na pierwszy plan wysuwa się zabytkowy charakter zabudowy otaczającej teren projektowy zarówno w bliższym jak i dalszym planie. Dominującą rolę odgrywa Kościół oo. Kapucynów, Teatr im. Juliusza Osterwy, które znajdują się w najbliższym sąsiedztwie, oraz Kościół Rektoralny pw Wniebowzięcia Najświętszej Maryi Panny Zwycięskiej i Hotel Europa. Po przeciwległej stronie ul. Kapucyńskiej zachowana pierzeja skomponowana z kamienic mieszczących funkcję mieszkalną z lokalami usługowymi w parterze. Sam Witkowski określa zabudowę w tej części miasta jako wyrównaną gabarytowo [8]. Założenia projektowe i zastały układ urbanistyczny wymagały „związania gabarytów" budynku planowanego i warunkujących je budynków istniejących już w przestrzeni Śródmieścia. Nowoczesny charakter bryły uzyskano dzięki cofnięciu elewacji na poziomie parteru poszerzając jednocześnie chodnik, gdzie zlokalizowano witryny wystawowe i część ekspozycji sklepów (Rys. 2). Dwie kolejne kondygnacje mieszczące sale sprzedaży zostały nadwieszone nad przejściem dla pieszych podkreślając plastycznie mieszczącą się w gmachu funkcję. Całość kompozycji została domknięta najwyższą kondygnacją przeznaczoną na część administracyjną, której elewacja licuje się z linią najniższej części. Dzięki takiemu profilowi zabudowy architekt uzyskał bardzo subtelną, ale i stanowczą, ekspozycję obiektu z obu znaczących dla przestrzeni stron – od Krakowskiego Przedmieścia i ul. Narutowicza. Taki zabieg pozwolił na jednoczesne zaakcentowanie Kościoła Rektoralnego jako dominanty zamykającej oś kompozycyjną ul. Kapucyńskiej (Rys. 3). Witkowski projektując Powszechny Dom Towarowy brał również pod uwagę przyszłą, ale nie zrealizowaną, bryłę Filharmonii Lubelskiej, która miała być kontynuacją Teatru im. Juliusza Osterwy uzupełniającej pierzeję. Mimo luki w zabudowie opisane wcześniej założenie kompozycji jest nadal aktualne i aktywne w sposobie postrzegania przestrzeni. Równie istotnym zabiegiem podkreślającym dostosowanie się do otoczenia było wycofanie elewacji głównej w stosunku do Krakowskiego Przedmieścia. Pozwoliło to na zaakcentowanie bryły kościoła oo. Kapucynów (Rys. 4).

Rys. 1. Widok elewacji wschodniej oraz północnej – frontowej gmachu PDT. Przed budynkiem widoczny plac odsłaniający zabudowania klasztorne. (fot. Marcin Semeniuk)

Rys. 2. Widok na kamienice tworzące pierzeję po przeciwnej stronie budynku PDT. Na zdjęciu pokazano podcień osłaniający przejście dla pieszych oraz witryny sklepów. (fot. Autor)

Rys. 3. Widok na Kościół Rektoralny z dachu trzeciej kondygnacji tworzącej nawis od strony ul. Kapucyńskiej. W tle widać Kościół Rektoralny na zamknięciu osi kompozycyjnej. (fot. Autor)

Rys. 4. Widok spod wejścia głównego od Krakowskiego Przedmieścia ukazujący eksponowane budynki klasztoru oo. Kapucynów. (fot. Autor)

W 2010 roku został przedstawiony projekt nowego obiektu usługowo-handlowy, Pasaż Victoria - autorstwa architekta Krzysztofa Ingardena zlokalizowanego w miejscu gdzie obecnie znajduje się Powszechny Dom Towarowy. Projektant w swojej wizji starał się nawiązać do historycznej linii zabudowy, którą tworzył Hotel Victoria. Projekt spotkał się z krytyką Wojewódzkiego Konserwatora Zabytków, która zaznaczyła, że istotnym jest pozostawienie otwartego placu przed budynkiem, od strony Krakowskiego Przedmieścia. Równie niedopuszczalne, wg konserwatora, było doprowadzenie do sytuacji, kiedy nowa bryła będzie zasłaniała sąsiadujący klasztor jednocześnie dominując najbliższe otoczenie. Lista Dóbr Kultury Współczesnej w części dotyczącej warunków ochrony budynku Witkowskiego jasno wskazuje na konieczność zachowania placu przed galerią w takiej formie w jakiej jest obecnie. Dzięki temu zostanie zachowany ład przestrzenny w tej części Śródmieścia, który na tę chwilę jest utrzymany dzięki konsekwencji projektowej realizowanej przed pięćdziesięcioma laty. W 2016 roku, po ośmiu latach od pojawienia się informacji o zbudowaniu nowej galerii handlowej, inwestor przekazał informację, że rezygnuje z dotychczasowych planów. Chociaż nie są znane dalsze zamysły na wykorzystanie potencjału tej działki, istnieje cień szansy, na zachowanie gmachu Powszechnego Domu Towarowego oraz poddanie go należytemu remontowi i dostosowaniu do nowej funkcji, która nie została jeszcze określona przez właścicieli.

3. Inicjatywa społeczna w ochronie Powszechnego Domu Towarowego w Lublinie

Wiszące nad Powszechnym Domem Towarowym w Lublinie widmo rozbiórki okazało się mobilizujące do działania na rzecz ochrony obiektu. Głos, który mógłby przyczynić się do poszerzenia horyzontów dyskusji przybrał formę warsztatów skierowanych do adeptów architektury. Celem było opracowanie wizji wprowadzenia nowej funkcji do istniejącego gmachu. Najważniejsze jednak było wyczulenie studentów na problematykę ochrony modernizmu w Polsce na przykładach lubelskich, które z powodu braku zrozumienia estetyki i znaczenia w kontekście miejsca ulegają nieodwracalnym decyzjom i działaniom inwestorskim. Analizując sposób użytkowania budynku na przestrzeni lat oraz uwzględniając potrzeby społeczne, wnioski wypracowane na podstawie rozmów z mieszkańcami Lublina, a także na bazie własnych doświadczeń jako użytkowników przestrzeni

miejskiej, stworzono trzy koncepcyjne idee zagospodarowania budynku i terenów mu towarzyszących. Zgodnie z intencją i oczekiwaniami organizatorów projekty zakładały pozostawienie galerii w formie istniejącej, a proponowane funkcje były możliwe do rozplanowania w ramach wypracowanych kompromisów, ale bez naruszenia zrealizowanych założeń Witkowskiego (Rys. 5 i 6).

Rys. 5. Doświetlenie południowej klatki schodowej za pomocą luksferów. (fot. Autor)

Rys. 6. Wnętrze najwyższej kondygnacji budynku PDT ukazujące układ konstrukcyjny sprzyjający adaptacji na nową funkcję użytkową. (fot. Autor)

4. Zachowanie gmachu Powszechnego Domu Towarowego w Lublinie jako przykład synergii

Synergią nazywamy zjawisko współgrania elementów lub zjawisk niezależnych od siebie, ale w efekcie końcowym przedstawiających wartość większą niż reprezentują indywidualnie [9]. W opisanym przykładzie Powszechnego Domu Towarowego w Lublinie efekt synergiczny można zauważyć na dwóch płaszczyznach. Oczywisty jest w działaniach na rzecz ochrony, skupiający inicjatywy społeczne, inwestorów oraz grono specjalistów. Podjęcie dialogu wszystkich tych grup, a także analiza możliwości użytkowych istniejącego gmachu może zaowocować zachowaniem obiektu i potwierdzeniem jego wartości dla Śródmieścia Lublina. Skutkiem może być również pojawienie się nowych argumentów w odpowiedzi na problematykę konserwacji architektury modernistycznej. Drugim przejawem synergii jest zależność, której spostrzeżenie można oprzeć na stwierdzeniu Aleksandra Böhma o współgraniu elementów niezależnych [9]. Plastyczna forma organizacji przestrzeni zamkniętej zaprojektowanej przez Tadeusza Witkowskiego wkomponowana w otwartą przestrzeń fragmentu lubelskiego Śródmieścia jest połączeniem ogniw zupełnie skrajnych w swojej definicji, ale doskonale się uzupełniających. Jeżeli można przyjąć, że suma kontrastów daje wynik tożsamy synergii to ochrona Powszechnego Domu Towarowego będzie fizycznym jej przykładem. „Wartością dodaną" jest zachowanie istniejących wartości.

Literatura

1. Warsztaty z Modernizmem w Lublinie „Reaktywacja" – spotkanie zorganizowane przez kooperatywę społeczną zainicjowaną przez założyciela bloga o tematyce architektonicznej „Modernizm w Lublinie" Marcina Semeniuka wspólnie z Kołem Naukowym Architektury Współczesnej Politechniki Lubelskiej. Materiały przedstawiające efekty warsztatów oczekują publikacji i posłużą jako materiał do dalszej dyskusji na forum.
2. Uchwała nr 72/IV/2015 Rady Miasta Lublin z dnia 26 lutego 2015r. W sprawie uchwalenia miejscowego planu zagospodarowania przestrzennego miasta Lublin – część VIII – Śródmieście w obszarze ulic: Krakowskie Przedmieście, Kapucyńska, Prezydenta Gabriela Narutowicza, Peowiaków, Tadeusza Kościuszki.
3. Kadłuczka A. *Ochrona najnowszej architektury „historycznej"*. Wiadomości konserwatorskie 19 (2006) 19-23.
4. Koziej K. *Ochrona dziedzictwa powojennego modernizmu*. Spotkania z zabytkami 7 (2009) 3-6.
5. Szmygin B. *Ochrona architektury modernistycznej – współczesna teoria i praktyka.* Modernizm w Europie – modernizm w Gdyni. Architektura lat międzywojennych i jej ochrona, 2009, 161-167.
6. Danczowska H. *Architekt T. Witkowski. Kalendarium życia i twórczości. 1904-1986*, 2009.
7. Komisja do spraw Opracowania Listy Dóbr Kultury Współczesnej w Lublinie, Architektura, Lista Dóbr Kultury Współczesnej, Lublin, 2011.
8. Witkowski T. *Powszechny Dom Towarowy w Lublinie*. Architektura SARP 10 (1965) 406-408.
9. Böhm A. *O budowie i synergii wnętrz urbanistycznych*. Monografia, 1981.

Protecting of spatial and cultural value of Downtown Lublin, by maintenance of modernist edifice of the Universal Department Store in Lublin

Karol Krupa[1], Maciej Trochonowicz[2]

[1] Independent Architectural Design Studio, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: k.krupa@pollub.pl
[2] Department of Conservation of Built Heritage, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: m.trochonowicz@pollub.pl

Abstract: Article raises the issue of protection of spatial and cultural values of Lublin's downtown. Analysis of composition and function of existing building, including modernistic edifice of Powszechny Dom Towarowy is leading to discussion about necessity of intervention in urban fabric. The added value, effect of synergy, is emerging in effects obtained by preserving existing building development, granting it new functional value respecting and bringing out mutual relation between initial function, aesthetic and spatial composition. During the design of PDT in 1959 Tadeusz Witkowski had to face the problem of locating large district area in exact city center of Lublin. Architect's sense of structure composition, understanding of space and bearing scale of existing building contributed to highlight valuable view and composition axis. In 2010 investment company, owner of Powszechny Dom Towarowy building, introduced a plan of demolition existing modernistic edifice and developing new, modern shopping mall. Discussion about future of Witkowski's legacy has divided Lublin's architects community. One form of the objection was workshops, which took place with cooperation of "Modernism in Lublin" (mgr inż arch. Marcin Semeniuk's initiative) and student's scientific organization of Modern Architecture from University of Technology in Lublin in 2015. Young architects and students worked out idea of adaptation of Powszechny Dom Towarowy building considering enchantment of mercantile function and implementation of new, oriented toward needs and progress of Lublin's citizens. Ideabased on Tadeusz Witkowski's project, which was expanded according to guidelines of Local Area Plan. Author of this article considerates the problem of protection edifice of Powszechny Dom Towarowy in Lublin and participation of social initiative as an effect of synergy.

Keywords: post-war modernism, Powszechny Dom Towarowy in Lublin, Tadeusz Witkowski, synergy in architecture.

Budownictwo i Architektura 15(4) (2016) 183-194

Analiza wyznaczania konsystencji lessów lubelskich na podstawie wyników sondowań statycznych CPT

Krzysztof Nepelski, Agnieszka Lal, Małgorzata Franus

Katedra Geotechniki, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e–mail: k.nepelski@pollub.pl, a.lal@pollub.pl, m.franus@pollub.pl

Streszczenie: W pracy przedstawiono porównanie wyników badań laboratoryjnych konsystencji gruntów lessowych Lublina z wynikami badań otrzymanych w wyniku sondowań statycznych CPT. Wyznaczone wartości stopni plastyczności porównano z wartościami oszacowanymi z sondowań na podstawie interpretacji z różnych źródeł bibliograficznych. Dodatkowo wyprowadzono własną formułę interpretacyjną. Stwierdzono, że dla podłoża lessowego jako kryterium wydzielenia geotechnicznego odpowiednie jest przyjęcie parametru wiodącego w postaci wartości q_c, a nie I_L, które najczęściej jest oznaczane dla gruntów spoistych. Przez wzgląd na możliwość uzyskania bardziej miarodajnych parametrów determinujących nośność podłoża istotne jest rozpoznanie zależności pomiędzy określonymi parametrami.

Słowa kluczowe: sondowanie CPT, lessy, stopień plastyczności, konsystencja, wiodący parametr geotechniczny.

1. Wprowadzenie

Tradycyjnie za parametr wiodący dla gruntów spoistych przyjmuje się stopień plastyczności. W większości przypadków określa się go makroskopowo, potwierdzając badaniami laboratoryjnymi na próbkach reprezentatywnych. W związku z tym, że świadomość geotechniczna rośnie, a sondowanie statyczne staje się podstawowym narzędziem badawczym, należy dążyć do wyprowadzania jak największej ilości parametrów bezpośrednio z sondowań. W przeciwieństwie do badań laboratoryjnych, które wykonuje się punktowo, sondowanie jest badaniem ciągłym na głębokości, które wykonuje się w warunkach naturalnych na nienaruszonej strukturze gruntów, ponadto jest szybsze i tańsze.

Przedmiotem badań w niniejszym artykule są utwory lessowe, stanowiące subaeralne osady eoliczne współtworzące podłoże gruntowe Lublina [1]. Geneza powstania gruntów tego typu przez lata stanowiła punkt sporny wśród osób poświęcających się ich badaniom i wciąż jest szeroko dyskutowana, choć dominuje skłonność do przyjęcia poligenetycznych procesów kształtujących właściwości lessów. Powstanie lessów Wyżyny Lubelskiej Malicki [2] przypisuje na okres zlodowacenia środkowo-polskiego, podczas gdy Jahn [3] wiąże je z ostatnim zlodowaceniem polskim (bałtyckim). Lessy powstały wskutek akumulacji eolicznej materiału pyłowego, transportowanego na stosunkowo niewielkie odległości, z czego wynika znaczne zróżnicowanie litofacjalne w różnych obszarach. W efekcie grunty te posiadają specyficzne dla regionu występowania cechy wpływające z kolei na właściwości fizyczne oraz mechaniczne.

Lessy zalegające w Lublinie i jego okolicach składają się głównie z frakcji pyłowej, w której dominuje frakcja 0,05 – 0,002 mm. Zawartość pozostałych frakcji jest zmienna i zależna od występowania poszczególnych facji bądź poziomów stratygraficznych [4].

Głównym budulcem przedmiotowych gruntów jest kwarc, któremu w zmiennych proporcjach towarzyszą skalenie, minerały iłowe i węglan wapnia, przy czym na plastyczność, tarcie oraz osiadanie gruntu ważąco wpływa zawartość minerałów iłowych.

Plastyczność jest charakterystyczną cechą lessów Wyżyny Lubelskiej, na obszarze której występują lessy mało spoiste (w_p=1÷10), średnio spoiste (w_p=10÷20) oraz zwięzło spoiste (w_p= 20÷30). Na terenie Lublina najczęściej spotykane są osady mało spoiste w stanie zwartym, bądź też półzwartym, rzadko plastycznym. Stanowią podłoże chętnie wykorzystywane do posadowienia różnorodnych obiektów inżynierskich. Ważnym parametrem fizycznym lessów, często pomijanym w badaniach podłoża jest ich znaczna porowatość, osiągająca nawet 51%, która wynika z niewielkiej konsolidacji tych osadów, oraz ich mikroporowatości. W przypadku podłoża lessowego o dużej makroporowatości, można mówić o niebezpieczeństwie wystąpienia niekorzystnego zjawiska, jakim jest osiadanie zapadowe mogące powodować szkody budowlane. Szczególnie niefortunne są warunki, w których jednocześnie występuje wysoka porowatość, wilgotność naturalna mniejsza od granicy plastyczności oraz duża zawartość frakcji pyłowej przy niewielkim udziale części koloidalnych [5].

Powyższe właściwości wskazują na konieczność prowadzenia dwutorowych analiz w przypadku wykorzystywania lessów w inżynierii lądowej – zarówno stopnia plastyczności, który decyduje o wytrzymałość gruntu, jak i porowatości, która może znacznie tę wytrzymałość obniżać [6].

Wyznaczenie stopnia plastyczności gruntów lessowych na podstawie sondowań statycznych jest wciąż zagadnieniem niedostatecznie rozpoznanym, a istotną rolę w takich badaniach odgrywa problem regionalności. Jest to powód, aby dla danego regionu oprócz sondowań realizować równolegle prace laboratoryjne. Na podstawie wyników badań należy określić ścieżkę interpretacyjną biorąc pod uwagę dostępne formuły lub wyznaczając nową.

2. Metodyka badań

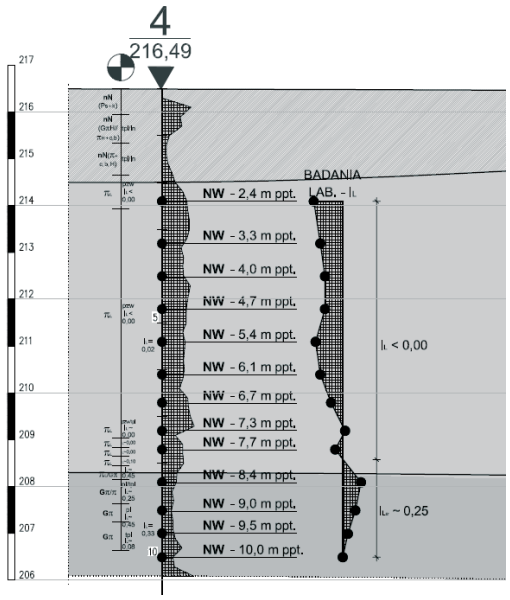
2.1. Badania polowe

Badania polowe zrealizowano na terenie Lublina w 21 punktach badawczych. W każdym miejscu wykonano sondowanie statyczne CPT, a następnie w ścisłym sąsiedztwie odwiert badawczy.

Sondowanie statyczne CPT wykonano przy użyciu samojezdnej statycznej sondy Pagani T63-150 o maksymalnym nacisku 150kN. W badaniach zastosowano mechaniczny stożek Begemanna. Stożek wciskano z prędkością 2 cm/s, a charakterystyki penetracji rejestrowano co 20 cm. Wartości rejestrowane to opór pod podstawą stożka oraz łączny opór podstawy i pobocznicy tulei ciernej. Zastosowane w badaniach stożki charakteryzowały się standardową geometrią: powierzchnia podstawy – 10 cm^2, powierzchnia tulei ciernej – 150 cm^2, wierzchołkowy kąt stożka – 60°.

W celu wstępnego określenia profilu podłoża, w trakcie wykonywania odwiertów, wykonano analizę makroskopową gruntów. Z wybranych miejsc pobrano do badań laboratoryjnych około 80 reprezentatywnych próbek o naturalnej wilgotności (NW).

Na rysunku 1 przedstawiono przykładowy fragment przekroju geotechnicznego przy punkcie Kraśnicka-4 z widocznym wykresem oporu q_c oraz miejscami pobrania próbek do badań laboratoryjnych [7].



Rys. 1. Fragment przekroju geotechnicznego przy punkcie Kraśnicka-4

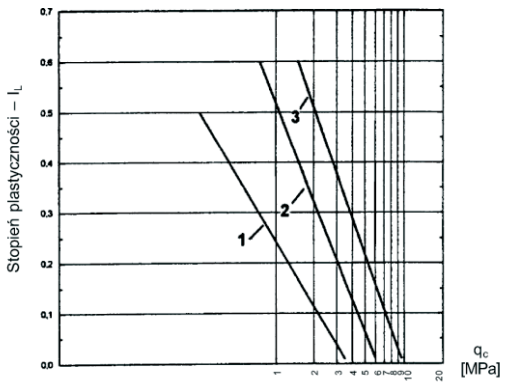
Analizę korelacyjną przeprowadzono na podstawie normy PN-B-04452 2002 „Geotechnika. Badania polowe" [8] oraz na podstawie źródeł bibliograficznych [9], [10], [11].

Norma [8] podaje trzy ścieżki interpretacyjne q_c>I_L, w zależności od zawartości frakcji ilastej. Są to równania dotyczące zawartości frakcji iłowej: f_i>30% (równanie 1), f_i=10÷30% (równanie 2) oraz f_i<10% (równanie 3). Zależności wyznaczone ze wzorów są przedstawione na nomogramie (Rys. 2). W analizie wykorzystano zależności 2 i 3.

$$I_L = 0,242 - 0,427 \log q_c \quad (2) - \text{dla gruntów spoistych} - \ f_i > 30\% \quad (1)$$

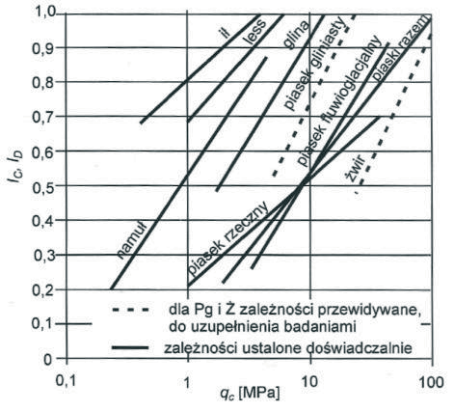
$$I_L = 0,518 - 0,653 \log q_c \quad (1) - \text{dla gruntów spoistych} - \ f_i = 10 - 30\% \quad (2)$$

$$I_L = 0,729 - 0,736 \log q_c \quad (2) - \text{dla gruntów spoistych} - \ f_i < 10\% \quad (3)$$



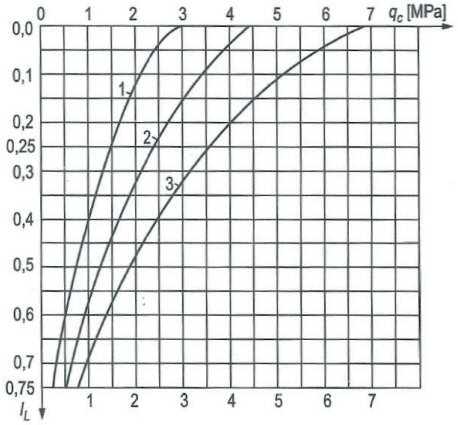
Rys. 2. Nomogram zależności I_L od q_c wg normy [8]

Wysokiński i współpracownicy w opracowaniu dotyczącym gruntów z terenu całej Polski przedstawiają nomogram do określania stopnia plastyczności I_L [9].



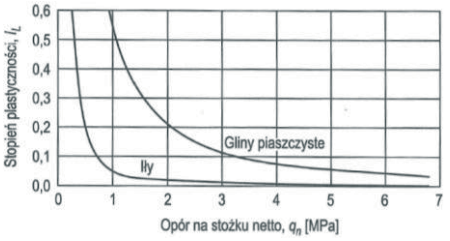
Rys. 3. Nomogram zależności I_L od q_c dla gruntów polskich wg ITB [9]

Według Wiluna [10] stopień plastyczności można wyznaczać z nomogramu, który przedstawia zależność q_c/I_L dla różnych rodzajów gruntów (Rys. 4). Do analizy wybrano zależności nr 2 (gliny spoiste zwięzłe) oraz nr 3 (inne gliny i grunty mało spoiste).



Rys. 4. Nomogram zależności I_L od q_c wg Wiluna [10]

Młynarek [11] przedstawia nomogram dla dwóch rodzajów gruntów, tj. dla glin piaszczystych i iłów.

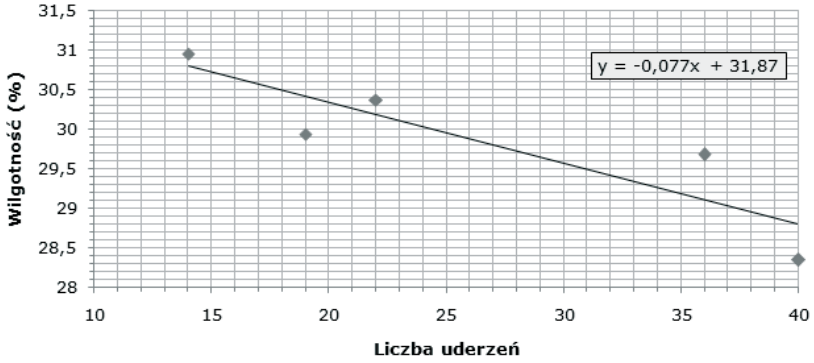


Rys. 5. Nomogram zależności I_L od q_c wg Młynarka [11]

Do analizy przyjęto zależność jak dla glin piaszczystych (Rys. 5).

2.2. Badania laboratoryjne

Badania laboratoryjne przeprowadzono na próbkach reprezentatywnych, pobranych w trakcie badań polowych z ośmiu miejsc na terenie Lublina. Do oznaczenia wilgotności naturalnej wykorzystano 80 próbek, natomiast dla czternastu gruntów tworzących poszczególne warstwy geotechniczne określano granice ich konsystencji. Granicę płynności wyznaczono przy użyciu aparatu Casagrande'a, natomiast granicę plastyczności określono na podstawie próby wałeczkowania zgodnie z procedurą opisaną w normie [7]. Celem oznaczenia granic konsystencji gruntów tworzących podłoże w rozpatrywanych lokalizacjach w Lublinie było obliczenie wskaźnika plastyczności (Rys. 6).



Rys. 6. Wykres z badania granicy płynności metodą Casagrande'a próbki z otworu badawczego nr 5– Kraśnicka

Oznaczone wartości granic płynności i plastyczności gruntów pozwoliły na obliczenie ich stopni plastyczności, które następnie poddane zostały próbom korelacji z parametrami oporu pod podstawą stożka q_c uzyskanymi w czasie badań polowych sondą CPT. Wykonano także analizę porównawczą wyników badań laboratoryjnych z wartościami stopni plastyczności I_L wyznaczonymi na podstawie korelacji normowych [8] i innych źródeł bibliograficznych [9], [10], [11].

3. Wyniki badań

Otrzymane wartości granic płynności w_L metodą Casgrande'a, plastyczności w_P metodą wałeczkowania oraz wskaźnika plastyczności I_P dla poszczególnych gruntów zestawiono w tabeli 1. Wartości średnie oraz odchylenia standardowe prób wskazują na jednorodność właściwości plastycznych w obrębie poszczególnych rodzajów gruntów zalegających w podłożu w wybranych lokalizacjach.

Obliczone wartości stopnia plastyczności gruntów I_L zestawiono z wartościami oporów pod podstawą stożka uzyskanymi w czasie sondowań statycznych (Tab. 2). Dodatkowo wartości stopnia plastyczności gruntów I_L wyznaczone laboratoryjnie, porównano z wartościami oszacowanymi z sondowania przy użyciu procedur normowych [8] i innych korelacji [9], [10], [11]. Pogrubioną czcionką zaznaczono wyniki zbliżone do laboratoryjnych. Dane zestawione w tabeli 2 poddano dalszej analizie.

W zakresie wyodrębnionych na podstawie stopnia plastyczności warstw geotechnicznych, można zauważyć dużą zmienność oporu pod podstawą stożka q_c.

Tabela 1. Zestawienie wyników badań granic konsystencji metodą Casagrande'a

Lokalizacja	Nr otworu	Głębokość pobrania próbki [mppt]	Rodzaj gruntu	w_L	w_P	I_P
Kraśnicka (2)	5	7,5	glina pylasta	29,90	19,80	10,10
Kraśnicka (2)	5	9,0	glina pylasta	34,60	17,90	16,70
Berylowa	3	3,4	glina pylasta	39,60	20,50	19,10
Paganiniego	1	12,4	glina pylasta	34,00	19,20	14,80
Kraśnicka (1)	4	9,5	glina pylasta	30,64	18,97	11,67
			Wartości średnie	**33,75**	**19,27**	**14,47**
			Odchylenie standardowe	3,86	0,97	3,66
Kraśnicka (1)	4	5,4	pył lessowy	26,83	18,47	8,36
Cyrkoniowa	14	5,1	pył lessowy	26,60	20,90	5,70
Poligonowa (4)	7	3,5	pył lessowy	28,10	22,00	6,10
Poligonowa (4)	7	5,0	pył lessowy	27,30	21,00	6,30
Berylowa	1	5,0	pył lessowy	27,20	20,60	6,60
Paganiniego	2	9,5	pył lessowy	26,10	20,30	5,80
Paganiniego	2	11,0	pył	24,40	17,50	6,90
Paganiniego	3	11,0	pył	20,20	15,00	5,20
Paganiniego	1	9,8	pył	26,20	19,40	6,80
			Wartości średnie	**25,88**	**19,46**	**6,42**
			Odchylenie standardowe	2,36	2,17	0,91

Tabela 2. Zestawienie wyników badań laboratoryjnych z odczytami wyników sondowań

Dokumentacja	Nr otworu/ głębokość pobrania [m ppt]	I_{Llab}	q_c	I_L					
				<10%	10-30%	ITB	Wiłun 2	Wiłun 3	Młynarek
Kraśnicka (2)	4/-5,7	-0,31	5,70	0,17	**0,02**	0,11	**0,00**	0,07	0,05
Kraśnicka (2)	4/-7,5	0,22	3,97	0,29	0,13	**0,18**	0,07	**0,20**	0,08
Kraśnicka (2)	5/-3,0	0,08	5,97	0,16	0,01	**0,10**	0,00	0,05	0,05
Kraśnicka (2)	5/-5,9	0,38	4,27	**0,27**	0,11	0,17	0,04	0,18	0,07
Cyrkoniowa	2/-3,0	-0,97	2,93	0,40	0,22	0,23	0,19	0,33	**0,13**
Cyrkoniowa	9/-5,0	-0,47	3,63	0,32	0,15	0,20	0,10	0,24	**0,09**
Cyrkoniowa	14/-3,5	-0,81	6,33	0,14	**-0,01**	0,08	**0,00**	0,03	0,04
Cyrkoniowa	14/-5,1	-0,35	4,03	0,28	0,12	0,18	**0,06**	0,20	0,08
Cyrkoniowa	14/-5,7	-0,90	4,02	0,28	0,12	0,18	**0,07**	0,20	0,08
Poligonowa(4)	7/-2,0	-0,32	5,53	0,18	**0,03**	0,12	**0,00**	0,08	0,05
Poligonowa(4)	7/-3,5	-0,37	7,00	0,11	**-0,03**	0,05	**0,00**	**0,00**	0,04
Poligonowa(4)	7/-5,0	-0,73	3,87	0,30	0,13	0,19	**0,08**	0,21	**0,08**
Poligonowa(4)	7/-6,5	-1,00	2,82	0,40	0,22	0,23	0,19	0,33	**0,13**
Poligonowa(4)	7/-8,5	-0,88	6,57	0,13	**-0,02**	0,07	**0,00**	0,02	0,04
Berylowa	1/-5,0	-2,01	11,03	-0,05	**-0,17**	-0,13	**0,00**	**0,00**	0,02
Berylowa	6/-2,8	-2,71	4,23	0,27	0,11	0,17	**0,05**	0,18	0,07
Berylowa	6/-4,0	-1,86	4,53	0,25	0,09	0,16	**0,00**	0,16	0,07
Berylowa	6/-5,5	-2,47	5,53	0,18	**0,03**	0,12	**0,00**	0,08	0,05
Paganiniego	1/-8,0	0,01	4,20	0,27	0,11	0,17	0,05	0,18	**0,07**
Paganiniego	1/-8,5	0,56	3,57	**0,32**	0,16	0,20	0,11	0,24	0,09
Paganiniego	1/-9,8	0,45	3,40	**0,34**	0,17	0,21	0,12	0,26	0,10
Paganiniego	3/-7,0	-1,13	7,20	0,10	**-0,04**	0,05	**0,00**	**0,00**	0,03

Dokumentacja	Nr otworu/ głębokość pobrania [m ppt]	I_{Llab}	q_c	I_L					
				<10%	10-30%	ITB	Wiłun 2	Wiłun 3	Młynarek
Paganiniego	3/-9,5	-0,53	5,33	0,19	**0,04**	0,13	**0,00**	0,10	0,05
Kraśnicka (1)	4/-2,4	-0,63	6,8	0,12	**-0,03**	0,06	**0,00**	**0,00**	0,04
Kraśnicka (1)	4/-3,3	-0,49	6,48	0,13	**-0,01**	0,08	**0,00**	0,02	0,04
Kraśnicka (1)	4/-4,0	-0,39	6,70	0,12	**-0,02**	0,07	**0,00**	0,01	0,04
Kraśnicka (1)	4/-4,7	-0,38	7,07	0,10	**-0,04**	0,05	**0,00**	**0,00**	0,04
Kraśnicka (1)	4/-5,4	-0,59	6,33	0,14	**-0,01**	0,08	**0,00**	0,03	0,04
Kraśnicka (1)	4/-6,1	-0,49	5,95	0,16	**0,01**	0,10	**0,00**	0,06	0,05
Kraśnicka (1)	4/-6,7	-0,26	7,17	0,10	**-0,04**	0,05	**0,00**	**0,00**	0,03
Kraśnicka (1)	4/-7,3	0,04	6,67	0,12	-0,02	**0,07**	0,00	0,01	**0,04**
Kraśnicka (1)	4/-7,7	-0,17	5,63	0,18	**0,03**	0,11	**0,00**	0,08	0,05
Kraśnicka (1)	4/-8,4	0,38	3,63	**0,32**	0,15	0,20	0,10	0,24	0,09
Kraśnicka (1)	4/-9,0	0,26	3,10	0,37	0,20	**0,22**	0,16	**0,30**	0,11
Kraśnicka (1)	4/-9,5	0,10	3,37	0,34	0,17	0,21	**0,13**	0,27	**0,10**
Kraśnicka (1)	4/-10,0	-0,01	4,03	0,28	0,12	0,18	**0,06**	0,20	0,08
Kraśnicka (1)	1/-4,6	-0,20	5,37	0,19	0,04	0,12	**0,00**	0,09	0,05
Kraśnicka (1)	1/-8,5	0,09	3,13	0,39	0,19	0,22	0,15	0,29	**0,11**
Kraśnicka (1)	1/-9,9	-0,49	10,17	-0,01	**-0,14**	-0,08	0,00	0,00	0,02
Kraśnicka (1)	2/-8,4	0,22	5,63	**0,18**	0,03	0,11	0,00	0,08	0,05
Kraśnicka (1)	2/-9,5	0,05	4,75	0,23	**0,08**	0,15	0,00	0,14	**0,06**
Kraśnicka (1)	3/-9,8	0,01	6,20	0,15	**0,00**	0,09	**0,00**	0,04	0,04
Poligonowa(1)	2/-0,6	-1,46	3,40	0,34	0,17	0,21	0,12	0,26	0,10
Poligonowa(1)	2/-1,4	-1,30	3,43	0,33	0,17	0,21	0,12	0,26	0,10
Poligonowa(1)	2/-2,4	-1,15	4,77	0,23	0,08	0,15	**0,00**	0,14	0,06
Poligonowa(1)	2/-3,4	-0,93	4,80	0,23	0,07	0,15	**0,00**	0,13	0,06
Poligonowa(1)	2/-4,4	-0,80	6,17	0,15	**0,00**	0,09	**0,00**	0,04	0,04
Poligonowa(1)	2/-5,4	-0,81	7,47	0,09	**-0,05**	0,04	**0,00**	**0,00**	0,03
Poligonowa(1)	2/-6,4	-0,70	8,27	0,05	**-0,08**	0,00	**0,00**	**0,00**	0,03
Poligonowa(1)	2/-7,2	-0,74	6,97	0,11	**-0,03**	0,06	**0,00**	**0,00**	0,04
Poligonowa(1)	2/-7,6	-0,68	6,83	0,11	**-0,03**	0,06	**0,00**	**0,00**	0,04
Poligonowa(1)	2/-8,0	-0,57	7,40	0,09	**-0,05**	0,04	**0,00**	**0,00**	0,03
Poligonowa(1)	2/-8,6	-0,85	9,77	0,00	**-0,13**	-0,06	**0,00**	**0,00**	0,02
Poligonowa(1)	2/-9,2	-0,79	7,47	0,09	**-0,05**	0,04	**0,00**	**0,00**	0,03
Poligonowa(1)	2/-9,8	-0,77	6,70	0,12	**-0,02**	0,07	**0,00**	**0,01**	0,04
Pana Balcera	6/-5,1	-0,94	8,50	0,04	**-0,09**	-0,01	**0,00**	**0,00**	0,03
Pana Balcera	6/-5,2	-0,56	8,30	0,05	**-0,08**	0,00	**0,00**	**0,00**	0,03
Pana Balcera	6/-8,2	0,29	3,83	**0,30**	0,14	0,19	0,08	0,22	0,08
Pana Balcera	6/-8,5	0,47	3,58	**0,32**	0,16	0,20	0,10	0,24	0,09
Pana Balcera	2/-7,0	-0,17	3,47	0,33	0,17	0,20	0,12	0,25	0,10
Pana Balcera	2/-8,2	0,06	4,43	0,25	**0,10**	0,16	0,00	0,16	**0,07**
Pana Balcera	2/-9,6	-0,34	5,70	0,17	**0,02**	0,11	**0,00**	0,07	0,05

Bezpośrednim wynikiem sondowania statycznego są parametry oporu pod podstawą stożka q_c oraz oporu na tulei ciernej f_s. Bazując na nich wyznacza się również współczynnik tarcia R_f, służący do klasyfikacji gruntu ze względu sposób zachowania. Przedstawione parametry są wartościami wyjściowymi na podstawie których wyznacza się parametry takie jak I_L, I_D, E_0, M_0, φ, S_u. Do ich obliczenia stosuje się wzory interpretacyjne wyznaczone na

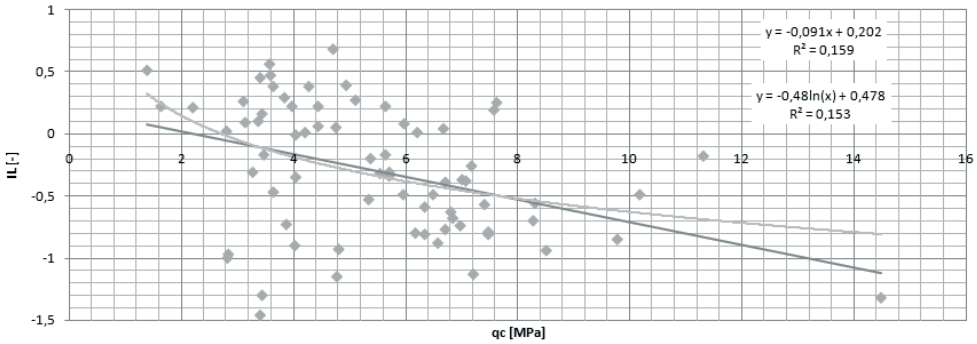
podstawie badań. Zazwyczaj jednak, wzory te skalibrowane są dla warunków lokalnych, występujących w obszarze prowadzonych badań.

Korelacja własna na podstawie badań laboratoryjnych.

Wykorzystując wyniki przeprowadzonych badań podjęto wstępną próbę wyznaczenia własnej formuły interpretacyjnej. W tym celu zestawiono na wykresach stopień plastyczności wyznaczony laboratoryjnie z oporami q_c z sondowania. Opory q_c przyjmowano jako wartość średnią z zakresu głębokości +/- 20cm pobrania próbki.

Przypadek 1. Zestawienie wyników wszystkich wartości I_L przedstawiono na rysunku 7. Jak widać występuje znaczny rozrzut wyników. Należy zaznaczyć jednak, że dla większej części przebadanych próbek I_L<0, co jest zgodne z dotychczasową wiedzą, na temat naturalnej konsystencji lessów. Większość lessów okolic Lublina ma konsystencję zwartą.

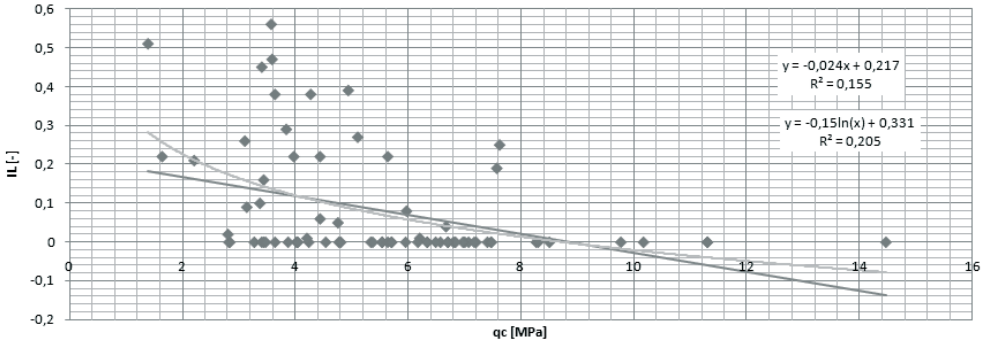
Aby wyznaczyć zależność q_c/I_L, wyprowadzono dla niej wzory. Pierwszy wzór oszacowano przyjmując zależność liniową z wykorzystaniem metody najmniejszych kwadratów, natomiast drugi wzór wyprowadzono dla zależności logarytmicznej.



Rys. 7. Wykres zależności I_L od q_c – korelacja własna/przypadek 1

Otrzymano formuły zgodnie, z którymi I_L<0 osiąga się przy q_c>2,71 MPa dla zależności logarytmicznej oraz q_c>2,22 MPa dla zależności liniowej. Dla obu korelacji, współczynnik determinacji R^2 wynosi około 0,15, co niestety jest dopasowaniem niezadowalającym.

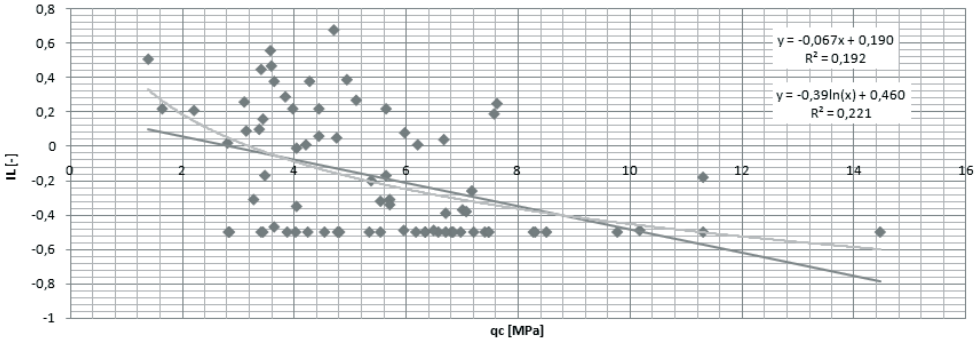
Przypadek 2. W praktyce dla konsystencji „lepszych" niż twardoplastyczne nie wyznacza się dokładnego stopnia plastyczności, dlatego dla wartości I_L<0, przyjęto I_L=0 (Rys. 8). Takie działanie spowodowało „sztuczne pogorszenie" konsystencji gruntu oraz zmianę wzorów opisujących zależność q_c/I_L.



Rys. 8. Wykres zależności I_L od q_c – korelacja własna/przypadek 2.

Według otrzymanych formuł I_L osiąga wartości ujemne dla q_c>8,61MPa dla zależności logarytmicznej oraz q_c>8,87 MPa dla zależności liniowej. Współczynnik determinacji R^2 wyniósł ok. 0,20 dla pierwszej formuły oraz ok. 0,16 dla drugiej, co jest dopasowaniem korzystniejszym niż w przypadku 1, lecz nadal niezadowalającym.

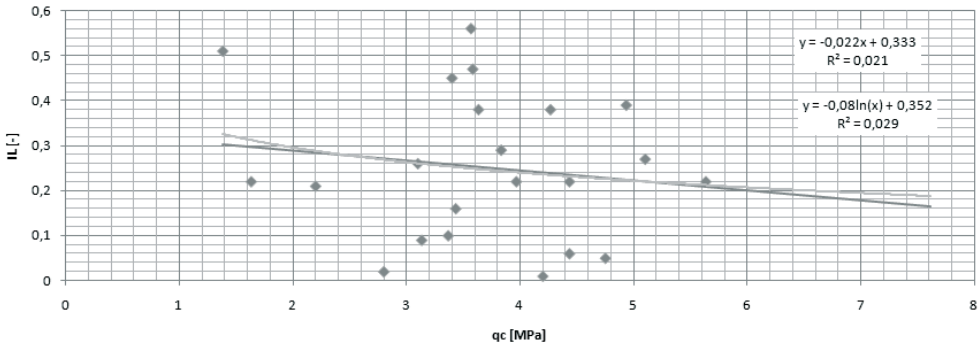
Przypadek 3. Aby rozważyć sytuację pośrednią pomiędzy przypadkami 1 i 2, w kolejnym kroku przyjęto graniczne minimum I_L=-0,5. Dla wartości mniejszych otrzymanych z badań, przyjęto wartość graniczną I_L=-0,5 (Rys. 9).



Rys. 9. Wykres zależności I_L od q_c – korelacja własna/przypadek 3

Z otrzymanych formuł wynika, że I_L<0 osiąga się przy q_c>3,20 MPa dla zależności logarytmicznej oraz q_c>2,82 MPa dla zależności liniowej. Współczynnik determinacji R^2 wyniósł ok. 0,22 dla pierwszej formuły oraz około 0,19 dla drugiej, co jest dopasowaniem korzystniejszym niż w przypadku 1 i 2, lecz nadal należy uznać je za niezadowalające.

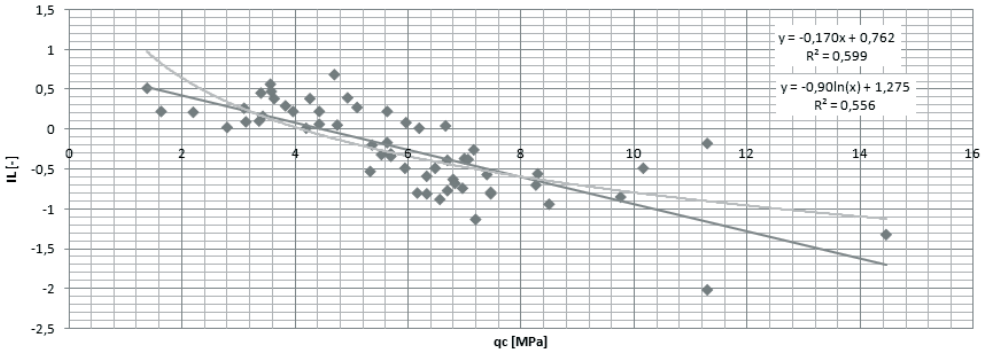
Przypadek 4. W kolejnym kroku oszacowano zależności tylko na podstawie próbek o konsystencji twardoplastycznej lub „gorszej", tj. dla których I_L>0 (Rys. 10).



Rys. 10. Wykres zależności I_L od q_c – korelacja własna/przypadek 4

Otrzymano formuły, zgodnie z którymi I_L<0 osiągnięto przy bardzo dużych wartościach q_c (78,01 oraz 15,02), co jest oczywiste (i nieprawdziwe) ze względu na przyjęte założenia wykorzystania tylko wyników dla których I_L>0. Współczynnik determinacji R^2 wyniósł jedynie około 0,02 dla pierwszej formuły oraz ok. 0,03 dla drugiej, co jest dopasowaniem nie do zaakceptowania. Dane takie można by uznać za przydatne, jedynie do wyznaczania w niewielkim przedziale i dla niskich wartości q_c. Formuła nie może służyć do wyznaczania I_L<0.

Przypadek 5. Zmodyfikowano przypadek 4 dodając wyniki I_L<0, jednak tylko dla wartości q_c> 5 MPa (Rys. 11). Próbki dla których q_c< 5 MPa, a I_L<0, odrzucono. Dla tych próbek, niewielki odpór q_c prawdopodobnie wynika ze struktury gruntu i porowatości, a nie z konsystencji.



Rys. 11. Wykres zależności I_L od q_c – korelacja własna/przypadek 5

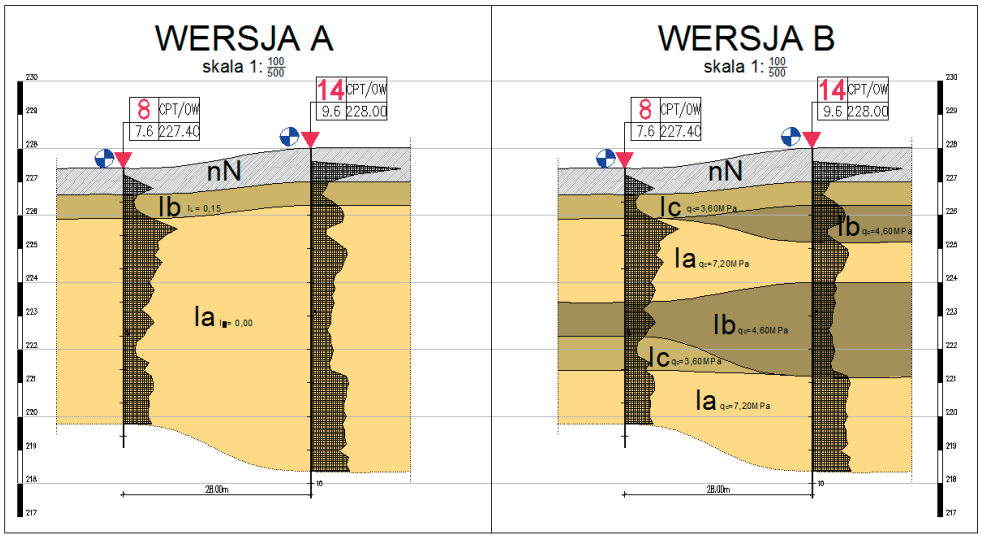
Otrzymano formuły zgodnie, z którymi I_L przyjmuje wartości ujemne przy q_c>4,12 MPa dla zależności logarytmicznej oraz q_c>4,47MPa dla zależności liniowej. Współczynnik determinacji R^2 wyniósł około 0,56 dla pierwszej formuły oraz około 0,60 dla drugiej, co jest dopasowaniem najlepszym z wszystkich dotąd wykonanych.

4. Analiza wyników i wnioski

Po analizie korelacji stopnia plastyczności wyznaczonego na podstawie badań laboratoryjnych z dostępnymi formułami stwierdzono, że najbardziej zbieżne wyniki otrzymano przy zastosowaniu ścieżki interpretacyjnej wg normy [8] dla gruntów o zawartości frakcji ilastej 10÷30% oraz według Wiłuna dla glin spoistych zwięzłych. Wprawdzie lessy są gruntami pylastymi, mało spoistymi o niewielkiej zawartości frakcji ilastej, jednak otrzymane wyniki jednoznacznie wskazują, że zaprezentowane formuły są najbardziej zbieżne z dostępnych, (szczególnie w zakresie wyższych wartości q_c). Dużym problemem w każdej z procedur jest wyznaczenie q_c, dla którego I_L przyjmuje wartość poniżej zera. Zgodnie ze znanymi korelacjami, dla gruntów mało spoistych powinno to zachodzić przy stosunkowo dużej wartości q_c (tj. dla q_c>8÷9 MPa). Na podstawie wykonanych badań stwierdzono, że następuje to w granicach 4÷5 MPa. Z zaproponowanych własnych procedur, najwłaściwszą jest zależność liniowa z przypadku 5. Należy jednak dodać, że wyznaczona formuła ma charakter wstępny i będzie musiała zostać potwierdzona wynikami dalszych badań w celu rozbudowania bazy danych i weryfikację przyjętej interpretacji.

Dla wielu przebadanych próbek gruntów, pomimo niedużych wartości q_c, otrzymany z badań stopień plastyczności I_L<0. Świadczy to o tym, że dla podłoża lessowego nie tylko wilgotność i konsystencja mają wpływ na q_c, (a co za tym idzie na odkształcalność i wytrzymałość gruntu), ale również inne czynniki. Najprawdopodobniej do różnic w wartościach q_c przyczyniają się porowatość, ułożenie, kształt i wielkość ziaren oraz spójność i kąta tarcia wewnętrznego. Biorąc pod uwagę, że większość lessów ma konsystencję zwartą, niezbędne jest wprowadzenie dodatkowych kryteriów wydzielania warstw geotechnicznych na cele projektowe. Analizując wyniki sondowań, można zauważyć, że dla gruntów zwartych, zakres oporów q_c potrafi wynosić od 4 do nawet 11 MPa. W związku

z tym, za parametr wiodący dla lessów, proponuje się przyjmowanie wartości q_c z sondowania statycznego, a nie jak to jest w zwyczaju I_L. Wydzielanie warstw geotechnicznych przyjmując tradycyjnie za parametr wiodący jedynie I_L, powoduje zaliczanie do jednej warstwy podłoża o znacząco różnej charakterystyce sztywności. Na rysunku 12 przedstawiono podział na warstwy geotechniczne wykonany na podstawie parametru wiodącego I_L (Rys. 12a) oraz q_c (Rys. 12b) jednej z lokalizacji. Zrealizowane badania potwierdzają taki stan w innych badanych miejscach. Projektowanie bez uwzględnienia różnorodności sztywności podłoża, może skutkować nierównomiernym osiadaniem budynku.



Rys. 12. Przekroje geotechniczne lessów a) parametr wiodący – I_L, b) parametr wiodący – q_c

W ramach dalszych badań autorzy planują zbieranie dodatkowych wyników badań do określania I_L dla lessów z sondowania statycznego oraz opracowanie wytycznych do podziału na warstwy geotechniczne z wykorzystaniem q_c jako parametru wiodącego.

Literatura

1 Maruszczak H. *Definicja i klasyfikacja lessów oraz utworów lessopodobnych*. Prz. Geol. 48 (2000) 580-586.

2 Malicki A. *Geneza i rozmieszczenie lessów w środkowej i wschodniej Polsce (The origin and distribution of loess in Central and Eastern Poland).* Ann. Univ. M.C.S. Sec. B, vol IV. Lublin; 1949.

3 Jahn A. *Less, jego pochodzenie i związek z klimatem epoki lodowej*. Instytut Geograficzny Uniwersytetu Wrocławskiego, Wrocław; 1950.

4 Nowakowa B., Piotrowski S., Stefańska E. *Badania geologiczne lessów*. Wydawnictwa Geologiczne, Warszawa; 1971.

5 Grabowska-Olszewska B., *Skeleted microstructure of loesses – its significance for engineering - geological and geotechnical studies*. Apply Clay Science 4 (1989) 327-336.

6 Borecka A., Kaczmarczyk R. *Geologiczno-inżynierska ocena zagrożeń osuwiskowych w utworach lessowych południowo-wschodniej Polski, 2000.* Geologos 11 (2007) 347-356.

7 PN-88 B-04481 Badania próbek gruntu.

8 PN-B-04452_2002 Geotechnika. Badania polowe.

9 Wysokiński L., Kotlicki W., Godlewski T. *Projektowanie geotechniczne według Eurokodu 7.* ITB, Warszawa 2011.
10 Wiłun Z. *Zarys geotechniki*. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa; 2005.
11 Sikora Z. *Sondowanie statyczne. Metody i zastosowanie w geoinżynierii*. WNT, Warszawa; 2006.

The analysis of consistency evaluation of the loess in Lublin based on CPT tests

Krzysztof Nepelski, Agnieszka Lal, Małgorzata Franus

Department of Geotechnical Engineering, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e–mail: k.nepelski@pollub.pl, a.lal@pollub.pl, m.franus@pollub.pl

Abstract: The paper presents the comparison of the laboratory results of the soil consistency with the results of static CPT tests. The study was carried out on the loess terrain in Lublin. The laboratory results were compared with the values estimated from the CPT tests based on the interpretation of various sources. The determination of an own interpretation formula was also undertaken. It was noticed that for the geotechnical division of the loess soil it is more accurate to use the q_c value as the leading parameter, rather than the I_L parameter as is the norm for cohesive soil. Given the possibility of obtaining more authoritative parameters determining the bearing capacity of the subsoil, the target is the recognition of the relation between the specified parameters.

Keywords: CPT tests, loess, the degree of plasticity, consistency, leading geotechnical parameter.

Budownictwo i Architektura 15(4) (2016) 195-208

Analiza pracy wspornikowej belki kompozytowej z uwzględnieniem różnej grubości i lokalizacji spoiny klejowej wykonanej z materiału sprężysto-idealnie plastycznego

Bartosz Kawecki, Jerzy Podgórski

Katedra Mechaniki Budowli, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e-mail: b.kawecki@pollub.pl, j.podgorski@pollub.pl

Streszczenie: W pracy przedstawiono wyniki analiz numerycznych wspornikowej belki kompozytowej ze spoiną z materiału sprężysto-idealnie plastycznego. Wykonano cztery modele numeryczne wykorzystujące Metodę Elementów Skończonych dla dwóch różnych grubości i lokalizacji spoiny klejowej. Wyznaczono przebieg uplastycznienia spoiny oraz wpływ jej grubości i lokalizacji w przekroju na naprężenia i przemieszczenia swobodnego końca belki.

Słowa kluczowe: Belka kompozytowa, uplastycznienie spoiny, przebieg uplastycznienia spoiny, wpływ grubości spoiny, wpływ lokalizacji spoiny na rozkład naprężeń.

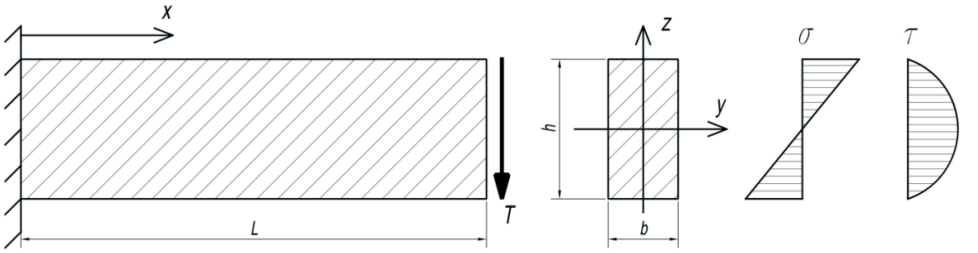
1. Wstęp

Celem artykułu jest dokonanie wstępnej analizy pracy belek kompozytowych łączonych przy użyciu kleju o charakterystyce sprężysto-idealnie plastycznej. Producenci klejów często podają w kartach technicznych maksymalne dopuszczalne grubości spoin, które można wykonywać z wykorzystaniem ich produktów. Dlatego też istotne wydaje się być określenie sposobu pracy spoiny o różnej grubości, charakterystyce materiałowej i lokalizacji w przekroju, w celu późniejszego podania wytycznych do ich projektowania.

Analiza połączeń belek klejowych jest ciągle aktualnym tematem badań (por. [1,4,5,11]), których wyniki są ważne w zastosowaniach praktycznych. Wykorzystywany w tych analizach jest zwykle model pracy spoiny zaproponowany w 1938 roku przez Olafa Volkersena [12], który zakłada, że tylko naprężenia styczne mają wpływ na stan pracy spoiny. Przegląd różnych modeli spoin wykorzystywanych w modelach belek 1D i 2D można znaleźć w pracy Rodrígueza i inn. [11]. W pracy wykorzystano metodę elementów skończonych (MES) i sprężysto - idealnie plastyczny model materiału spoiny. Granicę przejścia materiału spoiny w stan plastyczny określa kryterium Hubera-Misesa. Obliczenia wykonano wykorzystując system MES - Symulation Mechanical (dawniej Algor) firmy Autodesk.

2. Podstawy teoretyczne

Na początek rozważmy teoretyczną pracę belki wspornikowej o długości L i jednorodnym przekroju prostokątnym o wymiarach $b \times h$, obciążoną pionową siłą T, pracującą w zakresie liniowo-sprężystym.



Rys. 1. Schemat belki wspornikowej o jednorodnym przekroju

Naprężenia zredukowane wg hipotezy Hubera-Misesa [3] w prostokątnym przekroju jednorodnym możemy wyznaczyć korzystając z następującego związku:

$$\sigma_{red}(x,z) = \sqrt{\sigma(x,z)^2 + 3\tau(x,z)^2} \tag{1}$$

Przyjmując hipotezę płaskiego przekroju (Bernoulliego-Naviera, por. [3]), naprężenia normalne przy zginaniu można wyznaczyć na podstawie znanego równania:

$$\sigma(x,z) = \frac{M(x)z}{J_y}. \tag{2}$$

Moment zginający w przekroju opisany jest w rozważanym przykładzie zależnością:

$$M(x) = TL\left(1 - \frac{x}{L}\right), \tag{3}$$

gdzie J_y oznacza moment bezwładności przekroju poprzecznego belki.

Następnym krokiem jest określenie funkcji naprężeń normalnych z uwzględnieniem wymiarów przekroju oraz współrzędnych punktu, w którym będą wyznaczane naprężenia. Podstawiając odpowiednie wartości do wzoru (2) otrzymuje się następującą zależność:

$$\sigma(x,z) = \frac{12\,T\,L}{b\,h^3}\left(1 - \frac{x}{L}\right)z \tag{4}$$

Mając wyznaczoną funkcję naprężeń normalnych można przejść do wyznaczenia funkcji naprężeń stycznych, które opisać można następującym równaniem:

$$\tau(x,z) = \frac{T\,S_y}{J_y\,b}, \tag{5}$$

gdzie S_y oznacza moment statyczny wyznaczony względem osi y, tej części przekroju poprzecznego belki, która leży powyżej punktu o współrzędnej z.

Podstawiając odpowiednie wartości i przekształcając wzór (5) otrzymuje się następującą funkcję opisującą rozkład naprężeń stycznych:

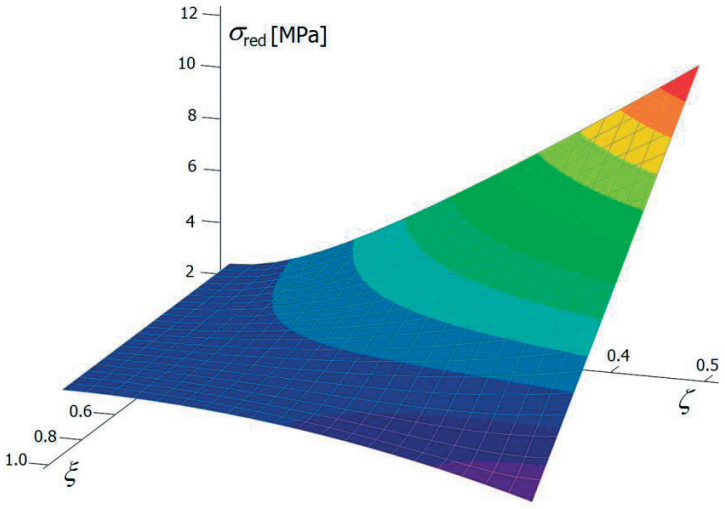
$$\tau(x,z) = \frac{3}{2}\frac{T}{b\,h}\left[1 - 4\left(\frac{z}{h}\right)^2\right] \tag{6}$$

Po wyznaczeniu funkcji naprężeń normalnych (4) i stycznych (6) oraz podstawieniu ich do wzoru na naprężenia zredukowane (1) ostatecznie otrzymujemy:

$$\sigma_{red}(\xi,\zeta) = 12\frac{T}{A}\sqrt{\left[\lambda(1-\xi)\zeta\right]^2 + \frac{3}{64}\left(1-4\zeta^2\right)^2} \tag{7}$$

gdzie ξ *i* ζ są bezwymiarowymi współrzędnymi punktu, w którym określamy wytężenie, λ parametrem określającym smukłość belki, czyli stosunek jej długości do wysokości przekroju, A oznacza tu pole powierzchni przekroju poprzecznego:

$$\xi(x) = \frac{x}{L}, \quad \zeta(z) = \frac{z}{h}, \quad \lambda = \frac{L}{h} \quad A = bh. \tag{8}$$



Rys. 2. Wykres funkcji σ_{red} (równ. 7) dla λ=2, T/A=1MPa

Równanie to umożliwia wyznaczenie wartości naprężeń zredukowanych w dowolnym punkcie belki, co będzie potrzebne przy porównaniu tych wartości z naprężeniami otrzymanymi metodą numeryczną opisaną w następnym rozdziale pracy. Wyznaczane będą wartości naprężeń zredukowanych w 1/2 oraz w 1/4 wysokości przekroju, mierząc od góry. Z uwagi na to, że w kolejnym rozdziale prowadzona będzie analiza nieliniowa, do wzoru (7) na naprężenia zredukowane podstawiono siłę poprzeczną zależną od kroku czasowego i oznaczono ją przez T=$T(\Delta)$. Do dalszych obliczeń założono następujące parametry przekroju:

- szerokość przekroju → b = 0,10 m
- wysokość przekroju → h = 0,20 m
- długość belki → L = 1,00 m → λ = 5
- wyznaczenie naprężeń w 1/2 wysokości belki → z = 0,00 m → ζ = 0
- wyznaczenie naprężeń w 1/4 wysokości belki → z = 0,05 m → ζ = 0,25

Na podstawie wzoru (7) oraz przedstawionych danych, po uproszczeniu, wzory do wyznaczenia naprężeń zredukowanych będą wyglądały w następujący sposób:

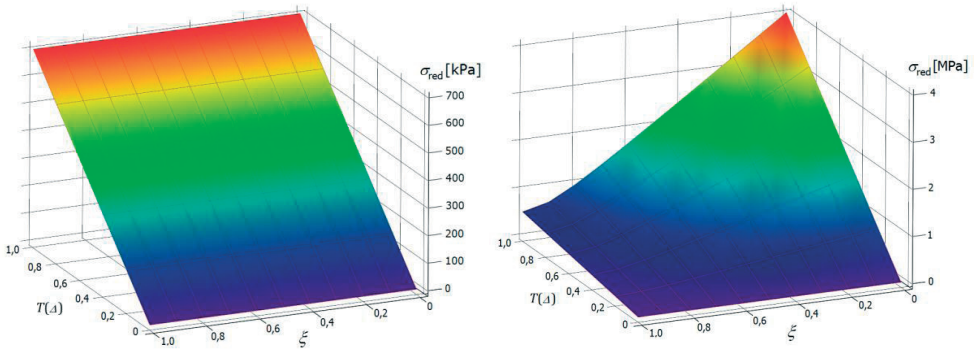
- dla 1/2 wysokości belki (ζ = 0):

$$\sigma_{red}(\xi,\Delta) = \frac{3\sqrt{3}}{2}\frac{T(\Delta)}{A} \tag{9}$$

- dla 1/4 wysokości belki ($\zeta = 0{,}25$):

$$\sigma_{red}(\xi,\Delta) = \frac{3T(\Delta)}{A}\sqrt{25(1-\xi)^2 + \frac{27}{64}} \tag{10}$$

Korzystając z powyższych wzorów sporządzone zostały wykresy powierzchniowe obrazujące rozkład naprężeń w przekroju w zależności od przyrostu siły T i długości belki, które przedstawiono na Rys. 3.



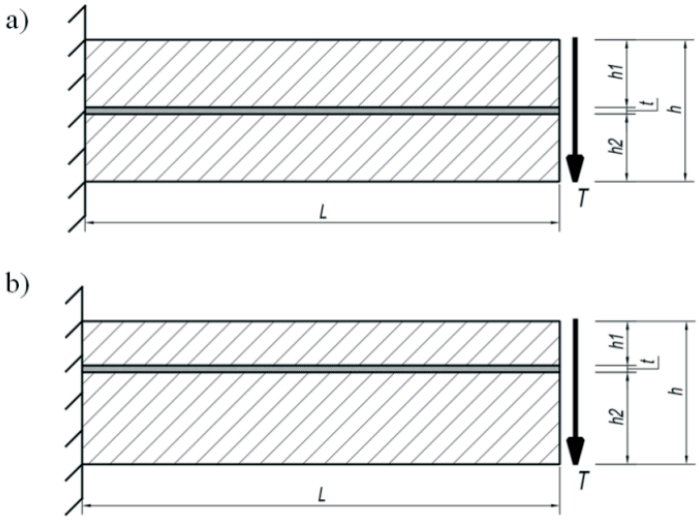
a) ζ=0 b) ζ=0.25

Rys. 3. Wykresy naprężeń zredukowanych a) – obliczonych na podstawie równania (9) i b) – równania (10)

W kolejnym rozdziale rozpatrzone zostaną dwa przypadki usytuowania spoiny klejowej łączącej dwa elementy o takich samych parametrach. Z powyższych założeń teoretycznych wynika, że w przypadku ustawienia spoiny w 1/2 wysokości przekroju wpływ na występujące w niej naprężenia powinny mieć jedynie naprężenia styczne τ, co umożliwia zastosowanie modelu Volkersena do analizy połączenia klejonego [10,11,12]. Natomiast przy ustawieniu spoiny w 1/4 wysokości przekroju wpływ na wytężenie materiału mieć będą zarówno naprężenia styczne τ, jak i naprężenia normalne σ.

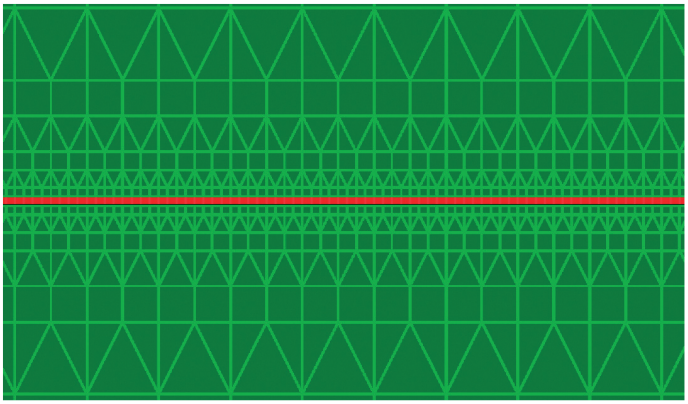
3. Model MES

W celu wstępnej analizy zagadnienia pracy belki kompozytowej ze spoiną o charakterystyce sprężysto-idealnie plastycznej posłużono się Metodą Elementów Skończonych. Wykorzystując program Autodesk Simulation Mechanical 2016, wykonano łącznie cztery modele obliczeniowe, dwa z nich dla belki ze spoiną w 1/2 wysokości przekroju oraz dwa dla belki ze spoiną w 1/4 wysokości przekroju. Schematy modeli przedstawiono na Rys. 4. Dla każdego schematu rozważono dwa rodzaje spoiny o grubości $t = 1$ mm oraz $t = 0{,}5$ mm. Spoinę pogrubiono tak, żeby zachować stałą wysokość przekroju belki (h = const., Rys. 4).



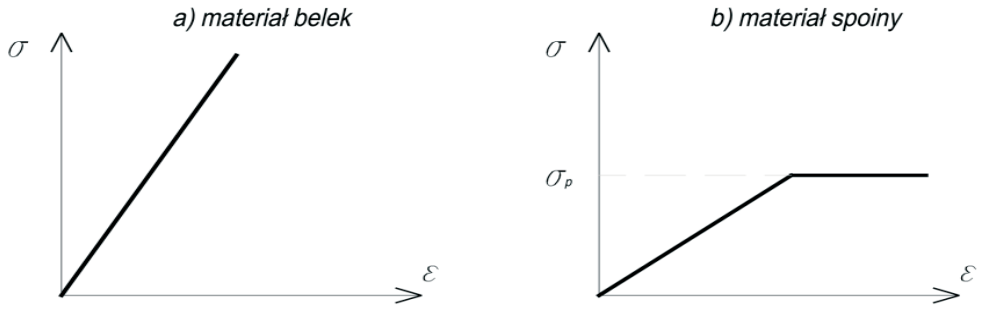
Rys. 4. Schematy modeli kompozytowej belki wspornikowej, a) spoina w środku, b) spoina w 1/4 wysokości

W każdym modelu zastosowano zagęszczenie siatki MES w obszarze spoiny, co pozwoliło ograniczyć różnice w wynikach obliczeń wynikające z rozmiarów siatki dyskretyzacyjnej. Spoinę modelowano elementami o kształcie kwadratowym (por. [2]) i wymiarze równym grubości rozpatrywanej spoiny (kolor czerwony), natomiast dla belek stosowano zasadę dwukrotnego powiększania elementu w kierunku od spoiny stosując trójkątne elementy pośrednie (kolor zielony). Zasadę tworzenia siatki MES przyjęto podobnie jak w pracy [9] i przedstawiono ją na Rys. 4a.



Rys. 4a. Siatka MES w pobliżu spoiny

Założono wykonanie obu belek z takiego samego materiału o charakterystyce liniowo-sprężystej, natomiast spoiny z materiału słabszego sprężysto-idealnie plastycznego, co zostało pokazane na Rys.5. Parametry materiałowe zamieszczono w Tabeli 1. Wszystkie elementy skończone zdefiniowano jako elementy powłokowe (shell) w systemie Autodesk Symulation Mechanical 2016, co umożliwiło wykorzystanie sprężysto-plastycznej charakterystyki materiału [6].

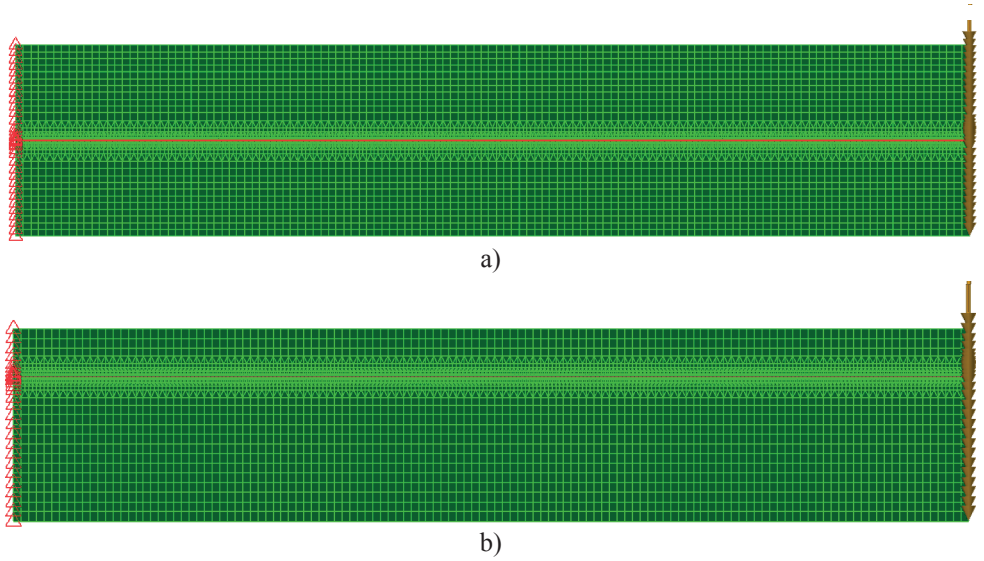


Rys. 5. Zależność σ-ε materiałów belki kompozytowej

Tabela 1. Parametry materiałowe modelu

Składowa kompozytu	Belka	Spoina
Materiał	Drewno	Klej epoksydowy
Moduł Younga, E [GPa]	20,0	2,0
Współczynnik Poissona, ν	0,25	0,35
Granica plastyczności, σ_p [MPa]	-	5,0

Sposób modelowania obciążenia kompozytu nie był oczywisty. O ile w modelu jednowymiarowym możliwe jest przyłożenie siły skupionej do swobodnego końca belki, tak już w modelu dwuwymiarowym przyłożenie siły w punkcie na górze belki powodowałby znaczną koncentrację naprężeń. Dlatego też, w rozważanym przypadku zastosowano równomierne rozłożenie siły pionowej na całym przekroju końca swobodnego belki. Obciążenie zadano jako ciśnienie krawędziowe działające pionowo. Dla wszystkich modeli zastosowano taki sam przebieg przyrostu obciążenia w celu porównania otrzymanych wyników. Zamocowanie belki wykonano poprzez blokadę wszystkich składowych przemieszczenia i obrotu węzłów. Modele obliczeniowe belki wykonane podobnie jak w pracy [7] przedstawiono na Rys. 6.



a)

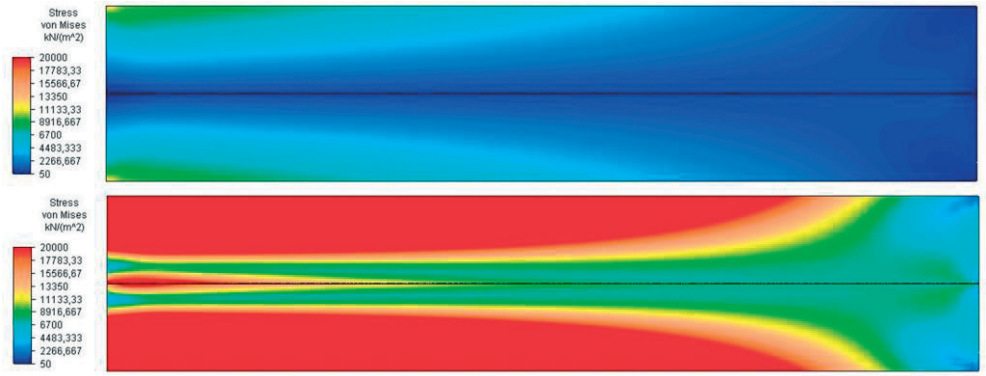
b)

Rys. 6. Modele obliczeniowe belki wspornikowej

4. Wyniki analiz numerycznych

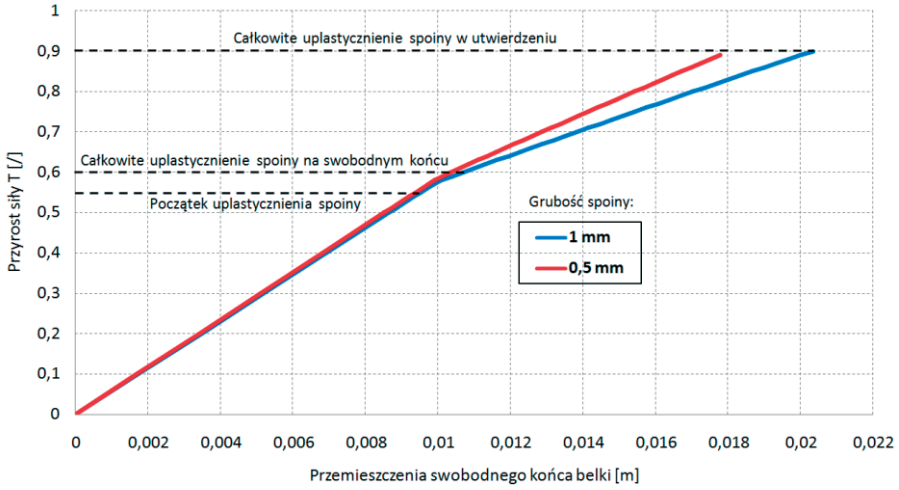
Obliczenia MES przeprowadzono dla czterech modeli z różną grubością i rozmieszczeniem spoiny w przekroju. Przeanalizowano wpływ uplastycznienia spoiny na przemieszczenie swobodnego końca belki, oraz zbadano przebieg tego uplastycznienia w zależności od położenia względem długości belki.

Analizę rozpoczęto od belki kompozytowej ze spoiną w 1/2 wysokości przekroju. Na Rys. 7 przedstawiono mapy naprężeń na początku i na końcu procesu obciążania belki, który zakończono w momencie całkowitego uplastycznienia się spoiny. Wyraźnie widoczny jest początek oddzielnej pracy belek przy całkowitym uplastycznieniu spoiny – wzrost naprężeń przy utwierdzeniu w miejscu połączenia belek spoiną.



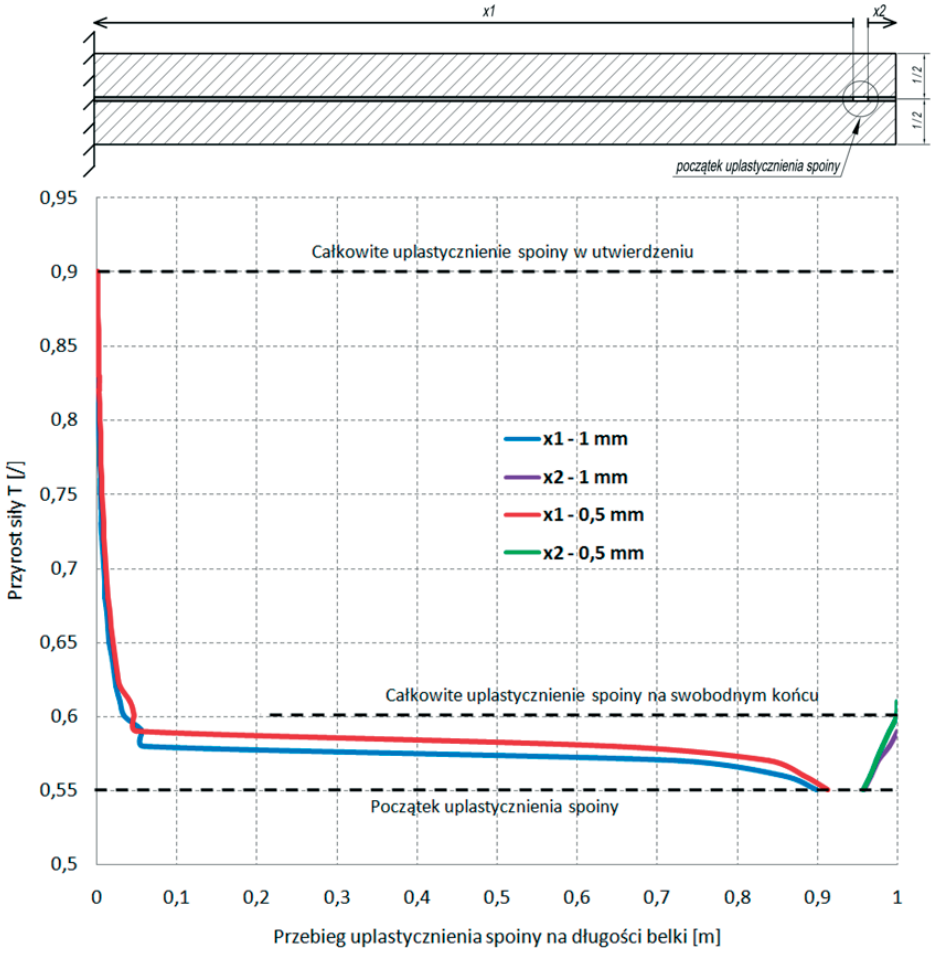
Rys. 7. Mapy naprężeń w belce kompozytowej ze spoiną w 1/2 wysokości przekroju na początku i na końcu procesu obciążania

Kolejnym krokiem było sprawdzenie wpływu uplastycznienia spoiny na przemieszczenie swobodnego końca belki. Wykres zależności przemieszczenia od przyrostu siły T przedstawiono na Rys. 8.



Rys. 8. Zależność przemieszczenie końca belki - przyrost siły T dla spoiny o różnej grubości, wykonanej w 1/2 wysokości przekroju

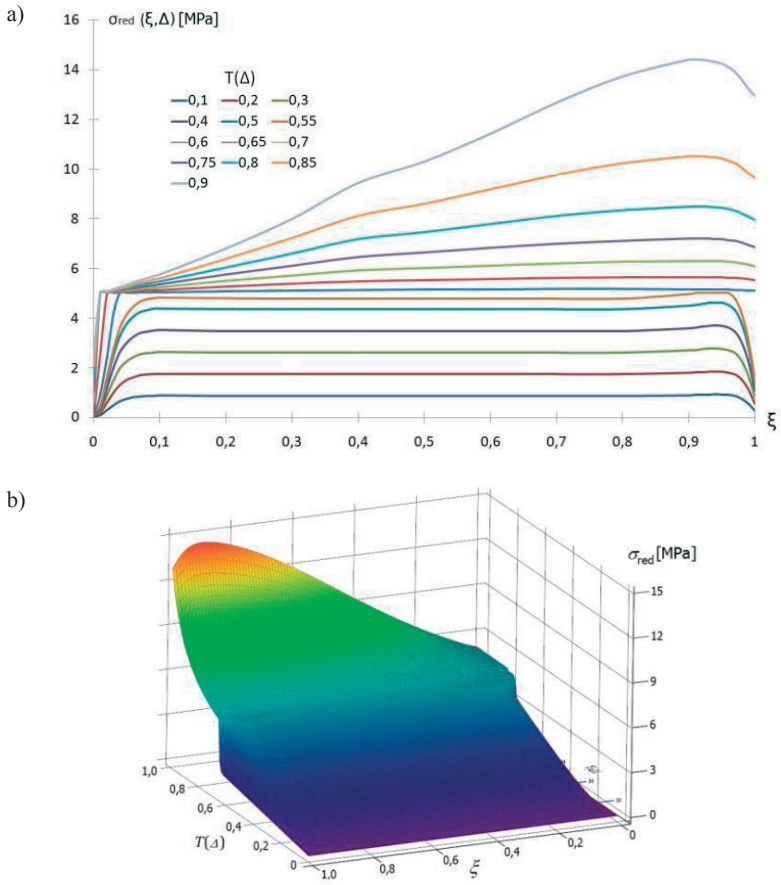
Z powyższego wykresu wynika, że grubość spoiny na początku jej uplastycznienia nie wpływa na całkowite ugięcie belki. Różnica zaczyna pojawiać się dopiero w momencie uplastycznienia na swobodnym końcu i zwiększa się wraz z jego postępowaniem w kierunku utwierdzenia. Dokładną analizę przebiegu uplastycznienia przedstawiono na Rys. 9.



Rys. 9. Analiza przebiegu uplastycznienia spoiny dla belki ze spoiną w 1/2 wysokości przekroju

Dla rozważanego przypadku uplastycznienie zaczyna się blisko swobodnego końca belki. Można też zauważyć, że we wstępnej fazie uplastycznienie cieńszej spoiny przebiega przy większym obciążeniu niż spoiny o większej grubości, jednak całkowite uplastycznienie następuje prawie w tym samym momencie.

W celu porównania naprężeń otrzymanych metodą numeryczną (MES) z naprężeniami zredukowanymi obliczonymi na podstawie równania (7), wyznaczono w miejscu styku spoiny z belką 101 punktów, w rozstawie co 1 cm, dla których odczytano naprężenia w zależności od przyrostu siły $T(\Delta)$ (Rys. 10a). Następnie wykonano wykres powierzchniowy naprężeń od początku procesu obciążania belki do momentu całkowitego uplastycznienia spoiny (Rys. 10b). Wyraźnie widać, że wyniki teoretyczne można porównywać do numerycznych jedynie w zakresie liniowo-sprężystym (Rys. 11).



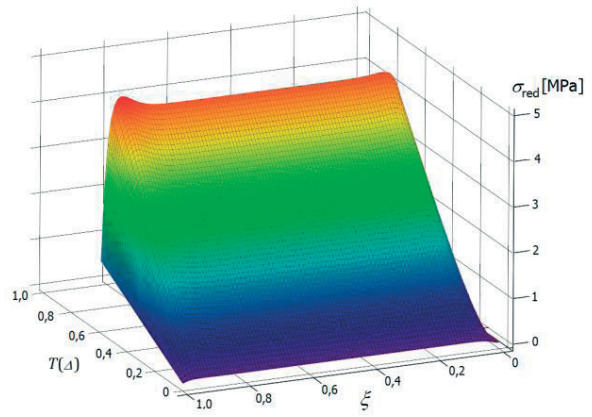
Rys. 10. Naprężenia na styku spoina - belka w zależności od przyrostu siły T wyznaczone analizą MES, a) wykres liniowy, b) wykres powierzchniowy

Po uplastycznieniu spoiny przebieg naprężeń ulega wyraźnej zmianie, co jest widoczne na Rys. 10. Opisanie występujących tu zależności przy pomocy formuł otrzymanych metodami analitycznymi nie będzie rozważane w tym artykule.

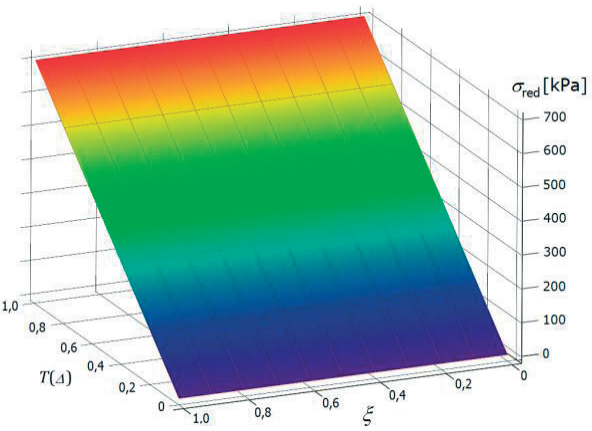
Porównując wykresy z Rys. 11 a) i Rys. 11 b) można zauważyć, że dla punktów spoiny o współrzędnych ξ zawierających się w przedziale $(0{,}05 \div 0{,}95)$, wykresy są do siebie zbliżone, natomiast przy zamocowaniu $(\xi = 0)$ i swobodnym końcu $(\xi = 1)$ – naprężenia w spoinie znacznie się zmniejszają co spowodowane jest znaczną różnicą warunków brzegowych w modelu 2D (MES) i analitycznym jednowymiarowym modelem belkowym. Podobne efekty brzegowego zaburzenia propagacji szczeliny w czasie delaminacji obserwowano w modelu wykorzystującym materiał sprężysto kruchy jako materiał spoiny, który analizowany był w pracy Z. Mroza i J. Podgórskiego [5]. Szczelina powstająca podczas delaminacji modelowana tam była metodą usuwania zniszczonych elementów z siatki MES w kolejnych krokach analizy numerycznej [8].

Kolejnym etapem była analiza kompozytu ze spoiną usytuowaną w 1/4 wysokości przekroju. Tak jak w poprzedniej analizie na Rys. 12, przedstawiono mapy naprężeń na początku oraz przy końcu procesu obciążania. W tym przypadku nie jest widoczny wyraźny wzrost naprężeń po uplastycznieniu spoiny ze względu na większy przekrój belki dolnej.

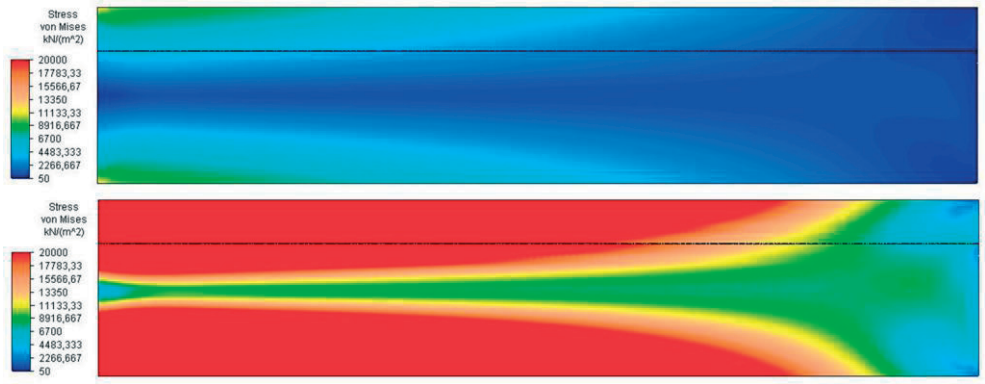
a)



b)

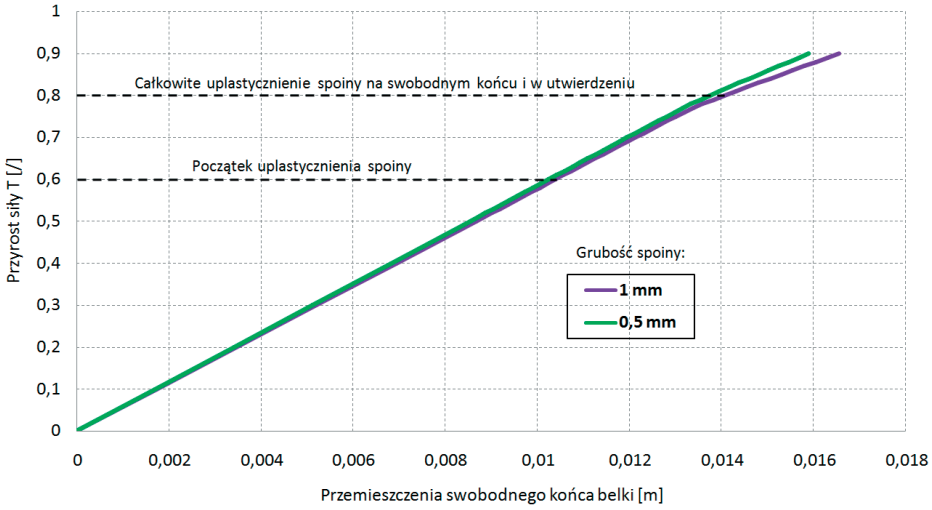


Rys. 11. Wykres funkcji naprężeń dla spoiny w 1/2 wysokości przekroju dla liniowo-sprężystego zakresu pracy spoiny a) analiza MES, b) wyniki otrzymane analitycznie (równ. 10)

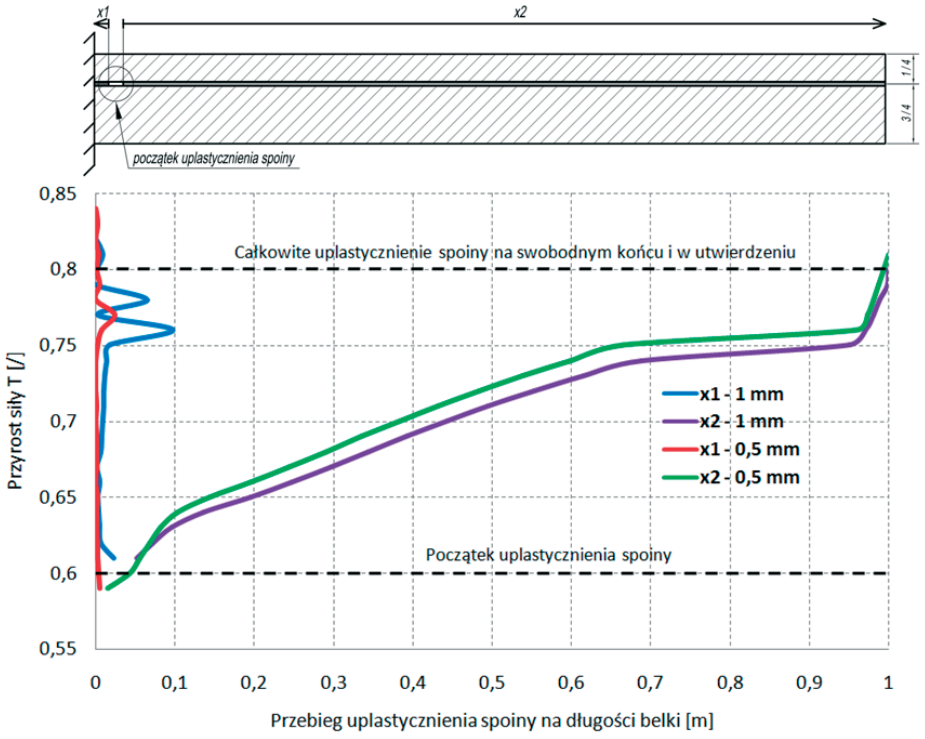


Rys. 12. Mapy naprężeń w belce kompozytowej ze spoiną w 1/4 wysokości przekroju na początku i na końcu procesu obciążania

Wpływ uplastycznienia spoiny na przemieszczenie swobodnego końca belki przedstawiono na Rys. 13, natomiast jego przebieg znajduje się na Rys. 14.

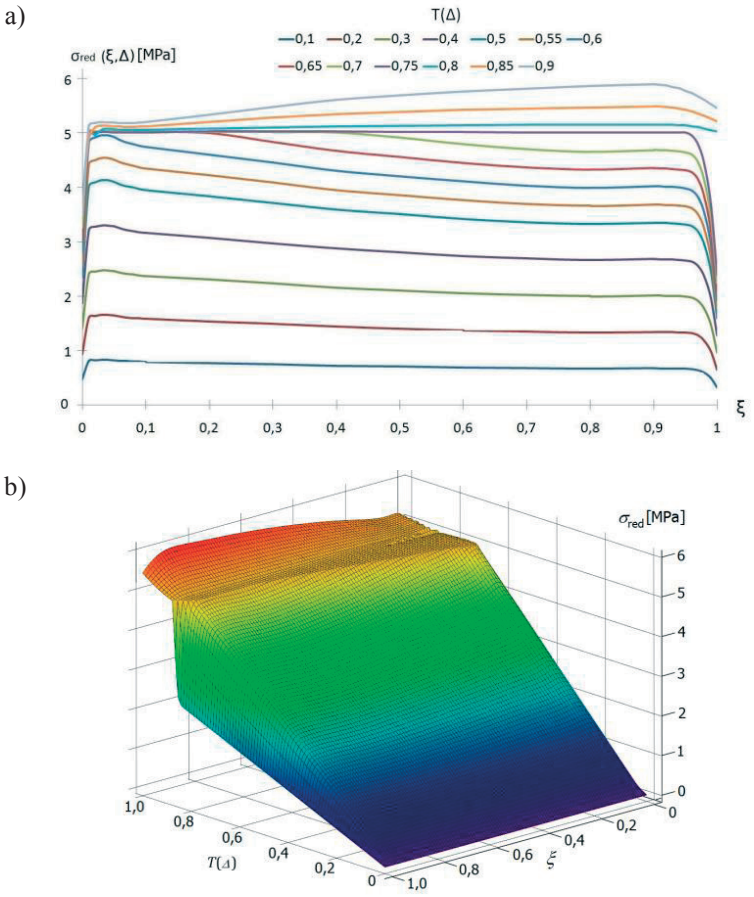


Rys. 13. Zależność przemieszczenie końca belki - przyrost siły *T* dla spoiny o różnej grubości, wykonanej w 1/4 wysokości przekroju



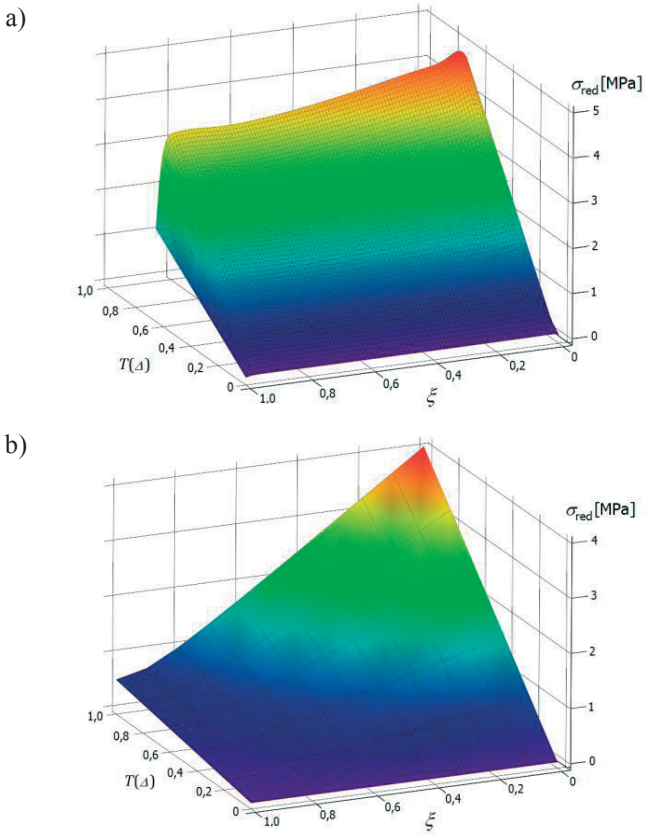
Rys. 14. Analiza przebiegu uplastycznienia spoiny dla belki ze spoiną w 1/4 wysokości przekroju

Wykresy naprężeń w zależności od przyrostu siły *T(Δ)* wyznaczono takim samym sposobem jak uprzednio dla spoiny w 1/2 wysokości przekroju, zależności σ_{red} od ξ i T przedstawiono na Rys. 15.



Rys. 15. Naprężenia na styku spoina - belka, w zależności od przyrostu siły T wyznaczone na podstawie analizy MES, a) wykres liniowy, b) wykres powierzchniowy

Porównując wykresy z Rys. 16a i Rys. 16b można zauważyć tak jak poprzednio, że w punktach belki o współrzędnych ξ zawierających się w przedziale od 0,05 do 0,95 wykresy są do siebie zbliżone, natomiast przy zamocowaniu i swobodnym końcu widoczne są znaczne różnice. Teoretycznie naprężenia na swobodnym końcu belki powinny zbliżać się do zera, natomiast w utwierdzeniu powinny być największe. Na wykresach otrzymanych z analiz numerycznych występują jednak pewne "załamania" w okolicy tych punktów co wywołane jest skomplikowaniem warunków brzegowych w modelu 2D, którym posłużono się w analizach MES.



Rys. 16. Wykres powierzchniowy funkcji naprężeń dla spoiny w 1/4 wysokości przekroju dla liniowo-sprężystego zakresu pracy spoiny – a) obliczenia MES, b) wyniki otrzymane analitycznie (równ. 10)

5. Podsumowanie i wnioski

Przedstawiona w pracy analiza pracy spoiny przeprowadzona z wykorzystaniem metody elementów skończonych i nieliniowego modelu materiału pokazała znaczące różnice wyników, które otrzymujemy stosując jednowymiarowe modele belkowe z zastosowaniem prostego założenia Volkersena, które przyjmuje tylko wpływ naprężeń stycznych na stan materiału spoiny. Zastosowany dwuwymiarowy model belki klejonej pozwolił dokładniej zbadać zachowanie się spoiny oraz początek procesu delaminacji w okolicach zamocowania i swobodnego końca belki. Ujawnił się tu wpływ warunków brzegowych a co za tym idzie, istotnie różny od liniowego rozkład pola naprężeń normalnych i parabolicznego dla naprężeń stycznych, na stan uplastycznienia materiału spoiny. Zastosowano hipotezę Hubera-Misesa do określenia granicy przejścia materiału spoiny w stan plastyczny co pokazało różnice w zachowaniu belki w zależności od położenia spoiny w przekroju poprzecznym.

Z przedstawionych analiz numerycznych wynika, że usytuowanie spoiny w 1/2 przekroju po jej uplastycznieniu będzie powodowało początek procesu delaminacji belki kompozytowej od strony krawędzi swobodnej, natomiast przy ustawieniu spoiny w 1/4 przekroju od strony utwierdzenia. Można też zauważyć, że początek uplastycznienia spoiny znajdującej się w połowie wysokości przekroju belki wystąpi przy mniejszym obciążeniu niż w przypadku spoiny znajdującej się powyżej osi obojętnej, co wywołane jest szybszym

przyrostem naprężeń zredukowanych w spoinie po jej uplastycznieniu na końcu swobodnym. Na tej podstawie można stwierdzić, że najbardziej niekorzystne dla spoiny będzie ustawienie jej w osi obojętnej przekroju.

Z analizy wynika również, że zmienna grubość spoiny będzie powodowała różnice w wartości siły uplastyczniającej, co wymaga dalszych, dokładniejszych analiz, które są planowane w przyszłych pracach autorów.

Literatura

1. Białas M. *Modeling of the damage development in contact layers*, PHD Thesis, 2003, IFTR, Polish Academy of Sciences, Warsaw, Poland.
2. Godzimirski J., Tkaczuk S. *Modelowanie spoin klejowych w obliczeniach MES*. Biuletyn WAT, Vol. LIX, Nr 4, 2010.
3. Huber T. M. *Stereomechanika techniczna,* PWN, Warszawa, 1958.
4. Mróz Z., Mróz K.P. *Analysis of delamination and damage growth in joined bi-layer systems*, Geomechanics for Energy and the Environment 4 (2015) 4–28.
5. Mróz Z., Podgórski J. *Analytical and numerical investigation of the adhesive layer in sandwich composites*, 2nd International Conference on Mechanics of Composites, Porto, Portugal, July 11–14, 2016.
6. Piechnik S. *Mechanika techniczna ciała stałego*. Politechnika Krakowska, Kraków 2007.
7. Podgórski J., Błazik-Borowa E. *Wprowadzenie do metody elementów skończonych w statyce konstrukcji inżynierskich*, IZT, Lublin 2001.
8. Podgórski J. *Influence Exerted by Strength Criterion on the Direction of Crack Propagation in the Elastic-Brittle Material*, Journal of Mining Science 38(4) (2002) 374-380.
9. Rakowski G., Kacprzyk Z. *Metoda Elementów Skończonych w mechanice konstrukcji*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa, 2005.
10. Rapp P. *Mechanika połączeń klejowych jako płaskie zadanie teorii sprężystości*. Rozprawy nr 441, Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań, 2010.
11. Rodríguez R.Q. et al. *Failure criteria for adhesively bonded joints*, International Journal of Adhesion & Adhesives 37 (2012) 26–36.
12. Vokersen O. *Nietkraftverteiligung in zugbeanspruchten nietverbindungen mit konstanten Laschenquerschnitten*, Luftfahrtforschung, 1938, 15–41.

Analysis of cantilever composite beam work with regards to the different thickness and location of adhesive joint made of elastic-ideally plastic material

Bartosz Kawecki, Jerzy Podgórski

Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: b.kawecki@pollub.pl, j.podgorski@pollub.pl

Abstract: This paper presents the results of numerical analysis of the composite cantilever beam with elastic - perfectly plastic seam. Four numerical models using Finite Element Method was analysed for two different thickness and location of the adhesive bond. Determined the course of the plastic deformation of the seam and the influence of its thickness and location on the stress i and the displacement of the beam free end.

Keywords: Composite beam, plastifying adhesive joint, joint plastifying course, joint thickness influence, joint location influence on stress distribution.

Errata do artykułu:

Czapla K., Wrana J. Modernistyczne Osiedla Lubelskie będące odpowiedzią na rosnące zapotrzebowania mieszkańców – aspekt synergii. Budownictwo i Architektura 15(2) (2016) 43-50

Strona 46. Rozdział 4., jest:

Osiedle im. J. Słowackiego jest drugim w kolejności wybudowanym założeniem urbanistycznym o nowatorskim układzie przestrzennym. Koncepcja bazuje na zasadzie „Formy Otwartej", która zakładała pasmowy podział przestrzeni na strefy o różnych funkcjach. Ważnym założeniem było odejście od tradycyjnego podziału centrum i peryferii. Osiedle zostało podzielone na strefy, z których każda miała pełnić odrębne funkcje. Centralnym elementem założenia jest strefa południowa, będąca tzw. strefą obsługiwaną, w której usytuowano budynki i ogród osiedlowy. Strefa ta pełni funkcje zarówno mieszkalne jak i wypoczynkowe czy zaspokajaniu potrzeb kulturalnych. Jest ona dostępna tylko dla ruchu pieszego. Według nazewnictwa autora, strefa „obsługiwana" została uzupełniona przez dwie strefy „obsługujące". Stanowią one zaplecze z komunikacją kołową, czyli ruch kołowy, place gospodarcze, parkingi. Osiedle spełnia wymogi zawarte w Karcie Nowej Urbanistyki, uznane jako wzorzec w pewnych kwestiach projektowych: „Funkcje publiczne, administracyjne i komercyjne powinny być zlokalizowane w dzielnicach i strefach, a nie izolowane w odległych, monofunkcyjnych kompleksach. Szkoły powinny być rozmieszczone tak, aby umożliwić dzieciom dostęp pieszy lub rowerowy"[5].

powinno być:

Osiedle im. J. Słowackiego jest drugim w kolejności wybudowanym założeniem urbanistycznym o nowatorskim układzie przestrzennym. Koncepcja bazuje na zasadzie „Formy Otwartej", która zakładała pasmowy podział przestrzeni na strefy o różnych funkcjach. Ważnym założeniem było odejście od tradycyjnego podziału centrum i peryferii. Osiedle zostało podzielone na strefy, z których każda miała pełnić odrębne funkcje. Najważniejszym elementem założenia osiedla jest tzw. „strefa obsługiwana", będąca strefą o charakterze mieszkalnym, spacerowym, służąca odpoczywaniu i potrzebom kulturalnym. Obszar ten został pozbawiony ruchu kołowego, skupia się jedynie na wygodzie i priorytecie mieszkańców, dlatego zaplanowany tam został jedynie ruch pieszy dzięki sieciom chodników. Dopełnienie obszaru stanowią dwie „strefy obsługujące", czyli takie które zapewniają dojazd mieszkańcom, dzięki zaplanowanej komunikacji kołowej wraz z parkingami i placami gospodarczymi. Osiedle spełnia wymogi zawarte w Karcie Nowej Urbanistyki, uznane jako wzorzec w pewnych kwestiach projektowych: „Funkcje publiczne, administracyjne i komercyjne powinny być zlokalizowane w dzielnicach i strefach, a nie izolowane w odległych, monofunkcyjnych kompleksach. Szkoły powinny być rozmieszczone tak, aby umożliwić dzieciom dostęp pieszy lub rowerowy"[5].

Strona 47. Podpis pod Rys. 6., jest:

Rys. 6. Osiedle im. J. Słowackiego. Źródło: Witryna internetowa Teatru NN w Lublinie [6]

powinno być:

Rys. 6. Osiedle im. J. Słowackiego. Źródło: Witryna internetowa Teatru NN w Lublinie [6] (fot. Paulina Filas)