

Politechnika Lubelska
Wydział Budownictwa i Architektury

BUDOWNICTWO I ARCHITEKTURA



Vol. 12(3) 2013

Politechnika Lubelska
Lublin, 2013

Rada Naukowa

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

Kolegium Redakcyjne

Redaktor naczelny: **Wojciech Franus**

Redaktorzy tematyczni:

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

Sekretariat: Lidia Bandura

Adres redakcji:

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

Strona czasopisma:

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

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

© Copyright by Politechnika Lubelska 2013

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

Budownictwo Ogólne

Andrzej Chądzyński, Marek Piróg:

- Obiekty do przechowywania owoców, warzyw lub ziemniaków
Objects for storing fruits, vegetables or potatoes 7

Wojciech Chruściel, Paweł Sulik:

- Stosowanie metod uproszczonych przy wymiarowaniu wg EC6 a bezpieczeństwo konstrukcji murowych
The use of simplified methods for designing according to EC6 and safety of masonry structures 13

Bohdan Hnidec:

- Żelbetowa konstrukcja szkieletowa z jednolitych elementów prefabrykowanych dla budownictwa na obszarach wiejskich
Concrete skeleton structure made of unified pre-cast members for the houses in countryside 21

Ewa Sudol, Paweł Sulik:

- Problematyka wykorzystania drewna egzotycznego w zewnętrznych przegrodach budowlanych
The issue of the use of exotic wood in external building partitions 27

Fizyka Budowli

Wacław Bieda, Jan Radoń, Grzegorz Nawalany:

- Wymiana ciepła między nieizolowaną termicznie oborą a gruntem w badaniach eksperymentalnych
Heat exchange between non-insulated barn and the ground in experimental research 35

Magdalena Grudzińska:

- Dobór typu oszklenia ze względu na ograniczenie zużycia energii w pomieszczeniach mieszkalnych
Effect of glazing type on the energy demand in a living space 39

Dariusz Heim, Katarzyna Klemm:

- Modelowanie elementów mikroklimatu w otoczeniu obiektów zabytkowych
Modeling of microclimate elements in the environment of historic buildings 47

Jan Kubik, Andrzej Kucharczyk:

- Odsalanie powierzchni zabytkowych wypraw
The desalination of historical painted surface 53

Henryk Nowak:

- Wpływ oddziaływania cieplnego promieniowania środowiska zewnętrznego na wyniki termowizyjnych badań budynków
The influence of environmental thermal radiation on the results of thermographic investigation of buildings 59

Marek Telejko, Ewa Zender – Świercz, Jerzy Zbigniew Piotrowski:

- Jakość powietrza w wielorodzinnych budynkach mieszkalnych
Indoor air quality in multifamily buildings 67

Geotechnika**Witold Borowski, Jacek Zyga:**

- Geodezyjna ocena osiadań powierzchni terenu wokół kopalni Bogdanka
 w latach 1976-1983
*Geodetic evaluation of terrain surface subsidence around mine shifts
 of KWK Bogdanka in 1976-1983* 75

Lucjan Gazda, Małgorzata Franus:

- Projektowanie geotechniczne w warunkach występowania pokryw
 lessowych Płaskowyżu Nałęczowskiego
Geotechnical design in the presence of loess cover of the Nałęczów Plateau 83

Piotr Gąska:

- Analiza numeryczna konstrukcji systemu rozsączającego wody opadowe
Numerical analysis of construction of drainage system for precipitation waters 91

Maciej Kordian Kumor, Łukasz Aleksander Kumor, Joanna Farmas:

- Badanie związków korelacyjnych parametrów zagęszczenia nasypu budowlanego
 w warunkach in situ
*The analysis on the correlation parameters of the embankment compaction under
 in situ conditions* 97

Zygmunt Meyer, Grzegorz Szmehel:

- Wybór funkcji aproksymującej parametry modelu- krzywej obciążenie osiadanie
 dla pali prefabrykowanych na podstawie testów statycznych
*The interpretation of static load test-choose of the model parameters
 by using mathematical experiments* 105

Krzysztof Nepelski:

- Ocena nośności podłoża gruntowego pod fundamentem bezpośrednim
 w nawiązaniu do norm europejskich
*Estimating of bearing capacity of subsoil under shallow foundations related
 to European Standards* 113

Krzysztof Wilk:

- Zależność parametrów konsystencji od uziarnienia gruntów madowych
Relationship between consistency parameters and granulation of fen soils 121

Inżynieria Materiałów Budowlanych**Michał Cwiąkała, Andrzej Greinert, Joanna Korzeniowska, Paweł Tarasewicz:**

- Wykorzystanie gruntów rodzimych do budowy dróg lokalnych na terenach wiejskich
The advantage of virgin soil in rural service road constructions 129

Justyna Ferenc:

- Badania laboratoryjne zmienności losowej lokalnych cech wytrzymałościowych
 wybranych stopów aluminium
*The experimental research on the random variability in the local strength
 of the selected aluminum alloys* 137

Grzegorz L. Golewski:

- Analiza odporności na pękanie, przy trzecim modelu pękania betonów z dodatkiem popiołów lotnych
An analysis of fracture toughness, at third mode fracture in concretes containing fly-ash additives 145

Anna Halicka, Paweł Ogrodnik, Bartosz Zegardło:

- Zastosowanie odpadów ceramiki sanitarnej jako kruszywa w betonach odpornych na wysokie temperatury
Reuse of ceramic sanitary waste as an aggregate in concrete resistant to high temperature 153

Elżbieta Horszczaruk, Piotr Brzozowski, Teresa Rucińska:

- Odporność na korozję chlorkową podwodnego betonu naprawczego dojrzewającego w warunkach oddziaływania ciśnienia hydrostatycznego
Chloride corrosion resistance of underwater repair concrete in terms of the cutting effects of hydrostatic pressure 161

Elżbieta Janowska-Renkas:

- Hydrofilowość miarą efektywności działania superplastyfikatora
Hydrophilicity as a measure of the efficiency of the superplasticisers 169

Janusz Konkol:

- Wykorzystanie geometrii fraktalnej do określenia odporności na pękanie betonu modyfikowanego metakaolinitem
The use of fractal geometry in determination of fracture toughness of metakaolinite modified concrete 177

Jan Malolepszy, Ewelina Grabowska:

- Wpływ zeolitów na proces hydratacji spoiw mineralnych
The influence of zeolites on hydration process of mineral binders 185

Izabela Skrzypczak:

- Oszacowanie wartości charakterystycznej wytrzymałości betonu na ściskanie według aktualnych zaleceń normowych
Estimation of the characteristic compressive strength value of concrete based on the current code recommendations 193

Izabela Skrzypczak:

- Zmodyfikowany rozmyty system ekspertowy wspomagający wnioskowanie o jakości betonu
Modified fuzzy expert system supporting inference on concrete quality 201

Piotr Stępień, Zbigniew Rusin, Przemysław Świercz:

- Interpretacja wyników pomiarów zawartości lodu w zamrażanych zaprawach przy użyciu metody DSC
Interpretation of measurements results of ice content in freezing mortars using DSC method 209

Katarzyna Synowiec:

- Właściwości cementów popiołowo – żużlowych o nienormowym składzie, zawierających popiół lotny wapienny
Properties of non-standard fly ash – slag cements containing calcareous fly ash 215

Elżbieta Szczygielska, Wiktor Tur:

- Kryterium zgodności wytrzymałości betonu na ściskanie opracowane na podstawie statystyk porządkowych
The study of the conformity criterion for compressive strength of concrete based on order statistics 223

Teresa Szymura, Wojciech Adamczyk:

- Procesy korozyjne w wieżach chłodniczych – badania stali zbrojeniowych
w środowisku wody chłodniczej, uzdatnionej solami amonowymi
Corrosion processes in cooling towers 231

Jerzy Wawrzeńczyk, Agnieszka Molendowska, Adam Klak:

- Wpływ wybranych czynników na wyniki badania nasiąkliwości betonu
Results of concrete absorption test related to some particular factors 239

Budownictwo Zabytkowe**Jacek Chróścielewski, Mikołaj Miśkiewicz, Łukasz Pyrzowski:**

- Historyczny żuraw na przekonstruowanym fragmencie oryginalnej estakady
jako pomnik Stoczni Gdańskiej
*Historical crane on the redesigned original trestle bridge as a memorial
of Gdansk Shipyard* 247

Jakub Kołodziejczak, Michał Gołębiowski, Magdalena Rucka:

- Diagnostyka Bramy Nizinnej w Gdańsku w kontekście procesu rewitalizacji
Diagnostics of Lowland Gate in Gdansk in the context of the revitalization process 255

Paweł Kossakowski:

- Zabytkowe piwnice ziemne w Pierzchnicy
The historic root cellars in Pierzchnica 263

Jan Wrana, Aleksandra Jarocka-Mikrut:

- Nowa szansa dla obiektów zabytkowych poprzez przeprowadzenie rewitalizacji
i wprowadzenie funkcji użytkowych
*New chances given to historic buildings by implementing revitalisation projects
and adapting the premises to serve new functions* 271

Obiekty do przechowywania owoców, warzyw lub ziemniaków

Andrzej Chądzyński¹, Marek Piróg²

¹ *Zakład Konstrukcji i Budownictwa Ogólnego, Wydział Architektury, Politechnika Wrocławska,
e-mail: andrzej.jerzy.chadzynski@pwr.wroc.pl*

² *Zakład Konstrukcji i Budownictwa Ogólnego, Wydział Architektury, Politechnika Wrocławska,
e-mail: marek.pirog@pwr.wroc.pl*

Streszczenie: Prawidłowo zaprojektowane i zrealizowane specjalistyczne obiekty przechowalnicze gwarantują skuteczne przechowywanie omawianej grupy ziemioplodów. Pozwalają one na pełne uniezależnienie całego procesu przechowywania, uszlachetniania i obrotu towarem od warunków klimatu zewnętrznego. Przechowalnie i chłodnie tworzą obecnie wysoce wyspecjalizowaną grupę obiektów zaplecza rolno-spożywczego. Program projektowanego obiektu stanowi podstawę kształtowania jego układu funkcjonalnego i bryły. W obiekcie przechowalniczym jest on podporządkowany technologii, a układ funkcjonalno-przestrzenny budynku wynika z układu ciągu technologicznego. Obiekt kubaturowy będący obudową technologicznego procesu przechowywania powinien stanowić możliwie zamkniętą i szczelną przestrzeń mikroklimatyczną a tworzący go system przegród budowlanych wraz z urządzeniami klimatyzacyjnymi powinien umożliwiać utrzymywanie żądanych parametrów mikroklimatu wnętrza na wymaganym stałym poziomie. Czynniki mikroklimatu decydującymi o warunkach przechowywania są: temperatura, wilgotność względna powietrza, skład gazowy otaczającej ziemioplody atmosfery i ruch powietrza w pomieszczeniu składowym.

Słowa kluczowe: przechowywanie owoców, warzyw, ziemniaków, obiekt, funkcja, forma

1. Wprowadzenie

Programowym rozwinięciem metody realizacji celu, postrzeganym jako przeznaczenie obiektu jest jego funkcja. Stanowi ona podstawę kształtowania układu funkcjonalno-przestrzennego i bryły budynku. Program obiektu przechowalniczego jest podporządkowany technologii a jego układ funkcjonalny wynika z układu ciągu technologicznego. Podstawowe zadania przechowalni i chłodni sprowadzają się do:

- możliwie długiego przechowywania ziemioplodów w jak najlepszym stanie, a więc do kontrolowanego spowalniania procesu dojrzewania oraz zachowania i kształtowania jakościowych walorów produktów,
- stworzenia właściwych warunków technicznych i organizacyjnych do realizacji procesów technologicznych związanych z przygotowaniem surowca do składowania i jego przetworzenia w atrakcyjny handlowo produkt [1].

Proces przechowywania owoców, warzyw i ziemniaków musi być realizowany w warunkach bardzo ostrych wymagań mikroklimatycznych. Charakteryzuje je niska temperatura przechowywania ($-2 \div 8$ °C) i bardzo wysoka wilgotność względna powietrza (80 do 98%). Na uzyskiwane efekty końcowe wyraźny wpływ wywiera stabilność czynników mikroklimatu (głównie temperatury). Wahaniami temperatury masy surowca nie powinny przekraczać $\pm 0,5$ °C a wilgotności względnej powietrza nie powinny być większe od $\pm 2\%$ [2], [3].

2. Typologia obiektów przechowalniczych

Prowadzone przez autorów niniejszego opracowania badania w tym zakresie doprowadziły do wyodrębnienia czterech podstawowych, najczęściej pojawiających się w projektach i praktyce typów układów funkcjonalno-przestrzennych.

Typ pierwszy to budynek będący trójnawową halą. Do przechowywania ziemio-
plodów służą tu dwa rzędy pomieszczeń składowych, przylegających z obydwu stron do
centralnie usytuowanego korytarza manipulacyjnego, bardzo często zamykanego na
końcach przedsiódkami (rys.2a).

Typ drugi reprezentują obiekty o funkcji będącej rozbudową poprzedniego układu.
W tym przypadku dwa zespoły pomieszczeń składowych zostały rozmieszczone po
obydwu stronach środkowego korytarza komunikacyjnego, łączącego przestrzenie
składowe obiektu z usytuowanym w szczycie budynku pomieszczeniem manipulacyjnym –
sortownią (rys.2b). Wariantem obiektu typu drugiego jest układ funkcjonalny
z pomieszczeniami składowymi sytuowanymi tylko po jednej stronie korytarza komunika-
cyjno-manipulacyjnego i sortownią usytuowaną od czoła komór, na końcu obiektu (rys.
2c).

Typ trzeci powstaje, gdy powierzchnia manipulacyjna, będąca jednocześnie sortow-
nią jest sytuowana u czoła rzędu komór (rys. 2d).

Typ czwarty ma centralnie sytuowaną przestrzeń manipulacyjną, obudowaną po
obwodzie pomieszczeniami składowymi (rys. 2e).

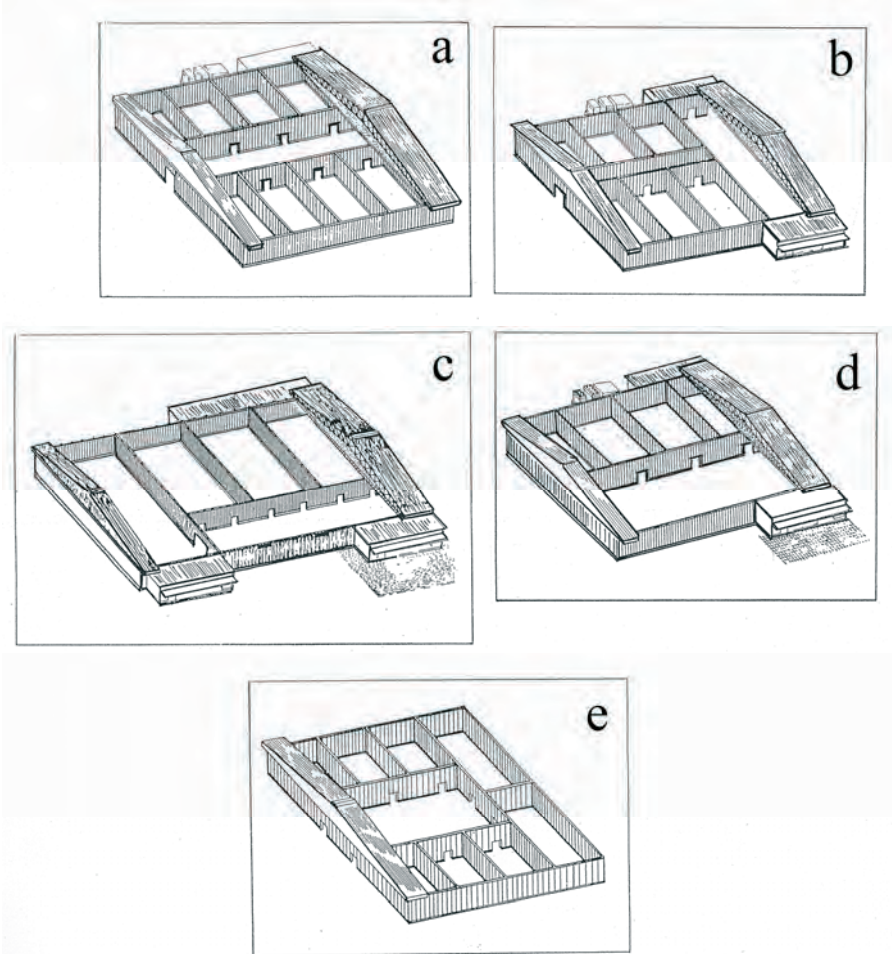
Grupę obiektów do przechowywania wymagającą dodatkowego omówienia tworzą
przechowalnie i chłodnie komorowe. W nowych chłodniach z normalną i kontrolowaną
atmosferą występuje obecnie tylko jeden rodzaj pomieszczenia składowego. Jest to
komora. Służy ona do składowania ziemio-
plodów luzem i w jednostkach ładunkowych
(skrzyniopalety, skrzynki umieszczane na palecie płaskiej). Jest w pełni oddzielona
systemem termoizolujących przegród budowlanych od innych pomieszczeń obiektu. Ma
płaską podłogę. Komora jako najbardziej uniwersalny typ pomieszczenia przechowalnicz-
ego pozwala na utrzymywanie odrębnych warunków mikroklimatycznych w każdym z
wydzielonych pomieszczeń. Obiekty takie pozwalają na przechowywanie dowolnego
rodzaju owoców, warzyw lub ziemniaków w sposób najwłaściwszy dla określonego
gatunku czy odmiany. Przechowalnie i chłodnie z komorami i wydzieloną odpowiednio
dużą przestrzenią manipulacyjną, zdaniem autorów opracowania, najlepiej odpowiadają
wymogom współczesnego przechowalnictwa. Pozwalają one na wielowariantowe
wykorzystywanie powierzchni i kubatury obiektu oraz właściwe rozmieszczenie w
przestrzeni produkcyjnej ciągów technologicznych i systemów regulujących mikroklimat
powierzchni składowych [4].



Rys. 1. Chłodnia w konstrukcji stalowej z lekką obudową [3]

Obiekty typu pierwszego są najczęściej małymi i średnimi przechowalniami pro-
ducenckimi starszego typu. Brak w nich wydzielonej sortowni, jej rolę pełni szeroki
korytarz przejazdowy. Rozwiązanie takie mogłoby być zadowalające przy założeniu, że
ziemio-
plody dostarczane do przechowalni już w czasie zbiorów zostały właściwie
przygotowane do składowania. W praktyce nie zawsze jest to możliwe. Ze względu na
niekorzystne warunki atmosferyczne w czasie zbioru, często z konieczności wstępna
obróbka zbiorów następuje w korytarzu przejazdowym. Powoduje to znaczne zanieczysz-
czenie wnętrza obiektu a pojawiające się kolizje ciągu obróbki surowca z ciągami
transportowymi utrudniają prowadzenie jednocześnie większej liczby zabiegów technolo-

gicznych. Wyraźnie niekorzystny wpływ na jakość składowanego materiału mogą tu wywierać niesprzyjające warunki atmosferyczne panujące w czasie załadowywania i opróżnienia komór składowych.



Rys. 2. Zestawienie typów funkcjonalnych naziemnych obiektów przechowalniczych: a) układ z centralnym korytarzem komunikacyjno-manipulacyjnym, b) układ z sortownią sytuowaną u czoła budynku, c) układ z korytarzem komunikacyjno-manipulacyjnym, u czoła rzędu komór i dodatkową powierzchnią manipulacyjną u czoła budynku, d) układ z powierzchnią manipulacyjną sytuowaną u czoła rzędu komór, e) układ z centralnie usytuowaną przestrzenią manipulacyjną [3]

Drugi i trzeci typ układu funkcjonalnego wykorzystywany może być przy projektowaniu większych obiektów. Rosnąca pojemność składowa oraz rozszerzony zakres obróbki wstępnej i końcowej skutkują większym nasyceniem maszynami i urządzeniami technologicznymi wnętrza budynku. Zastosowane układy funkcjonalno-przestrzenne muszą więc uwzględniać większe zapotrzebowanie na powierzchnię manipulacyjną. Wydzielenie sortowni, jako wyodrębnionego funkcjonalnie pomieszczenia, pozwala na sprawniejszą realizację procesów technologicznych poprzedzających i kończących proces długotrwałego przechowywania. Rozwiązania z układem funkcjonalno-przestrzennym typu drugiego i z dużą liczbą komór nadmiernie wydłużają ciągi komunikacyjne. Ponadto korytarz, to duża strata powierzchni składowej. Korzystniejsze wydaje się rozwiązanie grupujące komory bezpośrednio przy sortowni (typ funkcjonalny trzeci). Dla obiektów bardzo dużych

najodpowiedniejszy wydaje się być typ funkcjonalny czwarty, w którym duża liczba pomieszczeń składowych przylega bezpośrednio do sortowni. Wiele zrealizowanych wcześniej przechowalni charakteryzuje się błędami funkcjonalnymi. Były one przyczyną poważnych strat jakie ponoszono w procesie przechowywania.

3. Struktura obiektów przechowalniczych

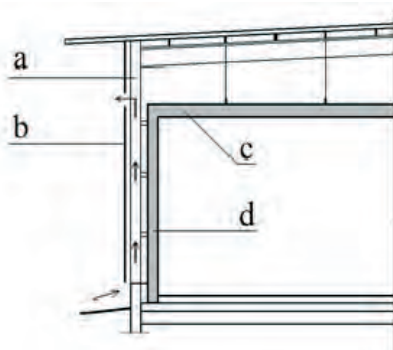
Większość obiektów do przechowywania owoców, warzyw i ziemniaków, bez względu na ich rodzaj, to budynki halowe jedno lub wielonawowe o konstrukcji szkieletowej. Różnice w zastosowanych rozwiązaniach konstrukcyjnych i materiałowych wynikają między innymi z przyjętego sposobu składowania. Obecnie za najbardziej uniwersalny typ obiektu uważa się budynek z komorami chłodniczymi lub przechowalniczymi. Przechowalnie i chłodnie komorowe składają się z określonej liczby oddzielonych od siebie i od innych pomieszczeń komór oraz powierzchni sortowniczej, komunikacyjnej, pomocniczej i administracyjnej. Komory są obudowane systemem szczelnych zimnochronnych przegród o odpowiednio dużej izolacyjności termicznej. Tak rozwiązany obiekt umożliwia równoczesne przechowywanie w jednym budynku gatunków i odmian o różnych wymaganiach klimatycznych. System termoizolacyjnych przegród budowlanych komór pozwala na efektywną pracę kształtujących mikroklimat wnętrza urządzeń tylko w tych pomieszczeniach składowych, które są wypełnione surowcem. Chłodnie komorowe wyposażone w system przegród budowlanych z izolacją gazoszczelną umożliwiają przechowywanie ziemiopłodów w kontrolowanej atmosferze. Projektowane i realizowane przechowalnie i chłodnie mogą mieć bardzo zróżnicowaną powierzchnie składową. W przechowalniach produkcyjnych pojemność składowa obiektu jest dostosowana do wielkości i struktury planowanych zbiorów [3].

Do wznoszenia przegród budowlanych tego typu obiektów należy stosować materiały mało nasiąkliwe o bardzo małym współczynniku przewodzenia ciepła λ i dużej odporności na korozję biologiczną, obustronnie osłonięte szczelnymi przeponami pełniącymi rolę obudowy usztywniającej element i dobrze chroniącej wnętrze przed dyfuzją pary wodnej [5]. Duże i średnie chłodnie są obecnie budowane z wykorzystaniem lekkich konstrukcji nośnych (głównie stalowych) i lekkich obudów z płyt warstwowych [6]. Do wykonywania obudowy zimnochronnej komór chłodniczych stosuje się płyty warstwowe z rdzeniem z twardej pianki poliuretanowej lub styropianu i obustronną obudową z blachy stalowej lub aluminiowej. Panele ścienne i stropowe należy mocować do konstrukcji w taki sposób i stosując takie łączniki, by uniezależnić obudowę zimnochronną komory od ruchów termicznych stalowego szkieletu nośnego i zewnętrznej obudowy całego obiektu. Taki efekt można uzyskać dzięki mocowaniu paneli do rygli i wiązarów za pomocą łączników, które gwarantują możliwość swobodnego przemieszczania się elementów względem siebie. Obudowa chłodnicza komór nie jest więc sztywno łączona z konstrukcją. Łączniki wykorzystywane do mocowania elementów ściennych i stropowych nie powinny w sposób ciągły przebijać warstw termoizolacji paneli, a więc tworzyć mostków termicznych. Te obniżają izolacyjność cieplną przegród, a tym samym pogarszają efektywność chłodzenia. Przyczyniają się także do nadmiernego zużycia energii. Skutkuje to wydłużeniem czasu pracy urządzeń chłodniczych. Stalowa konstrukcja nośna obiektu powinna być tak rozwiązywana, żeby w połączeniu z obudową zimnochronną komór nie tworzyła mostków termicznych. Nie dopuszcza się rozwiązań, w których słupy konstrukcji stalowej przebijały panele przegród.

Warstwowe przegrody przechowalni i chłodni narażone są na oddziaływanie pojawiających się w ich strukturze wewnętrznej naprężeń termicznych. Ściany i stropy komór chłodniczych rozdzielają środowiska, których temperatury mogą się od siebie znacznie różnić. W takich przypadkach odkształcenia termiczne okładzin są różne po obydwu stronach przegrody. Może to skutkować wygięciem elementów ze strzałką w kierunku ośrodka cieplejszego. Wygięcie może prowadzić także do rozwarstwienia rdzenia termoizolacyjnego lub odpajania się okładzin.

Przechowalnie i chłodnie z lekką konstrukcją halową, ze szkieletem nośnym stalowym są podatne na działanie wiatru. Wywołana wiatrem praca takiego ustroju nośnego jest o tyle niebezpieczna, że niewłaściwie (zbyt sztywno) połączone z nim elementy stanowiące obudowę zimnochronną komór chłodniczych mogą się nieznacznie przemieszczać wraz z

konstrukcją. To skutkować może rozszczelnieniem się złączeń. Taki stan jest nie do zaakceptowania o ile w komorach utrzymywana ma być atmosfera o zmodyfikowanym składzie gazowym. W chłodniach projektowanych i realizowanych w Polsce w latach 80-tych i 90-tych XX wieku na uwagę zasługuje nowe podejście do zagadnienia rozwiązywania stalowej konstrukcji nośnej i lekkiej obudowy komór chłodniczych. Podstawowa zasada jaką tam przyjęto sprowadzała się do eliminowania sztywnego wiązania ze sobą stalowej konstrukcji nośnej obiektu i lekkiej obudowy komór chłodniczych. Rozwiązanie takie gwarantowało dużą szczelność obudowy zimnochronnej. Wymagało jednak zabezpieczenia jej środkami technicznymi przed oddziaływaniem wiatru. W celu zabezpieczenia ścian zimnochronnych, stanowiących obudowę komór chłodniczych, przed bezpośrednim oddziaływaniem na nie wiatru, system przegród wewnętrznych osłonięto dodatkową, mocowaną na zewnątrz konstrukcji nośnej obiektu obudową z blach fałdowych. Wolna przestrzeń, która tworzy się między izolującą termicznie ścianą i blachą fałdową jest naturalnie wentylowana.



Rys. 3. Schemat lokalizacji komory chłodniczej w obiekcie: a) słup konstrukcji hali, b) ściana osłonowa, c) panel dachowy obudowy komory chłodniczej, d) panel ścienny obudowy komory chłodniczej

Zewnętrzna pozioma przegroda budowlana obiektu przechowalniczego powinna być rozwiązywana jako dwudzielny ustrój złożony z zimnochronnego stropu zakładanego nad zespołem komór przechowalniczych i wodochronnego pokrycia dachowego, oddzielnego od stropu z izolacją termiczną przestrzenią naturalnie wentylowanego poddasza. Przestrzeni tej nie należy wykorzystywać jako kanału wywiewnego dla instalacji wentylacyjnej. Wyprowadzane z pomieszczeń składowych powietrze ma bardzo wysoką wilgotność względną i niską temperaturę. Niewielkie obniżenie temperatury w pustce powietrznej będzie powodować wykraplanie się pary wodnej. Gromadząca się w pustce powietrznej wilgoć przyspiesza korozję konstrukcji nośnej stropodachu.

4. Przegroda budowlana a mikroklimat pomieszczeń składowych

W obiektach przechowalniczych projektowanie ciepło-wilgotnościowe przegród budowlanych należy rozpatrywać dwójako. Po pierwsze, dla niskich temperatur otoczenia w ziemie izolacja termiczna przegród budowlanych powinna zapobiegać przemrożeniu zgromadzonych ziemioplodów i eliminować rosenie z powierzchni surowca i wewnętrznego lica ściany. Po drugie, przegrody budowlane powinny stanowić barierę dla napływającego do pomieszczenia składowego ciepła i pary wodnej w warunkach charakterystycznych dla klimatu otoczenia obiektu okresu późnej wiosny. Optymalizowanie parametrów termoizolacyjnych charakteryzujących przegrody budowlane obiektu przechowalniczego wymaga sporządzenia bilansu cieplnego pomieszczeń składowych dla całego okresu przechowywania. Zakłada się, że pomieszczenia składowe ogrzewane są ciepłem pochodzącym z oddychania ziemioplodów. Składowany surowiec schładzany jest zimnym powietrzem z otoczenia obiektu lub sztucznie wytwarzanym chłodem. W obiektach tego rodzaju izolacja termiczna jest umieszczana po wewnętrznej stronie konstrukcji.

5. Podsumowanie

Owoce, warzywa i ziemniaki dostarczane odbiorcy w stanie surowym muszą spełniać wymagania współczesnego rynku. Powinny one stać się atrakcyjnym handlowo towarem wysokiej jakości. W tym celu należy stworzyć zaplecze techniczne przechowalnictwa odpowiadające światowym standardom w tym zakresie. Powinno ono obejmować obiekty kubaturowe, pozwalające na skuteczne technologicznie i efektywne ekonomicznie przechowywanie owoców i warzyw od wczesnej jesieni do początku lata. Taki stan można osiągnąć rozwijając, stosownie do realnie istniejących potrzeb, nowoczesne technologie przechowywania mające zastosowanie w przechowalniach i chłodniach ze zwykłą lub kontrolowaną atmosferą. Poszczególne rodzaje przechowalni i chłodni mogą się różnić między sobą programami użytkowymi. Jednak w każdym obiekcie tego typu stale występuje zespół pomieszczeń składowych i powiązana z nimi powierzchnia manipulacyjna. Te dwa rodzaje przestrzeni produkcyjnych tworzą podstawowy szkielet każdego obiektu do przechowywania.

Literatura

- 1 Lange E., Ostrowski W. Przechowalnictwo owoców. PWRiL, Warszawa 1992.
- 2 Adamicki F. Optymalne warunki przechowywania warzyw. Owoce Warzywa Kwiaty 19 (1994), s.14
- 3 Chądryński A. Algorytm projektowania przechowalni i chłodni. Niepublikowana praca doktorska, Wydział Architektury PWr. 2000.
- 4 Adamicki F. Przechowalnie czy chłodnie. Owoce Warzywa Kwiaty 17-18 (1997), s.17-18
- 5 Chądryński A., Piróg M. Przegroda budowlana obiektów do przechowywania owoców, warzyw i ziemniaków, w: Materiały konferencyjne IV ogólnopolskiej konferencji naukowo-technicznej. Problemy projektowe w kontekście nowych technologii budowlanych, Kraków 2001, s.33-39.
- 6 Gruda Z., Postolski J. Zamrażanie żywności. WNT, Warszawa 1999.

Objects for storing fruits, vegetables or potatoes

Andrzej Chądryński¹, Marek Piróg²

¹ Faculty of Architecture, Wrocław University of Technology,
e-mail: andrzej.jerzy.chadzynski@pwr.wroc.pl

² Faculty of Architecture, Wrocław University of Technology,
e-mail: marek.pirog@pwr.wroc.pl

Abstract: Properly designed and implemented specialized storage objects guarantee specialist storing of the discussed group of agricultural products. They make independent the whole process of storage, improving and the trade of goods from conditions of the outside climate. Storage spaces and cold stores are currently a highly specialized group of objects of the food industry infrastructure. The program of the designed object constitutes the basis for the forming of its functional arrangement and the form of the object. In the storage building it is subordinate to the technology and the functional and spatial arrangement of the building follows the arrangement of the technological thrust. The object being a casing of the technological process of storing should form a possibly closed and tight microclimatic space and the building partition system along with an air-conditioning units should enable to keep adequate parameters of the interior microclimate on a particular level. The factors of the microclimate influencing the storage conditions are: temperature, relative humidity of air, gas composition of the atmosphere surrounding agricultural products and the air movement in the storage space.

Keywords: storing fruits, vegetables, potatoes, object, function, form

Stosowanie metod uproszczonych przy wymiarowaniu wg EC6 a bezpieczeństwo konstrukcji murowych

Wojciech Chrusciel¹, Paweł Sulik²

¹ Zakład Konstrukcji i Elementów Budowlanych, Instytut Techniki Budowlanej,
e-mail: w.chrusciel@itb.pl

² Zakład Konstrukcji i Elementów Budowlanych, Instytut Techniki Budowlanej,
e-mail: p.sulik@itb.pl

Streszczenie: Opracowanie opisuje metodę obliczeń ścian murowanych obciążonych głównie pionowo według norm PN-EN 1996-1-1 oraz PN-EN 1996-3. Podana została metodyka obliczeń oraz wskazano różnice pomiędzy EC 6 oraz dotychczasową polską normą. Omówiono rozbieżności pomiędzy wynikami obliczeń wg metod opisanych w EC 6. Wskazano miejsca, które powodują rozbieżności w metodach obliczeń.

Słowa kluczowe: konstrukcje murowe, Eurokod 6, nośność, wytyżenie, ściskanie.

1. Wprowadzenie

Stosowanie Eurokodów do projektowania jest nieuniknione. Oznacza to, że w miejsce dotychczas stosowanej normy PN-B 03002:2007 [5] wprowadzono zestaw Eurokodów z serii PN-EN 1996, w którego skład wchodzi m.in. PN-EN 1996-1-1 [1]; PN-EN 1996-1-2 [2]; PN-EN 1996-2 [3] i PN-EN 1996-3 [4].

Norma [5], jest normą pomostową, czyli dokumentem opartym na normie PN-EN pozwalającym projektantowi w sposób przyjazny na przejście z projektowania według dotychczasowych norm na nowe. Pomimo wielu podobieństw występują również różnice w tych dokumentach np. model przegubowy i ciągły dla ścian murowanych zastąpiono modelem ramowym, który z drobnymi różnicami odpowiada modelowi ciągłemu z normy PN-B.

Norma PN-EN 1996 składa się z czterech części:

Część 1-1: Reguły ogólne – Reguły dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych.

Część 1-2: Reguły ogólne – Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe.

Część 2: Wymagania projektowe, dobór materiałów i wykonanie konstrukcji murowych.

Część 3: Uproszczone metody obliczania murowych konstrukcji niezbrojonych.

W referacie przedstawiono podstawowe różnice przy obliczaniu ścian obciążonych głównie pionowo według normy [1] oraz [4] i wynikające z nich konsekwencje.

2. Wymiarowanie ścian obciążonych głównie pionowo wg PN-EN 1996-1-1

Warunkiem zapewnienia bezpiecznego użytkowania konstrukcji oraz jej nośności jest spełnienie normowego warunku:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (1)$$

gdzie: N_{Ed} – siły pionowe działające na ścianę; N_{Rd} – nośność obliczeniowa ściany

Norma [1] definiuje powyższe parametry w następujący sposób:

$$N_{Rd} = \Phi \cdot t \cdot f_d \quad (2)$$

gdzie: Φ – współczynnik redukcyjny nośności, odpowiednio, Φ_1 u góry i u dołu ściany lub Φ_m w środku ściany, uwzględniający wpływ smukłości i mimośród obciążenia, określony wg pkt. 6.1.2.2 normy [1];

$$\Phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t} \quad (3)$$

gdzie: e_i – mimośród u dołu lub u góry ściany (w zależności od sprawdzanego przekroju) uwzględniający moment zginający od obciążeń ze stropu oraz mimośrodów niezamierzonych i wywołanych działaniem wiatru; t – grubość ściany; f_d – wytrzymałość obliczeniowa muru na ściskanie.

Gdy pole przekroju poprzecznego ściany jest mniejsze niż $0,3 \text{ m}^2$, wytrzymałość obliczeniową muru na ściskanie f_d należy podzielić przez współczynnik γ_{Rd} , który podany jest w Załączniku krajowym do normy (tabela 1).

Tabela 1. Wartość współczynnika γ_{Rd}

Pole przekroju poprzecznego muru [m ²]	≤ 0,04	0,10	0,20	≥ 0,30
γ_{Rd}	2,00	1,37	1,25	1,00

Uwaga: Dla wartości pośrednich pola przekroju muru, wartości γ_{Rd} można interpolować liniowo.

Dodatkowo należy pamiętać, że zastosowanie współczynnika γ_{Rd} zastępuje wymaganie opisane poniższym wzorem podane w EC6 w rozdziale 6.1.2.1:

$$(0,7 + 0,3A) \quad (4)$$

gdzie: A – obciążone pole przekroju poprzecznego ściany wyrażone w m².

W przypadku określania współczynnika redukcyjnego dla przekroju środkowego norma PN-EN 1996-1-1 zezwala na dwie metody obliczeń. Według pierwszej metody zamiast mimośrodu e_i do wzoru na Φ_m stosuje się mimośród e_m . Druga metoda opisuje obliczanie współczynnika redukcyjnego z uwzględnieniem smukłości ściany oraz modułu sprężystości.

Zgodnie z drugą metodą otrzymuje się:

$$\Phi_m = A_1 e^{-\frac{u^2}{2}} \quad (5)$$

gdzie:

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t} \quad (6)$$

$$u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}} \quad (7)$$

gdzie:

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}} \quad (8)$$

e_{mk} – mimośród w połowie wysokości ściany określony wzorem:

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05 \cdot t \quad (9)$$

gdzie: e_m – mimośród działania obciążenia wg poniższego wzoru uwzględniający moment zginający od obciążeń ze stropu oraz mimośrodów niezamierzonych i wywołanych działaniem wiatru; e_k – mimośród wywołany pełzaniem określany wzorem:

$$e_k = 0,002 \phi_\infty \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{t e_m} \quad (10)$$

gdzie: ϕ_∞ – końcowy współczynnik pełzania, który można dobrać z tablicy w pkt. 3.7.4. normy [1], h_{ef} – wysokość efektywna przekroju obliczana wg pkt. 5.5.1.2 normy [1]:

$$h_{ef} = \rho_n h \quad (11)$$

gdzie: h – wysokość kondygnacji w świetle; ρ_n – współczynnik redukcji; gdzie $n = 2, 3$ lub 4 , w zależności od utwierdzenia krawędzi lub usztywnienia ściany; t_{ef} – grubość efektywna przekroju obliczana wg pkt. 5.5.1.3. normy [1].

$$t_{ef} = \rho_t t \quad (12)$$

gdzie: ρ_t – współczynnik sztywności dla ścian usztywnionych pilastrami przyjmowany wg tablicy 5.1. normy [1]; t – grubość ściany.

2.1. Określenie wartości momentów zginających

Określenie wartości momentów M_{1d} i M_{2d} , odpowiednio na górnej i dolnej krawędzi ściany wymaga od projektanta rozwiązania całego układu ramowego, w którym połączenie ściana - strop jest sprężyste. Największą trudnością w tej procedurze jest właściwe określenie podatności takiego połączenia (ściana - strop).

Norma [1] pozwala na określenie momentów zginających w sposób uproszczony, korzystając z Załącznika C.

Metoda podana w Załączniku C polega na wydzieleniu z całego układu ramowego płyt stropowych i założeniu, że są to pojedyncze pręty o schemacie belki jednostronnie lub obustronnie zamocowanej. Ze względu na złożoność metody obliczania momentów nie będzie ona zamieszczana. Tok postępowania przedstawiony w normie [1] lub literaturze np. [6] jest podobny do metodologii stosowanej w dotychczasowej normie [5]. Należy zwrócić szczególną uwagę na współczynniki n_i , których wartość zależy od sztywności prętów i jest równa 4 dla prętów utwierdzonych na obydwu końcach oraz 3 w przypadku utwierdzenia tylko na jednym końcu. W normie [5] tych współczynników nie było, natomiast momenty zginające od działania obciążeń równomiernych na stropy mnożone było przez 0,85.

3. Wymiarowanie ścian obciążonych głównie pionowo wg PN-EN 1996-3

W normie PN-EN 1996-3 [4] podane są dwie metody obliczania ścian obciążonych pionowo. Pierwsza z nich wg pkt. 4.2. oraz druga wg Załącznika A.

Przy sprawdzaniu ściany na obciążenie pionowe wg normy [4] rozpatruje się tylko jeden przekrój. Nie rozróżnia się współczynników redukcyjnych pod stropem, nad stropem i w środku ściany. Rozróżnia się natomiast współczynniki redukcyjne zależne od typów ścian (końcowa, czy pośrednia podpora dla stropu) oraz w zależności, na której kondygnacji sprawdzany jest warunek nośności ściany. Uwzględnia się również współczynnik γ_{Rd} opisany powyżej.

3.1. Warunki stosowania metody uproszczonej wg pkt. 4.2.1.1. normy PN-EN 1996-3

Metodę uproszczoną opisaną w pkt. 4.2.1.1. normy PN-EN 1996-3 można stosować przy projektowaniu jeśli spełnione są warunki podane poniżej:

- Wysokość budynku powyżej poziomu terenu nie jest większa niż h_m
- Rozpiętość stropów opartych na ścianach nie jest większa niż 7,0m
- Rozpiętość dachów opartych na ścianach nie jest większa niż 7,0m
- Wysokość kondygnacji w świetle nie jest większa niż 3,2m
- Obciążenie charakterystyczne zmienne na stropie i dachu nie jest większe niż $5,0\text{kN/m}^2$
- Ściany usztywnione w kierunku poziomym za pomocą stropów i konstrukcji dachu usytuowanej pod kątem prostym do jej płaszczyzny, bądź też samych stropów i dachów lub w inny sposób, np. za pomocą wieńców o odpowiedniej sztywności
- Ściany na poszczególnych kondygnacjach znajdują się w jednej płaszczyźnie
- Stropy i dach opiera się na ścianie za pomocą wieńców o szerokości równej co najmniej 0,4t grubości ściany i nie mniej niż 75mm
- Końcowa wartość współczynnika pełzania dla muru ϕ_∞ jest nie większa niż 2,0

- Grubość ściany i wytrzymałość muru na ściskanie należy sprawdzić na każdej kondygnacji, chyba, że są takie same na wszystkich kondygnacjach.
- Według tej metody określanie nośności odbywa się według poniższych wzorów:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (13)$$

gdzie: N_{Ed} – obliczeniowa siła pionowa działająca na ścianę murową; N_{Rd} – obliczeniowa nośność na obciążenie pionowe, którą określa wzór:

$$N_{Rd} = \Phi_s f_d A \quad (14)$$

gdzie: Φ_s – współczynnik redukcyjny nośności uwzględniający wpływ smukłości oraz mimośrodu obciążenia określany wg zależności podanych poniżej; A – przekrój poprzeczny obciążanej ściany; f_d – wytrzymałość obliczeniowa muru na ściskanie.

Współczynnik redukcyjny w normie [4], jak już wcześniej wspomniano, zależy od położenia ściany:

- dla ścian wewnętrznych,
- dla ścian stanowiących końcowe podparcie stropu,
- dla ścian najwyższej kondygnacji stanowiących skrajną podporę stropu lub dachu,
- dla ścian szczelinowych z liczbą kotew ściennych nie mniejszą niż 4 (*Załącznik krajowy do normy*); gdzie t_1 i t_2 są rzeczywistymi grubościami warstw, a moduł sprężystości warstwy nienośnej jest, co najmniej równy 90% modułu warstwy nośnej. $l_{f,ef}$ – rozpiętość efektywna stropu stanowiącego skrajną podporę ściany, wyznaczana jest w zależności od schematu statycznego
- dla stropu swobodnie podpartego,
- dla stropu ciągłego,
- dla stropu swobodnie podpartego, rozpiętego w 2 kierunkach, gdzie długość podparcia rozpatrywanej ściany jest nie większa niż $2 l_f$,
- dla stropu ciągłego, rozpiętego w 2 kierunkach, gdzie długość podparcia rozpatrywanej ściany jest nie większa niż $2 l_f$.

3.2. Warunki stosowania metody uproszczonej wg Załącznika A normy PN-EN 1996-3

Metodę uproszczoną opisaną w Załączniku A normy PN-EN 1996-3 można stosować przy projektowaniu jeśli spełnione są warunki podane poniżej:

- Wysokość budynku nie przekracza 3 kondygnacji nadziemnych;
- ściany są usztywnione w kierunku poziomym na działanie obciążeń prostopadłych do swojej płaszczyzny za pomocą stropów i dachu, albo samych stropów i dachu lub w inny odpowiedni sposób, na przykład wieńców o odpowiedniej sztywności;
- stropy i dach opierają się na ścianie, na co najmniej 2/3 grubości ściany i nie mniej niż 85 mm
- wysokość kondygnacji w świetle nie przekracza 3,0 m
- minimalny wymiar ściany w rzucie wynosi, co najmniej 1/3 wysokości ściany
- obciążenie charakterystyczne zmienne na stropie i dachu nie przekracza 5,0 kN/m²
- maksymalna rozpiętość stropu w świetle wynosi 6,0 m
- maksymalna rozpiętość dachu w świetle wynosi 6,0 m, z wyjątkiem lekkich konstrukcji dachowych o rozpiętości nie przekraczającej 12,0 m
- współczynnik smukłości, h_{ef}/t_{ef} , dla ścian wewnętrznych i zewnętrznych nie przekracza 21

Według tej metody określanie nośności odbywa się według poniższych wzorów:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (15)$$

gdzie: N_{Ed} – obliczeniowa siła pionowa działająca na ścianę murowaną; N_{Rd} – obliczeniowa nośność na obciążenie pionowe, którą określa wzór:

$$N_{Rd} = c_A f_d A \quad (16)$$

gdzie: c_A – wynosi 0,50 jeżeli $h_{ef}/t_{ef} \leq 18$ lub 0,36 jeżeli $18 < h_{ef}/t_{ef} \leq 21$; f_d – wytrzymałość obliczeniowa muru na ściskanie; A – przekrój poprzeczny obciążanej ściany z pominięciem wszystkich otworów.

Analizując powyższe założenia oraz wymagania łatwo można dostrzec, iż metoda opisana w Załączniku A jest bardziej restrykcyjna od podanej w punkcie 4.2.1.1, ale i łatwiejsza w użyciu w przypadku prostych, nieskomplikowanych konstrukcji.

4. Dodatkowe informacje

Sam algorytm postępowania, wg normy [1] lub [3] jest bardzo przyjazny i nieskomplikowany.

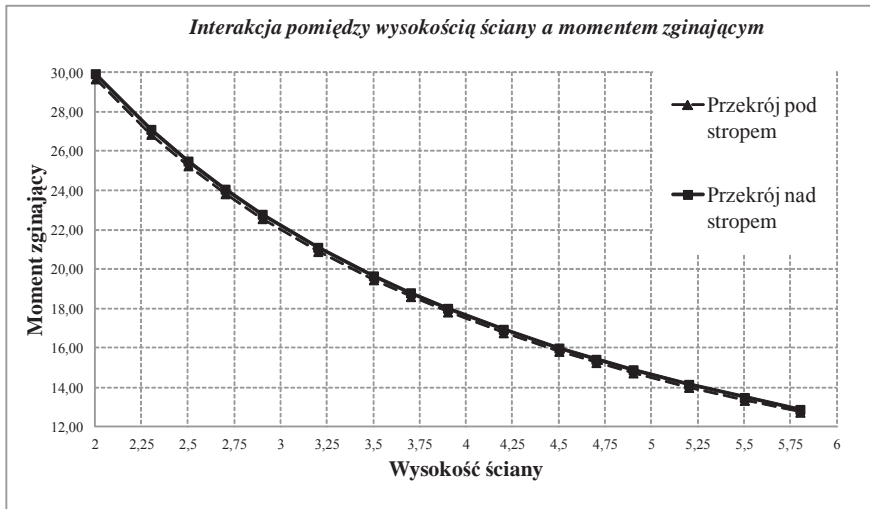
Jednakże, dodatkowym rozważaniem należy poddać kilka elementów algorytmu, na które należy zwrócić szczególną uwagę. Takimi elementami są: obliczenia momentów uproszczoną metodą wg Załącznika C do normy [1] oraz porównanie dokładnych i uproszczonych metod obliczeń.

Obliczenia momentów metodą uproszczoną wg Załącznika C normy [1] wykonuje się na podstawie wzorów w niej podanych lub literaturze np. [6]. Z powyższych zależności wynika, iż moment zginający jest zależny od sztywności, wysokości ściany i elementów do niej dochodzących.

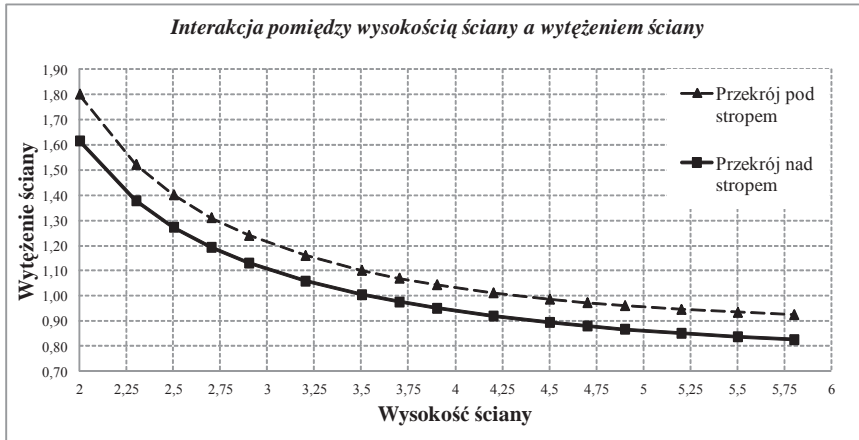
Załóżmy, że obliczamy filarek międzyokienny czterokondygnacyjnego budynku w poziomie parteru o szerokości 108cm oraz grubości 24cm wykonany z silikatowych elementów murowych wykonanych na zwykłej zaprawie. Wysokość ściany w świetle jest równa 2,70m, a stropy wykonane są jako monolityczne wylewane.

Po określeniu odpowiednich obciążeń oraz sprawdzeniu nośności okaże się, iż taki filarek nie spełnia warunków nośności. W tym momencie staramy się tak modyfikować parametry wytrzymałościowe, lub geometryczne, aby warunek nośności spełnić. W tym miejscu nasuwa się pytanie: *co by było gdyby ta ściana miała wysokość nie 2,70m, ale np. 4,5m lub więcej?*

Wówczas okaże się, że stan graniczny nośności dla takiego przekroju jest spełniony. Aby zobrazować powyższą tezę na rys. 1 i 2 przedstawione zostały dwa wykresy.



Rys. 1. Zależność pomiędzy wysokością ściany, a wartością momentu zginającego

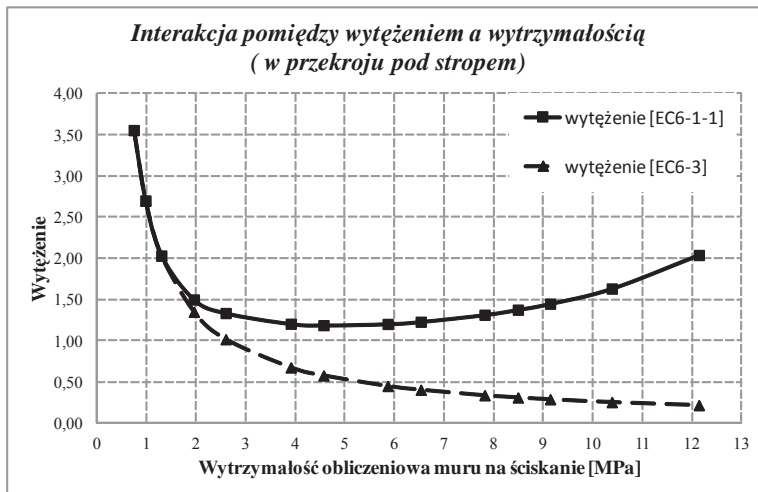


Rys. 2. Zależność pomiędzy wysokością ściany, a jej wyężeniem

Jak wynika z rys. 2 zwiększenie wysokości ściany (bez zwiększania szerokości oraz zmiany materiału) do 4,25m spowoduje wg normy spełnienie warunku nośności. Związane jest to z faktem, iż wraz ze wzrostem wysokości ściany momenty na połączeniach ściana – strop (M_{1d} i M_{2d}) są mniejsze, a co za tym idzie ściana pracuje jedynie na ściskanie. Model ramowy nie uwzględnia obciążenia poziomego do powierzchni ściany (np. wiatr), przez co moment zginający w środku rozpiętości ściany jest bardzo małej wartości. Sprawdzenie ściany na zginanie od obciążeń poziomych, (ale tylko do 250mm) może wykazać nie spełnienie warunku nośności.

Zakładając te same parametry geometryczne pokazane zostaną różnice w wymiarowaniu konstrukcji murowych wg [1] oraz [2] dla zmiennych parametrów wytrzymałościowych.

Przed wykonaniem porównania sprawdzono, którą z uproszczonych metod można zastosować. Ze względu na liczbę założonych kondygnacji ostatecznie przyjęto metodę określoną w punkcie 4.2.1.1., ponieważ Załącznik A dopuszcza maksymalnie 3 kondygnacje.



Rys. 3. Zależność pomiędzy wytrzymałością obliczeniową muru na ściskanie, a wyężeniem przekroju

Tabela 2. Dane wyjściowe oraz wyteżenia przekrojów

f_d [MPa]	E [MPa]	Szywność [MNm ⁻²]	Moment zginający [kNm]	Mimośród końcowy [m]	współczynnik redukcyjny [EC6-1-1]	współczynnik redukcyjny [EC6-3]	Nośność [kN] [EC6-1-1]	Sila [kN]	wyteżenie [EC6-1-1]	Nośność [kN] [EC6-3]	wyteżenie [EC6-3]
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0,74	1388	1,73	10,43	0,054	0,55	0,55	105,84	376	3,55	105,84	3,55
0,98	1828	2,27	12,86	0,054	0,55	0,55	139,33	376	2,70	139,33	2,70
1,30	2427	3,02	15,73	0,054	0,55	0,55	185,05	376	2,03	185,05	2,03
1,95	3655	4,55	20,40	0,061	0,50	0,55	250,88	376	1,50	278,65	1,35
2,60	4855	6,04	23,85	0,070	0,42	0,55	281,76	376	1,33	370,10	1,02
3,91	7310	9,10	28,84	0,083	0,31	0,55	312,14	376	1,20	557,30	0,67
4,57	8546	10,63	30,68	0,088	0,27	0,55	316,69	376	1,19	651,52	0,58
5,86	10965	13,64	33,46	0,095	0,21	0,55	312,68	376	1,20	835,95	0,45
6,53	12215	15,20	34,59	0,098	0,18	0,55	305,80	376	1,23	931,20	0,40
7,82	14621	18,19	36,37	0,103	0,14	0,55	286,16	376	1,31	1114,60	0,34
8,49	15877	19,75	37,13	0,105	0,12	0,55	273,33	376	1,38	1210,39	0,31
9,14	17092	21,27	37,79	0,107	0,11	0,55	259,62	376	1,45	1303,04	0,29
10,38	19419	24,16	38,87	0,110	0,09	0,55	230,48	376	1,63	1480,41	0,25
12,14	22702	28,24	40,09	0,113	0,06	0,55	184,50	376	2,04	1730,69	0,22

Można by przypuszczać, że zmiana parametrów wytrzymałościowych na wyższe powinna powodować zwiększenie nośności ściany. Nic bardziej mylnego. Na wykresie (rys. 3) przedstawiono zależność pomiędzy wyteżeniem przekroju, a wytrzymałością na ściskanie muru. Wyniki obliczeń porównano dla metod wcześniej opisanych.

Jak widać na rys. 3 zwiększanie parametrów wytrzymałościowych, zwiększa nośność tylko w przypadku metody uproszczonej. Zastosowanie tej samej zależności w normie [1] powoduje, tylko do pewnego momentu, spadek wyteżenia, po czym wyteżenie przekroju wzrasta. Niestety rozbieżności wynikające z obliczeń wg norm [4] oraz [1] są bardzo duże i dochodzą do około 90%. Dla ostatniego punktu na wykresie wyteżenie przekroju wg [1] wyniesie około 2,0 (przy dopuszczalnym poziomie równym 1,0), a dla tego samego materiału i przekroju wg [4] wyniesie 0,22 (przy dopuszczalnym poziomie równym 1,0).

Tak duże rozbieżności wynikają z metodologii obliczeń przyjętej w uproszczonym algorytmie wymiarowania. Główną przyczyną jest współczynnik redukcyjny, który bez względu na wytrzymałość materiału nie zmienia swojej wartości (kolumny 6 i 7), co przedstawia tabela 2.

Kolejnym problemem jest brak uwzględnienia oddziaływania momentów zginających, a tym samym mimośródów występujących w konstrukcji.

Należy zwrócić uwagę, iż w przypadku trzech pierwszych kombinacji elementów murowych z zaprawami wyniki w obu metodach są zgodne, co może jedynie utwierdzić, że norma [4] powinna mieć wprowadzone dodatkowe obostrzenia (obwarowania), ograniczenia w zastosowaniu.

5. Podsumowanie

Projektowanie konstrukcji murowych nie jest problematyczne, jednakże nie zawsze spójne co do otrzymanych wyników w zależności od przyjęcia algorytmu obliczeniowego. Według autorów projektowanie konstrukcji murowych powinno odbywać się jedynie w oparciu o normę PN-EN 1996-1-1. Rozbieżności wynikające z różnic w podejściu do problemu są zbyt duże, aby można było przejść obok nich bez zastanowienia.

Badania konstrukcji murowych w laboratorium Zakładu Konstrukcji i Elementów Budowlanych Instytutu Techniki Budowlanej również potwierdzają zależność wynikającą z normy PN-EN 1996-1-1 dotyczącą wzrostu wyteżenia przekroju podczas zwiększania parametrów wytrzymałościowych użytych materiałów.

Literatura

- 1 PN-EN 1996-1-1: Eurokod 6: Projektowanie konstrukcji murowych Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych
- 2 PN-EN 1996-1-2: Eurokod 6: Projektowanie konstrukcji murowych Część 1-2: Reguły ogólne Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe
- 3 PN-EN 1996-2 Eurokod 6: Projektowanie konstrukcji murowych Część 2: Uwarunkowania projektowe, dobór materiałów i wykonawstwo konstrukcji murowych
- 4 PN-EN 1996-3 Eurokod 6: Projektowanie konstrukcji murowych Część 3: Uproszczone metody obliczania niezbrojonych konstrukcji murowych
- 5 PN-B 03002:2007 Konstrukcje murowe - Projektowanie i obliczanie
- 6 Chruściel W., Sulik P., Projektowanie konstrukcji murowych niezbrojonych według Eurokodu 6. Przykłady obliczeń. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2012
- 7 Drobiec Ł., Jasiński R., Piekarczyk A., Konstrukcje murowe według Eurokodu 6 i norm związanych, Wydawnictwo Naukowa PWN, Warszawa 2013

The use of simplified methods for designing according to EC6 and safety of masonry structures

Wojciech Chruściel¹, Paweł Sulik²

¹ *Building Structures Department, Building Research Institute, e-mail: w.chrusciel@itb.pl*

² *Building Structures Department, Building Research Institute, e-mail: p.sulik@itb.pl*

Abstract: The article describes the calculation method of masonry walls loaded vertically according to PN-EN 1996-1-1 and PN-EN 1996-3. The Calculation method is given and the differences between Eurocode 6 and "old Polish standard" are indicated. Additionally, the differences between calculations according to exact and simplified method described in Eurocode 6 that show adverse consequences of the use of simplified method. The places (formulas and assumptions), which causes the discrepancies in calculation methods are pointed out in the study.

Keywords: masonry structures, Eurocode 6, load capacity, effort, compression

Żelbetowa konstrukcja szkieletowa z jednolitych elementów prefabrykowanych dla budownictwa na obszarach wiejskich

Bohdan Hnidec

Katedra Mostow i Mechaniki Budowli, Politechnika Lwowska

Streszczenie: Przedstawiono nowe rozwiązanie prefabrykowanej konstrukcji szkieletowej przeznaczonej do wznoszenia niewielkich budynków mieszkalnych, gospodarskich lub przeznaczonych dla drobnego przemysłu. Zaprojektowano szkielet składano-rozkładany, który może stanowić sztywną przestrzennie konstrukcję nośną dla budynków, w których pozostałe elementy wykonane być mogą z lekkich materiałów współczesnych lub materiałów lokalnych. W referacie przedstawiono schemat rozwiązania oraz wyniki badań prototypu.

Słowa kluczowe: budownictwo wiejskie, konstrukcja nośna, szkielet, prefabrykat.

1. Wprowadzenie

W budownictwie mieszkaniowym, przemysłowym, w budynkowych użyteczności publicznej, a także w budowlach inżynierskich stosowane są szeroko różne systemy szkieletowe - stalowe i drewniane, a także żelbetowe. Istotę i zasady projektowania konstrukcji szkieletowych szeroko opisano w literaturze technicznej: monografiach, podręcznikach, artykułach naukowych, zeszytach i materiałach konferencji naukowych [1,2,3].

Wśród szkieletów żelbetowych występują rozwiązania monolityczne oraz różnorodne rozwiązania szkieletów prefabrykowanych, a także zespolonych. Jednak na podstawie danych literaturowych oraz analizy rozwiązań występujących w praktyce stwierdzić można, że ich stosowanie napotyka na szereg trudności i ograniczeń, takich jak skomplikowany montaż i łączenie elementów, duża liczba typów elementów występujących w danej technologii (inne przekroje mają słupy, inne rygle, jeszcze inne belki podwalinowe itp.) oraz sezonowość robót budowlanych. Ogranicza to stosowanie szkieletów żelbetowych w budownictwie obiektów niewielkich – budynków mieszkaniowych jednorodzinnych, gospodarskich czy budynków związanych z drobnym przemysłem. Istnieje też zapotrzebowanie na proste i tanie konstrukcje budynków, które mogłyby być stosowane w sytuacjach awaryjnych np. konieczność zapewnienia mieszkań ofiarom pożarów czy powodzi.

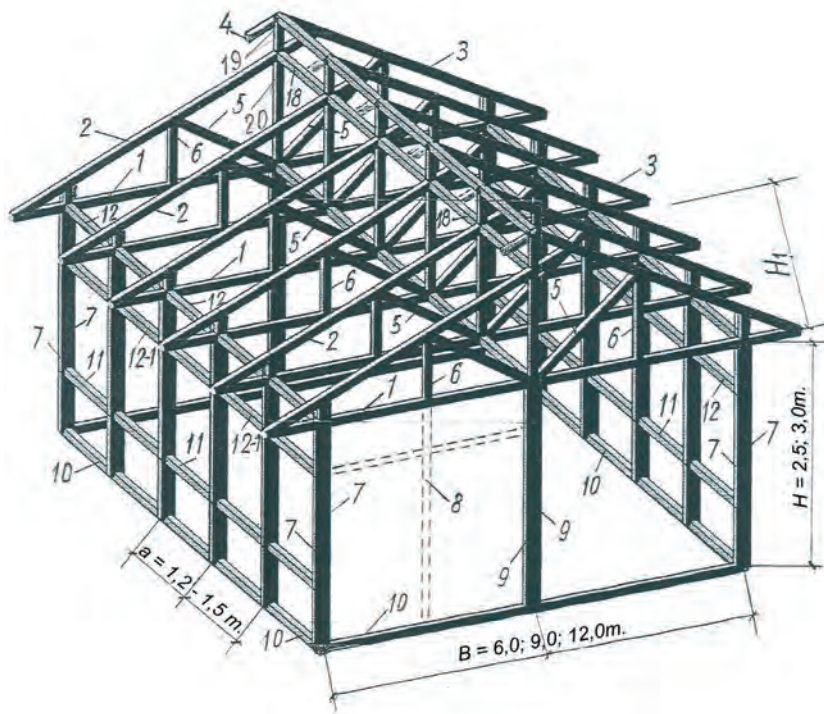
Biorąc powyższe pod uwagę opracowano nowe rozwiązanie żelbetowej konstrukcji szkieletowej pozbawione tych ograniczeń. Zaprojektowany szkielet przestrzenny jest konstrukcją nośną dla ścian, stropów i dachu, które mogą być wykonane z różnych materiałów lub materiałów miejscowych [4,5]. Technologia wznoszenia budynku jest prosta, tańsza od tradycyjnych, jej zaletą jest także skrócenie czasu budowy, co wiąże się z możliwością wcześniejszego rozpoczęcia użytkowania.

W zależności od lokalnych możliwości materiałowych elementy składowe szkieletu mogą być wytwarzane nie tylko jako żelbetowe, ale także jako stalowe lub drewniane, albo w różnych możliwych kombinacjach tych materiałów. Poniżej przedstawione zostanie rozwiązanie prefabrykowanego szkieletu żelbetowego.

2. Rozwiązanie konstrukcyjne

Wszystkie elementy składowe szkieletu mają przekrój prostokątny, stały na długości. Wymiary przekroju są jednakowe dla wszystkich elementów. W zależności od zastosowanego materiału oraz wymiarów budynku wymiary te wynoszą od 50x80mm do

120x200mm. W czasie montażu wszystkie elementy składowe łączone w węzłach za pomocą śrub.



Rys.1. Schemat szkieletu w budynku parterowym (opis w tekście).

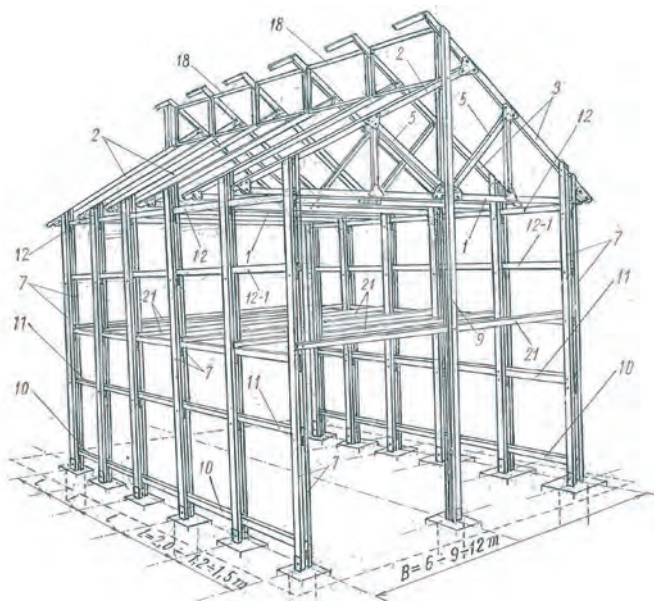
Na rys.1 przedstawiono schemat szkieletu parterowego budynku mieszkalnego albo budynku innego przeznaczenia, o szerokości od 6,0m, 9,0m lub 12,0m.

Konstrukcję dachu stanowią kratownice złożone z elementów pasa dolnego (1), elementów pasa górnego (2, 3), krzyżulców (5) i słupków (6, 20). Kratownice oparte są na słupach (7) i sztywno z nimi połączone, tworząc poprzeczne płaskie ramy bezprzegubowe. Kolejne ramy ustawiane w rozstawie 1,2 – 1,5 m. Słupy spoczywają na stopach fundamentowych i połączone są z nimi za pomocą śrub. Ramy łączone są podłużnie systemem belek (10, 11, 12-1, 12), co stwarza przestrzenny układ ramowy. W części dachowej dzięki niesymetrycznemu układowi belek pasa górnego (krokwi) możliwy jest montaż stalowych ram świetlików okiennych (18), które stanowią usztywnienie podłużne szkieletu w części górnej.

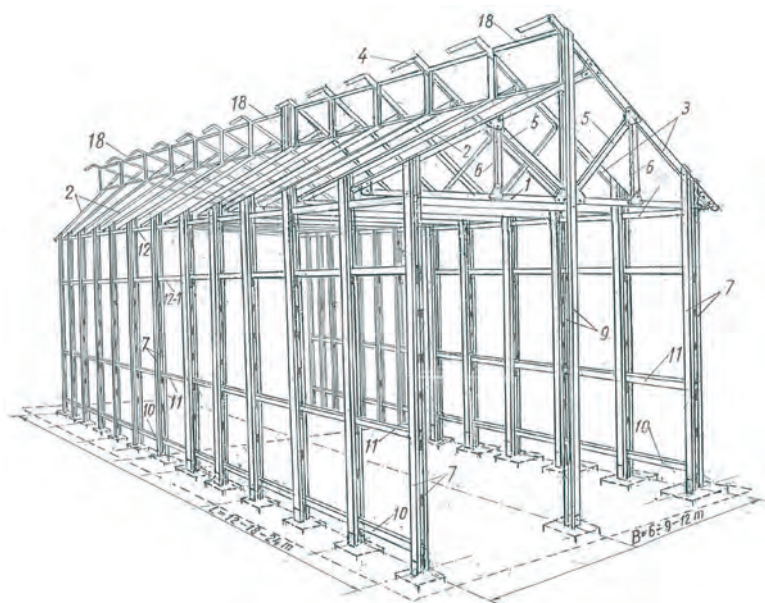
Omawiany system szkieletowy zaprojektowano także dla parterowych budynków mieszkalnych z poddaszem użytkowym i dla budynków jednopiętrowych (Rys.2), a także dla innych jednokondygnacyjnych obiektów budowlanych – gospodarskich lub związanych z drobnym przemysłem (Rys.3).

W tych przypadkach słupy ram są także dwugązłowiowe, złożone z dwóch elementów o jednakowych przekrojach (7) z przewiązkami z ceowników. Podłużne belki podwalinowe (10), belki stopu pośredniego (11), nadproża (12-1) i belki górne (12) oparte są na przewiązkach słupów. Kratownice dachowe oparte są na górnych belkach (12) i łączone są za pomocą śrub ze słupami.

W budynkach piętrowych (rys.2) stropy pośrednie opierają się na belkach (21) znajdujących się w płaszczyźnie ram poprzecznych.



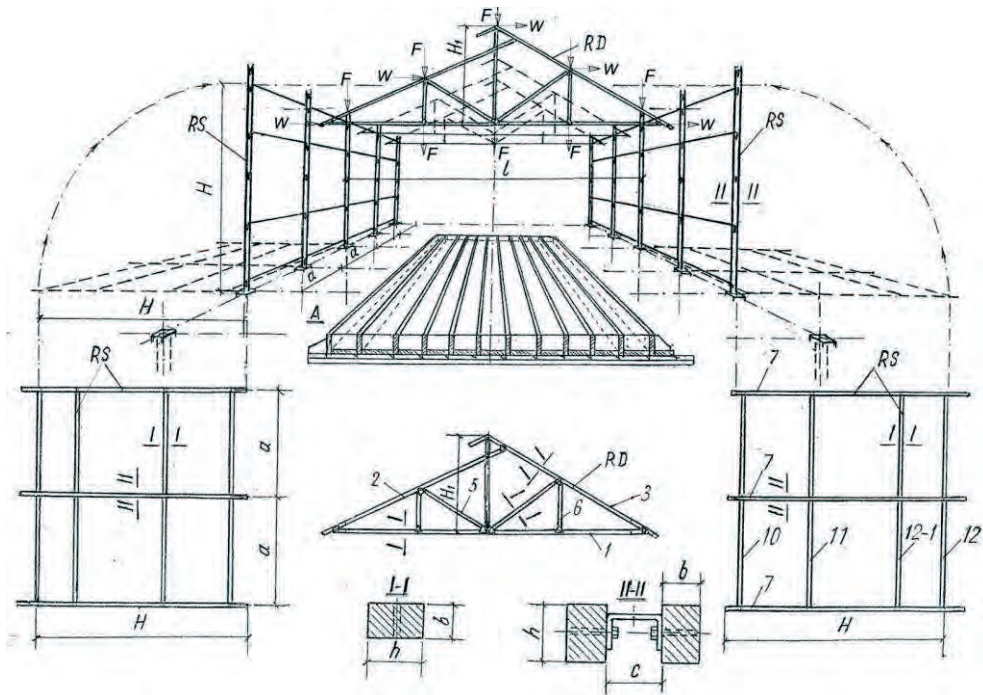
Rys.2. Schemat szkieletu budynku jednopiętrowego (opis w tekście).



Rys.3. Schemat szkieletu jednokondygnacyjnych budynków gospodarskich i przemysłowych.

3. Zasady montażu szkieletu i koncepcja technologii wykonania jego elementów składowych

Przewiduje się montaż dwustopniowy – najpierw na poziomym terenie wykonuje się montaż elementów płaskich – szkieletu ścian RS oraz kratownicy dachowej RD. Następnie podnosi się je do pozycji pionowej, łącząc ze sobą. Schemat montażu pokazano na rys. 4.



Rys.4. Schemat montażu szkieletów (RS – szkielet płaski ścian, RD – kratownica dachowa), oraz forma do produkcji elementów prefabrykowanych (A).

Do wykonania prefabrykatów żelbetowych przewiduje się stosowanie form bateryjnych składano-rozkładanych. Szkic takiej formy pokazano na rys.4 (szkic A). Przewiduje się także wykorzystanie linii technologicznej ze zmechanizowanym systemem taśmowym, a w przyszłości z automatyzacją i robotyzacją wszystkich operacji technologicznych. Możliwy jest też wariant wykonywania pełnych szkieletów ścian RS i kratownic RD w zakładzie prefabrykacji lub na placu budowy.

4. Badania prototypu konstrukcji

W celu praktycznego sprawdzenia zaproponowanych rozwiązań konstrukcyjno-technologicznych i opracowania aprobat niezbędnych przy wprowadzeniu szkieletu do stosowania, przeprowadzono badania w skali naturalnej prototypu szkieletów z przęsłami o oświetłościach 6,0 i 9,0 m.

Zbadano szkielet przestrzenny złożony z dwóch ram płaskich, opartych na oddzielnych fundamentach. Prefabrykowane żelbetowe elementy składowe – wszystkie o jednakowym przekroju poprzecznym 160×100 mm, wykonane zostały w laboratorium Politechniki Lwowskiej. Słupy wykonano jako dwugłęziowe z przewiązkami z eowników. Ramy płaskie ścian RS złożono ze słupów i belek podłużnych (10, 11, 12), łącząc je śrubami. Dwie kratownice RD ustawiono na belkach górnych (12) łącząc je łącznikami śrubowymi, a między sobą usztywniono ramą świetlika (18).

Zbadano także dodatkowo jedną kratownicę RD o rozpiętości 5,6 m, opartą na ścianach istniejącego budynku, do którego dobudowano w odległości 1,50 m konstrukcję szkieletu.

Szkielety obciążano siłami skupionymi F w węzłach rygła ram w kierunku pionowym i poziomym W w szkieletu (Rys.4). Obciążenia pionowe zrealizowano przez podwieszenie ciężarów, a obciążenia poziome za pomocą odciągów zakotwionych do istniejących obok fundamentów.

Badania konstrukcji ram szkieletu potwierdziły prawidłowość założeń przyjętych do projektowania szkieletu. Stwierdzono, że przy normatywnych obciążeniach pionowych $2,0 \text{ kN/m}^2$ i $0,6 \text{ kN/m}^2$ poziomych spełnione zostały warunki nośności, rysoodporności i ugięcia.

5. Podsumowanie

Zaproponowany i opracowany system szkieletu dla budynków jednorodzinnych, gospodarskich i dla drobnego lokalnego przemysłu, w porównaniu do istniejących rozwiązań konstrukcyjnych cechuje:

1. Prostota montażu dzięki łączeniu wszystkich elementów na śruby, bez spawania i betonowania.
2. Przydatność do stosowania zarówno dla budynków jednorodzinnych (w tym na terenach wiejskich, budynków w ośrodkach rekreacji i wypoczynku, a także jako budynki tymczasowe w sytuacjach awaryjnych np. konieczność zapewnienia mieszkań ofiarom pożarów, powodzi itp) jak i gospodarskich oraz budynków dla drobnego przemysłu
3. Prostota i jednolitość elementów składowych, co pozwala zarówno na produkcję w zakładach prefabrykacji z wykorzystaniem współczesnych zautomatyzowanych i robotyzowanych systemów, jak i w zakładach poligonowych firm budowlanych, a także na placu budowy.
4. Możliwość rozbiórki i powtórnego użycia w innym miejscu i przy innej funkcji budynku.
5. Możliwość prowadzenia robót montażowych przez cały rok.
6. Zapewnienie przestrzennego charakteru pracy szkieletu.

Literatura

- 1 Гнідець Б. Нові конструктивно-технологічні системи в проектуванні, виготовленні і монтажі залізобетонних конструкцій. Матеріали 1-ї української наукової конференції «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону», Київ, - 1996, ст. 78-80 і 280-282.
- 2 Hnidets B. Structural and Technological Systems for Automatization and Robotization of Production and Mounting RC elements of Buildings and Structures. Challenges to civil and mechanical engineering in 2000 and beyond. Vol.II. International conference. June 2-5, 1997. – Wrocław. P. 495-503.
- 3 Urban L. Poradnik techniczny kierownika budowy. Akady. Warszawa. -1970.
- 4 Гнідець Б. Нові конструктивно-технологічні системи для індивідуального житлового сільськогосподарського будівництва. Вісник Львівського Національного аграрного університету «Архітектура і сільськогосподарське будівництво» №3 –Львів, -2002. ст. 12-18.
- 5 Гнідець Б., Гнідець З., Гнідець Р. Легкомонтована універсальна каркасна система для малоповерхового житлового та іншого індивідуального будівництва. Вісник Національного університету «Львівська політехніка» №737 «Теорія і практика будівництва» - Львів. 2012 ст. 58-64.

Concrete skeleton structure made of unified pre-cast members for the houses in countryside

Bogdan Hnidets

Lviv Polytechnic National University

Abstract: The article describes new skeleton system dedicated for the little houses in county side. The skeleton consists of simple, unified pre-cast members, arranged in rigid frame structure. The skeleton can be disassembled and used once more.

Keywords: country side building, load-bearing structure, skeleton structure, pre-cast member

Problematyka wykorzystania drewna egzotycznego w zewnętrznych przegrodach budowlanych

Ewa Sudol, Paweł Sulik

*Instytut Techniki Budowlanej, Zakład Konstrukcji i Elementów Budowlanych,
e-mail: e.sudol@itb.pl; p.sulik@itb.pl*

Streszczenie: Drewno gatunków egzotycznych znajduje coraz częściej zastosowanie w zewnętrznych przegrodach budowlanych, szczególnie w oknach, drzwiach, elewacjach i żaluzjach. Mnogość gatunków oraz specyficzne, niezupełnie poznane właściwości sprawiają, że jego wykorzystanie w budownictwie jest utrudnione. Zastosowanie drewna egzotycznego w wyrobach budowlanych, w szczególności w przegrodach zewnętrznych, narażonych na wpływ zmiennych oddziaływań klimatycznych, powinna poprzedzać badawcza weryfikacja szeregu cech. Niejednokrotnie konieczne jest sprawdzenie specjalnych właściwości, takich jak sklejalność, podatność na impregnację lub wykończenie powłokami malarskimi, decydujących o niezawodność i trwałość wyrobu finalnego.

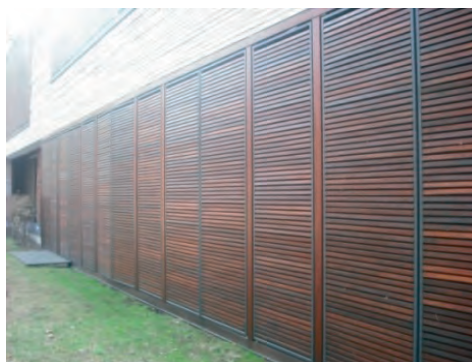
Słowa kluczowe: drewno egzotyczne, elewacje, okna, połączenia klejowe, powłoki

1. Wprowadzenie

Ostatnie lata przyniosły wyraźny wzrost zainteresowania drewnem gatunków pozaeuropejskich, jako tworzywem inżynierskim. Niektóre gatunki, np. badi (*Nauclea diderrichii* De Wild.), merbau (*Intsia* spp.), jotoba (*Hymenaea courbaril* Linn.), acajou (*Khaya ivorensis* A. Chev.) używane są niemal powszechnie w materiałach podłogowych – parkietach i deskach warstwowych, a także schodach i elementach wykończenia wewnątrz [1]. Drewno wybranych gatunków egzotycznych znajduje coraz częściej zastosowanie również w zewnętrznych przegrodach budowlanych, w szczególności w stolارce okiennej i drzwiowej oraz żaluzjach (rys. 2) – red maranti (*Shorea* spp.), jak również okładzinach elewacyjnych (rys. 1) – iroko (*Militia excelsa* (Welw) c.C. Berg), okume (*Aucoumea klaineana*), cedr czerwony (*Thuja plicata*) [2, 3].



Rys. 1. Przykład elewacji drewnianej.
Autor: Wiktor Blaszkiewicz



Rys. 2. Przykład żaluzji wykonanych z drewna egzotycznego

Czynnikami decydującymi o rosnącej popularności drewna egzotycznego jest nieprzeciętna barwa, atrakcyjny rysunek i struktura, przy jednocześnie bardzo dobrych właściwościach technicznych [2, 4]. Nie bez znaczenia jest także swobodna dostępność surowca, aktualne koncepcje architektoniczne oraz wzrost świadomości ekologicznej inwestorów.

Trend ten wpisuje się w ogólną tendencję szerszego wykorzystania drewna w budownictwie. Pomaga w tym polityka UE związana ze zrównoważonym budownictwem, które preferuje rozwiązania nieobciążające nadmiernie środowiska, charakteryzujące się odtwarzalnością i ekologicznością. Pozostaje w zgodzie także z polityką Komisji Europejskiej w zakresie rozwoju zrównoważonego, obejmującego wspieranie gospodarki efektywnej korzystającej z zasobów, bardziej przyjaznej środowisku i bardziej konkurencyjnej, co zostało przedstawione w Komunikacie Komisji EUROPA 2020 „Strategia na rzecz inteligentnego i zrównoważonego rozwoju sprzyjającego włączeniu społecznemu”. Należy dodatkowo zauważyć, że rosnąca rola drewna, jako materiału budowlanego, wynika z zapisów Rozporządzenia Parlamentu Europejskiego i Rady (UE) nr 305, wyznaczającego wymagania podstawowe, do których zaliczono m.in. oszczędność energii i izolacyjność cieplną oraz zrównoważone wykorzystanie zasobów naturalnych, w myśl, którego preferuje się wykorzystywanie materiałów odnawialnych oraz podatnych na recykling.

Mnogość gatunków drewna egzotycznego oraz specyficzne właściwości techniczne, warunkowane m.in. wzrostem w warunkach klimatu tropikalnego, sprawiają, że jest ono niedostatecznie dobrze poznane. Wykorzystanie drewna egzotycznego w budownictwie, w szczególności w przegrodach zewnętrznych, narażonych na wpływ zmiennych oddziaływań klimatycznych, powinna poprzedzać badawcza weryfikacja szeregu właściwości, decydujących w znacznej mierze o niezawodność i trwałość wyrobu finalnego. Analizie powinna podlegać m.in. gęstość, stabilność wymiarów, wytrzymałość i sprężystość oraz trwałość naturalna.

Niejednokrotnie konieczne jest także sprawdzenie innych, specjalnych właściwości, takich jak sklejalność, podatność na impregnację lub wykończenie powłokami malarskimi, decydujących o przydatności drewna do wykorzystania w stolarce okiennej i drzwiowej czy okładzinach elewacyjnych. Cechy te są niezwykle istotne, gdyż ich zapewnienie związane jest z oczekiwaną przez inwestorów trwałością. Znane są liczne przykłady nieprawidłowo dobranych rozwiązań klejów, systemów powłokowych i impregnatów, czego konsekwencją była utrata nie tylko cech dekoracyjno-estetycznych, ale i funkcjonalno-użytkowych stolarki budowlanej oraz okładzin elewacyjnych, nawet po krótkim okresie eksploatacji. W połączeniu z brakiem wiedzy na temat odpowiednich rozwiązań, powoduje to wstrzeźliwość inwestorów do wykorzystania drewna egzotycznego w zewnętrznych przegrodach budowlanych.

W przypadku elewacji wykonanych z drewna często konieczne jest stosowanie zabezpieczeń ogniochronnych, wynikające z przepisów bezpieczeństwa pożarowego, co jest związane z zapewnieniem drugiego wymagania podstawowego. Cecha „ogniowa” jest, więc podstawowym kryterium zastosowania danego zabezpieczenia w konkretnym rozwiązaniu, co bywa problematyczne. Związane jest to m.in. z metodologią badawczą. Przez szereg lat badaniom poddawano niestarzony model danego rozwiązania – element drewniany zazwyczaj z drewna sosny o gęstości około 450 kg/m^3 , zabezpieczony określonym impregnatem lub lakierem ogniochronnym. Klasyfikacją wynikającą z rezultatów tych sprawdzeń obejmowano wszystkie inne gatunki drewna, o ile gęstość drewna nie była niższa niż badanego drewna. Liczne problemy z trwałością przegród zewnętrznych skłoniły jednak do wyłączenia z udzielanych obecnie aprobat technicznych dla impregnatów ogniochronnych, możliwości stosowania ich na drewnie gatunków egzotycznych, o ile nie zostało to potwierdzone badaniami.

2. Specyficzne właściwości drewna egzotycznego

Mnogość gatunków drewna egzotycznego i brak regulacji międzynarodowych w zakresie ich nazewnictwa, sprawiają, że pierwszym problemem, z jakim zwykle przychodzi się zmierzyć producentowi czy inwestorowi, to identyfikacja drewna. Powszechną praktyką w światowym obrocie drewnem jest ofertowanie tego samego gatunku pod różnymi nazwami lub odwrotnie – przypisywanie tego samego nazewnictwa różnym gatunkom czy nawet rodzajom, stąd posługiwanie się jedynie określeniem handlowym pociąga za sobą niebezpieczeństwo pomyłek. Dla ich uniknięcia zasadne wydaje się dookreślenie gatunku nazwą botaniczną oraz kodem wg PN-EN 13556. Nazwy wybranych gatunków egzotycznych, będących aktualnie w obszarze zainteresowań producentów wyrobów stosowanych w zewnętrznych przegrodach budowlanych, zestawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Nazwy wybranych gatunków drewna egzotycznego stosowane w handlu [2, 4]

Lp.	Właściwość	Nazwa				Kod wg PN-EN 13556
		polska	angielska	francuska	niemiecka	
1	<i>Shorea</i> spp. (sec. <i>Anthoshorea</i>)	damarzyk, merant jasne	white meranti	white meranti	White maranti	SHWM
2	<i>Eucalyptus grandis</i> W. Hill. ex Maid.	eukaliptus saligna	saligna gum	eucalyptus saligna	Sidney blue gum	EUSL
3	<i>Entandrophragma</i> <i>cylindricum</i> Sprague	mahoń afr. sapeli	sapele	sapelli	Sapelli	ENCY
4	<i>Entandrophragma</i> <i>utile</i> Sprague	mahoń afr. sipo	utile	sipo	Sipo	ENUT

Właściwości fizyko-mechaniczne drewna wybranych gatunków egzotycznych, najbardziej istotne w kontekście jego wykorzystania w zewnętrznych przegrodach budowlanych, przedstawiono w tabeli 2. Dane dotyczące trwałości naturalnej i podatności na nasycanie impregnatami zamieszczono w tabeli 3. Właściwości zestawiono z charakterystykami drewna sosny zwyczajnej (*Pinus silvestris* L.) oraz dębu (*Quercus* L.)

Tabela 2. Właściwości techniczne drewna wybranych gatunków egzotycznych oraz krajowych [2, 4, 5]

Lp.	Właściwość	Gatunek drewna				
		eukaliptus	sapeli	sipo	sosna	dąb
1	Gęstość drewna w stanie powietrzno–suchym ρ_{12} [kg/m ³]	550 – 650 – 720	510 – 650 – 750	550 – 650 – 750	330 – 510 – 890	430 – 690 – 960
2	Skurcz w kierunku promieniowym K_{rw} [%]	4,0	4,1 – 5,0 – 7,6	4,5 – 5,0 – 6,4	2,6 – 4,0 – 5,1	4,0
3	Skurcz w kierunku stycznym K_{sw} [%]	7,2	4,3 – 7,6 – 9,8	5,9 – 7,9 – 8,8	6,1 – 7,7 – 9,8	7,8
4	Wytrzymałość na zginanie statyczne R_{gs} [MPa]	47 – 82 – 104	60 – 114 – 164	47 – 99 – 155	35 – 87 – 206	66 – 94 – 105
5	Moduł sprężystości wzdłuż włókien E_{II} [GPa]	9,6 – 13,5 – 18,4	10,0 – 13,9	10,9 – 11,5 – 12,0	6,9 – 12,0 – 20,1	6,0 – 13,0
6	Wytrzymałość na ścinanie wzdłuż włókien $R_{c,II}$ [MPa]	5,3 – 7,8 – 9,6	5,5 – 8,5 – 12,0	5,5 – 9,5 – 15,0	6,1 – 10,0 – 14,6	9,2 – 11,0 – 13,5

właściwości mechaniczne w stanie powietrzno–suchym ($W=12\%$)

Tabela 3. Klasy trwałości i podatność na nasycanie impregnatami drewna wybranych gatunków egzotycznych oraz krajowych [2]

Lp.	Właściwość	Gatunek drewna				
		eukaliptus	sapeli	sipo	sosna	dąb
1	Odporność twardzieli na działanie mikroorganizmów	3–4	3	2–3	3–4	2
2	Podatność twardzieli na nasycanie impregnatami	4	3	4	3–4	4
3	Podatność bieli na nasycanie impregnatami	2	2	2	1	1

Analiza danych zestawionych w tabeli 2 wskazuje, że rozpatrywane parametry drewna gatunków egzotycznych nie odbiegają od cech drewna krajowego, a liczne z nich są zdecydowanie bardziej korzystne. Charakterystyki zamieszczone w tabeli 3 wskazują na wyższą odporność, na działanie mikroorganizmów, twardzieli gatunków pozaeuropejskich niż drewna sosny. Ich podatność na nasycanie impregnatami jest, w odniesieniu do

twardzieli, porównywalna z drewnem sosny i dębu, jednak podatność bielu – zdecydowanie niższa.

Pomimo, że większość właściwości technicznych drewna gatunków egzotycznych prezentuje się korzystniej niż charakterystyki drewna krajowego, niektóre specyficzne cechy – sklejalność, podatność na impregnację oraz wykańczanie powłokami – ograniczają jego wykorzystanie w zewnętrznych przegrodach budowlanych. Elementy konstrukcyjne współczesnych okien drewnianych, wykonywane są, z uwagi na dążenie do maksymalnego wykorzystania surowca oraz zwiększenia stabilności wymiarowej profili, z drewna klejonego wzdłużnie i warstwowo. Wyrób finalny wykończony jest zaś powłokami lakierowymi. Procesy klejenia i uszlachetniania drewna są zatem integralną częścią wytwarzania stolarki okiennej. Okładziny elewacyjne z drewna podlegają często zabezpieczeniu przed działaniem ognia. Realizuje się je z użyciem systemów bezpowłokowych – impregnatów ogniochronnych lub powłokowych – ogniochronnych lakierów pęczniących.

Drewno, jako surowiec pochodzenia roślinnego, charakteryzujące się wieloma swoistymi właściwościami [5]. Z uwagi na budowę anatomiczną, ukształtowanie powierzchni oraz skład chemiczny jest materiałem specyficznym w szczególności dla procesów klejenia, impregnacji oraz wykańczania systemami powłokowymi [6]. W składzie chemicznym drewna można rozróżnić substancje tworzące ściany komórkowe i substancje pozastrukturalne określane mianem składników ubocznych, które wypełniają mikroskopowe i submikroskopowe przestrzenie w tkankach drzewnych. Do składników tych zalicza się żywice drzewne, olejki eteryczne, woski, tłuszcze, garbniki, barwniki, kauczuk, substancje białkowe i mineralne, węglowodany (skrobię i cukry), alkaloidy, flawonoidy i inne [6]. Szczególnie dużo składników pozastrukturalnych zawiera drewno gatunków tropikalnych. Składniki uboczne w drewnie tych gatunków mają ponadto niezwykle różnorodny i skomplikowany skład chemiczny [6, 7]. Badania ekstraktów z poszczególnych gatunków wykazały, że znajdują się w nich m.in. triglicerydy, wolne kwasy tłuszczowe – głównie kwas linolowy, oleinowy, palmitynowy, węglowodany i sterole. W ekstraktach z niektórych gatunków drewna wyodrębniono ponad 40 związków chemicznych.

Przyjmuje się, że skład chemiczny drewna, przede wszystkim zaś zawartość składników pozastrukturalnych, ma decydujący wpływ zarówno na jego sklejalność, jak i podatność na impregnację oraz wymalowania [6, 7, 8, 9, 10]. Substancje uboczne mogą bowiem utrudniać adhezję klejów, impregnatów i lakierów do drewna, zmniejszając jego powierzchnię czynną [7, 8], a także działać jako katalizatory lub inhibitory, przyspieszając lub opóźniając zachodzące w nich reakcje, a w konsekwencji obniżać np. wytrzymałość i odporność połączeń klejowych oraz cechy dekoracyjno-estetyczne i techniczne powłok [8, 11]. Niektóre procesy obróbki, jak na przykład suszenie i cięcie, wzbudzają migrację składników ubocznych, które kumulują się na powierzchni drewna, co dodatkowo utrudnia jego klejenie i uszlachetnianie. Nie bez znaczenia jest także wysoka gęstość drewna niektórych gatunków, która utrudnia jego impregnację.

3. Połączenia klejowe w elementach z drewna egzotycznego

Zasadniczy wpływ na zachowanie przez okna odpowiedniej stabilności cech estetyczno-dekoracyjnych oraz niezmienności właściwości funkcjonalno-użytkowych, ma trwałość połączeń klejowych. Zagadnieniom tym poświęcono szereg prac badawczych [7, 8, 10, 12, 13, 14, 15].

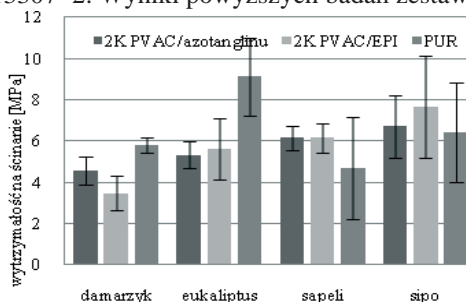
W stolarce okiennej drewno egzotyczne stosuje się od połowy lat dziewięćdziesiątych ubiegłego stulecia, jednak produkcję na skalę przemysłową podjęto dotychczas jedynie z azjatyckiego rodzaju red meranti (*Shorea* spp.). Aktualnie w kręgu zainteresowań producentów okien znajdują się między innymi damarzyk, eukaliptus oraz mahonie afrykańskie: sapeli i sipo (tab. 1). Drewno tych gatunków objęto badaniami zrealizowanymi w ramach projektu NR04 0001 06 [15]. Poniżej zaprezentowano wybrane wyniki badań nad właściwościami połączeń klejowych w profilach okiennych wykonanych drewna wymienionych gatunków. Drewno użyte w badaniach charakteryzowało się klasą jakości J2 wg PN-EN 942 oraz średnią gęstością: 395 kg/m³ – damarzyk, 540 kg/m³ – eukaliptus, 710 kg/m³ – sapeli oraz 630 kg/m³ – sipo. Biorąc pod uwagę liczne doniesienia literaturo-

we na temat właściwości połączeń klejowych z różnych środków wiążących i drewna gatunków egzotycznych [7, 8, 10, 12], w pracy analizowano połączenia klejowe z:

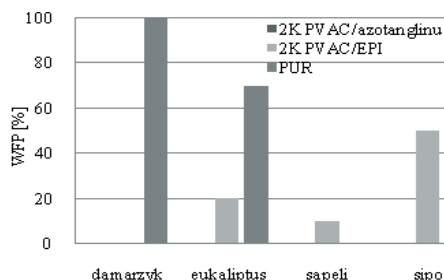
- systemów klejowych dwuskładnikowych na bazie dyspersji poliocetanowinylowej:
 - z 5% utwardzacza na bazie $\text{Al}(\text{NO}_3)_3$ (oznaczone jako 2K PVAC/azotan glinu),
 - z 15% utwardzacza poliizocyjanianowego (oznaczone jako 2K PVAC/EPI),
- jednoskładnikowego kleju na bazie prepolimeru poliuretanu (oznaczone jako PUR).

Wszystkie kleje cechowała wodoodporność klasy D4 oraz termoodporność do 80°C . Podstawowe właściwości klejów oraz warunki klejenia opisano w [15].

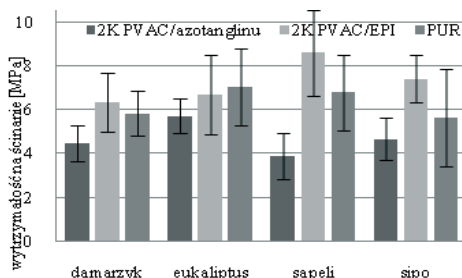
Przeprowadzono m.in. badania wytrzymałości połączeń klejowych na ścinanie przy ściskaniu wg PN-B-03156, po 4 dniach zanurzenia w wodzie o temp. $20 \pm 2^\circ\text{C}$ oraz po 3 h działania temp. $80 \pm 2^\circ\text{C}$. Wyniki wytrzymałości połączeń uzupełniono oceną sposobu zniszczenia, określając dla każdej próbki procentowy udział zniszczenia w drewnie (WFP). Wykonano również badania odporności połączeń na rozwarstwienie wg prCEN/TS 13307-2. Wyniki powyższych badań zestawiono na rys. 3-6 oraz w tabeli 4.



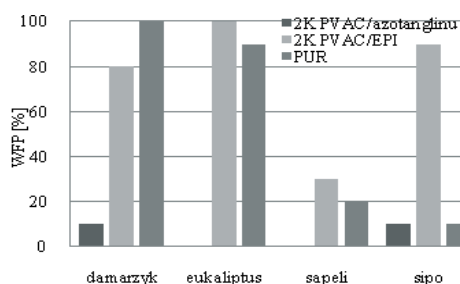
Rys. 3. Wytrzymałość połączeń klejowych na ścinanie przy ściskaniu – po 4 dniach w wodzie



Rys. 4. Wartości WFP obrazujące charakter zniszczenia – po 4 dniach w wodzie



Rys. 5. Wytrzymałość połączeń klejowych na ścinanie przy ściskaniu – po 3h w temp. 80°C



Rys. 6. Wartości WFP obrazujące charakter zniszczenia – po 3h w temp. 80°C

Tabela 4. Odporność na rozwarstwienie połączeń klejowych po teście delaminacji

Lp.	Gatunek drewna	Stopień rozwarstwienia połączeń z kleju			Wymagania prCEN/TS 13307-2
		2K PVAC/ $\text{Al}(\text{NO}_3)_3$	2K PVAC/EPI	PUR	
1	damarzyk	0	0	0	≤ 6
2	eukaliptus	0	0	0	≤ 11
3	sapeli	27	38	3	≤ 16

Rezultaty przeprowadzonych badań pozwalają wnioskować, że odporność połączeń klejowych warunkuje nie tylko rodzaj kleju, ale również gatunek drewna. Wytrzymałość połączeń z danego kleju i drewna poszczególnych gatunków była istotnie zróżnicowana, zarówno po działaniu wody, jak i wysokiej temperatury. Niektóre z analizowanych rozwiązań wykazały odporność wymaganą dla stolarki okiennej: klej 2K PVAC/azotan glinu – drewno eukaliptus, klej PVAC/EPI – drewno eukaliptus, klej PUR i drewno eukaliptus, a także klej PUR i drewno sapeli oraz klej PUR i drewno sipo. Pozostałe

rozwiązania cechowała niedostateczna odporność na oddziaływania ciepło-wilgotnościowe.

4. Powłoki na drewnie egzotycznym

O trwałości drewna egzotycznego decydują także właściwości powłok lakierowych, w szczególności ich odporność na działanie czynników atmosferycznych. Powłoki pełnią, oprócz roli dekoracyjno-estetycznej, funkcję ochronną, zabezpieczając drewno przed migracją wilgoci i biodegradacją. Problematykę tę podejmowano wielokrotnie [7, 11, 16], także w projekcie NR04 0001 06 [15], przez realizację badań nad ich odpornością na starzenie, zarówno w warunkach sztucznych, jak i naturalnych.

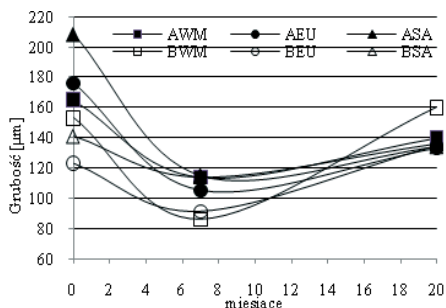
Testom poddano pokrycia lakierowe z 2 transparentnych, wodorocieńczalnych systemów powłokowych, bazujących na żywicach akrylowych. Obydwa systemy (A, B) były kompozycjami 4-warstwowymi, obejmującymi impregnat, podkład, warstwę pośrednią oraz nawierzchniową i zostały wybrane z aktualnej oferty rynkowej systemów powłokowych przeznaczonych do okien. Powłoki wykonano na drewnie damarzyk, eukaliptus oraz sapeli, charakteryzującym się właściwościami podanymi w pkt. 2. Systemy powłokowe naniesiono w warunkach przemysłowych, w zakładzie produkującym okna drewniane. Charakterystyki systemów oraz parametry aplikacji powłok opisano w [15].

Oddziaływania starzeniowe w warunkach sztucznych przeprowadzono z użyciem specjalistycznego aparatu UV Test wyposażonego w lampy fluorescencyjne, jako źródło światła, system deszczowania i nawilżania przez kondensację pary wodnej oraz regulację temperatury i wilgotności. Ekspozycję starzeniową przeprowadzono wg PN-EN 927-6. Próbki poddano działaniu 12 cykli starzeniowych, trwających łącznie 12 tygodni. Każdy z nich obejmował 24 h kondensacji przy BTP $T_{45\pm 3^{\circ}\text{C}}$ i 168 h naprzemiennego: naświetlania lampami UVA-340, natężenie promieniowania $0,89 \text{ W/m}^2$ (dla pasma 340 nm), BTP $60\pm 3^{\circ}\text{C}$, trwającego 2,5 h i deszczowania wodą demineralizowaną, bez UV, natężenie zraszania 6-7 l/min., przez 0,5 h. Starzenie powłok w warunkach naturalnych przeprowadzono w środowisku wielkowiejskim (Warszawa), przez 20 miesięcy, począwszy od listopada 2010 roku. Próbki były umieszczone w ekspozytorach w pozycji poziomej, powierzchnią badaną w kierunku równika, nachyloną pod kątem 45° . Jako cechy diagnostyczne odporności powłok na starzenie przyjęto wygląd zewnętrzny, grubość, połysk, barwę i adhezję.

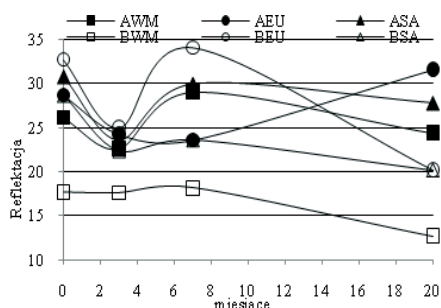
Powłoki lakierowe na podłożu z drewna damarzyk i eukaliptus oraz powłoki systemu B na drewnie sapeli, nie wykazały po oddziaływaniach starzeniowych uszkodzeń w postaci spęczeń, spękań i złuszczeń. Ich wygląd sklasyfikowano jako 0S(0) w całym okresie ekspozycji. W odniesieniu do powłok systemu A na drewnie sapeli po oddziaływaniach w warunkach sztucznych starzenia odnotowano liczne punktowe przebarwienia.

Adhezja powłok obydwu systemów odpowiadającą najwyższemu stopniowi 0. Ekspozycja starzeniowa, zarówno w warunkach sztucznych, jak i naturalnych, na spowodowała obniżenia przyczepności.

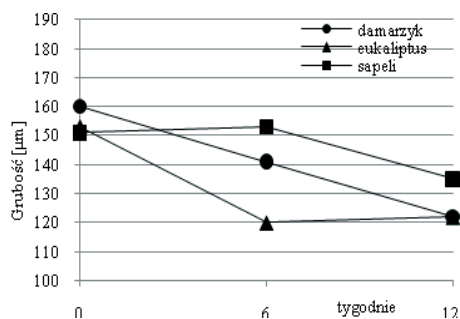
Wybrane wyniki pozostałych badań przedstawiono na rys. 6÷9 oraz w tabeli 6.



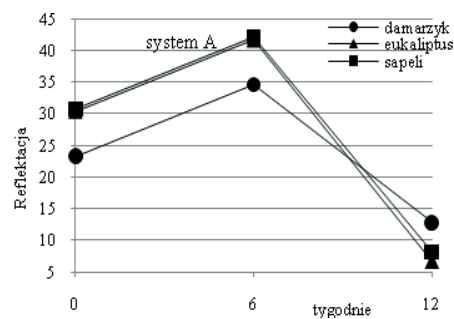
Rys. 7. Zmiany grubości całkowitej powłok starzonych w warunkach naturalnych



Rys. 8. Zmiany połysku powłok starzonych w warunkach naturalnych



Rys. 9. Zmiany grubości całkowitej powłok systemu A starzonych w warunkach sztucznych



Rys. 10. Zmiany połysku powłok systemu A starzonych w warunkach sztucznych

Tabela 6. Zmiana barwy ΔE^*ab powłok starzonych w warunkach naturalnych

Lp.	Gatunek drewna	Zmiana barwy ΔE^*ab powłok starzonych									
		w warunkach naturalnych						w warunkach sztucznych			
		system A			system B			system A		system B	
czas starzenia, miesiące / tygodnie											
3 7 20 3 7 20 6 12 6 12											
1	damarzyk	3,6	6,5	7,6	3,9	10,1	20	30,7	31,5	22,5	24,3
2	eukaliptus	3,3	3,4	2,5	3,3	5,7	8,7	26,9	22,2	30,6	22,7
3	sapeli	3,3	2,3	3,5	2,9	2,9	6,1	28,1	28,8	23,2	23,6

Rezultaty przeprowadzonych badań wskazują na odpowiednią, dla przegród zewnętrznych, trwałość rozpatrywanych rozwiązań. Powłoki nie uległy pod wpływem zadanych oddziaływań starzeniowych spęczeniu, pękaniu ani złuszczeniu. Nie zmieniła się także ich adhezja do drewna. Obniżyła się grubość, pozostając jednak, w większości rozpatrywanych przypadków, na akceptowanym poziomie. Uzyskane wyniki pozwalają wnioskować, iż rozpatrywane powłoki mogą efektywnie w długim czasie zabezpieczać, przed wpływem warunków atmosferycznych, okna z drewna gatunku damarzyk, eukaliptus i sapeli. Pod wpływem starzenia obniżyły się ich jednak walory dekoracyjno-estetyczne powłok. Powłoki uległy zmatowieniu i zmianie w zakresie barwy. Stwierdzono wpływ gatunku drewna na wybrane właściwości powłok. Zaznaczył się on szczególnie wyraźnie w odniesieniu do połysku i barwy. Zaobserwowano także różnice we właściwościach powłok poszczególnych systemów aplikowanych na drewnie danego gatunku.

5. Podsumowanie

Stosowanie drewna egzotycznego w zewnętrznych przegrodach budowlanych wymaga, uwzględniając polski klimat, bardzo starannego i przemyślanego podejścia, w szczególności w zakresie zapewnienia właściwej sklejalności oraz ochrony przed czynnikami atmosferycznymi.

Szczególnej uwagi i odpowiedniej badawczej weryfikacji wymaga przypadek szeroko rozumianych elewacji z drewna egzotycznego w obiektach podlegających wymaganiom w zakresie bezpieczeństwa pożarowego. Nieodzowne staje się wtedy stosowanie impregnatów ogniochronnych. Trwałość tych zabezpieczeń nabiera szczególnej wagi, gdyż decyduje nie tylko o cechach dekoracyjno-estetycznych wyrobu, ale przede wszystkim o jego odporności ogniowej.

Z punktu widzenia użytkownika istotne są metody i częstotliwość konserwacji zaimpregnowanych elementów. Konieczność np. częstego lakierowania stanowi wymierne utrudnienie dla właściciela obiektu, związane niejednokrotnie z ubieganiem się o specjalne pozwolenia. Takie ograniczenie bardzo często powoduje, że inwestor wybiera rozwiązania alternatywne.

Literatura

- 1 Kozakiewicz P., Szarłat D.: Przegląd wybranych rodzajów drewna egzotycznego na materiały podłogowe, *Podłoga* 5 (2005) 22–26.
- 2 Kozakiewicz P., Kościeliak C., Zakrzewska-Rudzińska W.: Badania właściwości i innowacyjne zastosowania drewna egzotycznego w Polsce, *Przemysł drzewny* 59 (2008) 18–23.
- 3 Sulik P., Sudol E., Płoński J.: Consequences of using exotic wood in facades – a case study. *Ann. of Warsaw Univ. of Life Sciences – SGGW For. and Wood Techn.*, 80 (2012) 97–103.
- 4 Wagenführ R.: *Holzatlas*; Wyd. Fachbuchverlag Leipzig im Carl Hanser Verlag, 2000.
- 5 Krzysik F.: *Nauka o drewnie*, wyd. PWN, 1978.
- 6 Proszyk S., Przybylak A.: Wpływ ubocznych składników drewna na utwardzanie środków wiążących i uszlachetniających; wyd. Akademii Rolniczej w Poznaniu, Poznań, 1984.
- 7 Hiribayashi Y., Nakano T.: Adhesive and coating properties on tropical woods; *Makuzai Gakkaishi* 43 (1997) 356–363.
- 8 Alamsyah E., Nan L., Yamada M., Taki K., Yoshida H.: Bondability of tropical fast-growing tree species. I: Indonesian wood species; *Jap. Wood Res. Soc.* 53 (2006) 40–46.
- 9 Proszyk S., Krystofiak T., Winnik A.: Investigations on the properties of two component PVAC adhesives hardened with aluminum chloride; *Folia For. Polonica, seria B, z. 28* (1997) 87–97.
- 10 Krystofiak T., Proszyk S., Dobrowolski J.: Badania sklejalności wybranych gatunków drewna egzotycznego przy użyciu klejów PVAC i PUR; II Międzynarodowe Seminarium nt. Nowości w dziedzinie klejów stosowanych do stolarki budowlanej, Poznań 1997, 99–104.
- 11 Creemers J., Meijer M., Zimmermann T., Sell J.: Influence of climatic factors on the weathering of coated wood. *Holz als Roh u. Werkst.* 60 (2002) 411–420.
- 12 Sudol E.: Sklejalność drewna acajou (*Khaya ivorensis* A. Chev.) i sapeli (*Entandrophragma cylindricum* Sprague) przeznaczonego do stolarki okiennej /rozprawa doktorska/, ITB, 2012.
- 13 Sudol E., Sulik P.: Water resistance of glue lines in windows made of selected exotic wood species, *Annals of Warsaw University of Life Sciences – SGGW Forestry and Wood Technology.*, 76 (2011) 70–77.
- 14 Sudol E.: Badania wpływu środków proadhezyjnych na właściwości spoin klejów PVAC i wybranych gatunków mahoni afrykańskich, *Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej Budownictwo*, 1799 z. 113 (2008) 319–326.
- 15 Sulik P., Sudol E., Jakimowicz M.: Przydatność wybranych gatunków drewna egzotycznego do produkcji stolarki okiennej, projekt rozwojowy NR04 0001 06, ITB, 2012.
- 16 Sudol E., Policińska-Serwa A.: Ageing resistance of paint coats applied on eucalyptus wood, *Ann. of Warsaw Univ. of Life Sciences – SGGW For. and Wood Techn.*, 76 (2011) 234–242.

The issue of the use of exotic wood in external building partitions

Ewa Sudol, Paweł Sulik

Building Research Institute, Building Structures Department, e-mail: e.sudol@itb.pl, p.sulik@itb.pl

Abstract: Exotic wood species are more often used in windows, doors, facades and shutters. A multitude of species and unique properties make its use is difficult. The use of exotic wood in outside partitions, exposed to the different climatic conditions, should be preceded by verification of its properties, sometimes specific (glueability, susceptibility to impregnation or finish paint coatings), which determining the reliability and durability of the final product.

Keywords: exotic wood species, facades, windows, glue joints, paint coats.

Wymiana ciepła między nieizolowaną termicznie oborą a gruntem w badaniach eksperymentalnych

Wacław Bieda, Jan Radon, Grzegorz Nawalany¹

¹ Katedra Budownictwa Wiejskiego, Wydział Inżynierii Środowiska i Geodezji, Uniwersytet Rolniczy w Krakowie, e-mail: w.bieda@ur.krakow.pl, j.radon@ur.krakow.pl, g.nawalany@ur.krakow.pl

Streszczenie: Dwu-letnie badania przeprowadzone w rzeczywistych warunkach eksploatacyjnych nieogrzewanej i nieizolowanej termicznie obory dla 120 krów umożliwiły rozpoznanie pól temperatury w gruncie pod posadzką i w otoczeniu oraz określenie kierunków strumieni ciepłych. Stwierdzono brak analogii pól temperatury i kierunków strumieni ciepłych w stosunku do budynków ogrzewanych. W zimnych porach roku ciepło zakumulowane w gruncie jest oddawane do pomieszczenia, a latem grunt jest odbiornikiem nadmiaru ciepła z pomieszczenia. Ustalono, że właściwe miejsce dla izolacji termicznej „stanu zerowego” to pionowa powierzchnia fundamentów.

Słowa kluczowe: pola temperatury, kierunki strumieni ciepłych, pionowa izolacja termiczna

1. Wprowadzenie

W literaturze fachowej z zakresu fizyki ciepłej budowlanej, trudno znaleźć pozycje, które dotyczą zagadnienia wymiany ciepła pomiędzy budynkami inwentarskimi a gruntem w ich otoczeniu.

Rozwój metod obliczeniowych wymiany ciepła pomiędzy budynkiem a gruntem wymaga znajomości pola temperatury w gruncie i jego zmienności w czasie i przestrzeni. Najdokładniej można to osiągnąć za pomocą pomiarów prowadzonych przez odpowiednio długi czas w rzeczywistych warunkach eksploatacyjnych.

Do nielicznych pozycji omawiających wymianę ciepła pomiędzy budynkiem inwentarskim a gruntem należy praca Biedy [1], który na podstawie kilkuletnich pomiarów ustalił rozkłady izoterm w gruncie pod posadzką i w otoczeniu tradycyjnej obory stanowiskowej, w różnych okresach roku. Była to pierwsza praca badawcza z tego zakresu, w której szczegółowo opisano dwuwymiarowy, niestacjonarny przepływ ciepła w budynku inwentarskim, w tak dużej skali przestrzennej i czasowej.

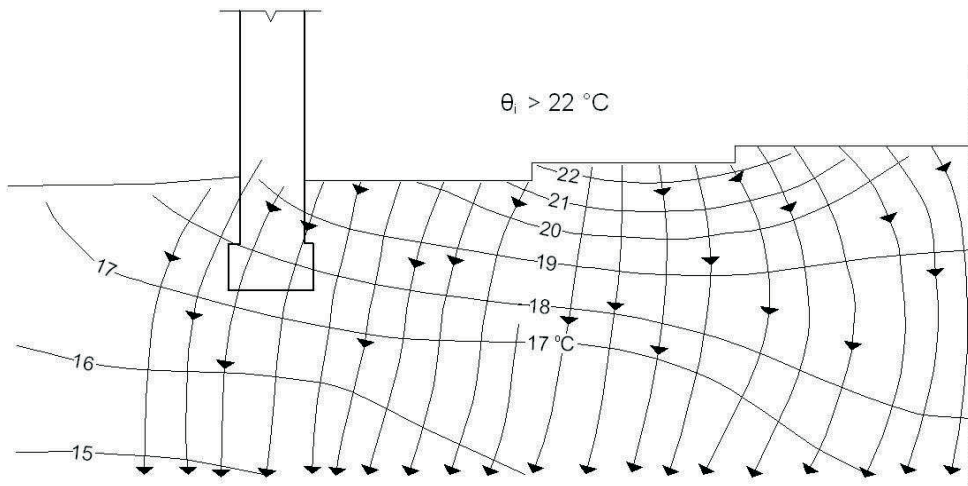
Obliczeniowe wyznaczenie pola temperatur na powierzchni posadzki wymaga pełnego rozwiązania zagadnienia niestacjonarnego przepływu ciepła w gruncie pod budynkiem i w jego otoczeniu. Obszar przewodzenia ciepła jest trójwymiarowy i teoretycznie nieograniczony [2]. W pewnej odległości od budynku zanika poziomy, a na pewnej głębokości zanika także pionowy przepływ ciepła, co pozwala wyodrębnić z przestrzeni nieograniczonej bryłę o skończonych wymiarach. Dzięki temu naturalnym obszarem przewodzącym ciepło staje się prostopadłościan gruntu z posadzkami, ścianami fundamentowymi i innymi elementami położonymi na gruncie i w gruncie. Grunt pod budynkiem rzadko bywa jednorodny, a to oznacza, że każdy rodzaj gruntu może cechować inny współczynnik przewodności cieplnej. Ponadto w gruncie może występować woda podziemna o zmiennym lub stałym położeniu zwierciadła, stojąca lub w ruchu, która może istotnie wpływać na ilość ciepła traconego z budynku. Na powierzchni terenu w otoczeniu budynku, zachodzi bardzo złożony proces wymiany ciepła na skutek dynamicznie zmieniających się oddziaływań klimatycznych, parowania z powierzchni, pokrywy śnieżnej, szaty roślinnej, oblodzenia, przemarzania gruntu, promieniowania słonecznego itp. W gruncie zachodzi także transport ciepła i wilgoci wraz z wodą opadową. Ze względu na to, iż nie wszystkie wymienione wyżej czynniki mogą być uwzględnione z powodu braku danych o ich przebiegu, wyniki obliczeń są zawsze przybliżone. Ze względu na podobieństwo zjawiska fizycznego, jakim jest przewodzenie ciepła w gruncie, opracowane

metodyki obliczeń dotyczące budownictwa mieszkaniowego mogą być, ale tylko w pewnym zakresie, wykorzystane w budownictwie rolniczym [2]. Trzeba jednak wyraźnie zaznaczyć, że większość budynków rolniczych cechuje się specyficznymi warunkami ciepłno-wilgotnościowymi, nie znajdującymi analogii z ogrzewanymi budynkami mieszkalnymi i użyteczności publicznej.

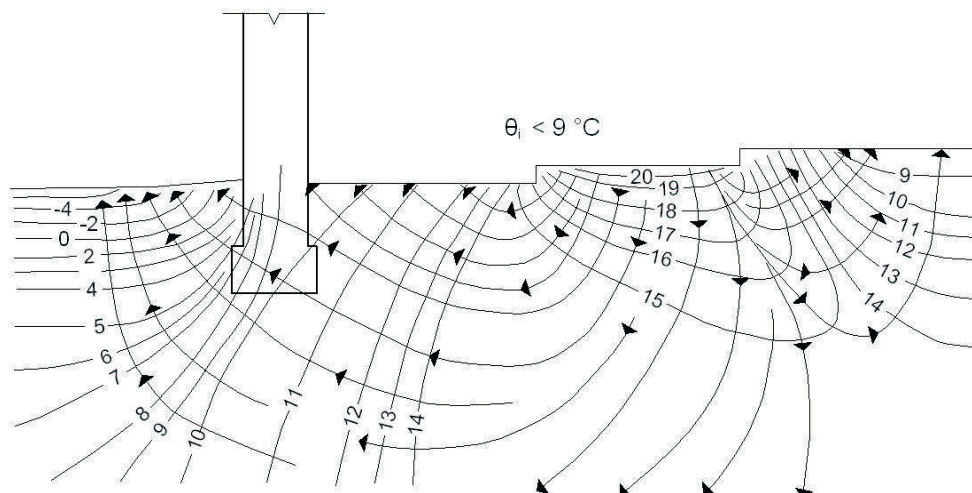
2. Wyniki badań eksperymentalnych

Wymiana ciepła pomiędzy nie ogrzewanym budynkiem inwentarskim a gruntem zostanie omówiona na przykładzie obory dla krów mlecznych z niez izolowanym termicznie stanem zerowym. Przegroda, z którą krowy mają bezpośredni kontakt, to podłoga legowiska zajmująca tylko część pomieszczenia. Pozostałą część obory zajmują korytarze gnojowe, paszowe i inne. Ciepło od krów przewodzone przez podłogę legowiska przekazywane jest drogą przewodzenia przez materiał podłogi do gruntu zalegającego pod podłogą. Aby scharakteryzować rolę tej części budynku, należało rozpoznać pole temperatury i kierunki przemieszczania się strumieni ciepła w gruncie pod budynkiem i w jego otoczeniu. W tym celu przeprowadzono dwu-letnie pomiary przebiegu temperatur w 35 punktach pomiarowych, rozmieszczonych w gruncie pod posadzką i w otoczeniu obory.

Wyniki pomiarów w okresie letnim wykazały, że pole temperatury charakteryzuje się prawie poziomym układem izoterm i gradientem wskazującym na pionowy w dół odpływ strumienia ciepła od zwierząt i z powietrza wewnętrznego do gruntu i wody gruntowej (rys. 1). Natomiast w okresie zimowym ukształtowanie izoterm w gruncie jest zdecydowanie odmienne niż w okresie letnim, a przepływy ciepła są w różnych kierunkach (rys. 2.).



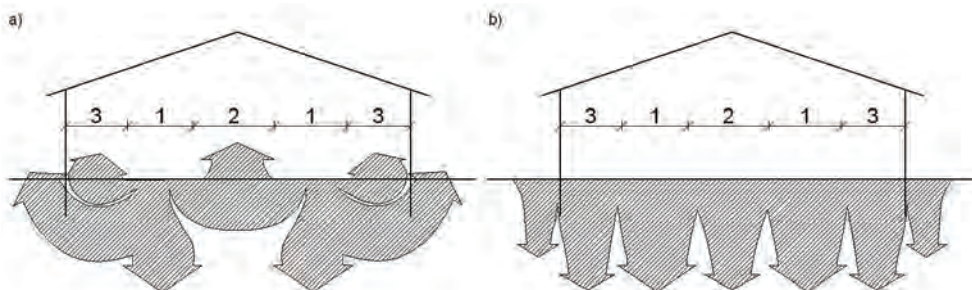
Rys. 1. Pole temperatury i kierunki strumieni ciepłych w gruncie pod oborą, w okresie letnim [1]



Rys. 2. Pole temperatur i kierunki strumieni ciepłych w gruncie pod oborą, w okresie zimowym [1]

Ciepło zakumulowane pod strefą legowiskową powraca do pomieszczenia przez podłogę stołu paszowego i przez posadzkę korytarzy gnojowych do pomieszczenia, jak też jest tracone do głębszej warstwy gruntu i wody gruntowej.

Z gruntu przyściennej strefy budynku strumień ciepła przepływa przez ścianę fundamentową do gruntu w strefie zewnętrznej i dalej do powietrza zewnętrznego. Pole temperatur pod strefą legowiskową jest całkowicie różne od pozostałych. Wyróżnia się w nim powierzchnia posadзки pod ściółką o prawie niezmiennej w ciągu roku temperaturze wynoszącej 21°C . Analiza charakterystycznych dla okresów zimowych kierunków przepływu strumienia ciepła w gruncie pod oborą, w czasie występowania w niej temperatury powietrza wewnętrznego $\Theta_i < 9^\circ\text{C}$, pozwoliła na ustalenie schematu wymiany ciepła z gruntem pokazanego na rys. 3a. Schemat wymiany ciepła z gruntem w okresie letnim pokazano na rys. 3b.



Rys. 3. Schemat wymiany ciepła z gruntem obory dwurzędowej: a – dla sezonu zimowego ($\Theta_i < 9^\circ\text{C}$); b – dla sezonu letniego ($\Theta_i > 15^\circ\text{C}$); 1 – legowiska; 2 – stół paszowy; 3 – korytarze gnojowe [1]

Z analizy przepływów strumieni ciepłych wynika, że ograniczenie strat ciepła z obory w zimnych porach roku może przynieść zastosowanie pionowej izolacji termicznej fundamentów (podwalin). Takie miejsce izolacji nie będzie przeszkadzać w korzystnym dla warunków termicznych obory oddawania nadmiaru ciepła do gruntu [3].

Rozpoznane pola temperatury wykorzystano do analizy obliczeniowej strat ciepła do gruntu dla różnych rozwiązań funkcjonalnych obór, ukształtowania terenu (posadзка wyniesiona na teren przyległy, posadзка na równi z terenem oraz zagłębiona) oraz dwóch wariantów – bez izolacji termicznej fundamentu i z izolacją.

W przypadkach, gdy poziom posadзки jest na tym samym poziomie co przyległy teren, zastosowanie pionowych izolacji termicznych ścian fundamentowych zmniejsza

straty ciepła o około 36%, a w przypadku gdy poziom posadzki jest wyniesiony ponad teren o około 52% [4].

3. Podsumowanie

Wyniki pomiarów i ich analiza wykazały, że:

- grunt pod nie ogrzewaną oborą odgrywa zdecydowanie pozytywną rolę w gospodarce energetycznej i kształtowaniu warunków termicznych w strefie przebywania zwierząt,
- pobrane od zwierząt ciepło nie jest całkowicie utracone lecz znaczna jego część zostaje zakumulowana przez grunt,
- w okresach letnich, grunt pod oborą jest jedynym odbiornikiem nadmiaru ciepła z obory,
- w przejściowych porach roku i podczas gwałtownych zmian temperatury zewnętrznej ciepło zakumulowane w gruncie pod budynkiem stabilizuje warunki termiczne w pomieszczeniu łagodząc wielkość amplitudy wahań temperatury wewnętrznej.

Racjonalne rozmieszczenie izolacji termicznych w stanie zerowym to oprócz izolacji cieplnej legowisk to pionowe izolacje termiczne ścian fundamentowych sięgające możliwie do głębokości posadowienia budynku.

Literatura

- 1 Bieda W. Wymiana ciepła z gruntem w budynku inwentarskim. W: „Badania w zakresie budownictwa i gospodarki wodnej w rolnictwie”. PAN O. Kraków, 1978, 3-13.
- 2 Radoń J. Model obliczeniowy i analiza dynamicznego kształtowania się mikroklimatu budynków rolniczych na przykładzie brojlerni. Rozprawy, 410. Wyd. Zesz. Nauk. AR w Krakowie, 2004, z. 299.
- 3 Bieda W. Miejsce izolacji termicznej w stanach zerowych budynków dla bydła. Bud. Rol.,10, 1978, 24-25.
- 4 Bieda W., Gryc A., Radoń J. Wpływ izolacji cieplnej fundamentu na straty ciepła do gruntu przyległego do budynków dla bydła. Zesz. Nauk. AR w Krakowie, nr 225, Melioracja z. 13, 1988, 149-164.

Heat exchange between non-insulated barn and the ground in experimental research

Wacław Bieda, Jan Radoń, Grzegorz Nawalany¹

¹ Department of Rural Building, University of Agriculture Krakow, e-mail: w.bieda@ur.krakow.pl, j.radon@ur.krakow.pl, g.nawalany@ur.krakow.pl

Abstract: The paper presents the results of two-year studies conducted in real operating conditions of a non-insulated and unheated barn for 120 cows. As a result, it was possible to determine temperature fields in the ground beneath the floor and around the building, as well as to define heat flux directions. It was concluded that there is no analogy between temperature fields and heat flux directions with the heated buildings. In colder periods of the year, the heat accumulated in the ground is emitted to the inside of the building; in the summer, the ground absorbs the excess of heat from the building. The final conclusion was that the foundations should be insulated vertically.

Keywords: temperature fields, heat flux directions, vertical thermal insulation

Dobór typu oszkleń ze względu na ograniczenie zużycia energii w pomieszczeniach mieszkalnych

Magdalena Grudzińska¹

¹ Katedra Budownictwa Ogólnego, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e-mail: m.grudzinska@pollub.pl

Streszczenie: W artykule przeanalizowano zapotrzebowanie na energię do ogrzewania i chłodzenia w przykładowym pomieszczeniu mieszkalnym, związane z zastosowaniem oszkleń o różnych właściwościach spektralnych. Obliczenia przeprowadzono metodą symulacyjną, zmieniając orientację oszkleń względem stron świata oraz przyjmując konstrukcję przegród o większej lub mniejszej zdolności akumulacji ciepła. Wyniki pozwoliły na dobór najbardziej korzystnego rozwiązania z punktu widzenia całorocznego zapotrzebowania na energię.

Słowa kluczowe: oszkleń spektralnie selektywne, zapotrzebowanie na energię.

1. Wprowadzenie

Izolacyjność cieplna i zdolność transmisji energii słonecznej to czynniki decydujące o wymianie energii między pomieszczeniem a środowiskiem zewnętrznym, zachodzącej przez przegrody przezroczyste. Możliwości wyboru rodzaju oszkleń są obecnie bardzo szerokie – poza szybami zwykłymi, dostępnych jest wiele zestawów szyb powlekanych i barwionych w masie, o zmodyfikowanych właściwościach spektralnych. Modyfikacje te mają na celu zwiększenie zdolności odbijania promieniowania z zakresu dalekiej podczerwieni (promieniowanie ciepłe), pozwalające na zmniejszenie strat ciepła, lub ograniczenie zdolności przepuszczania promieniowania z zakresu bliskiej i średniej podczerwieni, regulujące zyski słoneczne [1].

Dobór oszkleń powinien uwzględniać warunki panujące w pomieszczeniu w ciągu całego roku. Wg [2] w skali rocznej można wyróżnić następujące charakterystyczne okresy:

- sezon grzewczy, trwający około 7 miesięcy, kiedy pomieszczenia ogrzewane są na ogół w sposób ciągły, a najbardziej istotnym czynnikiem wpływającym na potrzeby grzewcze jest izolacyjność termiczna przegród zewnętrznych
- okresy przejściowe, poprzedzające i kończące sezon grzewczy, kiedy pomieszczenia ogrzewane są z przerwami w celu zachowania komfortu cieplnego i wykluczenia możliwości kondensacji wilgoci
- okres ciepły, kiedy pomieszczeń nie ogrzewa się, a ze względu na warunki klimatyczne może okazać się konieczne chłodzenie lub intensywna wentylacja, usuwająca nadmiar ciepła.

W okresie grzewczym i w chłodnych klimatach preferowane są oszkleń o wysokiej transmisyjności promieniowania krótkofalowego i zwiększonej odbijalności cieplnego promieniowania długofalowego, zapewniające zyski słoneczne i ograniczające straty ciepła. W okresach o dominującej potrzebie chłodzenia pomieszczeń korzystne będzie zwiększenie odbicia promieniowania tuż poza pasmem widzialnym, ograniczające przegrzewanie [3]. Czynniki te mogą mieć zróżnicowane znaczenie w zależności od dostępności promieniowania słonecznego na elewacji i pojemności cieplnej obudowy obiektu.

Celem obliczeń jest ustalenie, jakie konfiguracje szyb mogą przyczynić się do obniżenia całorocznego zapotrzebowania na energię, w zależności od orientacji oszkleń względem stron świata i konstrukcji budynku.

2. Modelowanie wymiany ciepła w pomieszczeniu

2.1. Opis programu symulacyjnego

Zapotrzebowanie na energię w pomieszczeniu mieszkalnym wyznaczono przy pomocy symulacyjnego programu komputerowego BSim, pozwalającego na dynamiczną analizę uwzględniającą procesy akumulacji ciepła w przegrodach budowlanych [4].

Procesy ciągłe w czasie modelowane są w programie poprzez podział na kroki czasowe o skończonej długości, wynoszącej najczęściej od kilku do kilkunastu minut. Elementy konstrukcji budynku dzielone są na skończone objętości kontrolne, reprezentowane przez punkty węzłowe o określonych właściwościach fizycznych, takich jak np. gęstość, przewodność czy pojemność cieplna. Zamknięte strefy powietrza również definiowane są jako węzły. Dla każdej ze stref powietrza formułowany jest bilans uwzględniający strumień ciepła przepływającego przez obudowę, transmisję promieniowania słonecznego przez elementy przezroczyste, strumienie ciepła wytwarzanego przez systemy instalacyjne oraz przenoszonego przez wentylację, infiltrację lub międzystrefowe mieszanie powietrza. Cały budynek może składać się z jednej lub wielu stref o zróżnicowanych warunkach wewnętrznych [4].

Warunki zewnętrzne reprezentowane są przez typowe lata meteorologiczne lub dane pogodowe określone indywidualnie przez użytkownika.

2.2. Podstawowe założenia

Model obliczeniowy stanowi pojedyncze pomieszczenie mieszkalne z jedną ścianą zewnętrzną zawierającą okno. Wymiary wewnętrzne pomieszczenia wynoszą 3,5 m x 2,5 m, a wysokość w świetle – 2,70 m. Wymiary okna przyjęto 1,5 m x 1,5 m, powierzchnia okna stanowi około 25% powierzchni podłogi.

W pierwszym wariantcie założono masywną konstrukcję przegród: murowane ściany ocieplone od zewnątrz metodą BSO i żelbetowe stropy międzykondygnacyjne. Drugi wariant to przegrody o lekkiej, drewnianej konstrukcji szkieletowej, ocieplone wełną mineralną ułożoną między elementami szkieletu nośnego i wykończone od strony wewnętrznej płytami gipsowo-kartonowymi. W obu sytuacjach współczynnik przenikania ciepła ściany zewnętrznej jest jednakowy i wynosi 0,24 W/m²K. Pojemność cieplna pomieszczenia obliczona wg [5] i odniesiona do m² powierzchni podłogi w wariantcie I wynosi 726,0 kJ/m²K, a w wariantcie II jest prawie trzykrotnie mniejsza i wynosi 255,2 kJ/m²K.

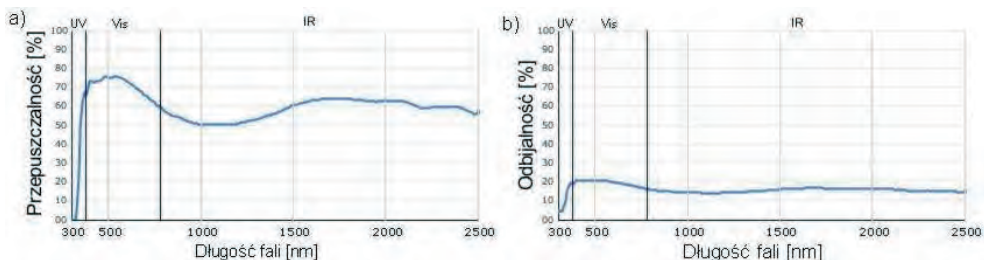
Wymianę powietrza w pomieszczeniu przyjęto jako 0,5 l/h. Wewnętrzne zyski ciepła pochodzące z procesów bytowych i pracy urządzeń gospodarstwa domowego uwzględniono na poziomie 3 W/m². Przy ocenie pomieszczeń brano pod uwagę całoroczny cykl zapotrzebowania na ciepło i chłód, zakładając ciągły tryb klimatyzacji pomieszczeń.

Strefy mieszkalne ogrzewane są do temperatury +20°C. W okresie letnim chłodzenie pomieszczenia jest uruchamiane jeżeli temperatura przekroczy 26°C. Warunki zewnętrzne zmieniają się zgodnie z danymi dla typowego roku meteorologicznego w Warszawie. Zróżnicowane nasłonecznienie uwzględniono zmieniając położenie przegrody zewnętrznej z oknem co 45° względem stron świata.

3. Charakterystyka przyjętych zestawów szyb

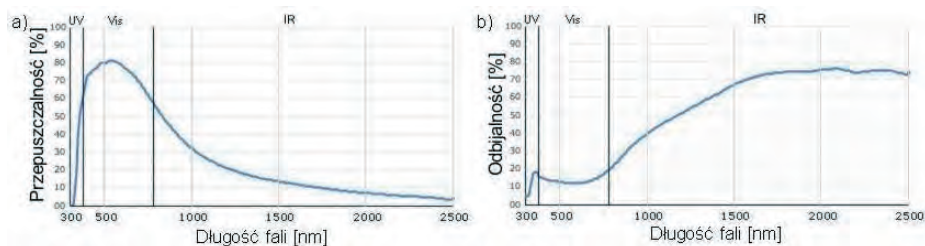
W pracy rozpatrzono pięć rodzajów zestawów szyb, różniących się właściwościami spektralnymi, opisywanymi przez współczynnik całkowitej przepuszczalności energii promieniowania słonecznego g , współczynnik przepuszczalności bezpośredniej τ_e , współczynnik odbicia bezpośredniego ρ_e i współczynnik przepuszczalności światła τ_{vis} . Wszystkie zestawy dobrano tak, aby miały stały współczynnik przenikania ciepła wynoszący 1,6 W/m²K.

Zestaw „1” to zestaw trzyszybowy złożony z szyb zwykłych niepowlekanych z wypełnieniem z kryptonu, przyjętym w celu uzyskania odpowiedniej izolacyjności termicznej. Zestaw ten charakteryzuje się względnie równomierną transmisyjnością i odbijalnością promieniowania widzialnego oraz bliskiej i średniej podczerwieni (rysunek 1).

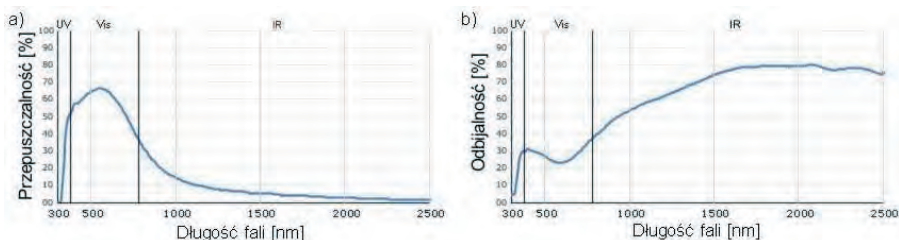


Rys. 1. Charakterystyki widmowe oszkleń typu 1: a) przepuszczalność, b) odbijalność, wg [6]

Pozostałe zestawy to zestawy dwuszybowe z wypełnieniem komory międzyszybowej powietrzem. W zestawach „2a” i „2b” przyjęto szyby zwykłe, z powłokami spektralnie selektywnymi umieszczonymi na szybie wewnętrznej. Powłoki charakteryzują się dość wysoką transmisywnością promieniowania widzialnego oraz wysoką odbijalnością promieniowania z zakresu średniej i dalekiej podczerwieni. Dzięki temu uzyskują właściwości niskoemisyjne, a także zmniejszają zyski słoneczne.

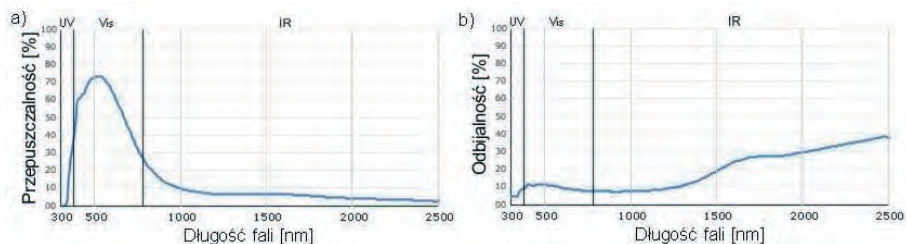


Rys. 2. Charakterystyki widmowe oszkleń typu 2a: a) przepuszczalność, b) odbijalność, wg [6]

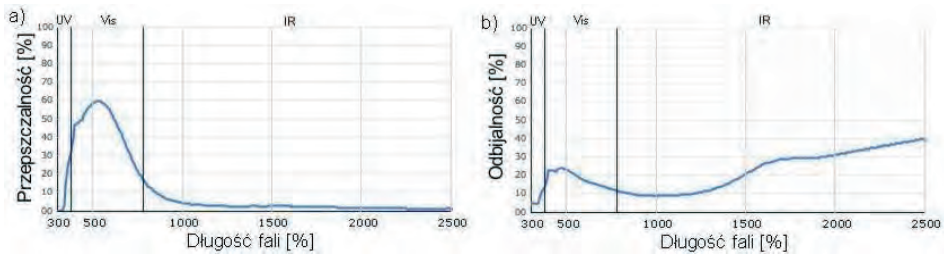


Rys. 3. Charakterystyki widmowe oszkleń typu 2b: a) przepuszczalność, b) odbijalność, wg [6]

Zestawy „3a” i „3b” od strony zewnętrznej mają szybę barwioną masie o barwie zielonej. Szyby wewnętrzne wykonane są ze szkła zwykłego z powłokami o takich samych cechach jak w zestawach oznaczonych jako „2a” i „2b”. Wprowadzenie szyby barwionej w masie skutkuje zmniejszeniem transmisyjności i odbijalności, szczególnie w zakresie bliskiej podczerwieni.



Rys. 4. Charakterystyki widmowe oszkleń typu 3a: a) przepuszczalność, b) odbijalność, wg [6]



Rys. 5. Charakterystyki widmowe oszklenia typu 3b: a) przepuszczalność, b) odbijalność, wg [6]

Panchromatyczne właściwości zestawów szyb obliczone zgodnie z [7] przedstawia tabela 1.

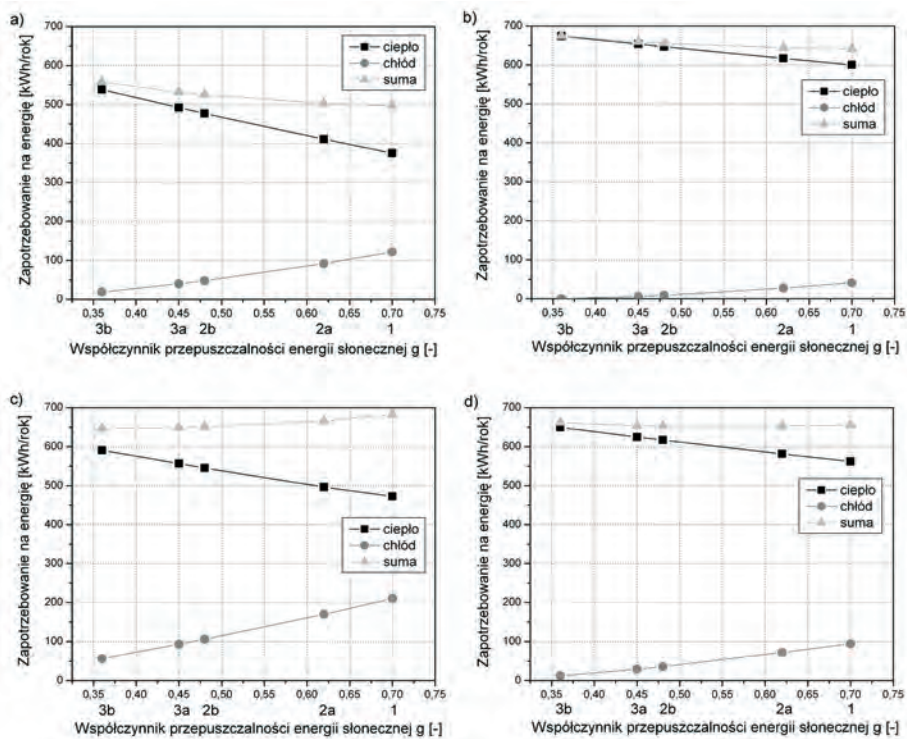
Tabela 1. Zestawienie parametrów charakteryzujących zestawy szyb.

Lp.	Charakterystyka	g	τ_c	ρ_e	τ_{vis}
1	trzyszybowy (szyby zwykłe)	0,70	0,63	0,18	0,74
2a	dwuszybowy z powłoką selektywną	0,62	0,55	0,27	0,80
2b	dwuszybowy z powłoką selektywną	0,48	0,40	0,40	0,65
3a	dwuszybowy z powłoką selektywną i szybą barwioną w masie	0,45	0,38	0,11	0,70
3b	dwuszybowy z powłoką selektywną i szybą barwioną w masie	0,36	0,29	0,16	0,57

4. Wyniki symulacji

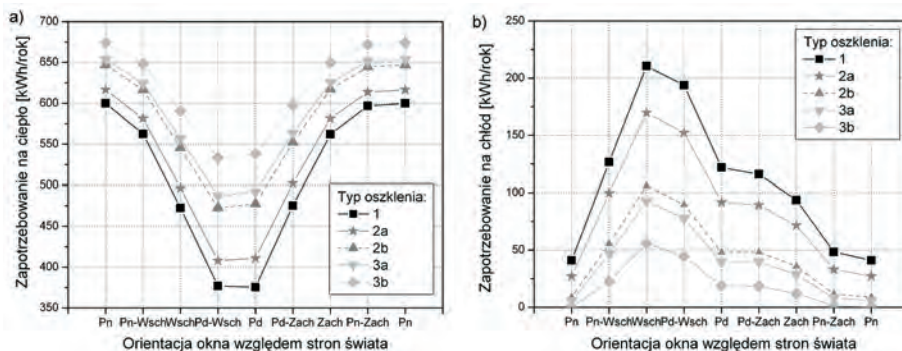
4.1. Pomieszczenie o konstrukcji ciężkiej

Zależność między zapotrzebowaniem na energię do ogrzewania i chłodzenia w pomieszczeniu a współczynnikiem całkowitej przepuszczalności energii promieniowania słonecznego dla wybranych kierunków prezentuje rysunek 6. Zapotrzebowanie na chłód przedstawiono w postaci wartości bezwzględnych, aby umożliwić bardziej przejrzyste porównanie wyników. Zależność między współczynnikiem g a zapotrzebowaniem na ciepło i chłód w badanym zakresie wielkości ma charakter zbliżony do liniowego. Dla każdej z orientacji zwiększenie współczynnika przepuszczalności promieniowania (przy stałej izolacyjności termicznej) skutkuje zmniejszeniem zapotrzebowania na ciepło i zwiększeniem zapotrzebowania na chłód, a ekstrema osiągnięte są na końcach analizowanych przedziałów. Krzywe wykazują większe nachylenie w przypadku elewacji bardziej nasłonecznionych niż dla elewacji o mniejszym natężeniu promieniowania słonecznego.



Rys. 6. Zapotrzebowanie na energię w pomieszczeniu o orientacji: a) południowej, b) północnej, c) wschodniej, d) zachodniej

Zależność między zapotrzebowaniem na ciepło i chłód a kierunkiem oszkleń okien dokładniej pokazano na rysunku 7.



Rys. 7. Zapotrzebowanie na: a) ciepło, b) chłód w pomieszczeniu o konstrukcji masywnej

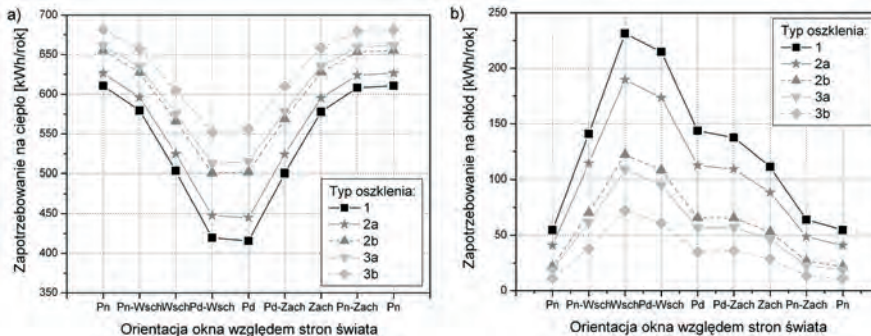
Najmniejsze zapotrzebowanie na ciepło występuje kiedy przegroda zewnętrzna jest na południe i południowy wschód. Kierunek południowy jest bardziej korzystny dla oszkleń o większej przepuszczalności promieniowania, natomiast w przypadku oszkleń o mniejszej przepuszczalności orientacja południowo-wschodnia daje najmniejsze zapotrzebowanie na ciepło, z tym że różnice nie przekraczają 1%.

Zapotrzebowanie na chłód wykazuje bardziej złożony przebieg. Spośród orientacji o większym nasłonecznieniu najmniejsze zapotrzebowanie na chłód występuje dla kierunku południowego i południowo-zachodniego. Najmniej korzystne okazały się kierunki

południowo-wschodni i wschodni, ze względu na specyfikę rozkładu promieniowania słonecznego na płaszczyznach pionowych. Według danych zawartych w typowym roku meteorologicznym, w okresie letnim natężenie promieniowania dla tych kierunków przekracza natężenie promieniowania padającego na płaszczyznę skierowaną na południe.

4.2. Pomieszczenie o konstrukcji lekkiej

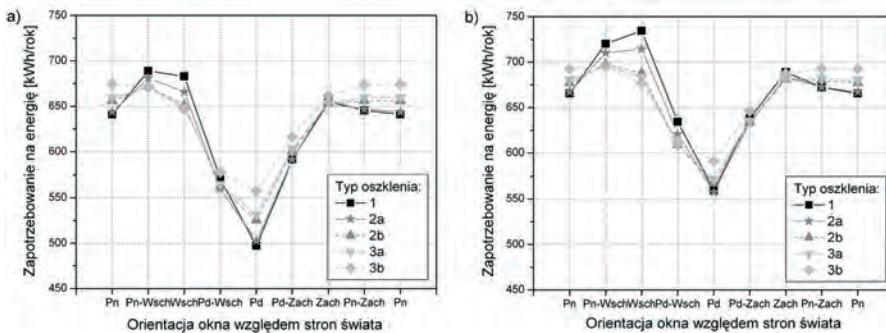
Charakter jakościowy wyników otrzymanych dla pomieszczenia o konstrukcji lekkiej jest podobny jak w przypadku pomieszczenia o konstrukcji ciężkiej (rysunek 8).



Rys. 8. Zapotrzebowanie na: a) ciepło, b) chłód w pomieszczeniu o konstrukcji lekkiej

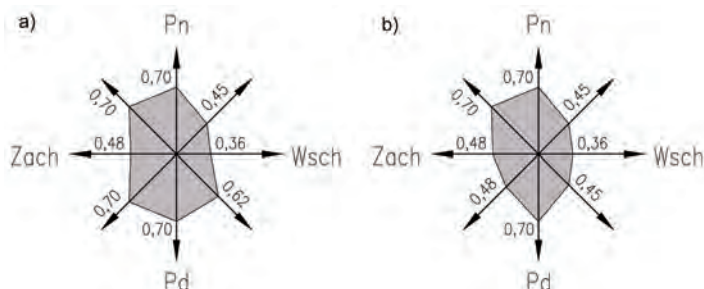
4.3. Porównanie wyników

Porównanie ilościowe wykazuje większe zapotrzebowanie na energię w pomieszczeniu o konstrukcji lekkiej (dotyczy to zarówno zapotrzebowania na ciepło jak i chłód). Największy wzrost potrzeb energetycznych odnotowano dla orientacji południowo-wschodniej i południowej – średnio o 9%, najmniejsze różnice widoczne są dla orientacji o mniejszym nasłonecznieniu i wynoszą około 3,5% dla kierunku północnego, północno-wschodniego i północno-zachodniego.



Rys. 9. Sumaryczne zapotrzebowanie na energię w pomieszczeniu o konstrukcji a) masywnej, b) lekkiej

Minimum sumarycznego zapotrzebowania na energię osiągane jest dla różnych współczynników przepuszczalności promieniowania, co prezentuje rysunek 10. W przypadku większości orientacji najlepszym rozwiązaniem są oszklenia o wysokim współczynniku g . Dla orientacji bardziej nasłonecznionych w okresie letnim (kierunki północno-wschodni, wschodni i południowo-wschodni), mniejsze zapotrzebowanie na energię całkowitą można uzyskać stosując oszklenia o mniejszej przepuszczalności promieniowania, dzięki ograniczeniu zapotrzebowania na chłód. Tendencja ta jest bardziej widoczna w pomieszczeniu o konstrukcji lekkiej, ze względu na mniejszą zdolność akumulacji ciepła przez obudowę.



Rys. 10. Współczynniki przepuszczalności promieniowania słonecznego pozwalające uzyskać najmniejsze sumaryczne zapotrzebowanie na energię w pomieszczeniu o konstrukcji a) masywnej, b) lekkiej

5. Podsumowanie

W celu zminimalizowania zapotrzebowania na energię dobór oszkleń uwzględniający jedynie ich izolacyjność termiczną (stosowany najczęściej w praktyce) może okazać się niewystarczający. Ważnym czynnikiem kształtującym potrzeby energetyczne są właściwości związane z transmisją i odbiciem promieniowania słonecznego.

Analizowane w pracy oszkleń charakteryzowały się dość zróżnicowanymi cechami spektralnymi i uśrednionymi w odpowiednich przedziałach widmowych panchromatycznymi współczynnikami przepuszczalności i odbijalności promieniowania. Spośród tych parametrów współczynnik całkowitej przepuszczalności promieniowania słonecznego g okazał się najlepszym miernikiem wpływu rodzaju oszkleń na zapotrzebowanie na energię w pomieszczeniu.

Ze względu na dominujący tryb ogrzewania w polskich warunkach klimatycznych preferowanym rozwiązaniem są oszkleń o wysokiej wartości współczynnika g . Na elewacjach silnie nasłonecznionych w okresie letnim korzystny może okazać się jednak dobór oszkleń o pośredniej wartości g , optymalizujący zapotrzebowanie na ciepło i na chłód.

Przeprowadzone analizy należałoby rozszerzyć odnosząc je do zapotrzebowania na energię końcową i pierwotną, z uwzględnieniem sprawności systemów grzewczych i kosztów pozyskiwania energii do celów ogrzewania i chłodzenia.

Podziękowania

Wyniki prac były finansowane w ramach środków statutowych Ministerstwa Nauki i Szkolnictwa Wyższego nr S/14/2013.

Literatura

- 1 Nowak Ł., Nowak H. Możliwości wykorzystania szyb spektralnie selektywnych w pasywnych systemach słonecznych w budynkach. Budownictwo o zoptymalizowanym potencjale energetycznym. (ed. T. Bobko), Wydawnictwa Politechniki Częstochowskiej, Częstochowa 2005, s. 250-256.
- 2 Laskowski L. Jakość ochrony cieplnej pomieszczeń mieszkalnych w porze letniej. Fizyka Budowli w Teorii i Praktyce t. 1, Łódź 2005, s. 239-248.
- 3 McCluney R. Fenestration Solar Gain Analysis. Florida Solar Energy Center/University of Central Florida, 1996.
- 4 BSim Users Guide v. 6.10.7.7. Danish Building Research Institute, 1999-2010.
- 5 PN-EN ISO 13790. Energetyczne właściwości użytkowe budynków. Obliczanie zużycia energii na potrzeby ogrzewania i chłodzenia.
- 6 Calumen II v. 1.2.3. Saint Gobain Glass.
- 7 EN 410. Szkło w budownictwie. Określenie świetlnych i słonecznych właściwości oszkleń.

Effect of glazing type on the energy demand in a living space

Magdalena Grudzińska¹

¹ *Department of General Construction of Buildings, Faculty of Civil Engineering and Architecture,
Lublin University of Technology, e-mail: m.grudzinska@pollub.pl*

Abstract: The paper presents analyses of heating and cooling demand in a typical living space, depending on the use of various spectrally selective glazing. The calculations were performed with the use of dynamic simulation program, changing the window orientation towards cardinal directions and assuming building compartments with different thermal storage capacity. The results enabled choosing the best glazing combination, which gives the minimal energy demand during the whole year.

Keywords: spectrally selective glazing, energy demand.

Acknowledgments

This work was financially supported by Ministry of Science and Higher Education within the statutory research number S/14/2013.

Modelowanie elementów mikroklimatu w otoczeniu obiektów zabytkowych

Dariusz Heim¹, Katarzyna Klemm²

¹ *Katedra Procesów Ciepłych i Dyfuzyjnych, Wydział Inżynierii Procesowej i Ochrony Środowiska, Politechnika Łódzka, e-mail: dariusz.heim@p.lodz.pl*

² *Instytut Architektury i Urbanistyki, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Politechnika Łódzka, e-mail: katarzyna.klemm@p.lodz.pl*

Streszczenie: W pracy omówiono elementy mikroklimatu lokalnego mającego bezpośredni wpływ na oddziaływanie środowiska zewnętrznego na obiekty budowlane o bogatych walorach historycznych i architektonicznych. Problem opisano w skali globalnej kompleksu urbanistycznego budynków zabytkowych oraz lokalnej elementów zdobniczych przegród zewnętrznych. Skoncentrowano się na zagadnieniach przepływu powietrza w otoczeniu budynków i detali oraz oddziaływania promieniowania słonecznego na elewację. Poszczególne zagadnienia omówiono na przykładach. Dla lepszego zilustrowania zagadnienia przedstawiono przykład kompleksu budynków historycznych poddanych rewitalizacji.

Słowa kluczowe: mikroklimat, promieniowanie, przepływ, oddziaływanie, ochrona, ściana, detal.

1. Wprowadzenie

Rewitalizacja zabytkowych obiektów stała się w okresie ostatnich lat niezwykle popularna, lecz przyniosła jednocześnie wiele problemów m.in. z zakresu Fizyki Budowli. Część modernizowanych budynków to budynki pofabryczne, które często przez wiele lat nie były użytkowane zgodnie z ich przeznaczeniem. Jednym z podstawowych efektów wynikających z dostosowania budynków do nowych potrzeb jest zmiana sposobu ich eksploatacji, co z kolei jest silnie powiązane z obciążeniami ciepło-wilgotnościowymi elementów obudowy zewnętrznej. Obciążenia te wywoływane są zarówno zmianą parametrów środowiska wewnętrznego jak i modernizacją samej przegrody, np. jej ociepleniem lub chociażby naprawą fragmentów elewacji. Skutkiem poszczególnych działań mogą być m.in. dodatkowe zaburzenia i efekty wynikające z nieco innego oddziaływania termicznego obudowy budynku, a także znacznych różnic temperatur w poszczególnych fragmentach ścian, szczególnie w budynkach o nierównomiernej, rozbudowanej pod względem geometrycznym powierzchni elewacji.

Ocena efektu oddziaływania klimatu lokalnego zwartej struktury zabudowy na budynek, a w szczególności na jego fragmenty, może mieć istotne znaczenie w przypadku destrukcyjnego charakteru oddziaływań. Dotyczy to w szczególności obiektów zabytkowych. Analizę parametrów mikroklimatu w otoczeniu można rozpatrywać w skali globalnej dla całego kompleksu urbanistycznego oraz lokalnej, dla pojedynczej przegrody bądź jej fragmentu. W przypadku rozważań w skali globalnej istotny jest układ urbanistyczny, wzajemne odległości pomiędzy budynkami oraz ich geometria. W przypadku skali lokalnej ważniejszymi aspektami będzie ukształtowanie powierzchni przegród, ilości i wielkość detali oraz rozmieszczenie przegród o różnych charakterystykach, np. pełnych i transparentnych.

Przykładem kompleksu obiektów poddanych gruntownej modernizacji jest zespół Manufaktura, zlokalizowany w centralnej części miasta Łodzi (rys. 1). Poza odrestaurowaniem obiektów historycznych wprowadzono dodatkowe elementy zabudowy mające bezpośredni wpływ na mikroklimat w sąsiedztwie obiektów już istniejących [1].



Rys. 1. Przykładowy obszar zrewitalizowany wraz z obiektami zabytkowymi

2. Skala globalna

Z uwagi na złożony charakter problemu autorzy ograniczyli się do analiz wpływu struktury zabudowanej na następujące parametry mikroklimatu:

- przepływu wiatru poprzez określenie zmiany jego prędkości i kierunku w odniesieniu do wartości w terenie otwartym,
- penetracji bezpośredniego promieniowania słonecznego oraz oddziaływania ciepłego promieniowania na pionowe przegrody zewnętrzne.

Rozpatrywane parametry mają istotny wpływ na procesy fizyczne zachodzące na zewnętrznych powierzchniach przegród, jak i w ich strefach przypowierzchniowych. Między innymi determinują wielkość:

- wymiany energii na drodze konwekcji, absorpcji i emisji [2];
- wymiany wilgoci w efekcie absorpcji wilgoci i jej odparowywania [3].

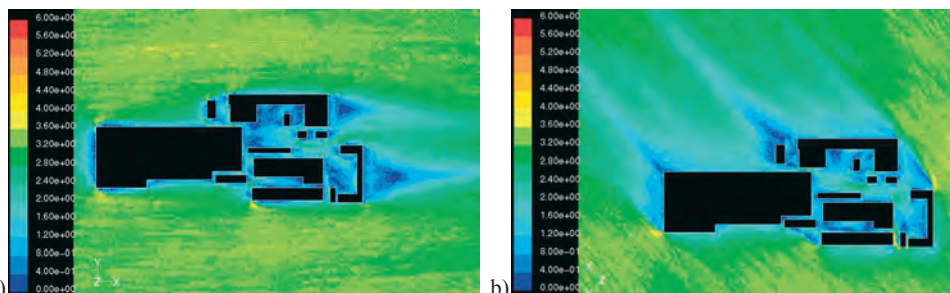
Wymienione powyżej procesy mają charakter sprzężony i w zależności od sytuacji mogą wywoływać następujące efekty:

- odparowanie wody deszczowej z powierzchni ściany na skutek oddziaływania bezpośredniego promieniowania słonecznego lub/i opływu powietrza;
- akumulacja energii promieniowania słonecznego przez przegrody zewnętrzne;
- wymiana ciepła pomiędzy budynkiem a otoczeniem na drodze konwekcji i promieniowania.

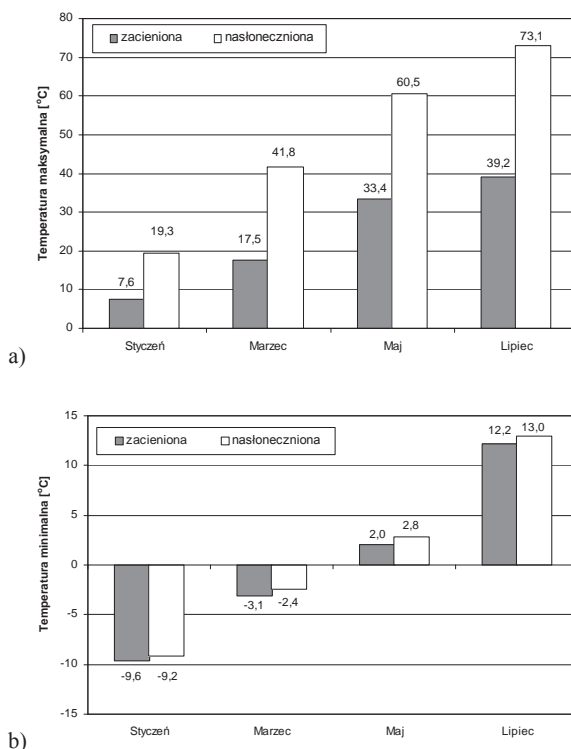


Rys. 2. Widok obszaru analizowanego w skali globalnej

Głównym problemem występującym w układzie globalnym zabudowy jest wzajemne oddziaływanie budynków na siebie poprzez zmianę kierunku i prędkości przepływającego powietrza (rys. 3) oraz zacinianie się elewacji (rys. 4).



Rys. 3. Rozkład prędkości wiatru przy napływie z kierunku a) zachodniego i b) południowo wschodniego



Rys. 4. Ekstremalne wartości temperatur obliczonych dla zacienionych i nasłonecznionych fragmentów elewacji, wartości a) maksymalne, b) minimalne

Analizując wyniki zamieszczone na rysunku 3 zaobserwować można strefy o obniżonych prędkościach przepływu powietrza w sąsiedztwie przegród pionowych budynków. Obniżenie wartości prędkości będzie miała bezpośredni wpływ na procesy wymiany ciepła na drodze konwekcji oraz intensywność oddziaływania zacinającego deszczu.

Porównując ekstremalne wartości temperatur (rys. 4) należy podkreślić duże różnice wartości maksymalnych, zarejestrowanych w ciągu dnia i wynikających z konwersji docierającej energii promieniowania słonecznego.

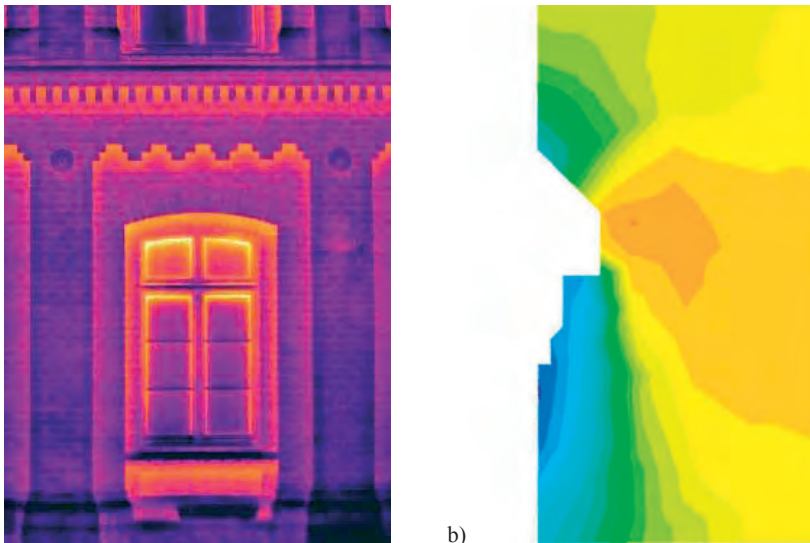
3. Skala lokalna

Analiza na poziomie oddziaływań lokalnych pomiędzy środowiskiem zewnętrznym a powierzchnią przegród jest interesująca dla elementów o rozbudowanej ornamentyce i ciekawym detalu architektonicznym (rys. 5).

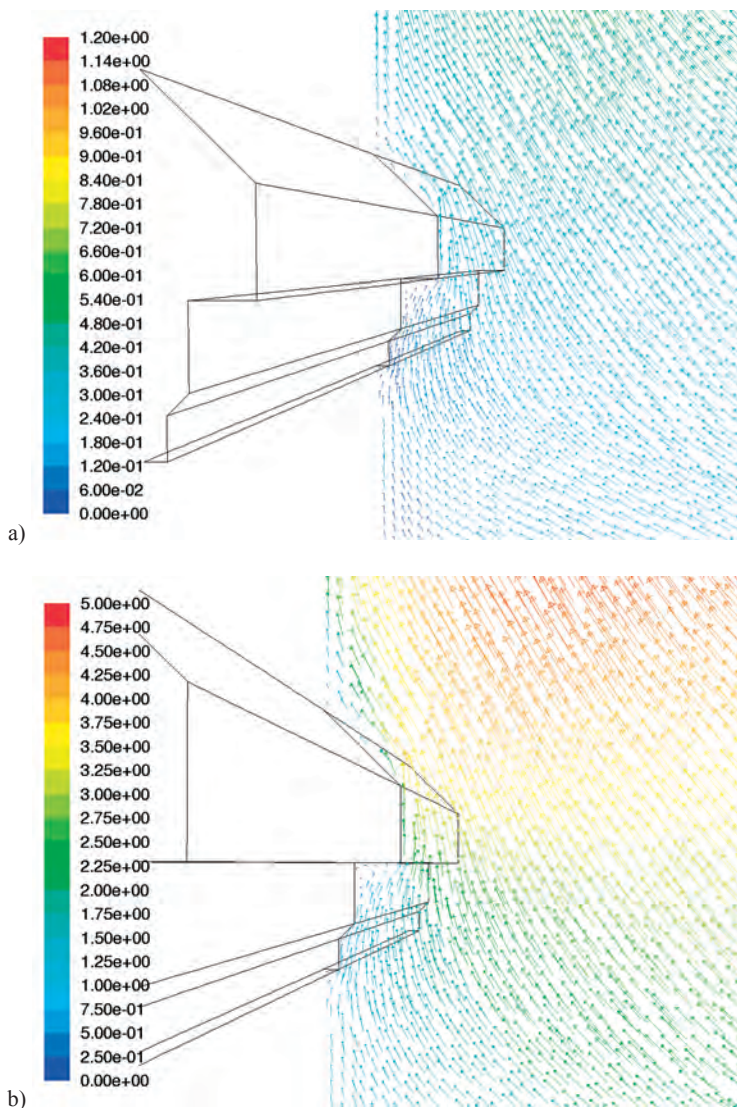


Rys. 5. Przykładowe detale architektoniczne na zabytkowym obiekcie ceglany

Procesy wymiany ciepła dla powierzchni o rozbudowanej geometrii mają złożony charakter i zależą od prędkości ruchu powietrza i właściwości emisyjnych powierzchni. Poza zjawiskami konwekcji wymuszonej, występuje dodatkowo konwekcja swobodna na skutek ruchów mas powietrza wynikających z różnych temperatur poszczególnych fragmentów powierzchni. Intensywność oddawania ciepła do otoczenia uwarunkowana jest izolacyjnością cieplną samej przegrody jak i prędkością opływającego powietrza. W strefach stagnacji oraz w miejscach pomniejszonej grubości obserwowana jest znacznie wyższa temperatura powierzchni niż na pozostałych fragmentach elewacji.



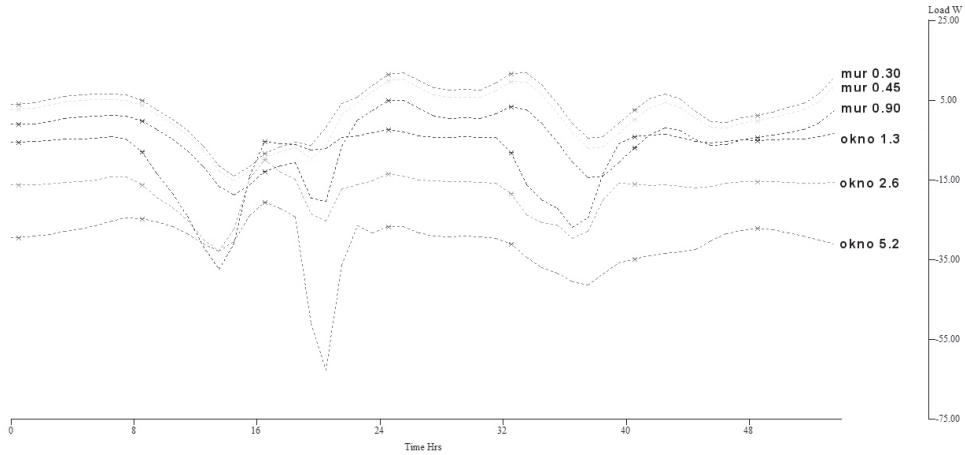
Rys. 6. a) obraz termowizyjny fragmentu elewacji o różnej intensywności oddawania ciepła, różnej wartości temperatury powierzchni, b) rozkład prędkości w poszczególnych fragmentach detalu architektonicznego (symulacja)



Rys. 7. Wektory prędkości w warstwie przypowierzchniowej elementu dla prędkości napływu a) $V=0,5$ m/s i b) 5m/s oraz intensywności turbulencji 5%

Efekt ten wywołany jest m.in. różną intensywnością przepływu powietrza i występowaniem lokalnymi stref o różnych prędkościach. Analizę numeryczną przepływu strugi powietrza wokół detalu budowlanego o złożonej geometrii zaprezentowano na rysunku 7. Poza różnymi wartościami uzyskanymi w poszczególnych punktach, istotne są strefy o niewielkiej prędkości przepływu zarejestrowane w części spodniej detali, rys. 6b.

Na rysunku 8 przedstawione chwilowe moce strat ciepła dla przegród o różnych charakterystykach termicznych w wybranym okresie zimy. Różnice otrzymanych wartości mogą przekraczać 50 W co wynika zarówno z dużej ilości pochłanianej energii promieniowania słonecznego jak i nierównomiernego oddawania ciepła do otoczenia.



Rys. 8. Gęstość strumienia oddawanego ciepła przez przegrody pełne i transparentne o różnej izolacyjności termicznej dla wybranego okresu zimy

4. Podsumowanie

O zagrożeniach obiektów zabytkowych od strony oddziaływania klimatu lokalnego świadczą obserwacje istniejących obiektów, potwierdzone wynikami uzyskanymi z analiz symulacyjnych. Na przebieg procesów destrukcyjnych mają również istotny wpływ, zjawiska transportu ciepła i wilgoci w warstwach przypowierzchniowych przegród zewnętrznych. Dodatkowe efekty, uwzględniające zdolność do odparowania wilgoci z powierzchni ścian, zostały uwzględnione w analizach nasłonecznienia i przepływu powietrza w bliskim otoczeniu przegród.

Złożony charakter oddziaływania różnych czynników kształtujących warunki pogodowe, jak i złożoność procesów zachodzących na granicy przegroda – środowisko zewnętrzne wymaga zastosowania odpowiednich metod. Zaprezentowana droga postępowania winna być dalej rozwijana w celu uwzględnienia szerszej liczby elementów decydujących o procesach destrukcyjnych warstw powierzchniowych. Wybór najkorzystniejszego rozwiązania będzie miał znaczenie przy dążeniu do zachowania jak największej trwałości warstw powierzchniowych przegród i samych obiektów [4].

Literatura

- 1 Klemm K., Heim D. Wind flow aspects in the renovated, post-industrial urban area, Proceedings of World Sustainable Building Conference SB05, Tokyo 27-29 September 2005.
- 2 Liu, Y., Harris, D.J. Full-scale measurements of convective coefficient on external surface of a low-rise building in sheltered conditions, Building and Environment, vol. 42(7), s. 2718-2736, 2007.
- 3 Janssen, H., Blocken, B., Roels, S., Carmeliet, J. Wind-driven rain as a boundary conditions for HAM simulations: analysis of simplified modelling approaches, Building and Environment, vol. 42(4), s. 1555-1567, 2007. Taylor I., Vezza M. Prediction of unsteady flow around square and rectangular section cylinders using a discrete vortex method. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 82 (1999) 247–269.
- 4 Metoda wskaźnikowa oceny oddziaływania klimatu na obiekty zabytkowe, (red. P. Klemm), seria monografie Fizyka Budowli – Ochrona Zabytków, Politechnika Łódzka, Łódź, 2009.

Odsalanie powierzchni zabytkowych wypraw

Jan Kubik¹, Andrzej Kucharczyk²

Katedra Fizyki Materiałów, Wydział Budownictwa, Politechnika Opolska,
e-mail: ¹j.kubik@po.opole.pl, ²a.kucharczyk@po.opole.pl

Streszczenie: W referacie wykonano wstępne badania odsalania z wykorzystaniem okładów z ligniny, często stosowanych w konserwacji obiektów zabytkowych. Zaproponowano metodykę szacowania efektywności tych zabiegów z wykorzystaniem modelu przepływów przypowierzchniowych.

Słowa kluczowe: odsalanie, przepływy jonowe, wysychanie, wilgoć

1. Wprowadzenie

Wykwyty soli na powierzchniach zabytkowych polichromii stanowią najczęstszą przyczynę ich zniszczeń. Problem dotyczy większości zabytkowych tynków i sztukaterii w obiektach z różnych epok kulturowych.

W niniejszej pracy przeanalizowano kinetykę odsalania powierzchni polichromii w wyniku zastosowania okładów z wilgotnej ligniny. Tak postawiony problem powinien stanowić punkt odniesienia do oceny szybkości i efektywności procesów odsalania polichromii.

2. Równania przypowierzchniowych przepływów

W pierwszej kolejności przeanalizowano proces swobodnego wysychania wierzchniej warstwy polichromii. W tym przypadku oprócz przypowierzchniowej warstwy polichromii uwzględniono również nasycone porami otoczenie powierzchni, które stanowi kolejną warstwę. Do powierzchni dopływa roztwór jonów (woda $\alpha = w$ wraz z jonami soli $\alpha = j$), który na niej ulega zobojętnieniu na sól ($\alpha = s$), a do otoczenia odparowuje para wodna. Proces opisuje układ parcjalnych bilansów masy

$$\frac{dC^\alpha}{dt} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial j^\alpha}{\partial x} = R^\alpha, \quad \alpha = w, j, s \quad (1)$$

który po uśrednieniu w warstwie β prowadzi do równania [1]

$$\int_{A^\beta} \left[\Delta_\beta \left(\frac{d\bar{C}_\beta^\alpha}{dt} - \bar{R}_\beta^\alpha \right) + \frac{1}{\rho} \left(j_\beta^{\alpha+} - j_\beta^{\alpha-} \right) n_x \right] dA = 0 \quad (2)$$

Sumując powyższe równanie dla wszystkich warstw

$$\int_{A^\beta} \left[\sum_\beta \Delta_\beta \left(\frac{d\bar{C}_\beta^\alpha}{dt} - \bar{R}_\beta^\alpha \right) - \frac{1}{\rho} j_0^{\alpha-} n_x \right] dA = 0 \quad (3)$$

otrzymano

$$\Delta \left(\frac{d\bar{C}^\alpha}{dt} - \bar{R}^\alpha \right) - \frac{1}{\rho} j_0^{\alpha-} n_x = 0 \quad (4)$$

gdzie $\frac{d\bar{C}^\alpha}{dt} = \frac{1}{\Delta} \sum_{\beta} \Delta_{\beta} \frac{d\bar{C}_{\beta}^\alpha}{dt}$, $\bar{R}^\alpha = \frac{1}{\Delta} \sum_{\beta} \Delta_{\beta} \bar{R}_{\beta}^\alpha$.

Wprowadzając natomiast równanie fizyczne na strumień przejmowania masy przez otoczenie w postaci

$$j_0^{\alpha-} n_x = -k^\alpha \frac{C_0^{\alpha+} - C_0^{\alpha-}}{\delta_0} n_x = -K^\alpha n_x \quad (5)$$

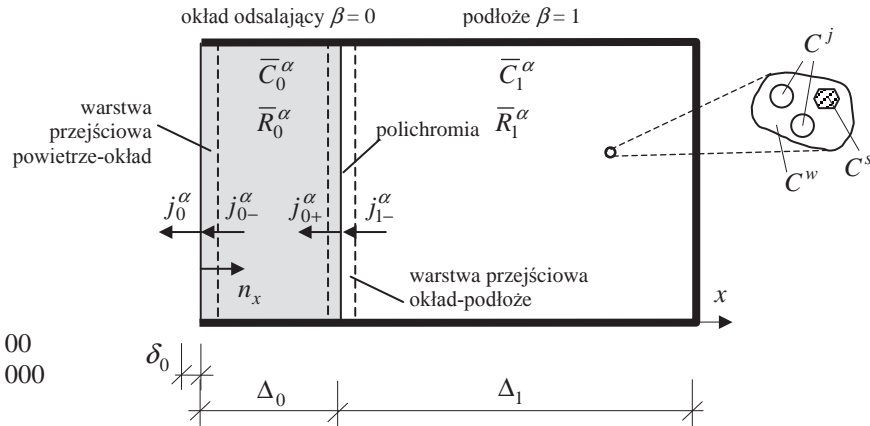
do równania (3) i całkując po czasie uzyskano zależność na rozkład stężeń w pierwszym, przypowierzchniowym etapie wysychania ściany i tworzeniu się wykwitów na jego powierzchni

$$\bar{C}^\alpha - \bar{C}^\alpha(t=0) = \int_0^t \left[\bar{R}^\alpha - \frac{K^\alpha}{\rho \Delta} n_x \right] dt \quad (6)$$

Podany rozkład stężeń wilgoci na powierzchni wyprawy porównywano z rozkładem stężeń w układzie wyprawa-lignina. Na tej podstawie istnieje możliwość oszacowania współczynników kinetyki procesu.

3. Przepływy w kontakcie okład-polichromia

Przepływy roztworów soli w kontakcie okład odsalający z powierzchnią polichromii są podobne do podanych w poprzednim punkcie z tym, że dochodzi do dodatkowego przepływu przez nasycony wilgocią okład (rys. 1). W efekcie od powierzchni polichromii wilgoć przenika do okładu, gdzie osadza się sól ($R_0^s \neq 0$) a uwolniona wilgoć dyfunduje na zewnątrz okładu do otoczenia.



Rys. 1. Model procesu

Oczywiście proces wysychania jest wolniejszy niż przy swobodnym odparowaniu z powierzchni polichromii. Proces transportu wilgoci opisuje parcjalny bilans masy (rów. (3)), w którym źródło masy jest zerowe

$$\int_{A^\beta} \left[\sum_{\beta} \Delta_{\beta} \frac{d\bar{C}_{\beta}^w}{dt} - \frac{1}{\rho} j_0^{w-} n_x \right] dA = 0 \quad (7)$$

lub po rozpisaniu dla układu dwuwarstwowego okład-podłoże

$$\Delta_0 \frac{d\bar{C}_0^w}{dt} + \Delta_1 \frac{d\bar{C}_1^w}{dt} - \frac{1}{\rho} j_0^{w-} n_x = 0 \quad (8)$$

Wprowadzając natomiast równanie fizyczne na strumień masy, ograniczając przy tym rozważania do wstępnego okresu wysychania, tzn. kiedy prędkość wysychania jest stała, uzyskujemy stałą w czasie wartość strumienia masy

$$j_0^{w-} n_x = -k^w \frac{C_0^{w+} - C_0^{w-}}{\delta_0} n_x = -K^w n_x \quad (9)$$

W przypadku pierwszego etapu wysychania zachodzić będzie równość zmian w czasie dla wszystkich warstw tj. $\frac{d\bar{C}_0^w}{dt} = \frac{d\bar{C}_1^w}{dt}$. Zależność ta jest słuszna w przypadku, gdy wilgoć odparowuje wyłącznie z części przypowierzchniowej materiału. W takim przypadku, w tych partiach materiału istnieją duże gradienty wilgoci a w części środkowej gradienty są pomijalnie małe. Wykorzystując tę zależność otrzymano

$$\frac{d\bar{C}_0^w}{dt} = -\frac{K^w n_x}{\rho(\Delta_0 + \Delta_1)} \quad (10)$$

W konsekwencji zmiany stężeń dotyczące pierwszego, wstępnego okresu wysychania powierzchni przyjmują postać

$$\bar{C}^w = \frac{1}{\Delta_0 + \Delta_1} (\bar{C}_0^w \Delta_0 + \bar{C}_1^w \Delta_1) = -\frac{K^w n_x}{\rho(\Delta_0 + \Delta_1)} t + \bar{C}^w(t=0) \quad (11)$$

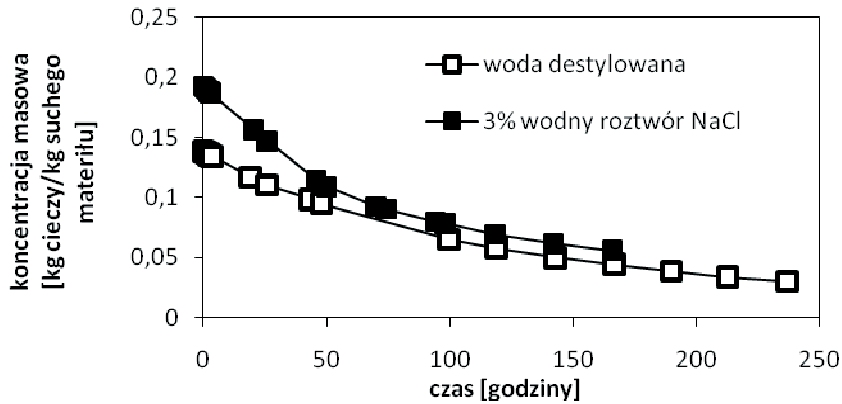
Porównując zmiany wilgoci \bar{C}^w uzyskane z badań laboratoryjnych dla samego podłoża z układem okład-podłożo można oszacować kinetykę odsalania oraz współczynniki kinetyczne K^w dla ścian obłożonych okładami. Powyższe rozważania dotyczą wyłącznie pierwszego etapu wysychania, kiedy to prędkość wysychania jest stała.

4. Badania laboratoryjne

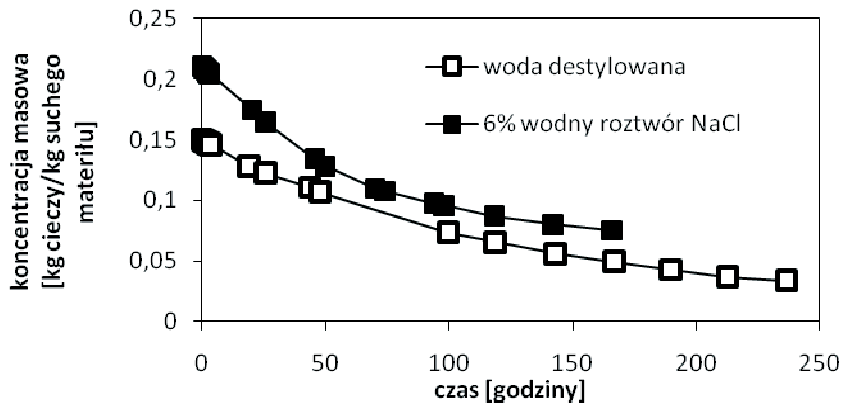
W celu zbadania efektywności odsalania przeprowadzono wstępne badania, w laboratorium KFM Politechniki Opolskiej, wykorzystując okłady z ligniny. Badaniu odsalania podlegała cegła ceramiczna. W pierwszej kolejności wyznaczono kinetykę wysychania cegły ceramicznej nasyconej wodą destylowaną, a następnie w drugim cyklu dla układu warstwowego cegła ceramiczna nasycona roztworami soli i lignina nasycona wodą destylowaną. Porównywanie tych wyników pozwala na określanie efektywności i czasu odsalania (rys. 2, 3, 4).

Metoda mokrych okładów wykorzystana w badaniu, polega na przyłożeniu do nieizolowanej ściany próbki mocno wilgotnej ligniny, przylegającej na całej powierzchni do nasyconej różnymi roztworami soli próbki ceglanej. Podczas badania lignina powinna dokładnie przylegać do ściany próbki, co zostało zapewnione przez zastosowanie odpowiednich opasek z gumy (rys. 5).

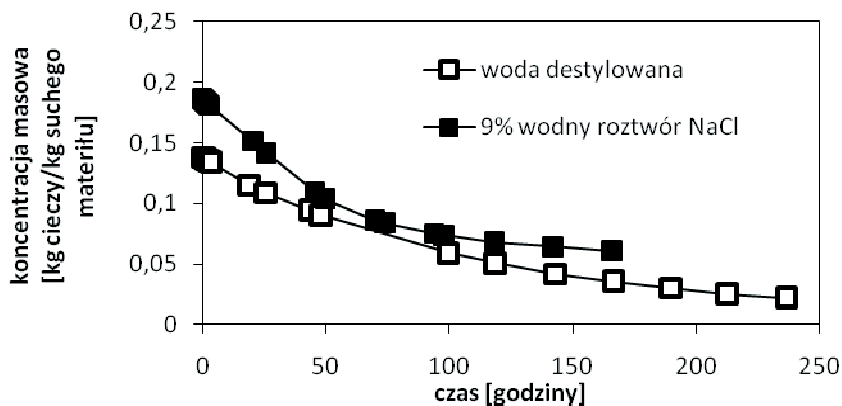
Badania polegały na pomiarze zmian masy układu nasyconego wodą destylowaną bez okładu i układu lignina-cegła w którym lignina była zwilżona wodą destylowaną a cegła była nasycona roztworami chlorku sodu w temperaturze +25°C i wilgotności względnej 35%.



Rys. 2. Kinetyka wysychania cegły ceramicznej nasyconej wodą destylowaną i układu lignina, nasyconą wodą destylowaną, z cegłą ceramiczną nasyconą 3% wodnym roztworem chlorku sodu



Rys. 3. Kinetyka wysychania cegły ceramicznej nasyconej wodą destylowaną i układu lignina, nasyconą wodą destylowaną, z cegłą ceramiczną nasyconą 6% wodnym roztworem chlorku sodu



Rys. 4. Kinetyka wysychania cegły ceramicznej nasyconej wodą destylowaną i układu lignina, nasyconą wodą destylowaną, z cegłą ceramiczną nasyconą 9% wodnym roztworem chlorku sodu



Rys. 5. Badany układ: okład z ligniny – cegła ceramiczna



Rys. 6. Powierzchnia próbek po procesie odsalania

5. Podsumowanie

Przeprowadzone doświadczenia pozwalają stwierdzić, iż prędkość wysychania samej ceramiki w stosunku do ceramiki z okładami jest większa. Jest to wywołane łatwiejszym odparowaniem wilgoci z powierzchni okładów niż z cegły. Nasycone próbki czystą wodą jak również układ lignina-cegła, gdzie cegła jest nasycona roztworami soli, szybko wysycha we wczesnym okresie, gdzie prędkość jest stała oraz następuje spowolnienie procesu wysychania w późniejszym etapie.

Zastosowana metoda odsalania pozwala na częściowe oczyszczenie ceramiki budowlanej. O pozostałości soli świadczy nie tylko uzyskana masa, ale przede wszystkim wykwyty solne na próbkach po całkowitym ich wysuszeniu (rys. 6).

Spis oznaczeń

- ρ – gęstość szkieletu,
- α – składnik mieszaniny (woda $\alpha = w$, jony soli $\alpha = j$, wykrystalizowana sól $\alpha = s$)
- C^α – koncentracja składnika α ,
- \bar{C}_β^α – uśredniona koncentracja składnika α w warstwie β ,
- R^α – źródło masy składnika α ,
- \bar{R}_β^α – uśrednione źródło masy składnika α w warstwie β ,
- j^α – strumień masy składnika α ,
- δ – grubość warstwy przypowierzchniowej,
- Δ_β – grubość warstwy β ,
- K^α – współczynnik kinetyczny składnika α ,
- A – powierzchnia,

- n_x – wektor normalny do powierzchni x ,
 t – czas,
 x – współrzędna przestrzenna.

Literatura

- 1 Kubik, J., Kucharczyk, A.: Ogólne własności przepływów przypowierzchniowych, Roczniki Inżynierii Budowlanej, no. 9, 45-53 (2009)

The desalination of historical painted surface

Jan Kubik¹, Andrzej Kucharczyk²

*Department of Materials Physics, Faculty of Civil Engineering, Opole University of Technology,
e-mail: ¹j.kubik@po.opole.pl, ²a.kucharczyk@po.opole.pl*

Abstract: In the paper the preliminary laboratory tests of desalination with the use of lignin poultices were made, often utilized in the maintenance of monumental buildings. In addition, the method of determining of the desalination efficiency was also proposed.

Keywords: desalination, ions flows, drying, moisture

Wpływ oddziaływania ciepłego promieniowania środowiska zewnętrznego na wyniki termowizyjnych badań budynków

Henryk Nowak¹

¹ Zakład Fizyki Budowli i Komputerowych Metod Projektowania, Instytut Budownictwa, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wroclawska, e-mail: henryk.nowak@pwr.wroc.pl

Streszczenie: Diagnostykę termiczną obiektów budowlanych, głównie budynków mieszkalnych, przeprowadza się obecnie za pomocą standardowej metody badań termowizyjnych, które umożliwiają zbadanie stanu izolacji cieplnej przegród budowlanych, zlokalizowanie mostków cieplnych, wady różnego typu instalacji, zlokalizowanie miejsc zawilgocenia przegród i nadmiernej infiltracji powietrza. Wyniki tych badań wymagają jednak od operatora kamery termowizyjnej rzetelnej wiedzy z zakresu interpretacji termogramów. Jednym z elementów wpływających na wyniki pomiarów termowizyjnych jest ciepłe promieniowanie środowiska zewnętrznego. W artykule przedstawiono ogólny opis radiacyjnego oddziaływania środowiska zewnętrznego na budynki, istotę radiacyjnego chłodzenia zewnętrznych powierzchni przegród budowlanych oraz wpływ tego promieniowania na wyniki termowizyjnych badań budynków i na interpretację termogramów.

Słowa kluczowe: budynki, badania termowizyjne, promieniowanie ciepłe środowiska zewnętrznego, interpretacja termogramów.

1. Wprowadzenie

Termografia podczerwona jest bardzo wydajnym i skutecznym narzędziem do lokalizacji ukrytych defektów materiałowych w przegrodach budowlanych poprzez lokalizację powierzchniowych anomalii rozkładu temperatury na granicznych powierzchniach przegród. W każdym przypadku przepływu ciepła przez poszczególne części zdefektowanej przegrody powoduje różnice temperatury na powierzchniach granicznych przegród, co wynika z różnej przewodności cieplnej materiałów, ich układu geometrycznego oraz z pojemności cieplnej materiałów. Każda anomalia rozkładu temperatury na powierzchniach przegród, identyfikowana kamerą termowizyjną, powinna być dogłębnie analizowana w powiązaniu z konstrukcją i strukturą przegrody, zastosowanymi materiałami, z warunkami wymuszenia temperaturowego oraz z warunkami wykonania badań.

W termowizyjnym procesie badawczym budynków i innych obiektów budowlanych bardzo ważne są wszystkie etapy pomiarów – od rozpoznania obiektu badań, poprzez prace przygotowawcze, wykonanie badań, analizę komputerową termogramów, interpretację termogramów, aż po opracowanie raportu z badań. Ale najbardziej istotnym problemem w termowizyjnych badaniach w budownictwie, przy założeniu spełnienia wszystkich wymaganych warunków wykonywania pomiarów, jest poprawna interpretacja termogramów. Operator kamery termowizyjnej nie może ograniczyć się jedynie do obsługi sprzętu i wykonania termogramów – zasadniczym jego zadaniem jest kompleksowa analiza i wnikliwa interpretacja termogramów oraz sformułowanie wniosków i zaleceń. Jest to jeden z najtrudniejszych i najbardziej odpowiedzialnych etapów badań termowizyjnych.

W ostatnich latach dochodzi jeszcze inne zjawisko, a mianowicie następuje obniżanie cen kamer termowizyjnych (z jednoczesnym rozszerzaniem ich możliwości pomiarowych, rejestracji, wizualizacji i przetwarzania termogramów), a tym samym zwiększanie ich dostępności. To z kolei doprowadziło do paradoksalnej sytuacji w skali globalnej, w tym również w Polsce, że sprzedano więcej kamer termowizyjnych niż było i jest osób, które potrafią prawidłowo wykonywać pomiary i właściwie interpretować termogramy [1].

W termowizyjnych badaniach budynków kluczowym zagadnieniem jest ich wymiana ciepła przez promieniowanie ciepłe ze środowiskiem zewnętrznym, przy czym oczywiście jest ona również warunkowana konwekcyjną wymianą ciepła z otoczeniem i przewodze-

niem ciepła przez przegrody. Z kolei promieniowanie ciepłe środowiska zewnętrznego jest jednym z głównych elementów, które warunkują radiacyjną wymianę ciepła obiektów budowlanych z najbliższym otoczeniem i które znacząco wpływa na obraz termalny powierzchni badanych elementów. Promieniowanie ciepłe atmosfery i najbliższego otoczenia badanych obiektów cechuje się charakterystyczną zmiennością w funkcji kąta zenitalnego, temperatury i wilgotności względnej powietrza oraz stopnia zachmurzenia nieboskłonu.

Promieniowanie ciepłe w najbliższym otoczeniu budynku jest jednym z elementów, które mają istotny wpływ na wyniki termowizyjnych badań budynków, na zakłócenia i błędy pomiarowe. Bardzo istotne jest również promieniowanie ciepłe nieboskłonu (atmosfery), zwłaszcza bezchmurnego. Efekt bezchmurnego "zimnego nieba" może znacząco wpływać na wyniki pomiarów termowizyjnych, co oczywiście należy uwzględnić przy interpretacji termogramów. Niezbędnym warunkiem prawidłowego uwzględnienia długofalowego promieniowania środowiska zewnętrznego przy interpretacji termogramów jest pełna znajomość zmienności w czasie tego promieniowania dla różnych warunków pogodowych, w funkcji zmienności elementów meteorologicznych takich, jak stopień zachmurzenia nieba i rodzaj chmur, temperatura i wilgotność względna powietrza, ciśnienie pary wodnej oraz w funkcji kąta pochylenia rozważanej płaszczyzny.

W artykule przedstawiono ogólny opis radiacyjnego oddziaływania środowiska zewnętrznego na budynki, istotę radiacyjnego chłodzenia zewnętrznych powierzchni przegród budowlanych oraz wpływ tego promieniowania na wyniki termowizyjnych badań budynków i na interpretację termogramów.

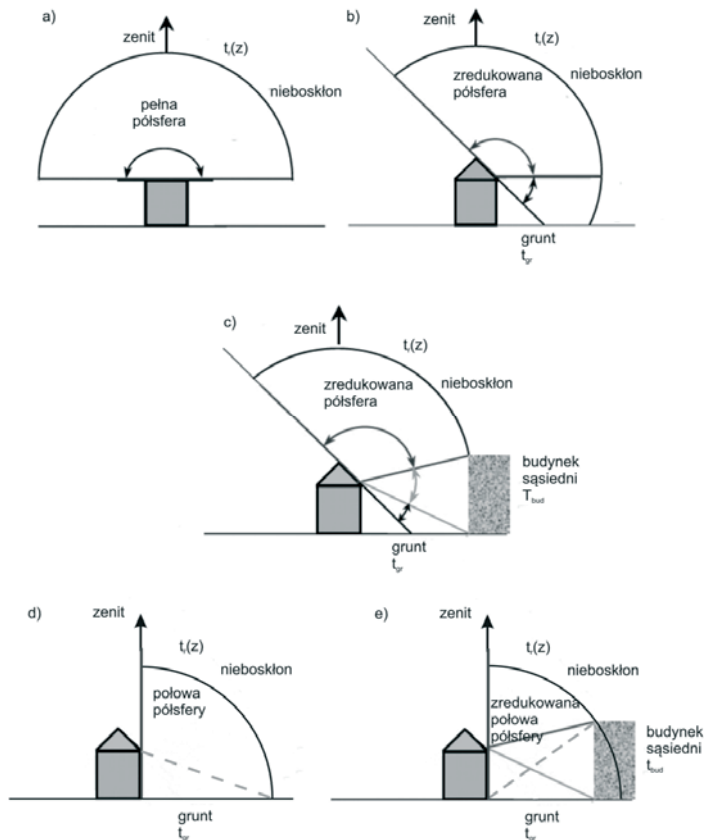
2. Radiacyjne oddziaływanie środowiska zewnętrznego na budynki

2.1. Promieniowanie ciepłe środowiska zewnętrznego

Zewnętrzne powierzchnie przegród budowlanych nieprzerwanie pochłaniają i emitują energię promieniowania ciepłego. Na powierzchnie te oddziałuje promieniowanie słoneczne (promieniowanie krótkofalowe) oraz promieniowanie ciepłe atmosfery, gruntu i obiektów otaczających (promieniowanie długofalowe). Ilość docierającego ciepłego promieniowania środowiska zewnętrznego do przegrody budowlanej zależy od temperatury i wilgotności względnej powietrza zewnętrznego, od jej kąta pochylenia oraz od stopnia zachmurzenia nieboskłonu.

W zakresie promieniowania długofalowego na poziomą płaszczyznę oddziałuje jedynie promieniowanie nieboskłonu. Gdy kąt pochylenia tej płaszczyzny wzrasta, jej powierzchnia zewnętrzna "widzi" coraz to mniejszą część nieboskłonu i jednocześnie coraz to większą część gruntu i obiekty otaczające, zaś ich łączne oddziaływanie w postaci promieniowania termicznego sumuje się, by dla kąta 90° (płaszczyzna pionowa) osiągnąć wartość maksymalną [2], [3]. W warunkach bezchmurnego nieba w nocy do poziomej lub nachylonej pod niewielkim kątem płaszczyzny dociera najmniejsza wartość natężenia długofalowego promieniowania nieboskłonu, stanowiąc najłabszą rekompensatę dla wypromieniowanej energii cieplnej przez tę płaszczyznę. W związku z tym, straty ciepła przez promieniowanie są wówczas największe, zwłaszcza że atmosfera w zakresie długości fal od 8,0 do 14,0 μm jest prawie całkowicie przepuszczalna dla promieniowania długofalowego ("okno atmosferyczne"), a maksimum promieniowania zewnętrznej powierzchni rozważanej płaszczyzny przypada na fale o długości od 10,0 do 12,0 μm [4]. Na Rys. 1 pokazano typowe schematy radiacyjnej wymiany ciepła budynku z najbliższym otoczeniem [6]. W wyniku tych strat ciepła temperatura zewnętrznej powierzchni przegród budowlanych, zwłaszcza stropodachów, może osiągnąć wartość niższą od temperatury otaczającego powietrza, co ściśle koresponduje ze znacznymi stratami ciepła przez promieniowanie. Występuje wówczas zjawisko tak zwanego chłodzenia radiacyjnego [6], [7]. W wyniku znacznych radiacyjnych strat ciepła temperatura zewnętrznej powierzchni stropodachu (lub gruntu) może obniżyć się w stosunku do temperatury powietrza od 4 do 11 $^\circ\text{C}$ [6]. W warunkach bezchmurnego nieba w nocy w bilansie cieplnym ścian zewnętrznych efekt wymiany ciepła przez promieniowanie ze środowiskiem zewnętrznym jest mniejszy, co wynika z faktu, że straty ciepła przez promieniowanie przegród pionowych kompensowane są porównywalnymi zyskami energii promieniowania pochodzącej od gruntu oraz od obiektów sąsiadujących (w przypadku stropodachów zwrotne promienio-

wanie atmosfery osiąga mniejszą wartość). Niemniej, w przypadku ścian budynków zlokalizowanych na obrzeżach miast oraz ścian budynków wysokich, nie zasłoniętych innymi budynkami, może również wystąpić zjawisko chłodzenia radiacyjnego, w nieco mniejszym stopniu, co może mieć wpływ na rozkład temperatury i na obraz termalny na powierzchni ścian.



Rys. 1. Wymiana ciepła przez promieniowanie budynków i przegród budowlanych z otoczeniem:

a) wymiana ciepła poziomego stropodachu jedynie z nieboskłonem, b) wymiana ciepła połaci dachowej z nieboskłonem i gruntem, c) wymiana ciepła połaci dachowej z nieboskłonem, gruntem i z sąsiednimi budynkami, d) wymiana ciepła ściany zewnętrznej jedynie z nieboskłonem i gruntem, e) wymiana ciepła ściany wewnętrznej z nieboskłonem, gruntem i z sąsiednimi budynkami [6].

Wraz ze wzrostem kąta nachylenia rozważanej płaszczyzny (przegrody budowlanej) zmienia się udział poszczególnych składowych w wynikowej wartości natężenia docierającego ciepłego promieniowania środowiska zewnętrznego, tj. promieniowania atmosfery, gruntu i najbliższego otoczenia budynku. Z punktu widzenia bilansu cieplnego przegród budowlanych najistotniejszą jest wynikowa wartość natężenia ciepłego promieniowania środowiska zewnętrznego bądź odpowiadająca jej wartość średniej temperatury promieniowania tego środowiska. W pewnych wypadkach jednak niezbędną może się okazać znajomość natężenia składowych wynikowego długofalowego promieniowania środowiska zewnętrznego, tj. promieniowania atmosfery i gruntu, które można wyznaczyć na podstawie modelu obliczeniowego przedstawionego w pracach [2] i [3].

Istotnym elementem wpływającym na ilość docierającego do powierzchni Ziemi promieniowania atmosfery są chmury. Chmury o gęstości wystarczającej dla tworzenia się cienia na powierzchni Ziemi emitują promieniowanie jak ciało doskonale czarne o temperaturze równej temperaturze kropelek wody i kryształków lodu, z których są

zbudowane. Obecność chmur powoduje wzrost natężenia zwrotnego promieniowania atmosferycznego padającego na powierzchnię Ziemi, gdyż promieniowanie pary wodnej i dwutlenku węgla z dolnych partii atmosfery sumuje się z promieniowaniem chmur w paśmie $8\div 13\ \mu\text{m}$, tzn. w zakresie okna atmosferycznego. Wzrost natężenia zwrotnego promieniowania cieplnego atmosfery rekompensuje radiacyjne straty ciepła przegród budowlanych. Chmury „zamykają” okno atmosferyczne, wpływając na zmniejszenie radiacyjnych strat ciepła zarówno powierzchni Ziemi jak i przegród budowlanych, zwłaszcza stropodachów, ale również i ścian. Z tego względu pomiary termowizyjne budynków i budowli najbezpieczniej jest wykonywać przy całkowicie zachmurzonym nieboskłonie (co oczywiście nie zawsze jest możliwe), gdyż unikamy wówczas problemów z uwzględnieniem wpływu chłodzenia radiacyjnego przegród budowlanych na rozkład temperatury na ich powierzchniach oraz problemów związanych z interpretacją termogramów.

Analizując wymianę ciepła przez promieniowanie należy pamiętać, że stanowi ona jeden ze składników bilansu cieplnego zewnętrznej powierzchni przegrody budowlanej. Jednocześnie bowiem zachodzi wymiana ciepła przez konwekcję tej powierzchni z otoczeniem, a ponadto wpływ na zjawiska cieplne na powierzchni mają struktura przegrody i jej opór cieplny oraz warunki cieplne panujące w pomieszczeniu i na zewnątrz. Bilans cieplny zewnętrznej powierzchni przegrody jest wypadkową oddziaływań wymienionych elementów, a rozkład temperatury na powierzchni badanej przegrody budowlanej, widoczny na termogramach, jest właśnie wypadkową bilansu cieplnego na tej powierzchni.

2.2. Średnia temperatura promieniowania nieboskłonu

Od wielu lat obliczenia cieplne z zakresu fizyki budowli, zarówno w Polsce jak i w innych krajach, przeprowadza się przy założeniach znacznie upraszczających wpływ radiacyjnego oddziaływania środowiska zewnętrznego w zakresie promieniowania długofalowego na bilans cieplny przegród budowlanych, zwłaszcza stropodachów. W obliczeniach tych, między innymi, nie uwzględnia się możliwości wystąpienia zjawiska chłodzenia radiacyjnego stropodachów i ścian zewnętrznych, ponieważ zakłada się równość temperatury powietrza i średniej temperatury promieniowania nieboskłonu. W konsekwencji prowadzi to do pewnych błędów obliczeniowych, polegających na niedoszacowaniu ilości ciepła traconego przez przegrodę. Proponowaną metodę przeprowadzania obliczeń bilansu cieplnego przegród budowlanych z uwzględnieniem rzeczywistego oddziaływania długofalowego promieniowania środowiska zewnętrznego, dla warunków ustalonego przenikania ciepła, przedstawiono w pracach [2] i [3]. Z drugiej jednak strony wspomniane założenie upraszczające ma już wieloletnią tradycję i znacznie ułatwia obliczenia inżynierskie w zakresie ochrony cieplnej budynków.

W szczegółowych obliczeniach cieplnych z zakresu fizyki budowli, np. przy obliczaniu bilansu promieniowania zewnętrznych powierzchni przegród budowlanych często wygodniej jest, zamiast natężenia długofalowego promieniowania środowiska zewnętrznego, stosować wielkość zwaną średnią temperaturą promieniowania nieboskłonu lub krótko „temperaturą nieba” (ang. „*sky temperature*”) [7], [8].

Wartość średniej temperatury promieniowania nieboskłonu t_r [°C], w całym zakresie widma promieniowania cieplnego, dla płaszczyzny poziomej dla obszaru Polski można obliczać ze wzorów empirycznych opracowanych przez Nowaka [2], [3]:

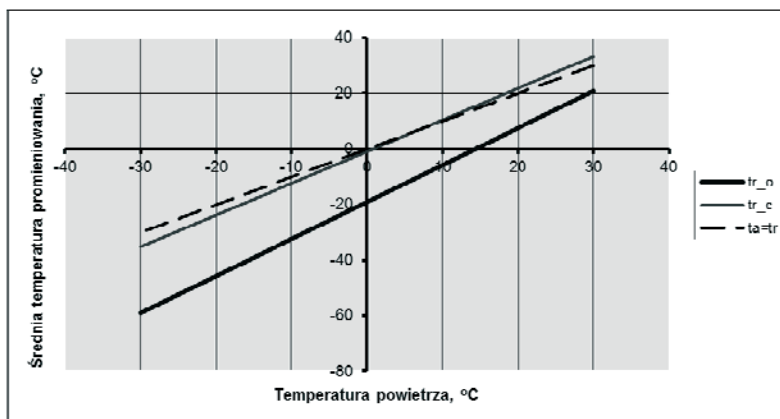
a) dla warunków bezchmurnego nieba

$$t_r = -19,04 + 1,33 t_e \quad (1)$$

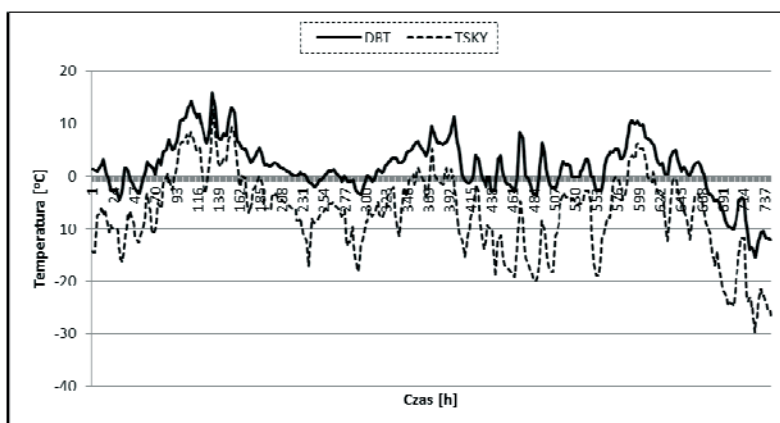
b) dla nieba całkowicie zachmurzonego

$$t_r = -0,92 + 1,14 t_e \quad (2)$$

gdzie t_e jest temperaturą powietrza, [°C]. Graficzną ilustrację wzorów (1) i (2) przedstawiono na Rys. 2, z którego wynika, że średnia temperatura promieniowania nieboskłonu jest niższa od temperatury powietrza o ok. 20 °C przy temperaturze powietrza 0 °C, o około 22 °C niższa przy temperaturze powietrza -10 °C i o około 25 °C niższa przy temperaturze powietrza -20 °C.



Rys. 2. Wartości średniej kalorymetrycznej (tj. w całym zakresie promieniowania cieplnego) temperatury promieniowania nieboskłonu t_r dla płaszczyzny poziomej dla warunków bezchmurnego i całkowicie zachmurzonego nieba [2] (oznaczenia: t_{r-0} – średnia temperatura bezchmurnego nieboskłonu, t_{r-c} – średnia temperatura promieniowania nieboskłonu całkowicie zachmurzonego, t_c – temperatura powietrza).



Rys. 3. Przykładowy przebieg temperatury powietrza zewnętrznego (DBT) i średniej temperatury promieniowania nieboskłonu (TSKY), średnie z okresu 30 lat 1971-2000, dla miesiąca stycznia w Legnicy (zachowano oryginalne oznaczenia temperatur zgodnie z plikami danych pogodowych).

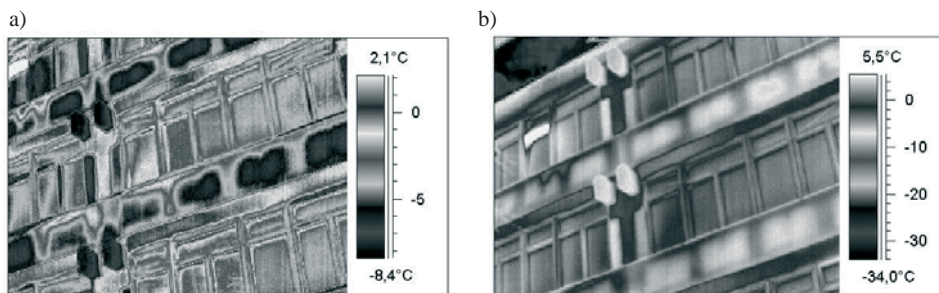
W warunkach bezchmurnego nieba w zimie temperatura promieniowania nieboskłonu może być niższa od temperatury powietrza o około $20 \div 25$ °C [7], [8] (Rys. 2 i 3). Przy temperaturze powietrza 0 °C, dla warunków bezchmurnego nieba, średnia temperatura promieniowania dla stropodachu wynosi ok. -20 °C, natomiast dla ścian ok. -8 °C. W takich warunkach pogodowych, radiacyjne straty ciepła z zewnętrznej powierzchni stropodachu są największe i nieco mniejsze ze ścian zewnętrznych - w konsekwencji temperatura zewnętrznych powierzchni tych przegród może obniżyć się w stosunku do temperatury powietrza o kilka stopni Celsjusza, co może mieć wpływ na wyniki termowizyjnych badań budynków i na interpretację termogramów wykonanych w nocy przy bezchmurnym nieboskłonie. Przy niebie całkowicie zachmurzonym temperatura nieboskłonu, od zenitu do horyzontu, jest praktycznie równa temperaturze powietrza, natomiast dla warunków nieba częściowo zachmurzonego temperatura nieboskłonu przyjmuje wartości pośrednie.

3. Przykładowe wyniki badań termowizyjnych

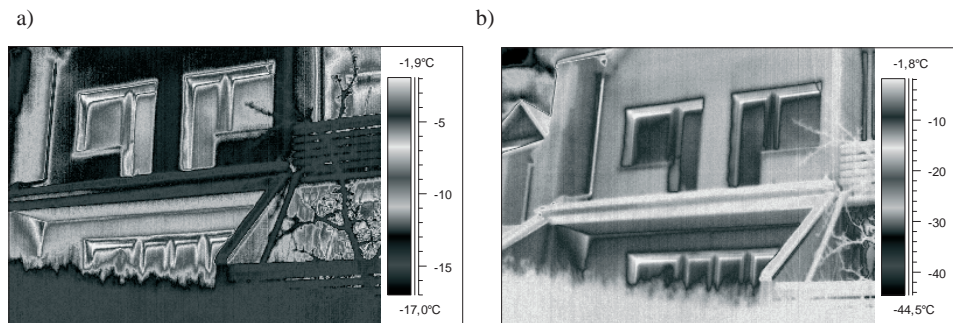
Należy zachować szczególną ostrożność przy wykonywaniu pomiarów termowizyjnych w nocy przy mało zachmurzonym lub całkowicie bezchmurnym nieboskłonie.

Skutkiem oddziaływania bezchmurnego zimnego nieboskłonu najczęściej jest wychładzanie powierzchni stropodachów i połąci dachowych oraz ścian górnych kondygnacji budynków poniżej temperatury otaczającego powietrza (chłodzenie radiacyjne). Bezchmurny zimny nieboskłon, widoczny w obiektywie kamery termowizyjnej, powoduje automatyczne rozszerzenie zakresu skali mierzonej temperatury i w konsekwencji zmienia układ barw na termogramie, co pokazano na Rys. 4 i 5 (komentarz pod termogramami, [6]).

Termogram badanej powierzchni zawiera dwie zasadnicze informacje, a mianowicie informację o temperaturze w danym punkcie oraz o zasięgu obszarów izotermicznych. Należy pamiętać, że w formie ukrytej termogram zawiera również informację o współczynniku emisyjności badanej powierzchni (jedna zadana wartość w systemie kamery termowizyjnej dla całej badanej powierzchni), o czym często zapominają początkujący operatorzy kamer termowizyjnych. Interpretują oni termogramy jedynie na podstawie rozkładu temperatury i często używają kolorowej skali, zakres temperatury oraz tzw. palety termogramów, które niejednokrotnie przejawiają (wyolbrzymiają) małe różnice temperatury na badanej powierzchni.



Rys. 4. Przykłady termogramów elewacji budynku wielokondygnacyjnego: a) termogram górnej części elewacji, b) termogram tej samej górnej części elewacji, ale z widocznym małym fragmentem bezchmurnego zimnego nieboskłonu w lewym górnym rogu – system kamery automatycznie zmienił zakres temperatury na skali po prawej stronie termogramu, w konsekwencji zmienił się układ barw na termogramie. Oczywiście temperatura w poszczególnych punktach elewacji na obu termogramach jest taka sama, zmieniła się jedynie ich prezentacja graficzna.



Rys. 5. Przykłady termogramów elewacji domu jednorodzinnego: a) termogram górnej części elewacji, b) termogram tej samej górnej części elewacji, ale z widocznym małym fragmentem bezchmurnego zimnego nieboskłonu w lewym górnym rogu – podobnie jak na rysunku powyżej, system kamery automatycznie zmienił zakres temperatury na skali po prawej stronie termogramu, w konsekwencji zmienił się układ barw na termogramie. Oczywiście i w tym przypadku temperatura w poszczególnych punktach elewacji na obu termogramach jest taka sama, zmieniła się jedynie ich prezentacja graficzna, co może być pretekstem do nadinterpretacji termogramu

Na Rys. 6 przedstawiono termogram fragmentu najwyższej części elewacji domu jednorodzinnego. Można zauważyć, że temperatura powierzchni szyb w oknie na najwyższej kondygnacji (na poddaszu) jest niższa od temperatury szyb w oknach poniżej, co mogłoby sugerować lepsze właściwości cieplne tego okna.



Rys. 6. Przykład termogramu górnej części elewacji domu jednorodzinnego (komentarz w tekście)

Jednak tak nie jest – niższa temperatura szyb okna poddaszowego wynika z kilku powodów. Po pierwsze, poddasze jest ogrzewane mniej intensywnie niż kondygnacje poniżej (o ogrzewaniu świadczy grzejnik, który „widać” pod oknem, w tym miejscu występuje znacznie wyższa temperatura ściany). Po drugie termogram ściany wykonano pod zbyt dużym kątem patrzenia i stąd zniekształcenie obrazu termalnego okna na najwyższej kondygnacji – aby poprawnie wykonać termogram najwyższej kondygnacji należałoby jeszcze bardziej oddalić się od budynku na odpowiednią odległość [6]. Wreszcie, najwyższa ściana budynku, w tym okno poddasza, były poddane zjawisku chłodzenia radiacyjnego przez częściowo zachmurzonym nieboskłonem.

4. Podsumowanie

Termografia budynków prawdopodobnie jest jednym z najbardziej popularnych i rozpoznawalnych zastosowań diagnostyki cieplnej w podczerwieni. Jednak nie jest to łatwa metoda pomiarowa, jeżeli chodzi o dosyć rzadko stosowaną ilościową ocenę przegród budowlanych pod względem cieplnym. Co więcej, dosyć często jest bardzo trudna nawet do najczęściej stosowanej i z pozoru rutynowej jakościowej oceny przegród i to dla doświadczonych operatorów kamer termowizyjnych. Termogram jest bardzo łatwo wykonać, natomiast często jest go trudno zinterpretować, nawet przez doświadczonych badaczy.

Jednym z najważniejszych elementów w procedurze diagnostyki termowizyjnej budynków jest właściwa interpretacja termogramów, co przede wszystkim jest związane z doświadczeniem pomiarowym i wiedzą operatora kamery termowizyjnej. Ma to znaczenie zarówno podczas wykonywania klasycznych badań, gdy nie występują szczególne okoliczności pomiarowe, jak i w sytuacjach nietypowych, np. gdy badane powierzchnie mają małą emisyjność, badana powierzchnia jest zakrzywiona lub gdy temperatura badanej powierzchni jest niższa od temperatury otaczającego powietrza.

W artykule wskazano na jeden z głównych czynników, który najczęściej zakłóca wyniki termowizyjnych pomiarów budynków, tj. na radiacyjne oddziaływanie bezchmurnego „zimnego nieboskłonu”. Niedoświadczeni operatorzy kamer termowizyjnych powinni przestrzegać zasady wykonywania pomiarów przy całkowicie zachmurzonym nieboskłonem.

W Polsce występuje dosyć poważny problem związany z uprawnieniami do wykonywania pomiarów termowizyjnych, a mianowicie aktualnie w naszym kraju nie ma obowiązku posiadania odpowiednich uprawnień do wykonywania badań termowizyjnych w budownictwie, na kształt uprawnień obowiązujących w innych krajach (poziom I, II i III). Zdaniem Autora, wprowadzenie obowiązku szkolenia i posiadania takich uprawnień powinno być obligatoryjne w naszym kraju, co pozwoliłoby na zdecydowane ograniczenie częstych błędów merytorycznych popełnianych w trakcie badań i uniknięcie negatywnych zjawisk z tym związanych. Zaświadczenia ukończenia kursów i szkoleń z zakresu termowizyjnych badań budynków, prowadzonych przez nieliczne ośrodki, mają znaczenie jedynie informacyjne o ukończeniu szkolenia, a na pewno nie są potwierdzeniem o przygotowaniu danej osoby do samodzielnego wykonywania badań.

Zdaniem Autora, badania termowizyjne powinny należeć do podstawowych badań budynków i stanowić część procesu inwestycyjnego na etapie odbioru technicznego budynków nowych i termomodernizowanych budynków istniejących.

Literatura

- 1 Vollmer M., Mollmann K., P., Infrared Thermal Imaging. Fundamentals, research and Applications. Ailey-VCH Verlag, GmbH & KGaA, Germany 2010.
- 2 Nowak H., Oddziaływanie ciepłego promieniowania środowiska zewnętrznego na budynek. Prace Naukowe Instytutu Budownictwa PWr. Nr 72, Seria Monografie Nr 31, Wrocław, 1999.
- 3 Nowak H., Modelling of the longwave radiation incident upon a building. Archives of Civil Engineering. 2001 Vol. 47, Issue 2, 243–267.
- 4 Goldstein R.J., Application of aerial infrared thermography to measurement of building heat loss. ASHRAE Transactions, Vol. 84, Part 1, 1978.
- 5 Granqvist C.G., Spectrally selective surfaces for heating and cooling applications. SPIE Optical Engineering Press, Vol. TT1, Washington 1989.
- 6 Nowak H.: Zastosowanie badań termowizyjnych w budownictwie. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2012.
- 7 Nowak H., The longwave - radiative heat transfer of the building envelopes. Infrared Physics, Vol. 32, 1991, 357–363.
- 8 Nowak H., The sky temperature in net radiant heat loss calculations from low-sloped roofs. Infrared Physics, Vol. 29, No. 2–4, 1989, 231–232.
- 9 Berdahl P., Fromberg R., The thermal radiance of clear skies. Solar Energy, Vol. 29, 1982, 299–314.

Praca naukowa finansowana ze środków budżetowych na naukę w latach 2010-2013 jako projekt badawczy nr N N506 107138 "Termowizyjna identyfikacja ciepłych właściwości przegród budowlanych"

The influence of environmental thermal radiation on the results of thermographic investigation of buildings

Henryk Nowak¹

¹ *Division of Building Physics and Computational Design Methods, Faculty of Civil Engineering, Wrocław University of Technology, e-mail: henryk.nowak@pwr.wroc.pl*

Abstract: Thermal diagnostics of building objects, mainly of residential buildings is currently realized with the standard method of thermographic examinations which enables the search the state of the thermal insulation of building envelope, the location of thermal bridges, defects in installations of different types, places of the moisture of barriers and the excessive infiltration of air. However, the operator of the IR-camera must have the solid knowledge in the range of thermograms interpretation. Thermal radiation of the outside environment is one of many factors affecting the results of thermal imaging measurements. The article presents a general description of the thermal radiation influence of the outside environment on buildings, the importance of radiative cooling of building envelope and the influence of this radiation on thermal imaging inspections of buildings and on interpretation of thermograms.

Keywords: buildings, thermographic investigation, thermal radiation of environment, interpretation of thermograms

Jakość powietrza w wielorodzinnych budynkach mieszkalnych

Marek Telejko¹, Ewa Zender – Świercz², Jerzy Zbigniew Piotrowski³

¹*Katedra Technologii i Organizacji Budownictwa, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Świętokrzyska, e-mail: mtelejko@tu.kielce.pl*

^{2,3}*Katedra Fizyki Budowli i Energii Odnawialnej, Wydział Inżynierii Środowiska, Energetyki i Geomatyki, Politechnika Świętokrzyska, e-mail: e-mail: ezender@tu.kielce.pl, jzpiotr@tu.kielce.pl*

Streszczenie: Obowiązujące aktualnie przepisy prawne regulujące zagadnienia wentylacji naturalnej [1], [2], [3] w wielu obszarach są niejednoznaczne, a niekiedy wręcz sprzeczne. Sytuacja taka prowadzi do stosowania rozwiązań powodujących poważne zaburzenia w działaniu wentylacji grawitacyjnej. W dużej części budynków zaburzenia te są wynikiem dostarczania do pomieszczeń zbyt małej ilości powietrza zewnętrznego. Jak wykazały badania, ze względu na kształtowanie warunków mikroklimatu wnętrz, podstawowe znaczenie ma nie tylko wielkość dostarczanego strumienia powietrza zewnętrznego, ale również rozmieszczenie elementów doprowadzających to powietrze.

Słowa kluczowe: jakość powietrza wewnętrznego, mikroklimat, wymiana powietrza, fizyka budowli.

1. Wstęp

Rosnące wciąż koszty utrzymania obiektów oraz promowanie rozwiązań energooszczędnych powodują, iż projektanci oraz użytkownicy obiektów kubaturowych jako cel priorytetowy stawiają sobie zminimalizowanie ilości energii potrzebnej do ogrzania budynku. Powszechnie stosowane rozwiązania, które mają zapewnić osiągnięcie tego celu, powodują najczęściej ograniczenie ilości powietrza zewnętrznego napływającego do pomieszczeń. Jednocześnie projektanci budynków bardzo często pomijają etap jakiegokolwiek projektowania systemu wentylacji grawitacyjnej przyjmując za wystarczające jedynie wielkości minimalne wymagane przez aktualne przepisy. Próbę wyeliminowania takiej sytuacji podjęto w obowiązujących aktach prawnych [1], [2], [3]. Określono w nich między innymi sposób doprowadzenia powietrza zewnętrznego niezbędnego do prawidłowego działania wentylacji grawitacyjnej. Należy zwrócić jednak uwagę, że wymagania zawarte w normach [1] i [2] dotyczą tylko obiektów nowo wznoszonych, na co wskazuje zakres stosowania tych norm. Natomiast egzekwowanie wspomnianych przepisów prawnych w stosunku do obiektów istniejących jest, z różnych względów, utrudnione. Ponadto nawet najlepiej opracowany projekt systemu wentylacji nie uwzględnia skrajnych zachowań użytkowników. Na etapie eksploatacji obiektu mieszkańcy we własnym zakresie podejmują szereg działań mających, ich zdaniem, ograniczyć koszty ogrzewania lokali lub poprawić komfort użytkownika. Skutek tych działań jest zgoła odmienny. Przyczyniają się one z reguły do powstawania zaburzeń w działaniu systemu wentylacji grawitacyjnej, a co za tym idzie pogorszenia warunków mikroklimatu wewnętrznego.

2. Przedmiot badań

Badania prowadzono w grupie budynków mieszkalnych wielorodzinnych, które posiadały ściany zewnętrzne ocieplone styropianem, szczelną stolarkę okienną i drzwiową oraz wyposażone były w system wentylacji grawitacyjnej, oraz urządzenia gazowe do przygotowania c.w.u. oraz centralnego ogrzewania. Badania polegały na rejestracji zmian wartości typowych parametrów mikroklimatu wewnętrznego, tj. temperatury i wilgotności

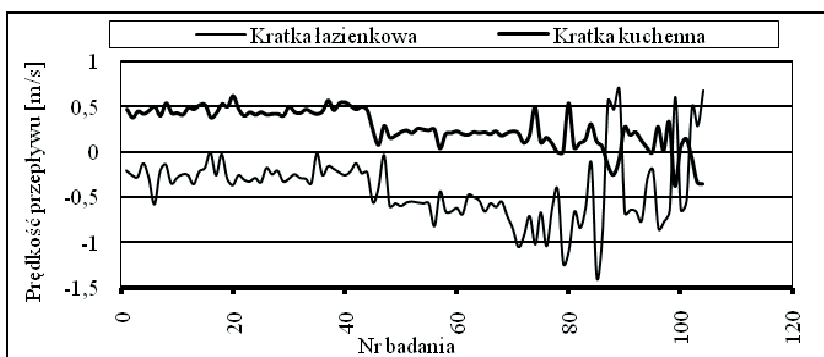
względnej, ale również wartość różnicy ciśnienia po wewnętrznej i zewnętrznej stronie przegrody. Ponadto analizowano prędkość przepływu powietrza wentylacyjnego oraz jego strumień i temperaturę. Jako wskaźnik jakości powietrza przyjęto stężenie CO₂, gdyż jest ono od lat znanym i uznawanym parametrem opisującym stan powietrza, Liddament [4] i Edwards [5]. Temperaturę, wilgotność względną i stężenie dwutlenku węgla mierzono w każdym pomieszczeniu rozpatrywanych mieszkań. Natomiast prędkość przepływu powietrza wentylacyjnego oraz jego temperaturę analizowano przy wlocie do kratki wywiewnych. Wszystkie analizowane mieszkania sklasyfikowano w trzech grupach w zależności od sposobu realizacji napływu powietrza zewnętrznego:

- I – napływ poprzez nieszczelności w przegrodach zewnętrznych oraz korzystanie z funkcji mikrorozszczelnienia okien,
- II – napływ poprzez nieszczelności w przegrodach zewnętrznych, korzystanie z funkcji mikrorozszczelnienia okien oraz okienne nawiewniki powietrza w wybranych pomieszczeniach,
- III – napływ poprzez nieszczelności w przegrodach zewnętrznych, korzystanie z funkcji mikrorozszczelnienia okien oraz okienne nawiewniki powietrza we wszystkich pomieszczeniach.

Rejestrację zmian mierzonych parametrów prowadzono w cyklach dwutygodniowych z krokiem pomiarowym 30 minut, realizując dwie serie pomiarowe dla każdego mieszkania.

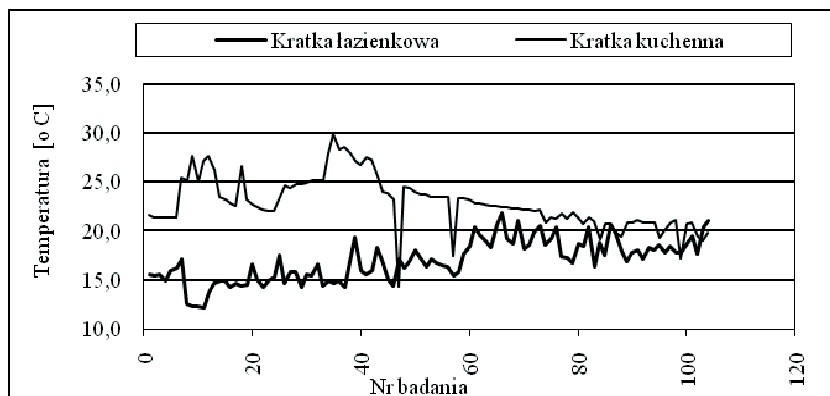
3. Wyniki badań

Największe zaburzenia w działaniu wentylacji grawitacyjnej odnotowano w mieszkaniach grupy I. Użytkownicy mieszkań przyznali, iż tylko sporadycznie korzystają z funkcji mikrorozszczelnienia. Przyjęcie nieszczelności w przegrodach oraz mikrorozszczelnienia jako jedynej drogi napływu powietrza zewnętrznego nie zapewnia odpowiedniej ilości powietrza dopływającego do pomieszczeń. We wszystkich mieszkaniach tej grupy jeden z kanałów wentylacyjnych realizował w sposób ciągły funkcję elementu doprowadzającego powietrze zewnętrzne, które niezbędne było dla potrzeb działania wentylacji grawitacyjnej. Przebieg zmienności prędkości przepływu powietrza przez poszczególne kanały wentylacyjne przedstawiono na rys. 1, a temperaturę strumienia powietrza na rys. 2. Duża prędkość powietrza nawiewanego przez kanał wentylacji grawitacyjnej zlokalizowany w pomieszczeniu łazienki w połączeniu z niską temperaturą powietrza zewnętrznego wpływały na komfort cieplny całego mieszkania. Wielkość strumienia powietrza napływającego tą drogą zależna była od ilości działających urządzeń gazowych oraz wykorzystania funkcji mikrorozszczelnienia okien. Jednak w przypadku mieszkań z zainstalowanym kotłem dwufunkcyjnym lub przepływowym podgrzewaczem wody nawet korzystanie z tej funkcji nie zapewniało prawidłowego kierunku przepływu w kanałach wentylacji grawitacyjnej. Ograniczona została jedynie wielkość strumienia powietrza włączanego przez kanał.

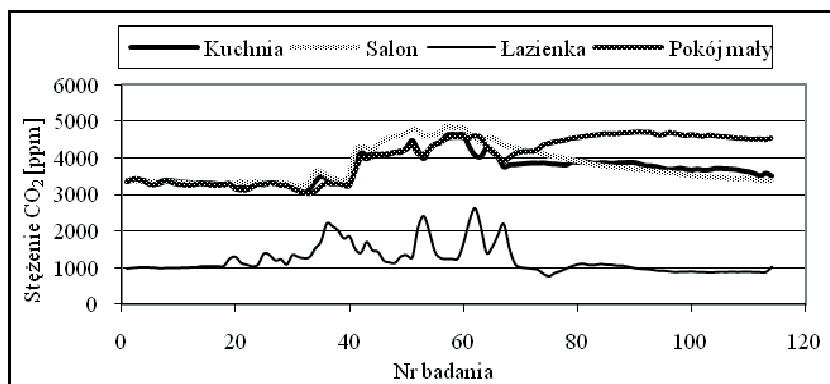


Rys. 1. Strumień powietrza wentylacyjnego przepływający przez poszczególne kanały w mieszkaniu bez nawiewników powietrza (wielkości ujemne oznaczają nawiew).

Zastosowana w mieszkaniach grupy I organizacja napływu powietrza miała również zasadniczy wpływ na jego jakość (IAQ) w poszczególnych pomieszczeniach rozpatrywanych mieszkań. Przyjęte jako wskaźnik IAQ stężenie dwutlenku węgla przyjmowało znaczne wartości w obrębie całego mieszkania (rys. 3) co wskazuje na niedostateczny napływ powietrza zewnętrznego do poszczególnych pomieszczeń. Wysoki poziom CO_2 utrzymywał się przez cały okres analizy, a korzystanie z kuchni gazowych oraz gazowych urządzeń grzewczych powodowało dodatkowy wzrost wartości tego parametru do wartości około 5000 ppm. Wyjątek stanowiły pomieszczenia, gdzie znajdował się kanał, którym włączane było powietrze zewnętrzne. Odnotowany w nich poziom stężenia CO_2 można było uznać za dopuszczalny.



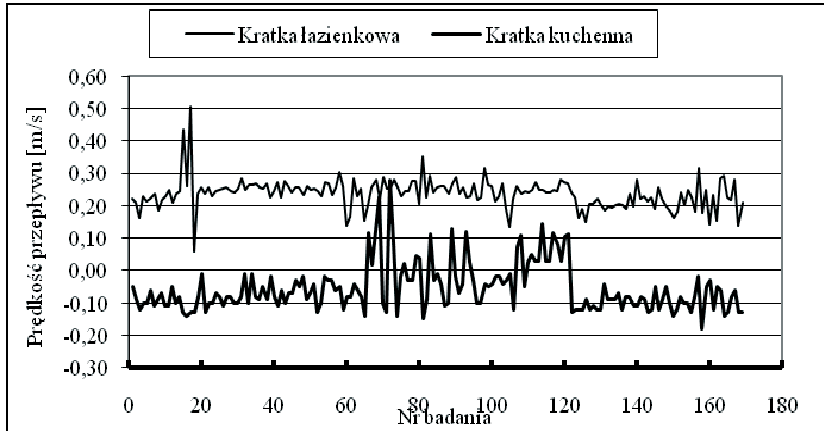
Rys. 2. Temperatura strumienia przepływającego przez kanały w wybranym mieszkaniu bez nawiewników powietrza.



Rys. 3. Stężenie CO_2 w wybranym mieszkaniu bez nawiewników powietrza.

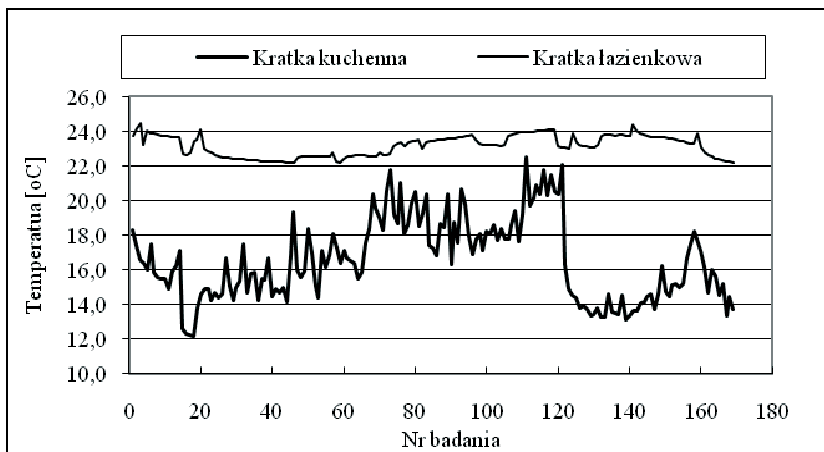
Grupę II stanowiły mieszkania, w których napływ powietrza zewnętrznego, poza nieszczelnościami w przegrodach oraz korzystaniem z funkcji mikrorozszczelnienia, odbywał się dodatkowo poprzez nawiewniki powietrza zainstalowane w ramach okien wybranych pomieszczeń. Do tej grupy mieszkań zakwalifikowano lokale z jednym lub dwoma nawiewnikami powietrza w kuchni lub pokoju dziennym (tylko niewielka liczba lokali posiadała nawiewniki w obydwu pomieszczeniach). Wyniki pomiarów wskazują na dużą poprawę warunków mikroklimatu wewnętrznego. Jednak zastosowanie takiego rozwiązania również, nie zapewniło prawidłowej jakości powietrza wewnętrznego w analizowanych mieszkaniach. Wyraźne zmiany parametrów mikroklimatu dało się zauważyć w pomieszczeniach, gdzie zainstalowane zostały nawiewniki. Stężenie CO_2 nie przekraczało w nich $2000 \div 3000$ ppm (rys 6), co daje wartości i tak znacznie przekraczające zalecane przez WHO 1000 ppm. Małą wartość stężenia dwutlenku węgla odnotowano również w łazienkach mieszkań z tej grupy. Było to jednak również wynikiem

właczania powietrza zewnętrznego kanałem wentylacyjnym i w chłodne dni powodowało, jak wcześniej, wyziębianie tych pomieszczeń (rys. 5).

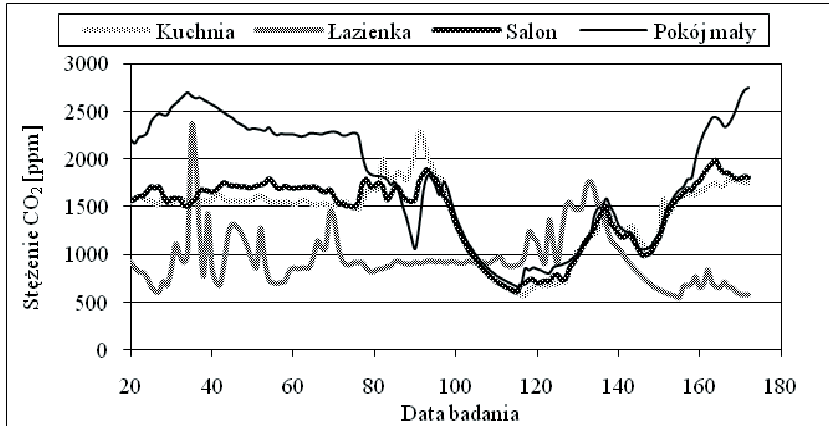


Rys. 4. Strumień powietrza wentylacyjnego przepływający przez poszczególne kanały w mieszkaniu z nawiewnikiem powietrza w ramie okna kuchennego.

W pomieszczeniach gdzie nie zainstalowano nawiewników powietrza wartości parametrów opisujących mikroklimat znacznie odbiegały od uzyskiwanych w pozostałej części mieszkania i osiągały wartości dwu lub nawet trzykrotnie wyższe. Zjawisko to można było zauważyć szczególnie w nocy gdy użytkownicy przymykali lub całkowicie zamykali drzwi wejściowe do poszczególnych pokoi niewyposażonych w okienne nawiewniki powietrza. W takiej sytuacji następował bardzo szybki wzrost wilgotności względnej powietrza oraz stężenia CO_2 . Po całkowitym otwarciu drzwi do tych pomieszczeń wyrównanie wartości parametrów mikroklimatu następowało dopiero po kilkunastu do kilkudziesięciu minutach.

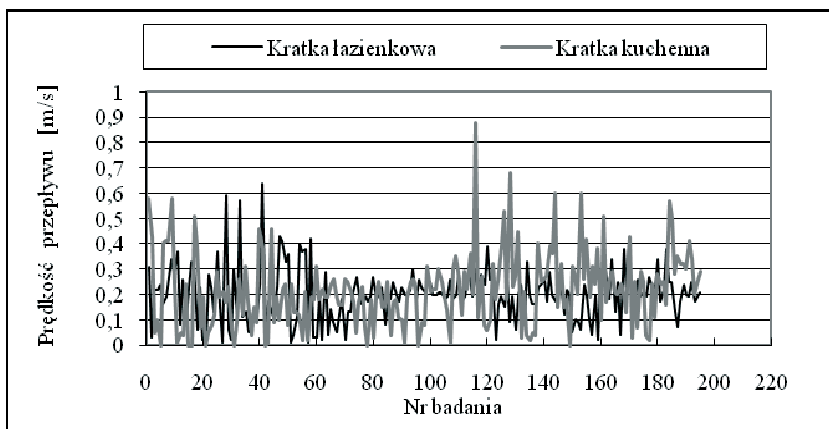


Rys. 5. Temperatura strumienia przepływającego przez kanały w wybranym mieszkaniu z jednym okiennym nawiewnikiem powietrza.

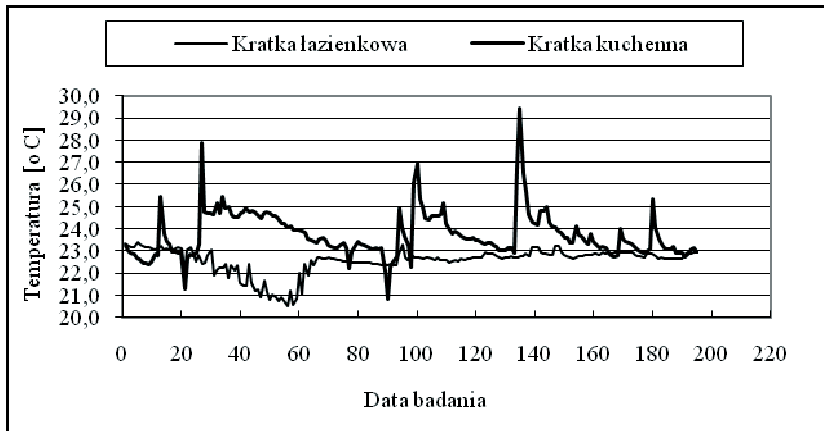


Rys. 6. Stężenie CO₂ w mieszkaniu z jednym nawiewnikiem powietrza w ramie okna kuchennego.

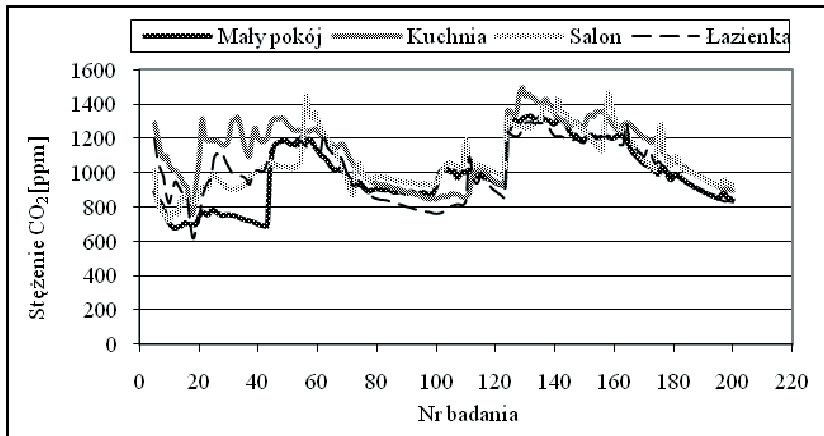
Ostatnią grupę stanowiły mieszkania, w których napływ powietrza zewnętrznego realizowany był poprzez nieszczelności w przegrodach zewnętrznych, mikrorozszczelnienie okien oraz okienne nawiewniki powietrza zamontowane we wszystkich pomieszczeniach. Odnotowane wartości parametrów opisujących IAQ były najbardziej korzystne wśród wszystkich rozpatrywanych grup mieszkań. Stężenie CO₂ tylko nieznacznie przekraczało wartość 1000 ppm. Jednak podczas jednoczesnego działania wszystkich urządzeń gazowych w mieszkaniu (kuchnia i kocioł gazowy lub przepływowy podgrzewacz wody) odnotowano przekroczenia stężenia dwutlenku węgla sięgające 400 – 600 ppm w stosunku do wartości zalecanych. Przekroczenia te były co prawda chwilowe i o wyłączeniu urządzeń wartość stężenia CO₂ szybko obniżała się do wartości około 1000 ppm (rys. 9), ale należy zwrócić na nie szczególną uwagę. W trakcie niekorzystnych warunków zewnętrznych, które rzutują na wymianę powietrza w budynkach z grawitacyjnym systemem wentylacji, mogą one przyjmować wartości jeszcze wyższe, niż wskazane przez autorów, Telejko [6].



Rys. 7. Strumień powietrza wentylacyjnego przepływający przez poszczególne kanały w mieszkaniu z nawiewnikami powietrza w każdym pomieszczeniu.



Rys. 8. Temperatura strumienia przepływającego przez kanały w wybranym mieszkaniu z nawiewnikami powietrza w każdym pomieszczeniu.



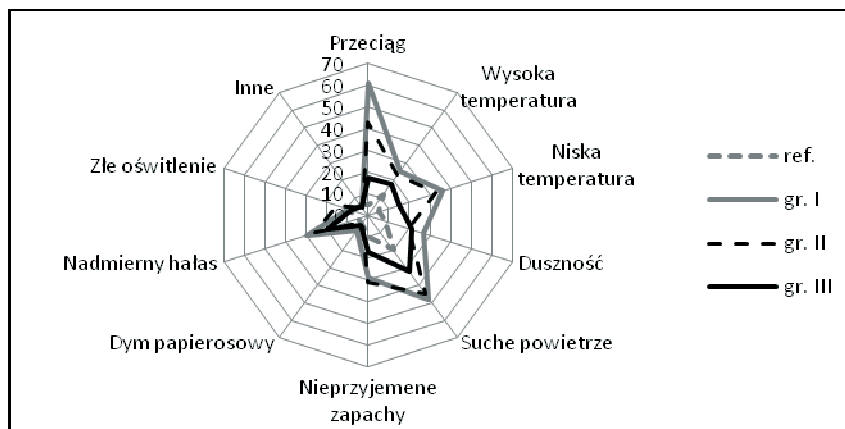
Rys 9. Stężenie CO₂ w mieszkaniu z nawiewnikami powietrza w każdym pomieszczeniu.

Pozostałe parametry opisujące mikroklimat mieściły się w granicach przyjętych norm. Bez względu na działanie urządzeń gazowych udało się natomiast wyeliminować wsteczne ciągi w kanałach wentylacyjnych (rys. 7). Jedynie w trakcie bardzo chłodnych dni nieliczni użytkownicy mieszkań zgłaszali problem zbyt dużej infiltracji chłodnego powietrza zewnętrznego przez nawiewniki. Były to jednak jednostkowe przypadki.

Mając na uwadze tak dużą skalę problemów z działaniem wentylacji grawitacyjnej autorzy podjęli próbę przeanalizowania indywidualnych odczuć użytkowników badanych lokali w oparciu o krótkie badania ankietowe. Ankieta zawierała pytania dotyczące oceny czynników fizycznych wpływających na środowisko wewnętrzne, na które ankietowani mogli odpowiedzieć twierdząco lub przecząco. Uzyskane wyniki umieszczono na rysunku 10, gdzie przedstawiono procentowo ilość osób potwierdzających występowanie danego czynnika. W każdej grupie mieszkań kwestionariusz wypełniło 30 osób. Mimo, iż udzielone odpowiedzi zależne były od indywidualnych upodobań, to w wielu obszarach pokryły się one z badaniami pomiarowymi. Dotyczy to parametrów łatwych do „określenia” przez użytkowników np. temperatury i odczucia przeciągu. W niektórych przypadkach ankietowani mieli jednak problem z udzieleniem odpowiedzi (wilgotność powietrza).

Niewątpliwie istotną kwestią i trudną do określenia, w analizie wyników badań opartych na kwestionariuszach, jest ustalenie poziomów referencyjnych. Tylko dla niektórych parametrów (temperatura, odczucie przeciągu) poziomy te zostały ustalone

normowo PN-EN ISO 7730[7] i można je wyznaczyć obliczeniowo (PMV, PPD, DR). Ze względu na brak takich informacji autorzy przyjęli oznaczone na rysunkach 1÷4 poziomy referencyjne wg Anderson [8] i [9].



Rys.10. Niekorzystna ocena cech fizycznych opisujących mikroklimat wg odczucia respondentów, udział %.

4. Podsumowanie i wnioski

Przedstawione w artykule zaburzenia działania systemu wentylacji naturalnej w mieszkaniach z grupy I i II są wynikiem ograniczonego napływu powietrza zewnętrznego do mieszkań. Ograniczenie to jest niejako skutkiem ubocznym dążenia inwestorów oraz użytkowników mieszkań do możliwie maksymalnego zmniejszenia kosztów ogrzewania budynków. Poddając budynek termomodernizacji inwestorzy zapominają o zagadnieniach wymiany powietrza. Niepokojącym wydaje się natomiast fakt, iż projektanci nagminnie pomijają etap obliczeń systemu wentylacji grawitacyjnej. Ograniczają oni swoje działania jedynie do „zaprojektowania” układu kanałów wywiewnych przyjmując wymagane przepisami przekroje minimalne jako wystarczające.

Duża popularność, również w budynkach wielorodzinnych, systemu indywidualnego przygotowania ciepłej wody oraz centralnego ogrzewania jest przyczyną dodatkowych zaburzeń w działaniu wentylacji naturalnej i powinna być powodem, dla którego projektowanie wentylacji grawitacyjnej będzie standardem.

Jak wykazały wynik badań w mieszkaniach z grupy III, nawet w lokalach, w których okienne nawiewniki powietrza zainstalowano w każdym pomieszczeniu mogą wystąpić zaburzenia w działaniu wentylacji grawitacyjnej. Spowodowane jest to złym zbilansowaniem strumieni powietrza napływającego oraz usuwanego. Należy jednak zaznaczyć, że w przypadku mieszkań wyposażonych w kucharki gazowe oraz gazowe urządzenia grzewcze grawitacyjny układ wentylacji szczególnie podatny jest na nieprawidłowości działania. Dla takich lokali niezbędne wydaje się projektowanie układów hybrydowych. Autorzy nie mieli jednak możliwości przeprowadzenia badań w takim obiekcie.

Na podstawie przeprowadzonych badań oraz analizy otrzymanych wyników sformułować można następujące wnioski:

- liczba zainstalowanych nawiewników powietrza zewnętrznego oraz ich rozmieszczanie powinny być ustalone wg ściśle określonych zasad, które muszą mieć zastosowanie również w odniesieniu do budynków istniejących. Zainstalowanie nawiewników w wybranych pomieszczeniach nie gwarantuje doprowadzenia odpowiedniej ilości powietrza zewnętrznego potrzebnej do prawidłowego działania systemu wentylacji naturalnej oraz nie zapewni odpowiedniej jakości powietrza we wszystkich pomieszczeniach danego mieszkania;

- zastosowanie indywidualnych gazowych urządzeń grzewczych dla celów c.o. oraz c.w.u. ma istotny wpływ na funkcjonowanie systemu wentylacji grawitacyjnej. Zbyt mały strumień powietrza dostarczany do spalania paliw w tych urządzeniach uzupełniony zostaje powietrzem wentylacyjnym. Sytuacji takiej towarzyszy najczęściej zjawisko wstecznych ciągów w kanałach wentylacyjnych;
- doprowadzenie odpowiedniej ilości powietrza do urządzeń gazowych poprzez nawiewniki okienne lub zlokalizowane w przegrodach zewnętrznych jest trudne do zrealizowania;
- konieczne wydaje się wprowadzenie jednoznacznych zapisów prawnych, które regulować będą powyższe zagadnienia zarówno w odniesieniu do budynków nowo wznoszonych jak i poddawanych zabiegom modernizacyjnym.

Literatura

- 1 PN-83/B-03430:Az03 Wentylacja w budynkach mieszkalnych zamieszkania zbiorowego i użyteczności publicznej. Wymagania. Zmiana Az3
- 2 PN-83/B-03430 Wentylacja w budynkach mieszkalnych zamieszkania zbiorowego i użyteczności publicznej. Wymagania
- 3 Dz. U. Nr 207 poz. 2016 z roku 2003, Ustawa z dn. 7 lipca 1994 Prawo Budowlane, z późniejszymi zmianami
- 4 Liddament, M. W., A Guide to Energy Efficient Ventilation, AIVC, 1996
- 5 Edwards R., Handbook Of Domestic Ventulation, Elsevier Butterworth-Heinemann, 2005
- 6 Telejko M., Microclimate in a flat with additional air intakes, Structure and Environment nr 1/2010, s. 46 – 52
- 7 PN-EN ISO 7730:2002 Środowisko termiczne umiarkowane – Wytyczne wskaźników PMV I PPD oraz określenie warunków komfortu termicznego
- 8 Andersson K., Epidemiological Approach to Indoor Air Problems, Indoor Air Volume 8, Issue S4, pages 32–39, December 1998
- 9 Andersson K., Management of the sick building – investigation strategies, Proceedings of the International Symposium on New Epidemics in Occupational Health, Helsinki 1994, pages 117-120

Indoor air quality in multifamily buildings

Marek Telejko¹, Ewa Zender – Świercz², Jerzy Zbigniew Piotrowski³

¹Department of Building Engineering Technologies and Organization, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Kielce University of Technology, e-mail: mtelejko@tu.kielce.pl

^{2,3}Department of Structure Physics and Renewable Energy, Faculty of Environmental Engineering, Geomatics and Power Engineering, Kielce University of Technology, e-mail: ezender@tu.kielce.pl, e-mail: jzpiotr@tu.kielce.pl

Abstract: The applicable legislation connected with the natural ventilation are ambiguous and sometimes contradictory. This leads to serious problems with natural ventilation. In most cases malfunction of the natural ventilation is due to the insufficient stream of air from the outside. The research showed that the microclimate is influenced not only by the incoming air stream, but also by the layout of the air supply.

Keywords: indoor air quality, microclimate, air exchange, building physics.

Badania naukowe zostały wykonane w ramach realizacji Projektu „Innowacyjne środki i efektywne metody poprawy bezpieczeństwa i trwałości obiektów budowlanych i infrastruktury transportowej w strategii zrównoważonego rozwoju” współfinansowanego przez Unię Europejską z Europejskiego Funduszu Rozwoju Regionalnego w ramach Programu Operacyjnego Innowacyjna Gospodarka.

Geodezyjna ocena osiadań powierzchni terenu wokół kopalni Bogdanka w latach 1976-1983

Witold Borowski¹, Jacek Zyga²

*Katedra Geotechniki, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska,
e-mail:¹w.borowski@pollub.pl, ²j.zyga@pollub.pl*

Streszczenie: W artykule opisano próbę zastosowania dynamicznego modelu geodezyjnej sieci pomiarowo-kontrolnej do oceny procesu osiadania powierzchni terenów wiejskich wokół KWK Bogdanka, wywołanego odwodnieniem górotworu podczas drażenia szybów wydobywczych tej kopalni. Opracowanie archiwalnych materiałów pomiarowych z wykorzystaniem dynamicznego modelu sieci pomiarowej umożliwiło rozszerzenie interpretacji zaobserwowanego procesu osiadań na potencjalne parametry procesu odwodnienia, wpływające na konkretny przebieg procesu deformacji górotworu.

Słowa kluczowe: model dynamiczny, sieć kontrolna, odwodnienie górotworu

1. Wprowadzenie

Dane geodezyjne w postaci informacji o wielkości osiadań lub w ogólności – przemieszczeń punktów kontrolnych wykorzystywane były, w analizach zjawisk zachodzących w górotworze, w zasadzie od zawsze. Inaczej jednak nie można ich było wykorzystywać w sytuacji gdy model owych zjawisk był raczej opisowy i miał charakter lokalny.

Postęp w dziedzinach związanych z szeroko rozumianym górotworem (w tym warstwą przypowierzchniową stanowiącą budowlane podłoże gruntowe), postęp którego owocem są m.in. próby matematycznego opisu zjawisk i procesów zachodzących w gruncie, mogłyby zapewne umożliwić pełniejsze wykorzystanie potencjału zawartego w geodezyjnych technikach pomiarowych. Pewna część zjawisk zachodzących w gruncie, opisana w sposób matematyczny, daje bowiem możliwość dogłębnierzego powiązania zjawiska fizycznego z możliwymi do zaobserwowania efektami geometrycznymi. Oparcie obserwacji „zewnętrznych efektów zmian w podłożu” na geodezyjnej sieci pomiarowej daje możliwość kontroli dokładności i wiarygodności tych obserwacji a także wszelkich ich funkcji.

Rzecz w tym, że pomiary geodezyjne rzadko są realizowane tam gdzie zachodzą „ciekawe” z badawczego punktu widzenia zjawiska. Stąd na potrzeby interdyscyplinarnej próby kontroli zmian w podłożu (wykorzystującej geodezyjne techniki pomiarowe) wybrano materiał opisujący proces jaki miał miejsce jakiś czas temu - mowa o zjawisku deformacji górotworu wokół szybów LZW wywołanej odwodnieniem owego górotworu, opisanej teorią Nikołajewskiego [1]. Dla obszarów rolniczych wokół tworzonej kopalni Bogdanka wykonano ówczesznie wystarczająco dużo geodezyjnych pomiarów przemieszczeń, dzięki czemu możliwe było ich opracowanie statystyczne a w oparciu o nie - ustalenie podstawowych charakterystyk zjawiska.

Statystyczna analiza materiału pomiarowego miała charakter zadania odwrotnego, sprowadzającego się do ustalenia na podstawie serii wysokościowych obserwacji geodezyjnych, wartości istotnych parametrów gruntowych, spełniających zarówno równania samego modelu zjawiska gruntowego jak też grupy równań obserwacyjnych geodezyjnej sieci kontrolnej.

2. Procedura kontroli

Proces oceny stanu dowolnego obiektu metodami geodezyjnymi opiera się zawsze o zgromadzony zbiór pomiarów o charakterze bezpośrednim. Aplikowane do zagadnień pomiarowych statystyczne metody analiz, pozwalają na podstawie takiego zbioru, na

wyznaczenie wartości charakteryzujących badany obiekt od strony geometrycznej oraz na weryfikację hipotezy o zaistnieniu zmian w jego stanie.

W dotychczasowej praktyce geodezyjnej, dla tych potrzeb, stosowano zazwyczaj dwa modele rachunkowe: statyczny oraz kinematyczny. U podstaw pierwszego z nich leży założenie, iż punkty reprezentujące kontrolowany obiekt jak i punkty, z których odbywa się kontrola, pozostają w czasie pomiarów nieruchome. Model drugi (kinematyczny) zakłada natomiast istnienie ruchu tych punktów (liniowego, nieliniowego), przez co uwzględnia wpływ ewentualnego ruchu na wartości poszczególnych obserwacji bezpośrednich. Oba wymienione modele pozwalają jednak badać tylko efekty geometryczne procesu fizycznego, podając w wyniku wektor stanu zawierający odpowiednio: położenie (przemieszczenie) punktów lub położenie (przemieszczenie) i ewentualnie prędkość ruchu kontrolowanych punktów.

$$l = Ax + v, C_l \rightarrow x, C_x \quad \text{przy} \quad v^T C_l^{-1} v = \min \quad (1)$$

gdzie:

- l - to wektor różnic obserwacji przewyższeń na bokach sieci kontrolnej
- A - to macierz współczynników równań obserwacyjnych
- x - to poszukiwane przemieszczenia punktów należących do sieci
- v - to reszty stochastyczne modelu
- C_l, C_x - to macierze kowariancji odpowiednio różnic obserwacji i poszukiwanych przemieszczeń

Teoria estymacji dopuszcza jednak możliwość wyznaczania niewiadomych w układach obejmujących zmienne o dowolnym charakterze. Wobec czego, poprzez równania modelu zjawiska zachodzącego w górotworze, zachodzi możliwość kojarzenia wielkości geometrycznych, poddawanych pomiarowi bezpośredniemu, z wielkościami o charakterze przyczynowym (wymuszenia) lub też stanowiącymi parametry wymodelowanego matematycznie procesu. Taki model obliczeniowy, w odróżnieniu od dwóch poprzednich rodzajów modeli wyrównawczych uwzględniając wpływ czynników deterministycznych na kontrolowany proces pozwala na rozszerzenie wektora stanu kontrolowanego obiektu. Wektor ten może zawierać - oprócz wymienionych wcześniej wielkości o charakterze geometrycznym - również wielkości mające określoną interpretację fizyczną. Ocena i interpretacja wartości liczbowych dodatkowych zmiennych może być bardzo ważnym elementem oceny stanu kontrolowanego obiektu.

Ze względu na wprowadzenie w opisywanym modelu obliczeniowym związku wielkości o charakterze stochastycznym z czynnikami deterministycznymi, zachodzi możliwość zniekształcenia ocen poprawności wykonanych obserwacji geometrycznych (stochastycznych) stanowiących trzon informacji. Obranie niewłaściwego rodzaju zależności matematycznych wynikające z mylnej identyfikacji procesu fizycznego lub zaproponowanie niewłaściwych, przybliżonych wartości jego parametrów może prowadzić do podniesienia poziomu szumów informacyjnych całego układu przy jednoczesnym braku możliwości wykrycia ich źródła. Stąd pomysł Papo, Perelmuter [3] by w pierwszej kolejności dokonywać analizy i tzw. wyrównania samych obserwacji geodezyjnych, a dopiero po ich weryfikacji i analizie dokładnościowej dokonywać włączenia informacji pozageometrycznej. Żądanie ten pozwala podnieść moc diagnostyczną modelu wyeliminować wpływ ewentualnej pomyłki w identyfikacji procesu fizycznego na wynik oceny samego pomiaru.

Obliczenie wartości charakterystycznych parametrów procesu, leżącego u podstaw obserwowanych zmian geometrycznych, można przeprowadzić dwiema metodami: poprzez rozwiązanie układu w rozszerzonej sieci swobodnej lub metodą kolokacji według procedury najmniejszych kwadratów.

Na drodze eksperymentu można nadać kolejne matematyczne modele zjawiska według zależności:

$$x = Ms + w, C_x \rightarrow s, C_s \quad \text{przy} \quad w^T C_x^{-1} w = \min \quad (2)$$

gdzie:

- l - to wektor przemieszczeń punktów kontrolnych
- M - to macierz współczynników równań modelu zjawiska fizycznego w górotworze

s - to poszukiwane poprawki do przybliżonych wartości poszukiwanych parametrów badanego zjawiska
 w - to reszty stochastyczne równań modelu zjawiska fizycznego
 C_s - to macierz kowariancji poszukiwanych parametrów badanego zjawiska
 a dla najodpowiedniejszego z modeli można dokonać weryfikacji łącznej poprzez formułę kolokacji, Pappo, Perelmuter [4]:

$$l = AMs + Aw + v, C_l \rightarrow s, C_s \text{ przy } v^T C_l^{-1} v + w^T C_x^{-1} w = \min \quad (3)$$

Z uwagi na powtarzalność pomiarów kontrolnych w wielu kolejnych okresach czasu (w kolejnych tzw. epokach pomiarowych) zachodzi możliwość wyznaczania wektora parametrów s zarówno jako stałego dla kolejnych epok pomiarowych jak też wektora przyjmującego wartości zmienne w czasie (odmienne w rozpatrywanych okresach pomiędzy wybranymi epokami pomiarowymi). Dla wariantu badania parametrów s przy założeniu ich stałości w czasie związek poszukiwanych parametrów z pośredniczącymi niewiadomymi x jest w szczegółowym zapisie następujący:

$$vec(x) = M' s + vec(w), C_x' \quad (4)$$

gdzie:

$vec(x)$ - to złożony wektor przemieszczeń w kolejnych k epok pomiarowych

s - stały, p -elementowy wektor poprawek do wartości przybliżonych parametrów badanego zjawiska fizycznego w górotworze

$vec(w)$ - to złożony wektor reszt równań modelu zjawiska fizycznego w kolejnych k okresach pomiarowych

C_x' - złożona blokowo to macierz kowariancji przemieszczeń

M' - złożona blokowo macierz współczynników równań modelu zjawiska

$$M' = \begin{bmatrix} M \\ M \\ \dots \\ M \end{bmatrix}_{km,p}, \quad vec(x) = \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ \dots \\ x_k \end{bmatrix}_{km,1}, \quad vec(w) = \begin{bmatrix} w_1 \\ w_2 \\ \dots \\ w_k \end{bmatrix}_{km,1}, \quad C_x' = \begin{bmatrix} C_x & 0 & \dots & 0 \\ 0 & C_x & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & \dots & C_x \end{bmatrix}_{km,km} \quad (5)$$

Dla wariantu badania parametrów s uznanych za zmienne w czasie układ równań modelowych przyjmuje y kolei postać jak niżej:

$$vec(x) = M'' vec(s) + vec(w), C_x' \quad (6)$$

gdzie:

$vec(s)$ - złożony kp -elementowy wektor poprawek do wartości przybliżonych parametrów badanego zjawiska

$$vec(s) = \begin{bmatrix} s_1 \\ s_2 \\ \dots \\ s_k \end{bmatrix}_{kp,1} \quad (7)$$

M'' - złożona blokowo macierz współczynników równań modelu zjawiska fizycznego w górotworze, o wartościach odmiennych dla poszczególnych okresów analizy

$$M'' = \begin{bmatrix} M_1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & M_2 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & \dots & M_k \end{bmatrix}_{km, kp} \quad (8)$$

Przy założeniu stałości modelu zjawiska w czasie (modelu wraz z jego parametrami) macierz M może być określona poprzez proste rozwinięcie iloczynem Kroneckera:

$$M'' = M \otimes I_{km, kp} = \begin{bmatrix} M & 0 & \dots & 0 \\ 0 & M & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & \dots & M \end{bmatrix} \quad (9)$$

3. Opis zjawiska

W pierwszych latach drążenia szybów Lubelskiego Zagłębia Węglowego, w czasie poprzedzającym właściwą eksploatację kopalni zaobserwowano charakterystyczne osiadania powierzchni, tak na terenie samej kopalni jak też w obszarach przyległych.

Za przyczynę przyjęto odwodnienie górotworu, wywołane poprzez odpompowywanie wody dopływającej do wyrobisk podczas wykonywania robót górniczych. Początkowo był dopływ wody do drążonych szybów, później przy przygotowywaniu do eksploatacji złoża – do wyrobisk poziomych. Badania zweryfikowano na podstawie wieloletnich obserwacji deformacji górotworu w warunkach Lubelskiego Zagłębia Węglowego, w części dotyczących wpływów pośrednich. W wyniku działalności górniczej powstają zmiany, związane z wpływami bezpośrednimi eksploatacji, zachodzącymi w pobliżu pola eksploatacyjnego jak i wpływami pośrednimi mogącymi oddziaływać na znacznym obszarze. Wpływy pośrednie są trudne do uchwycenia w starych zagłębiach, gdzie różne oddziaływania nakładają się na siebie i wyodrębnienie ich jest często niemożliwe. W początkowej fazie budowanego zagłębia nie występował wpływ bezpośredni, a całe zmiany należy przypisać innym oddziaływaniom.

W zależności od budowy geologicznej i hydrogeologicznej górotworu, na skutek drenującego działania kopalni, czynnikiem który może wywołać zmiany na znacznym obszarze jest odpompowywana woda, napływająca do wyrobisk.

W pracy, w celu określenia związków między odwodnieniem a deformacją górotworu, przyjęto model ośrodka dwufazowego składającego się z porowatego szkieletu o własnościach sprężystych oraz cieczy wypełniającej pory. Przyjęto, że obie fazy są ściśle jednorodne i izotropowe. W ośrodku tym działa źródło cieczy, którego wydatek wpływa na zmianę ciśnienia porowego oraz w konsekwencji na zmianę naprężenia i deformację szkieletu. Model oparty jest o równania impulsu i ciągłości cieczy oraz fazy stałej dla całego ośrodka, zestawione przez Niłojajewskiego [1,2].

Założono, że szyby w stosunku do całego rozpatrywanego obszaru stanowią ujemne źródła cieczy (Borowski [5]). Do tego w miarę postępu robót uwzględniono oddziaływanie robót poziomych, jako szeregu bliskich punktów o wydajności stanowiącej sumę ilości wypompowywanej wody.

Do weryfikacji modelu przyjęto parametry fizyko-mechaniczne górotworu, dane dotyczące ilości odpompowanej wody, zmiany położenia piezometrycznego zwierciadła wody i dane geodezyjne z wieloletnich z pomiarów linii obserwacyjnych metodą niwelacji precyzyjnej II klasy.

Ogólny kształt zależności osiadania kontrolowanego punktu na powierzchni ziemi, względem poszczególnych parametrów procesu odwodnienia górotworu przedstawiają poniższe wzory:

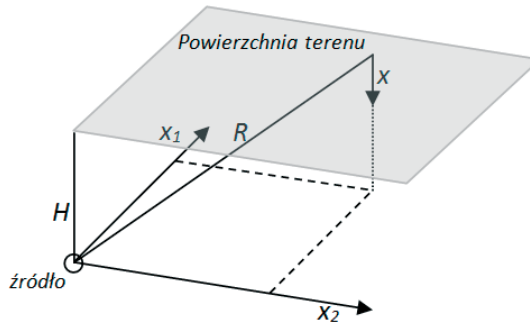
$$x = \frac{Q[(1-m_0)\beta_1 K - 1]}{8\pi m_0 \beta_2 \kappa (1-m_0)(\lambda_1 + 2\lambda_2)} \cdot \frac{H}{R} f(t) \quad (10)$$

$$f(t) = 1 - \left[\left(1 - \frac{2\kappa t}{R^2} \right) \operatorname{erf} \left(\frac{R}{\sqrt{4\kappa t}} + \frac{1}{R} \sqrt{\frac{4\kappa t}{\pi}} \right) \exp \left(-\frac{R^2}{4\kappa t} \right) \right] \quad (11)$$

gdzie:

- x - to przemieszczenie (osiadanie) punktu kontrolnego
- m_0 - porowatość górotworu
- β_1, β_2 - współczynniki izotermicznej ściśliwości fazy stałej i ciekłej
- K - moduł ściśliwości przestrzennej
- λ_1, λ_2 - stałe Lamego
- κ - współczynnik piezoprzewodności
- Q - wydajność ujemnego źródła
- H - głębokość źródła
- x_1, x_2 - współrzędne punktu kontrolnego w układzie współrzędnych związanych z ujemnym źródłem wody
- R - odległość punktu kontrolnego względem źródła wody $R = \sqrt{H^2 + x_1^2 + x_2^2}$
- T - czas

Schemat relacji pomiędzy punktem kontrolowanym i ujemnym źródłem wody przedstawia rysunek nr 1.



Rys. 1. Schemat relacji przestrzennych pomiędzy punktem kontrolowanym i ujemnym źródłem wody.

Uwzględnienie mnogości otworów drenażowych, źródeł (ujęć wody) w otworze oraz okresów o różnych wydajnościach tych źródeł prowadzi o formuły uogólnionej:

$$x = \frac{\sum_{otw=1}^l \left\{ \frac{1}{R_{otw}} \sum_{j=1}^{m_{otw}} \left[H_j \left((1-m_0) \beta_1 K - 1 \right) \sum_{i=1}^{n_j} Q_{j,i} \left(f(t_{j,i}) - f(t_{j,i-1}) \right) \right] \right\}}{8\pi m_0 \beta_2 \kappa (1-m_0) (\lambda_1 + 2\lambda_2)} \quad (12)$$

gdzie:

- l - to liczba otworów drenażowych
- m_{otw} - to liczba źródeł (ujęć wody) w otworze
- n_j - to liczba okresów o odmiennych wydajnościach źródeł

Za poszukiwany parametr s , zmienny w czasie i związany ze stanem naprężenia i odkształcenia w górotworze, przyjęto współczynnik opisany, łącznie jako $\beta_1 K$, charakteryzujący zwięzłość skał, Nikolajewskij [1].

4. Opis doświadczenia

Opisany dynamiczny model geodezyjnej sieci kontrolnej wraz z ramowym modelem zjawiska deformacji terenu wywołanej odwodnieniem górotworu zastosowano do analizy przemieszczeń punktów sieci niwelacyjnej Lubelskiego Zagłębia Węglowego w latach 1976-1983. Rozproszenie oraz niekompletność materiału pomiarowego pozwoliła na odtworzenie jedynie części sieci kontrolnej, tj. obserwacji wiążących jedynie 13-14

zidentyfikowanych punktów w czterech epokach pomiarowych: 07.1976, 06-07.1980, 10-11.1982 oraz 07.1983.

W oparciu o formuły (11), (12) sformułowano trzy modele osiadania punktów powierzchniowych w funkcji parametrów odwodnienia (przy nieznanym parametrze $\beta_1 K$):

Model I

$$x = \frac{\sum_{otw=1}^l \left\{ \frac{H_{otw}}{R_{otw}} ((1-m_0)\beta_1 K - 1) \sum_{i=1}^{n_{otw}} Q_{otw,i} (f(t_{otw,i}) - f(t_{otw,i-1})) \right\}}{8\pi m_0 \beta_2 \kappa (1-m_0)(\lambda_1 + 2\lambda_2)} \quad (13)$$

Model II:

$$x = \frac{[(1-m_0)\beta_1 K - 1]}{8\pi m_0 \beta_2 \kappa (1-m_0)(\lambda_1 + 2\lambda_2)} \cdot \sum_{i=1}^l \frac{H_i Q_i}{R_i} f(t_i) \quad (14)$$

Model III

$$x = \frac{\sum_{otw=1}^l \left\{ \frac{H_{otw}}{R_{otw}} ((1-m_0)\beta_1 K - 1) \sum_{i=1}^{n_{otw}} Q_{otw,i} (f(t_{otw,i}) - f(t_{otw,i-1})) \right\}}{8\pi m_0 \beta_2 \kappa (1-m_0)(\lambda_1 + 2\lambda_2)} \quad (15)$$

$$H_{otw} = \begin{cases} H_{otw \max} \cdot \frac{t}{55}, & t < 55 \text{ mies.} \\ H_{otw \max}, & t \geq 55 \text{ mies.} \end{cases} \quad (16)$$

Dla ustalonej struktury sieci pomiarowej sformułowano i zrealizowano zadanie rachunkowe w oparciu o formułę (1) a następnie przeprowadzono serię eksperymentów z modelami, samego zjawiska. Pierwszą ich część (dla uproszczonej postaci macierzy modelu M (5)) przeprowadzono w celu ustalenia odpowiedniości sformułowanych powyżej zależności modelowych (13), (14), (15) wybierając jako najwłaściwszy model wskazany umownie jako II (14) uznając wielość ujemnych źródeł wody, przy zachowaniu stałości ich wydajności w czasie.

Tabela 1. Porównanie dopasowania modelu zjawiska do danych pomiarowych

Model	Kryterium minimum $w^T C_x^{-1} w$
I	2375
II	2099
III	18422
II dla zredukowanej liczby punktów kontrolowanych	452

Model II, najlepszy w sensie dopasowania do pomierzonego rzeczywistego przebiegu osiadań obiektu, nie był modelem dobrym absolutnie. Po przeanalizowaniu wektora reszt w powzięto przypuszczenie, iż część punktów kontrolowanych wykazała zachowanie niezgodne z tym modelem. Po wyeliminowaniu tych punktów i ponownym rozwiązaniu układu obserwacyjnego (1) uzyskano dopasowanie modelu na poziomie $w^T C_x^{-1} w = 452$.

Po wykonaniu dalszych testów cząstkowych dla wybranej formuły $x = f(\beta_1 K)$ stwierdzono, że modele obliczeniowe oparte na rozszerzonej macierzy M (9), realizujące założenie zmienności czynnika $\beta_1 K$ w kolejnych okresach analiz przy jednoczesnych założeniach stałości pozostałych parametrów górotworu i jego struktury, charakteryzowały

się resztami modelowymi w mniejszymi o 70% od reszt modeli bazujących na tych samych funkcjach $x = f(\beta_1 K)$, lecz zakładających stałość argumentu $\beta_1 K$. Wskazuje to na dalszą poprawę dopasowania modelu procesu osiadania do badanej rzeczywistości

5. Wyniki analizy

Analizę osiadań punktów kontrolnych i dalszą ocenę wymuszającego te osiadania zjawiska przeprowadzono wariantowo, dla okresu 1976 – 1983 oraz dla okresów pośrednich, zestawionych w tabeli nr 2.

Tabela 2. Porównanie wyników analiz w poszczególnych wariantach

Lp.	Okres objęty analizą	Wartość parametru $\beta_1 K$
1	1976-1983	0,464±0,016
2	1976-1980	0,179±0,073
3	1980-1982	0,497±0,016
4	1982-1983	0,390±0,015
5	1976-1983 (dla zredukowanej liczby punktów kontrolnych)	0,381±0,011

W ośrodkach dwufazowych, gdzie cząsteczki skały nie stanowią zwięzłego szkieletu $\beta_1 K = 0$ a w idealnie zwięzłym ośrodku $\beta_1 K = 1/(1-m_o)$. Wartość $\beta_1 K$ obliczona z uśrednionych parametrów fizyko mechanicznych i hydrogeologicznych przyjętych z dokumentacji dla jednorodnego górotworu wynosiła 0,20, co jest zbliżone z częścią uzyskanych wyników. Wyniki uzyskane w poszczególnych okresach międzyepokowych znacznie jednak odbiegają od siebie. Jest jednak oczywiste, że parametry wyznaczone w laboratorium oraz w części eksperymentu w terenie będą odbiegały od parametrów wyznaczonych zaproponowaną metodą. Istotnym faktem pozostaje tu potwierdzenie wzrastania wartości analizowanego parametru w czasie. Na występujące rozbieżności wniosków końcowych może mieć wpływ przyjęcie nieuchronnych uproszczeń w zaproponowanych formułach modelowych, wyizolowanie dla potrzeb eksperymentu jednego parametru zmiennego przy niezmienności pozostałych. W rozpatrywanym przypadku Lubelskiego Zagłębia Węglowego w roku 1983 uwidoczniły się wpływy eksploatacji, co dodatkowo komplikuje rozważania.

Istotnym utrudnieniem dla przeprowadzonych analiz pozostawała również mała liczba obserwacji geodezyjnych wziętych do obliczeń, nie w pełni zadowalające rozmieszczenie i stabilizacja znaków geodezyjnych oraz częstota pomiarów terenowych. Mimo tych trudności można jednak zaproponowane rozwiązanie uznać za obiecujące. Wyznaczone tą drogą wielkości mogą być pomocne przy budowaniu modeli procesów zachodzących w górotworze, zwłaszcza gdy niedostępne są bezpośrednie metody kontrolowania ich kluczowych parametrów.

Opisany eksperyment jest próbą empirycznego określenia ewentualnych możliwości i skutków łączenia informacji pomiarowych o charakterze stochastycznym z deterministycznymi przesłankami wynikającymi z charakteru kontrolowanego procesu. Wyniki eksperymentu potwierdzają, że możliwe jest łączenie tych odmiennych gatunkowo informacji w jednym procesie obliczeniowym. Wprowadzenie do procesu wyrównawczego obserwacji geodezyjnych - wielkości mających swą interpretację fizyczną pozwala na badanie i kontrolę parametrów niemierzalnych bezpośrednio, statystyczną weryfikację ich wartości. na podstawie ich wpływu na wyznaczone geodezyjnie zmiany geometryczne sieci pomiarowej oraz na przypisywanie im charakterystyki dokładnościowej.

Analiza wektora reszt modelowych pozwala także na wnioskowanie, które z punktów kontrolowanych poddane są ewidentnie wpływom badanego procesu.

Literatura

1. Nikolajewskij W. N., Basnijew K. C., Gorbunow A. T. *Miechanika nasyczeniennych poristych sried*. Moskwa, Niedra 1970, Nikolajewskij W. N., cz. 1 *Dinamika nasyczeniennych poristych sried.*, 7-152.
2. Nikolajewskij W. N. *Miechanika poristych i treszczinowatych sred*, Moskwa, Niedra 1984, 232.
3. Papo H.B., Perelmuter A. Two step analysis of dynamical networks. *Manuscripta Geodetica* 18(6), (1993), 422-430.
4. Papo H.B., Perelmuter A. Dynamical modeling in deformation analysis. *Manuscripta Geodetica* 18(5), (1991), 295-300.
5. Borowski W. Rozwój niecki osiadania w Centralnym Rejonie Węglowym LZW. *Prace Naukowe Politechniki Lubelskiej* 171, Lublin 1987, 85-105.

Geodetic evaluation of terrain surface subsidence around mine shifts of KWK Bogdanka in 1976-1983

Witold Borowski¹, Jacek Zyga²

*Chair of Geotechnics, Faculty of Engineering and Architecture, Lublin University of Technology,
e-mail: ¹w.borowski@pollub.pl, ²j.zyga@pollub.pl*

Abstract: An attempt to apply a measuring dynamic network model into land subsidence process evaluation is described in the presented essay. The surface subsidence process, occurring on rural areas around KWK Bogdanka, is suspected to be consequent upon orogen drainage, related to drilling of mining shafts. The elaboration of archival measuring data with the use of a dynamic model of measuring network enabled to extend the interpretation extension of the interpretation of the observed settlements process for potential drainage process parameters, affecting a specific rock deformation process.

Keywords: dynamic model. control network. orogen drainage

Projektowanie geotechniczne w warunkach występowania pokryw lessowych Płaskowyżu Nałęczowskiego

Lucjan Gazda¹, Małgorzata Franus²

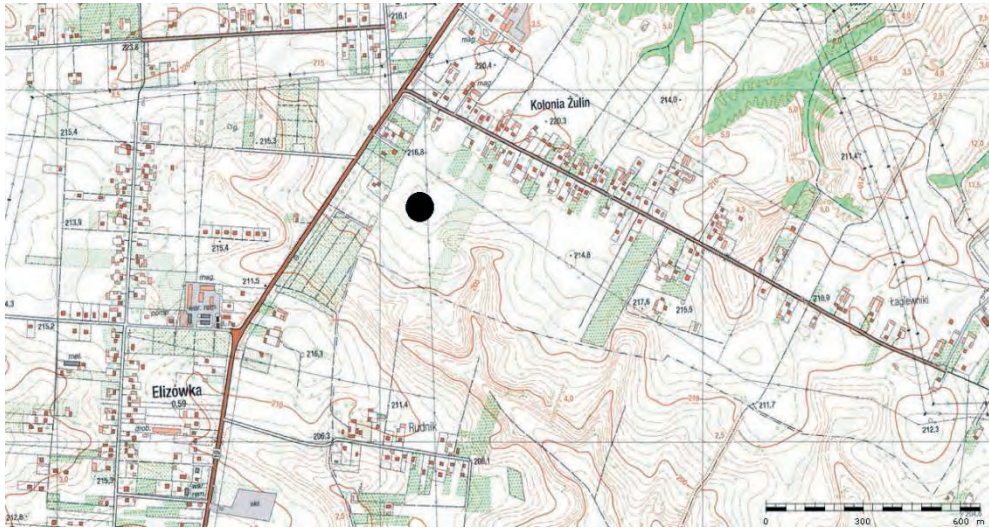
*Katedra Geotechniki, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska,
e-mail: ¹l.gazda@pollub.pl, e-mail: ²m.franus@pollub.pl*

Streszczenie: W artykule przedstawiono analizę rozpoznania i rozwiązań projektowych posadowienia wiaduktu drogowego w warunkach występowania zwartej pokrywy lessów Płaskowyżu Nałęczowskiego. Analizy dokonano w odniesieniu do ustaleń i wymogów zapisów Eurokodu 7: Projektowanie geotechniczne. Wskaźnikowo wykonano badania wybranych cech fizycznych i mechanicznych próbek gruntów pobranych w trakcie wykonywania posadowienia obiektu. W świetle wykonanych badań ustalono bardzo ostrożne określenie parametrów obliczeniowych i przyjęcie jako wiodącego stanu granicznego wynikającego z samego pojęcia less i jego wrażliwości strukturalnej, bez ustalenia parametru osiadania zapadowego (i_{mp}) lub/i wartości naprężenia uplastyczniającego (YSR). Rozwiązania projektowe posadowienia wynikające z rozpoznania, ustalonych parametrów i właściwości podłoża uznano za bardzo ostrożne i kosztowne.

Słowa kluczowe: less, zapadowość, projektowanie geotechniczne.

1. Wprowadzenie

Less jest pylastym osadem eolicznym o specyficznych właściwościach strukturalno-mineralnych, które skutkują dużą wrażliwością na działanie wody oraz przemiennością parametrów mechanicznych (wytrzymałościowych i odkształceniowych) w funkcji wilgotności [1, 2, 3]. Płaskowyż Nałęczowski stanowi naturalne wydzielenie fizjograficzne (mezoregion) Wyżyny Lubelskiej o powierzchni 615 km². Pokryty jest grubą (do 25-30 m, średnio 15 m) warstwą lessów rozciętych dolinami rzecznyymi i wązozami. Rozciąga się pomiędzy dolinami Wisły i Bystrzycy w kierunku WNW - ESE. Wznosi się do 200–230 m n.p.m. a deniwelacje wynoszą kilkadziesiąt metrów. Lessy Płaskowyżu Nałęczowskiego należą do lessów młodszych górnych (złodowacenie północnopolskie), tzw. właściwych, wysoczyznowych. Wykazują one w profilu pionowym zmienność strukturalną i mineralną, która pozwala na wyróżnienie min. 3 poziomów [4, 5]. Wykształcone są jako pyły, gliny pylaste lub pyły i gliny piaszczyste (utwory lessopodobne). Odmiany bardziej związane (gliny) są efektem postsedymentacyjnych modyfikacji wietrzeniowych lub synsedymentacyjnych procesów aluwialnych, deluwialnych i soliflukcyjnych. Powierzchniowa część pokrywy lessowej (poniżej glin pylastych profilu wietrzeniowego) wykształcona jest w facji eolicznej (pył), tzw. subaeralnej, do głębokości 8 - 10 m od powierzchni. Występowanie pokryw lessowych i silnie rozwinięta morfologia stwarzają określony zespół utrudnień geologiczno - inżynierskich w projektowaniu, wykonawstwie i eksploatacji posadowień obiektów budowlanych oraz wykopów i nasypów. W artykule poddano wstępnej ocenie dokumentację projektową i realizację fragmentu jednego z obiektów mostowych obwodnicy Lublina w m. Elizówka w ciągu drogi ekspresowej S17. Obiekt zlokalizowany jest w północno-zachodniej części Płaskowyżu Nałęczowskiego, w jego wysoczyznowej, wyrównanej morfologicznie powierzchni w znacznym oddaleniu od dolin rzecznych i rozwiniętych aktywnych form wązozowych (rys. 1).



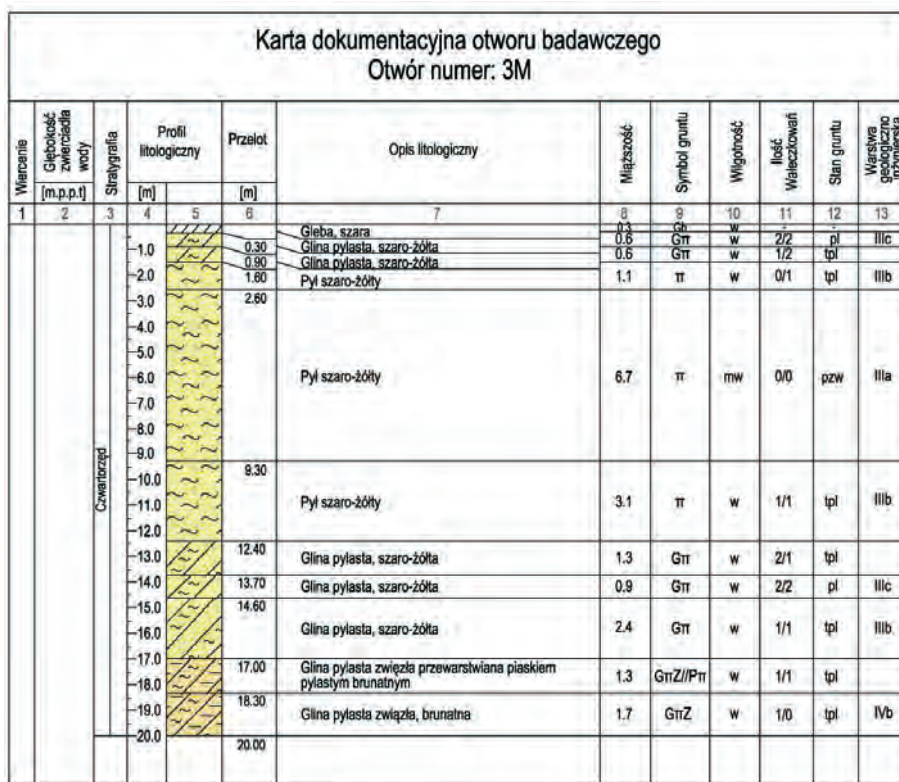
Rys. 1. Położenie i morfologia rejonu analizowanego obiektu.

1.1. Specyfika lessów jako podłoża budowlanego

Lessy są to grunty mało spoiste (pyły), rzadziej średniospoiste (gliny pylaste) i sporadycznie zwięzłe spoiste (gliny pylaste zwięzłe). Występują one przy małej wilgotności w stanie półzwartym, przy wyższej w stanie plastycznym. Zmiany konsystencji lessów (grunty mało- i półprzepuszczalne) związane są głównie z sezonowymi i wieloletnimi warunkami infiltracji, ograniczone maksymalnie do głębokości 2 - 3 m. Zmiany uwilgotnienia powodują duże zmiany cech wytrzymałościowo-deformacyjnych. W stanie zwartym, półzwartym i twaroplastycznym lessy (zarówno pyły i gliny pylaste) charakteryzują się wysokimi parametrami wytrzymałościowymi oraz niewielką ściśliwością i stanowią korzystne podłoże budowlane. W warunkach znacznego (i nagłego) nasycenia wodą często następuje szybka redukcja ich objętości, która określana bywa terminem osiadania zapadowego. Cechę tą wykazują niektóre lessy. Wg [6, 7] o zapadowości decyduje dominujący udział frakcji pylastej (mało frakcji ilastej i koloidalnej, co nadaje im strukturę szkieletową), wysoka wapnistość (lessy zapadowe wykazują wapnistość powyżej 5 %) i zasolenie ogólne oraz niska wilgotność naturalna (niższa od granicy plastyczności). Lessy o wysokiej wilgotności wykazują dużą ściśliwość i brak zdolności osiadania zapadowego [8]. Przyjmuje się [9], że lessy zapadowe charakteryzują się wilgotnością naturalną mniejszą od 6%, a o wilgotności powyżej 19% o strukturze trwałej.

2. Rozpoznanie geotechniczne i rozwiązanie posadowienia

W ramach rozpoznania wykonano otwory o głębokości 20 m przewiercające cały profil lessów. Wykonane w rejonie projektowanego obiektu otwory charakteryzowały się powtarzalnymi profilami (do gł. 15 – 17 m grunty lessopodobne i poniżej do gł. 20 m gliny glacialne), co wskazuje na dużą jednorodność w pionie i horyzontalnie profilu lessowego oraz niżej leżących gruntów glacialnych. W wykonanych otworach nie stwierdzono występowania poziomów wodonośnych. Jeden z profili przedstawiono na rys. 2. W ramach dokumentowania geologiczno - inżynierskiego dokonano opisu makroskopowego przewierconych warstw i na podstawie ustalonego rodzaju gruntów i jego stanu wydzielono warstwy geotechniczne (na podstawie PN-88/B-02480) oraz przypisano im parametry obliczeniowe (rys.3).



Rys. 2. Profil geologiczno-inżynierski dokumentujący warunki geotechniczne w rejonie projektowanego obiektu.

W podłożu projektowanego obiektu do gł. 1,1 m występuje poziom wierteniowy lessów wykształcony jako glina pylasta i pył wilgotny w stanie plastycznym i twardoplastycznym (warstwa III c i III b). Poniżej, do gł. 12,40 m występuje less w formie pyłu, który do gł. 9,3 m jest mało wilgotny w stanie półzwardym (warstwa III a) a niżej wilgotny w stanie twardoplastycznym (warstwa III b). Poniżej profil wykształcony jest jako wilgotne gliny pylaste w stanie twardoplastycznym (warstwa III b) i stanie plastycznym (warstwa III c). Poniżej glin wydzielonych jako lessopodobne stwierdzono trzy metry glin pylastych zwięzłych, glacialnych w stanie twardoplastycznym (warstwa IV b).

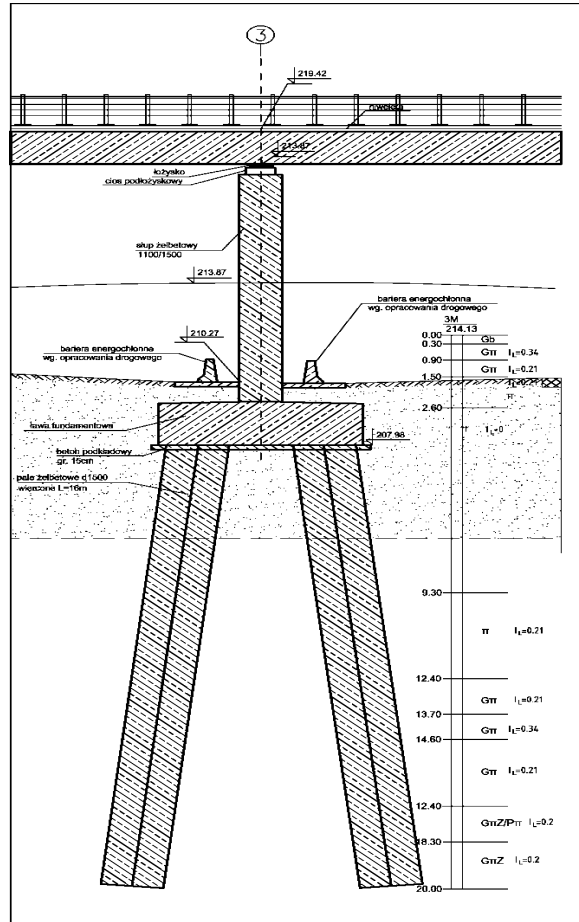
Objaśnienia geologiczne		Profil stratygraficzno-geologiczno-litologiczny		Symbol gruntu i geneza	Oznaczenia	Typ litologiczne osadów	Numer warstwy geologiczno-technologicznej	Symbol gruntu wg PN-86/B-02480	Symbol geologiczny korelacyjny gruntu	Symbol gruntu		Wielkość naturalna [%]	Gęstość objętościowa [t/m ³]	Ścisłość [kPa]	Kąt tarcia wewnętrznego [°]	Edometryczny moduł ścisłości		Moduł odkształcenia		Zawartość części organicznych [%]		
										Stopień zagęszczenia	Stopień pływaczalności					M ₀	M	E ₀	E		I _{low}	
								Gb														
Holocen		OSADY RZECZNO-ZASTOSKOWE		Q _h		Mazły		la	Gπ+KW	C	-	-	0.20 γ _n =0.8	22.0 γ _n =0.8	2.09 γ _n =0.9	17 γ _n =0.9	15 γ _n =0.9	21000 γ _n =0.9	-	18000 * γ _n =1.1	-	-
								lb	Gπ, GπH, Gπ+KW	C	-	-	0.36 γ _n =0.9	25.9 γ _n =0.9	1.95 γ _n =0.8	12 γ _n =0.9	13 γ _n =0.8	15500 γ _n =0.9	-	14000 * γ _n =1.1	-	-
								lc	Gπ, GπH	C	-	-	0.65 γ _n =1.1	34.0 γ _n =0.9	1.88 γ _n =0.8	6 γ _n =0.9	8 γ _n =0.9	9200 γ _n =0.9	-	8000 * γ _n =1.1	-	-
Plejstocen		OSADY EOLICZNE		Q _p		Utwory lessopodobne		IIla	Gπ, II	C	-	<0 γ _n =0.9	16.7 γ _n =0.9	2.10 γ _n =0.8	29 γ _n =0.9	17 γ _n =0.9	32500 γ _n =0.8	-	32000 * γ _n =1.1	-	-	
								IIlb	Gπ, II, IIp, Pg, GπH, Gp, Gp/Pd, Gπ+KW	C	-	-	0.21 γ _n =0.9	23.0 γ _n =0.9	2.05 γ _n =0.9	15 γ _n =0.9	14 γ _n =0.9	25000 γ _n =0.9	-	19000 * γ _n =1.1	-	-
								IIlc	Gπ, GπH, Gp, Pg	C	-	-	0.34 γ _n =0.8	25.3 γ _n =0.9	1.96 γ _n =0.9	12 γ _n =0.9	13 γ _n =0.9	15800 γ _n =0.9	-	14000 * γ _n =1.1	-	-
OSADY GLACJALNE I FLUWIOGLACJALNE		Q _p		Gliny zwałowe		IVa	Gπz	C	-	<0 γ _n =0.8	20.1 γ _n =0.9	2.12 γ _n =0.8	28 γ _n =0.9	18 γ _n =0.9	34500 γ _n =0.9	-	32000 * γ _n =1.1	-	-			
						IVb	Gπz, Gπz+Z, Gπz/Pπ, Gπ, Gp, Pg	C	-	-	0.20 γ _n =0.9	20.0 γ _n =0.8	2.12 γ _n =0.9	17 γ _n =0.9	15 γ _n =0.9	28500 γ _n =0.9	-	20000 * γ _n =1.1	-	-		
						IVc	Gπ, Gπ/Pd, GπH, Gp, Pg	C	-	-	0.33 γ _n =0.9	21.2 γ _n =0.8	2.03 γ _n =0.8	13 γ _n =0.9	13 γ _n =0.9	20000 γ _n =0.9	-	14000 * γ _n =1.1	-	-		
Płaski fluwioglacjalne		Q _p		Płaski fluwioglacjalne		Va	Pd+π, Pd+π+G, PdH, PdH+G, PdH+Z	-	-	0.29 γ _n =0.9	-	30.1 γ _n =0.9	1.85 * γ _n =1.1	-	29 * γ _n =1.1	4200 * γ _n =1.1	-	21000 * γ _n =1.1	-	-		
						Vb	Pd+π, Pπ+π, Pd/Gp, Pd+G, Pd+π+G	-	-	0.45 γ _n =0.9	25.9 γ _n =0.9	1.90 * γ _n =1.1	-	29 * γ _n =1.1	54000 * γ _n =1.1	-	38000 * γ _n =1.1	-	-			
						Vc	Ps, Ps+G, Ps+G+Z, Ps+π	-	-	0.47 γ _n =0.9	22.0 γ _n =0.9	2.00 * γ _n =1.1	-	33 * γ _n =1.1	54000 * γ _n =1.1	-	75000 * γ _n =1.1	-	-			

Rys. 3 Zestawienie właściwości fizycznych i parametrów obliczeniowych ustalonych na potrzeby projektowania.

Zarówno lessy jak i gliny zwałowe zakwalifikowano jako grunty spoiste nieskonsolidowane (C) (rys. 3), co wydaje się nie do końca uprawnione ze względu na pozycję glin zwałowych w profilu i historię rozwoju budowy geologicznej tej części Płaskowyżu Nałęczowskiego. Ustalono parametry obliczeniowe (gęstość objętościowa, spójność, kąt tarcia wewnętrznego, edometryczny moduł ściśliwości i moduł odkształcenia) dla gruntów potencjalnej strefy posadowienia bezpośredniego (warstwa III a) i pośredniego (warstwa IV b) są do siebie bardzo zbliżone, a wręcz wszystkie poza nieistotną różnicą gęstości objętościowej (2,10 t/m³ lessu i 2,12 t/m³ gliny zwałowej) są korzystniejsze dla lessu (warstwa III a). W dokumentacji nie ustalono ilościowo parametrów trwałości struktury lessu (osiadanie zapadowe).

W świetle wykonanych badań przyjęto jako wiódący stanu graniczny wynikający z samego pojęcia less i jego potencjalnej wrażliwości strukturalnej, bez ustalenia parametru osiadania zapadowego (i_{mp}) lub/i wartości naprężenia uplastyczniającego (YSR).

Obiekt w całości posadowiono pośrednio na palach wierconych Φ 150 i 120 cm, pionowych w strefie przyczółków i skośnych w strefie podpór (rys. 4). W projekcie nie przewidziano także wykorzystania gruntu lessowych z wykopów do formowania nasypów.



Rys. 4. Rozwiązanie posadwienia podpory wiaduktu w rejonie dokonanej rozpoznania.

3. Badania wybranych właściwości fizycznych i mechanicznych

W trakcie wykonywania pali wierconych i wykopu fundamentowego jednej z przypór wiaduktu pobrano próby do badań wybranych cech fizycznych i mechanicznych lessów. Z cech fizycznych, istotnych do określenia potencjalnej zapadowości lessów określono wilgotność oraz zawartość węglanów wapnia (PKN-CEN ISO/TS 17892-2 Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne - Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego). Wyniki zestawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Wilgotność i zawartość węglanów w profilu podłoża wiaduktu

Lp.	Głębokość [m]	Wilgotność [%]	Zawartość CaCO ₃ [%]
1	2	11,9	<5
2	3	11,4	<5
3	5	11,9	<5
4	7	12,4	<5
5	8	12,3	<5
6	9	13,5	<5
7	10,5	17,1	<5
8	12	20,1	<5
9	12,5	15,6	<5
10	13	15,3	<5
11	14	18,3	<5
12	15	14,0	brak
13	16	21,6	brak
14	17	19,1	<3
15	17,5	19,0	brak

Badania wilgotności wykonano dla próbek pobranych z głębokości poniżej 2 m, która w tych warunkach morfologicznych i klimatycznych wyznacza potencjalną granicę sezonowych, a nawet wieloletnich zmian wilgotności związanych z infiltracją i parowaniem. Do gł. 9 m w profilu wilgotność jest niższa od 15% (11,9 – 13,5 %). Poniżej lessy są silniej uwilgotnione, max. do 21,6 %. Bardziej monotennie w profilu rozkładają się węglany (kalcyt). Less do głębokości 14 m jest węglanowy (do 5% CaCO₃), poniżej bezwęglanowy lub z obniżoną zawartością węglanów (gł. 17 m). Rozkład zmienności wilgotności w profilu pionowym w znacznym stopniu jest zapewne efektem odmienności strukturalno – mineralnej (uziarnienie, zawartość i rodzaj minerałów ilastych). Rozkład wilgotności nie koreluje się z zawartością węglanów. Na podstawie wilgotności i zawartości węglanów można stwierdzić, że w profilu wykonanego posadowienia nie stwierdza się występowania zdecydowanie zapadowych lessów. Oczywiście weryfikacja tego wyводу wymagałaby wykonania stosownych badań, których przed podjęciem decyzji projektowych nie wykonano.

Badania wytrzymałości na ścinanie wykonano dla prób pobranych z głębokości 5 m, 8 m i 17 m. Badania wykonano w aparacie bezpośredniego ścinania zgodnie normą PKN-CEN ISO/TS 17892 - 10 „Badania geotechniczne - Badania laboratoryjne gruntów - Część 10: Badanie w aparacie bezpośredniego ścinania”. Pomiary przeprowadzono w skrzynkach o rozmiarach 60X60X60 mm, w warunkach wstępnej konsolidacji prób NNS (gł. 5 m) i NW (gł. 8 i 17 m) bez odpływu wody w czasie ścinania (CU), przy naprężeniach normalnych 120, 170 i 229 kPa. Obciążenie konsolidujące było jednakowe dla wszystkich próbek gruntu. Za umowne zakończenie konsolidacji przyjęto tę chwilę, gdy różnica wysokości próbki nie przekroczyła 0,005 mm przy dwu kolejnych odczytach na czujnikach w odstępie czasu równym nie mniej niż 6 godzin. Jako wytrzymałość τ_f badanych próbek na ścinanie przyjęto alternatywnie maksymalną wartość naprężeń ścinających τ_{max} jaka wystąpiła w procesie ścinania próbki. Wynikiem badań jest uzyskanie par wartości τ_{max} oraz φ i dla każdej ściętej próbki, które naniesiono na wykres w celu wykreślenia prostej odpowiadającej hipotezie Coulomba i określenia kąta tarcia wewnętrznego φ [°] oraz spójności c [kPa] gruntów.

Uzyskane wyniki kąta tarcia wewnętrznego i spójności zestawiono w tabeli 2. Podczas ścinania próbek zaobserwowano osiągnięcie maksymalnej wartości składowych naprężenia stycznego (wytrzymałości na ścianie) w zakresie od 80,5 do 272,25 kPa.

Tabela 2. Wartości kąta tarcia wewnętrznego φ [°] i spójności c [kPa] badanych gruntów lessowych

Lp.	Głębokość próbki [m]	φ [°]	c [kPa]	Wilgotność naturalna[%]	Zawartość CaCO ₃ [%]
1	5 (orientacja horyzontalna)	29,5	11	11,9	<5
2	5 (orientacja wertykalna)	29,5	35	11,9	<5
3	8	33,8	14	12,3	<5
4	17	34,4	9,8	19,1	<3

Wartości kąta tarcia wewnętrznego próbek pobranych z głębokości 5 m nie zależą od kierunku badań i wynoszą ok. 29° natomiast wartości spójności wykazują wyraźną anizotropię. Dla próbek orientowanych horyzontalnie spójność wynosi 11 kPa, natomiast dla orientowanych wertykalnie 35 kPa. Przy statystycznie równomiernym rozłożeniu ziaren lessu, które decydują o kącie tarcia wewnętrznego, należy wnioskować, że o spójności decydują zorientowane postsedymentacyjnie (diagenetycznie) wiązania koloidalne (minerały ilaste, tlenki żelaza) i cementacyjne (kalcyt).

W profilu pionowym wartość kąta tarcia wewnętrznego jest bardzo zbliżona z lekką tendencją wzrostową wraz z głębokością, co jest zapewne efektem naprężeń geostatycznych (diagenetyczna orientacja i upakowanie ziaren).

4. Zamiast podsumowania - niepokoje projektowania geotechnicznego w podłożu lessowym

W zapisach ogólnych Eurokodu 7 stwierdza się, że badania geotechniczne powinny w sposób wiarygodny określić układ przestrzenny i właściwości całego podłoża istotnego dla planowanego obiektu lub podlegającego wpływom planowanych robót. W warunkach występowania pokryw lessowych Płaskowyzu Nałęczowskiego w jego partiach wierzchowinowych (prosta i przewidywalna budowa geologiczna, brak oddziaływań erozji wąwozowej) ta część projektowania geotechnicznego wydaje się być stosunkowo prostą. Jak się zakłada, rozpoznanie podłoża ma większe znaczenie niż dokładność modeli obliczeniowych i przyjmowanych współczynników częściowych. Model obliczeniowy powinien opisywać przewidywane zachowanie podłoża gruntowego w rozpatrywanych stanach granicznych. Zaleca się, by stany graniczne związane z powstaniem stanu zniszczenia w podłożu gruntowym można było łatwo sprawdzić z użyciem modelu obliczeniowego. I ten element projektowania w przypadku podłoża lessowego wydaje się być zdecydowanie bardziej skomplikowany z uwagi na anizotropię tego ośrodka (np. wykazana kierunkowo zmienna spójność), a przede wszystkim z jego nieprzewidywalnością wynikającą z wrażliwości strukturalnej (osiadanie zapadowe). Nieprzewidywalność tego stanu granicznego (przy braku stosownych badań) dla obiektów min. 2 kategorii geotechnicznej rozwiązuje się najczęściej pośrednim fundamentowaniem oraz wyłączeniem tych gruntów z wykorzystania do formowania nasypów. Bez wątpienia zwiększa to zdecydowanie bezpieczeństwo budowli, lecz znacznie komplikuje i podnosi koszty wykonania.

Literatura

- 1 Malinowski J. Badania geologiczno-inżynierskie lessów. Wydawnictwa Geologiczne, Warszawa 1971.
- 2 Myślińska E. Laboratoryjne badania gruntów. Wydawnictwa Naukowe PWN, Warszawa 2006.
- 3 Borowczyk M., Frankowski Z. Zmienność właściwości geotechnicznych lessów w świetle współczesnych metod badań. Kwartalnik Geologiczny 23/2 (2007) s. 447-459.
- 4 Maruszczak H. Zróżnicowanie stratygraficzne lessów w Polsce. Podstawowe profile lessów w Polsce. Wyd. UMCS, Lublin 1991 s. 13-35.
- 5 Harasimiuk M., Henkiel A. Objasnienia do szczegółowej mapy geologicznej Polski, arkusz Lublin. Wydawnictwa Geologiczne, Warszawa 1982 s. 50-53.

- 6 Malinowski J. Badania geologiczno-inżynierskie lessów. Wyd. Geol. Warszawa 1971.
- 7 Grabowska-Olszewska B. Engineering-geological problems of loess in Poland. Engineering Geology 25 (1988).
- 8 Myślińska E. Ścisłość i zapadowość lessów. Technika Poszukiwań Geol. 5-6 (1984).

Geotechnical design in the presence of loess cover of the Nałęczów Plateau

Lucjan Gazda¹, Małgorzata Franus²

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

Abstract: An analysis of the diagnosis and design solutions of road viaduct foundation in the presence of dense loess cover of the Nałęczów Plateau. The analysis was conducted with regard to the provisions and the requirements of Eurocode 7 regulations: Geotechnical design. Studies on selected physical and mechanical characteristics of soil samples taken at the time of the object foundation were performed with the use of index analysis. In the light of the tests, parameters defined very carefully were established, and the leading borderline state resulting from the very term loess and its structural sensitivity was adopted without establishing the parameter of collapse settlement (i_{mp}) or/and the value of yield stress (YSR). Design solutions of foundation resulting from the recognition, settled parameters and properties of the substrate were reconsidered to be as very careful and expensive.

Keywords: loess, collapsing, geotechnical design

Analiza numeryczna konstrukcji systemu rozsączającego wody opadowe

Piotr Gąska¹

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

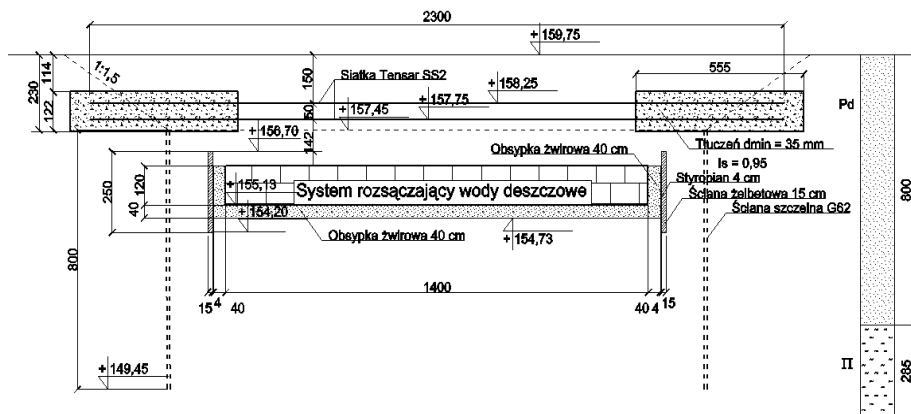
Streszczenie: Dostępność nowoczesnych narzędzi, pozwalających na zaawansowane analizy geotechniczne, skłoniła autora niniejszej publikacji do zweryfikowania przyjętych uprzednio, po części intuicyjnych, rozwiązań technicznych konstrukcji systemu rozsączającego wody opadowe, polegającego na zastosowaniu elementów odciążających w postaci ścian żelbetowych oraz poziomych geosiatek. Metodą elementów skończonych w modelu numerycznym otrzymano ilościową analizę rozkładu naprężeń w ośrodku gruntowym otaczającym system rozsączania wód opadowych, która potwierdza intuicyjne, jakościowe, założenia projektu technicznego. Dzięki zastosowaniu żelbetowych ścian przenoszących parcie boczne gruntu na grunt powyżej jak i poniżej systemu rozsączającego uzyskano dwukrotne zmniejszenie poziomych składowych naprężeń ośrodka gruntowego w strefie pomiędzy żelbetowymi ścianami a systemem rozsączającym. Zastosowanie dwóch warstw geosiatki powyżej systemu rozsączającego umożliwiło odciążenie systemu rozsączania (w środkowej, najbardziej wrażliwej strefie) w kierunku pionowym o około 75%.

Słowa kluczowe: system rozsączający, odciążenie gruntu, model numeryczny, geosiatka, ściana żelbetowa, stateczność.

1. Założenia techniczne

Analiza numeryczna metodą elementów skończonych dotyczy podziemnego systemu rozsączającego wody opadowe [1, 2]. Elementy konstrukcyjne systemu rozsączającego ułożone są w sześcian o wymiarach 14,0 x 22,0 x 1,2 m (długość x szerokość x wysokość) i znajdują się w obsypce filtracyjnej o grubości 0,4 m ze żwiru. System rozsączający jest wykonany w wykopie o głębokości 5,02 m. Geometrię systemu rozsączającego przedstawiono na rys. 1.

Podstawowe parametry techniczne elementów konstrukcyjnych systemu zestawiono w tab. 1.



Rys. 1. Konstrukcja systemu rozsączającego – przekrój pionowy

Tabela 1. Podstawowe parametry techniczne elementów konstrukcyjnych systemu rozsączającego

Maksymalne obciążenie poziome [kPa]	Maksymalne obciążenie pionowe [kPa]	Wymiary jednego elementu konstrukcyjnego [m]
20	200	0,5 x 1,0 x 0,4

2. Warunki geotechniczne w miejscu inwestycji

W miejscu inwestycji stwierdzono występowanie bezpośrednio poniżej poziomu terenu do głębokości 8,0 m warstwy piasków drobnych w stanie średniozagęszczonym i zagęszczonym. W warstwie piasków nie występuje strefa saturacji. Poniżej warstwy piasków stwierdzono zaleganie pyłów w stanie półzwartym i zwartym. Spągu warstwy pyłów nie ustalono (warstwa pyłów w badaniach penetracyjnych nie została przewiercona).

Badania warunków geotechnicznych zostały ustalone na podstawie wierceń geotechnicznych, badań stopnia zagęszczenia gruntów niepoistych sondą dynamiczną lekką oraz badań laboratoryjnych, pobranych podczas wiercenia, próbek gruntów. Parametry geotechniczne warstw gruntów budowlanych zestawiono w tab. 2 – charakterystyczne wartości całkowite a zarazem efektywne, ze względu na brak nawodnienia niespoistego ośrodka gruntowego.

Tabela 2. Parametry geotechniczne gruntów budowlanych w miejscu inwestycji

Rodzaj gruntu	Ciężar objętościowy [kN/m ³]	Kąt tarcia wewnętrznego [°]	Spójność [kPa]	Edometryczny moduł ścisłości pierwotnej [kPa]
Piasek drobny	19	31	0	80000
Pył	19,5	18	30	45000

3. Rozwiązanie techniczne zabezpieczenia stateczności poziomej oraz pionowej konstrukcji systemu rozsączania

Ze względu na występowanie do poziomu wykopu gruntów niespoistych oraz ograniczoną możliwość wykonania rozkopu wykop przyjęto wykonać w zabezpieczeniu konstrukcjami oporowymi wspornikowymi z grodziec stalowych G62.

Na dnie wykopu przewidziano wykonanie konstrukcji systemu rozsączającego według wytycznych producenta systemu [2]. Ponieważ parcie boczne gruntu na wysokości elementów konstrukcyjnych systemu rozsączającego jest wyższe (w granicach od 22,7 do 28,3 kPa) od dopuszczalnego przez producenta systemu (do 20 kPa) postanowiono zastosować odciążenie poziome w postaci ściany żelbetowej o wysokości całkowitej 2,5 m i grubości 15 cm. Dzięki temu parcie boczne zasyпки z odcinka 1,2 m wysokości konstrukcji systemu rozsączającego zostanie przeniesione na grunt rodzimy – odpowiednio powyżej oraz poniżej konstrukcji systemu rozsączającego. Zasadę konstrukcji zabezpieczającej system rozsączający przed bocznym parciem gruntu zasyпки przedstawiono na rys. 1.

System rozsączający jest przykryty, zagęszczanym warstwami, gruntem wybranym z wykopu, a teren użytkowany jest jako parking dla samochodów osobowych o charakterystycznej wartości zastępczego obciążenia powierzchniowego 10 kPa [3]. Ze względu na lokalizację systemu rozsączania wykonawca miał obawy co do stateczności pionowej systemu, dlatego warstwę przekrycia systemu rozsączającego postanowiono wzmocnić dwoma warstwami geosiatki Tensar. Geosiatki są zakotwione w blokach oporowych, wykonanych z kruszywa łamanego. Bloki oporowe znajdują się na skrajach, na zewnątrz systemu rozsączającego (rys. 1).

4. Weryfikacja przyjętych rozwiązań technicznych metodą elementów skończonych

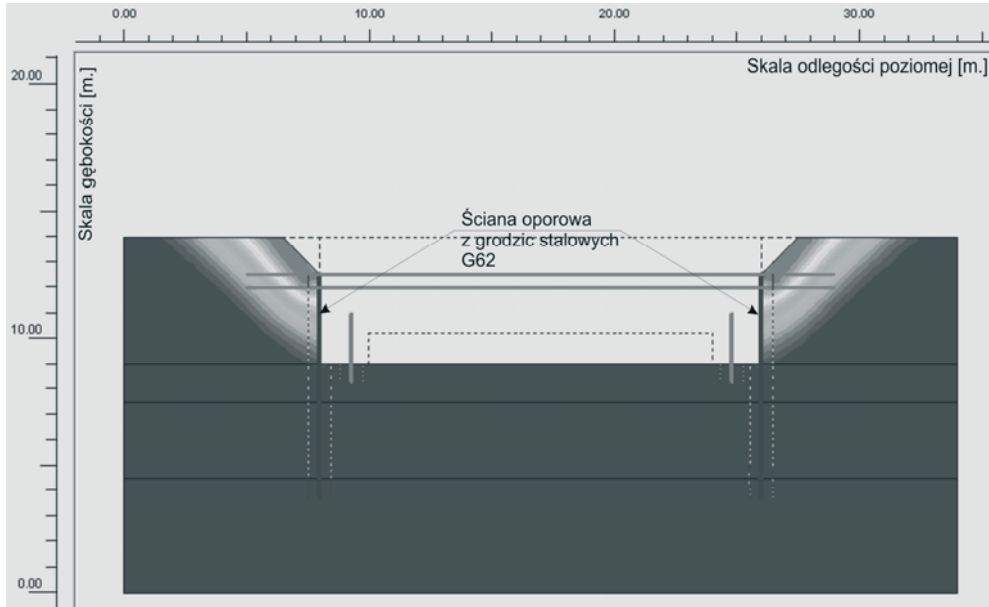
Dostępność nowoczesnych narzędzi obliczeniowych [4] (program PLAXIS) umożliwiła autorowi zastosowanych już rozwiązań (technicznie poprawnie funkcjonujących) dokładniejszą analizę stanu naprężenia i odkształcenia systemu rozsączającego oraz otaczającego go ośrodka gruntowego.

W programie PLAXIS zbudowany został płaski numeryczny model przekroju pionowego systemu rozsączającego (według rys. 1). W analizach numerycznych stosowano model gruntu Coulomba-Mohra a parametry materiałów zestawiono w tab. 3. Przyjęty w modelu numerycznym kąt tarcia gruntu o ścianę oporową wynosi $2/3$ kąta tarcia wewnętrznego gruntu. Tarcie w styku grunt ściana oporowa wprowadzono za pomocą elementów kontaktowych.

W pierwszym etapie w modelu numerycznym symulowano wykonanie wykopu zabezpieczonego grodzicami stalowymi. Na rys. 2 przedstawiono kształt potencjalnie krytycznej powierzchni poślizgu (powierzchni klina odłamu) o współczynniku stateczności $F = 11,42$, określonym metodą redukcji ϕ i c [5]. Otrzymana powierzchnia poślizgu (powierzchnia klina odłamu) nie jest płaska jak w przypadku założenia Coulomba w rozwiązaniu zagadnienia parcia granicznego gruntu niespoistego na konstrukcje oporowe.

Tabela 3. Parametry materiałów modelu numerycznego

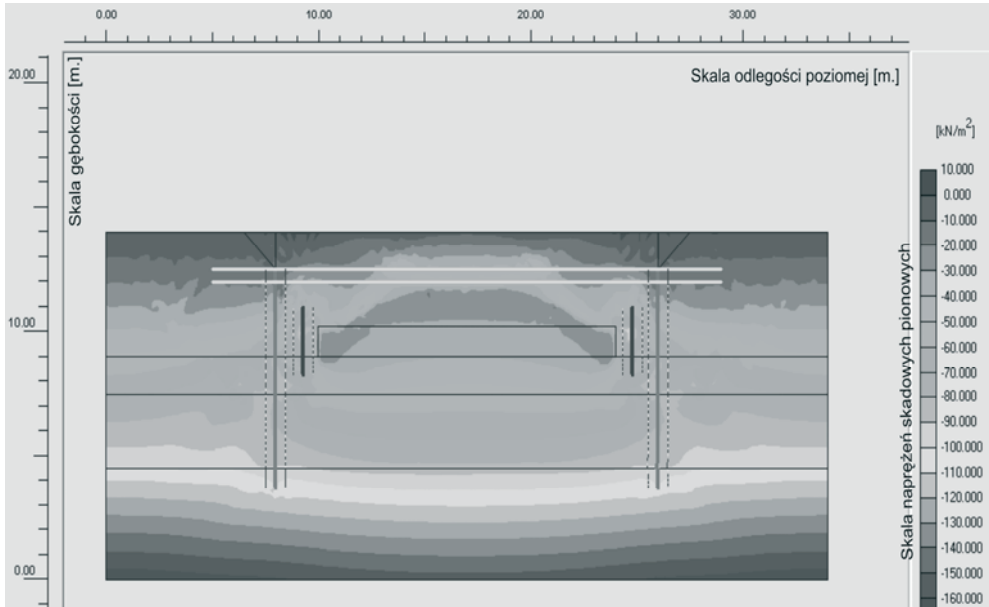
Material	Ciężar objętościowy [kN/m ³]	Kąt tarcia wewn. [°]	Spójność [kPa]	Edometryczny moduł ściśliwości pierwotnej [kPa]	Moduł sprężystości [MPa]	Liczba Poissona [-]
Piasek drobny	19	31	0	80000	60	0,36
Pył	19,5	18	30	45000	25	0,4
Żelbet	25	-	-	-	30000	0,2
System rozsącz.	0,34	-	-	-	1000	0,3
Grodzice G62	75	-	-	-	200000	0,28



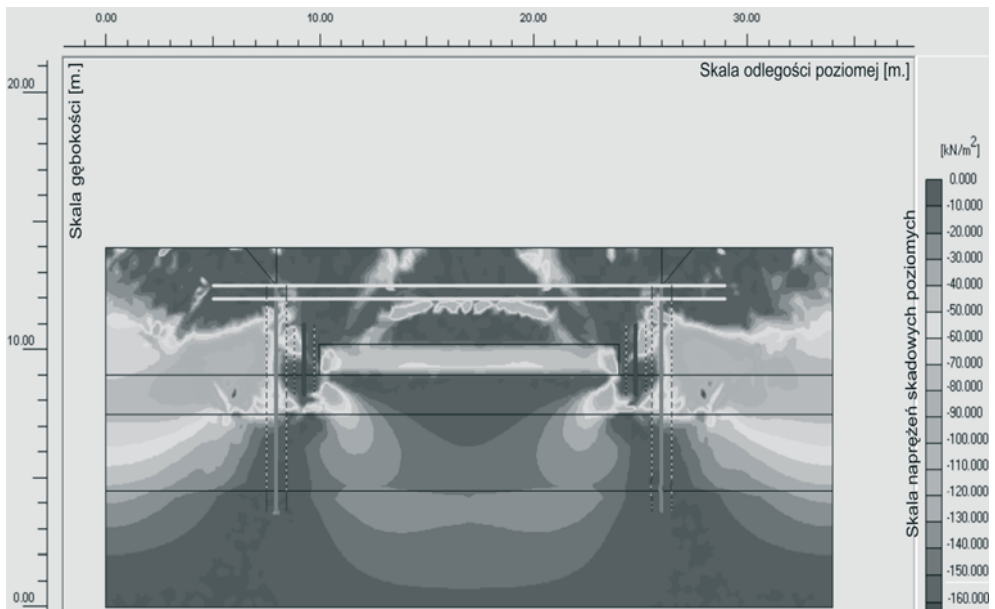
Rys. 2. Kształt potencjalnie krytycznej powierzchni poślizgu (powierzchni kina odłamu) o współczynniku stateczności $F = 11,42$

W drugim etapie w modelu MES symulowano sytuację długotrwałego użytkowania systemu rozsączającego pod parkingiem dla samochodów osobowych. W poziomie terenu przyjęto zgodnie z polską normą [3] zastępcze obciążenie powierzchniowe o wartości charakterystycznej 10,0 kPa. Rozkład całkowitej pionowej składowej naprężenia modelu numerycznego przedstawiono na rys. 3 a na rys. 4 przedstawiono rozkład całkowitej składowej poziomej.

Otrzymany w modelu numerycznym rozkład pionowych i poziomych składowych naprężenia potwierdza słuszność założeń projektowych tj. efektu odciążenia systemu rozsączającego w wyniku zastosowania pionowej ściany żelbetowej oraz poziomej przepony nad systemem rozsączającym. W środkowej strefie systemu rozsączającego (na poziomie stropu systemu) występuje aż czterokrotnie mniejsza wartość pionowej składowej naprężenia w porównaniu z obszarem bez zabezpieczeń odciążających. Składowe poziome naprężeń w strefie pomiędzy żelbetowymi ścianami a systemem rozsączającym mają wartości około 10 kPa czyli są o połowę mniejsze od wartości dopuszczalnych przez producenta systemu rozsączającego.



Rys. 3. Rozkład całkowitej składowej pionowej naprężenia



Rys. 4. Rozkład całkowitej składowej poziomej naprężenia

5. Podsumowanie

Metodą elementów skończonych w modelu numerycznym przeprowadzono ilościową analizę rozkładu naprężenia w ośrodku gruntowym otaczającym system rozsączania wód opadowych, która potwierdza intuicyjne, jakościowe, założenia projektu technicznego.

Dzięki zastosowaniu żelbetowych ścian przenoszących parcie boczne gruntu na grunt powyżej jak i poniżej systemu rozsączającego uzyskano dwukrotne zmniejszenie

poziomych składowych naprężenia ośrodka gruntowego w strefie pomiędzy żelbetowymi ścianami a systemem rozsączającym. Zastosowanie dwóch warstw geosiatki powyżej systemu rozsączającego umożliwiło odciążenie systemu rozsączania (w środkowej strefie) w kierunku pionowym o około 75%.

Literatura

- 1 Gąska P.: Projekt wykonawczy konstrukcji zabezpieczenia systemu rozsączającego wody deszczowe. Rzeszów, 2006
- 2 Wavin Poland.: Informator techniczny systemu Azura. Warszawa, 2005
- 3 PN-PN-82/B-02004. Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Obciążenia pojazdami
- 4 Plaxis BV, Delft, Holandia: Program komputerowy Plaxis 7.2
- 5 Brinkgreve R. B. J., Bakker H. L.: Non-linear finite element analysis of safety factors. Proc. 7th Int. Conf. On Comp. Methods and Advances in Geomechanics. Cairns, Australia 1991

Numerical analysis of construction of drainage system for precipitation waters

Piotr Gąska¹

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

Abstract: Progressive implements which make possible advanced geotechnical analysis, induced the author to verify previously accepted engineering solutions of construction of rain waters drainage system with the use of reinforced concrete walls and horizontal geogrids. The quantitative analysis of stress distribution in ground medium around the drainage system was performed in numerical model with the use of finite element method. This analysis confirmed previous – intuitive and qualitative - assumptions of the technical design. The application of reinforced concrete walls, transmission of ground lateral pressure to the soil below and the above drainage system, result in twofold reduction of horizontal components of ground stresses in area between reinforced walls and the drainage. The usage of two layers of geogrid over the drainage system made possible strain relief of this system (in the middle, the most sensitive zone) in vertical direction of about 75%.

Keywords: drainage system, strain relief, numerical model, geogrid, reinforced concrete wall, stability.

Badanie związków korelacyjnych parametrów zagęszczenia nasypu budowlanego w warunkach in situ

Maciej Kordian Kumor¹, Łukasz Aleksander Kumor¹, Joanna Farmas²

¹ Katedra Geotechniki, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy; e-mail: mkkumor@utp.edu.pl; lukasz.kumor@engeo.com.pl

² e-mail: joannafarmas@gmail.com;

Streszczenie: Geotechniczna ocena poprawności wykonania korpusu drogowego obejmuje szereg zagadnień, wśród których istotne są dobór i kontrola jakości wykonywanych robót ziemnych.

W artykule przedstawiono wyniki badań in situ nad określeniem zależności korelacyjnych pomiędzy parametrami określonymi przy pomocy badań płytą sztywną VSS – E_1 i E_2 , a uzyskanymi z badania lekką płytą dynamiczną LFG. Badania wskazują, iż określenie związków korelacyjnych pomiędzy parametrami charakteryzującymi uziarnienie (C_c , C_u , D_{10} , D_{20} , D_{30} , D_{60}), a parametrami odkształceniowymi uzyskanymi podczas sprawdzania stanu zagęszczenia piasku średniego równoziarnistego nasypu (\bar{E}_{vd} , E_1 , E_2 , I_0) jest aktualnie praktycznie trudne lub fizycznie złożone.

Słowa kluczowe: zagęszczanie nasypów, moduł dynamiczny, moduł statyczny, wskaźniki zagęszczenia

1. Wprowadzenie

Geotechniczna ocena poprawności wykonania każdego nasypu budowlanego obejmuje szereg zagadnień, wśród których szczególnie istotne są dobór stosowanego materiału oraz kontrola jakości wykonywanych robót ziemnych. Jak wiadomo, materiał gruntowy powinien charakteryzować się odpowiednim składem granulometrycznym i mineralnym, wilgotnością, itp., zapewniających uzyskanie wymaganych właściwości mechanicznych konstrukcji ziemnej. W przypadku nasypu drogowego należy uzyskać wartości liczbowe parametrów geotechnicznych zapewniające zaprojektowaną nośność, odkształcalność, trwałość i bezpieczeństwo konstrukcji [2].

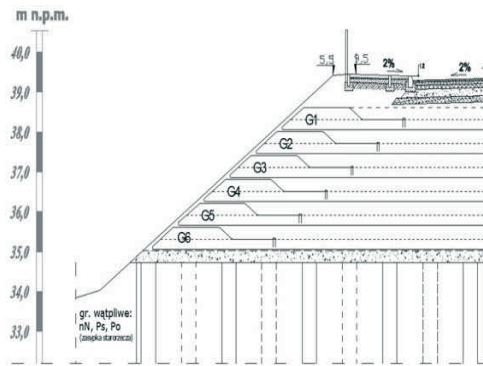
Zgodnie z zaleceniami normy PN-S-02205:1998, podstawowymi parametrami gruntów, umożliwiającymi poprawny dobór i ocenę przydatności materiału są: wskaźnik jednorodności uziarnienia – C_u oraz wskaźnik krzywizny – C_c . Ocenę stanu zagęszczenia dokonuje się zwykle na podstawie wartości umownych parametrów tj. wskaźnika zagęszczenia I_S lub stopnia zagęszczenia I_D . Alternatywnie można oceniać stan gruntów w nasypie na podstawie wartości wskaźnika odkształcenia - I_0 , który jest zdefiniowany jako stosunek modułów: odkształcenia wtórnego - E_2 do pierwotnego - E_1 , otrzymanych podczas badania płytą sztywną VSS [2]. Badanie kontrolne wykonywane płytą statyczną VSS jest stosunkowo czasochłonne i kłopotliwe w praktycznych warunkach utrzymania wysokiego tempa robót ziemnych.

Z praktycznych względów istnieje potrzeba skrócenia czasochłonności, w tym szczególnie oczekiwania na wynik zagęszczenia. Wymaga to przeprowadzenia badań w celu uzyskania oczekiwanego wyniku, najlepiej już w trakcie sprawdzających badań kontrolnych lub zastosowania empirycznych związków korelacyjnych.

W celu określenia istnienia możliwych związków fizycznych pomiędzy parametrami materiałowymi i kontrolowanymi parametrami mechanicznymi zagęszczenia nasypu w celu znalezienia sformalizowanej postaci, wykonano serie badań na poligonie doświadczalnym podczas realizacji dużego nasypu drogowego, rys. 1.



Rys. 1. Widok badanych warstw nasypu drogowego.



Rys. 2. Konstrukcja nasypu drogowego.

W niniejszej pracy przedstawiono wyniki badań in situ nad poszukiwaniem prostych zależności korelacyjnych pomiędzy podstawowymi parametrami materiałowymi, które w sposób jednoznacznie wiarygodny i prosty pozwoliłyby określić jakość zagęszczenia warstwy gruntu.

2. Charakterystyka wykonanych badań

2.1. Poligon badawczy

Poligonu badawczego stanowił nowo realizowany nasyp obejmujący odcinek ponad 700 metrowy drogi miejskiej. Nasyp korpusu drogowego zaprojektowano jako konstrukcję zbrojoną. Odcinek badawczy składał się z 6 warstw (od G1 do G6) wzmocnionych siatką geosyntetyczną oraz technicznych warstw wyrównujących, rys. 2.

W projekcie nasypu drogowego [5], określono szczegółowe specyfikacje i wytyczne geotechniczne odnośnie do wymaganych wartości liczbowych parametrów zagęszczenia poszczególnych warstw.

W analizowanym nasypie referencyjne wartości liczbowe parametrów geotechnicznych wynosiły:

- platforma robocza 30 cm, na podłożu korpusu drogowego wzmocnionym kolumnami CMC – wymagany wskaźnik zagęszczenia $I_S > 0,98$;
- kolejne warstwy konstrukcyjne korpusu drogowego (G1 - G6) formowane kolejno i zagęszczane, wymagany wskaźnik zagęszczenia $I_S > 1,00$;
- przykrycie geomateraca dwie warstwy po 25 cm, zagęszczane wibracyjnie – wskaźnik zagęszczenia $I_S > 1,03$.

W celu kontroli stanu zagęszczenia poszczególnych warstw gruntów, w projekcie określono minimalne wartości modułów odkształcenia, które stanowiły warunki progowe dla oceny poprawności zagęszczenia płytą sztywną VSS. Parametry progowe uznane za spełniające wymogi projektowe objęte kontrolą jakości to: moduł pierwotny odkształcenia podłoża o wartości $E_1 \geq 60,0$ MPa, moduł wtórny $E_2 \geq 120,0$ MPa, oraz wskaźnik odkształcenia $I_0 \leq 3,0$, [5].

2.2. Charakterystyka materiału zasypowego

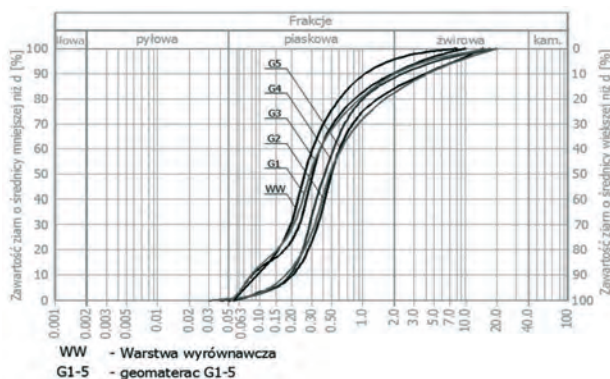
W programie badań przeprowadzono szczegółowe analizy geotechniczne identyfikujące cechy fizyczne i mechaniczne gruntów niespoistych zastosowanych do wbudowania w konstrukcję nasypu.

Materiał gruntowy zastosowany do wykonania nasypów był wybrany z trzech różnych złóż i charakteryzował się:

- uziarnieniem, rys. 3, umożliwiającym poprawne zagęszczenie i uzyskanie wymaganych właściwości mechanicznych nasypu, przy czym szczególne znaczenie w doborze materiału miały wytrzymałość, odkształcalność, mrozoodporność, wysadzinowość,
- odpowiednią wodoprzepuszczalnością, uniemożliwiającą podpiętrzanie wody

rzecznej w korpusie konstrukcji,

- brakiem zanieczyszczeń chemicznych i związków rozpuszczalnych w wodzie, mających szkodliwy wpływ na długotrwałą wytrzymałość i odkształcalność zbrojenia syntetycznego.



Rys. 3. Przykładowe krzywe granulometryczne gruntów badanego nasypu budowlanego.

Uziarnienie gruntu jest podstawową cechą fizyczną determinującą warunki jego zagęszczenia oraz uzyskanie odpowiednich właściwościach mechanicznych i hydraulicznych nasypu [10]. Oczekiwanym końcowym efektem zagęszczania nasypu jest uzyskanie gęstości objętościowej szkieletu gruntowego ρ_d , przy stałej wilgotności optymalnej [8] i nieprzekroczenie stanu równowagi dla maksymalnie zagęszczonego materiału w fazie zagęszczania, przy wymaganej liczbie przejazdów maszyny zagęszczającej.

W poszukiwaniu związków i zależności korelacyjnych wykonano podstawowe analizy obejmujące wyjściowe grunty, tj. oznaczenie składu granulometrycznego oraz wilgotności optymalnej standardową metodą Proctora [7]. Badania powtarzano w trakcie realizacji nasypu dla próbek kontrolnych z każdej nowo wbudowywanej warstwy. Grunt pobierano z różnych, rozproszonych punktów warstwy, tak aby próbę można było uznać jako reprezentatywną. Badaniu poddano warstwę we wszystkich 5 geomaterycach (G1-G5) oraz warstwę wyrównującą, rys. 2.

Na podstawie analizy granulometrycznej sporządzono krzywe uziarnienia dla każdej badanej warstwy (Rys. 3) oraz wyznaczono wartości średnic zastępczych i wskaźnika jednorodności uziarnienia – C_u oraz wskaźnika krzywizny – C_c , współczynnika filtracji. Wyniki badań przedstawiono w Tabeli 1.

Wyniki badań geotechnicznych polowych i laboratoryjnych poddano analizie matematycznej. Poszukiwano użytecznej, możliwie prostej formuły w postaci liniowej zależności funkcyjnej, dla potrzeby oceny skuteczności zagęszczenia wbudowywanego materiału gruntowego. Oczekiwaniem badawczym, najbardziej przydatnym z praktycznego punktu widzenia, byłoby ustalenie, zależności korelacyjnej pomiędzy modułem odkształcenia badanym płytą statyczną i modułem dynamicznym określonym przy pomocy płyty dynamicznej. Ponadto, poszukiwano innych związków formalnych pomiędzy zbadanymi parametrami geotechnicznymi gruntu.

Tabela 1. Wyniki (wartości średnie) geotechnicznych badań gruntów poszczególnych warstw nasypu

Warstwa	ρ_{ds}	$V(\rho_{ds})^*$	w_{opt}	$V(w_{opt})$	C_c	$V(C_c)$	C_u	$V(C_u)$
	(Mg/m^3)	(%)	(%)	(%)	(1)	(%)	(1)	(%)
G5	2,059	1,82	9,83	12,74	0,942	2,10	2,815	4,27
G4	2,036	2,85	9,79	3,20	1,031	49,00	3,432	30,83
G3	1,956	0,32	10,27	1,04	1,766	10,37	4,685	1,96
G2	2,019	0,53	9,61	2,71	1,563	34,23	4,660	26,43
G1	1,979	0,44	9,63	4,31	1,042	55,60	4,990	6,80
WW	1,968	0,67	9,88	6,38	1,322	3,00	3,595	6,10

Warstwa	D_{10}	$V(D_{10})$	D_{20}	$V(D_{20})$	D_{30}	$V(D_{30})$	D_{60}	$V(D_{60})$
	mm	(%)	mm	(%)	mm	(%)	mm	(%)
G5	0,215	3,29	0,28	0,00	0,35	0,00	0,605	1,17
G4	0,160	39,73	0,237	28,10	0,290	32,49	0,555	58,58
G3	0,080	0,00	0,170	8,32	0,230	6,15	0,375	1,89
G2	0,117	42,76	0,230	15,97	0,293	14,42	0,517	28,48
G1	0,150	66,00	0,220	38,57	0,305	44,05	0,765	71,17
WW	0,085	8,32	0,145	14,63	0,185	3,82	0,305	2,32

V^* – współczynnik zmienności

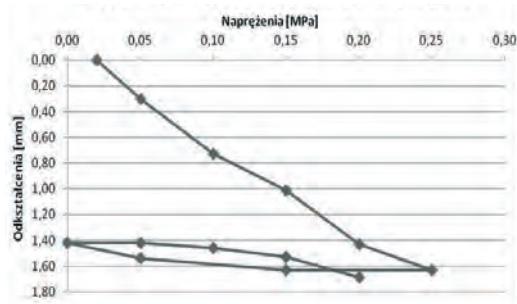
2.3. Wyniki badań polowych parametrów zagęszczania

2.3.1. Badania modułów płytą VSS

W trakcie zagęszczania warstwy wykonywano, po każdym przejeździe walca, kontrole badania sprawdzające płytą dynamiczną LFG oraz pobrano próbki typu A1, w celu oznaczenia wskaźnika zagęszczenia. Odbiór końcowy warstwy odbywał się na podstawie pozytywnych wyników badań uzyskanych płytą sztywną VSS, rys. 4.



Rys. 4. Badania modułów odkształcenia podłoża płytą VSS.



Rys. 5. Przykładowy wykres zależności odkształceń od zadanych obciążeń gruntu –VSS, warstwa G1.

Przykładowy wynik badań płytą VSS przedstawiono na rysunku 5.

Badanie stopnia zagęszczenia warstw metodą sondowania dynamicznego DPL, nie było możliwe ze względu na zbrojnie korpusu geosyntetykami. W przypadku, gdy stwierdzono niedostateczny stan, dogęszczano warstwę i ponownie kontrolowano zagęszczenie gruntu.

Badanie płytą sztywną wciskaną statycznie służy do określenia pierwotnego modułu odkształcenia podłoża E_1 oznaczonego w pierwszym obciążeniu warstwy oraz wtórnego modułu odkształcenia podłoża E_2 wyznaczonego analogicznie w powtórnym obciążeniu warstwy, [2].

2.3.2. Badania modułów lekką płytą dynamiczną LFG

Lekka płyta dynamiczna LFG przeznaczona jest do wyznaczenia dynamicznego modułu odkształcenia (wartość E_{vd}) warstwy podłoża gruntowego w budownictwie

drogowym, [7].

Zestawienie wyników końcowych badań zagęszczenia płytą dynamiczną LFG płytą VSS dla poszczególnych testowanych warstw przedstawiono w tablicy 2.

Tablica 2. Wyniki badań (uśrednionych) parametrów zagęszczenia wybranych warstw.

Wyniki badań płytą VSS:		Wyniki badań płytą dynamiczną LFG:	
WARSTWA III			
$E_1 = 33,09$ MPa	$E_1 = 25,86$ MPa	$E_{vd1} = 53,32$ MPa	
$E_2 = 118,42$ MPa	$E_2 = 132,35$ MPa	$E_{vd2} = 49,45$ MPa	
$I_0 = 3,58$	$I_0 = 5,12$	$E_{vd3} = 49,78$ MPa	
WARSTWA I			
$E_1 = 30,81$ MPa	$E_1 = 31,69$ MPa	$E_{vd1} = 61,48$ MPa	
$E_2 = 150,00$ MPa	$E_2 = 204,55$ MPa	$E_{vd2} = 57,69$ MPa	
$I_0 = 4,87$	$I_0 = 6,45$	$E_{vd3} = 47,97$ MPa	

Jak wiadomo, badanie płytą sztywną VSS wymaga każdorazowo kłopotliwego montażu urządzenia pomiarowego na nowym miejscu. W warunkach placu budowy jest więc badaniem czasochłonnym. Należy zapewnić odpowiednią przeciwwagę przez co niewykonalne są badania w wykopach. Utrudnieniem znaczącym w postępie prac jest praktyczna konieczność zatrzymania zagęszczenia dynamicznego odcinka na czas pomiaru. Istnieje wysokie ryzyko popełnienia w warunkach rzeczywistych szeregu błędów podczas badania, takich jak np.: błąd odczytu z czujników zegarowych lub błędy obliczeń, odczytu i zapisu wyników ciśnienia. Wymienione utrudnienia skłaniają nadzór budowlany w kierunku mniej uciążliwego oznaczania zagęszczenia gruntów, między innymi z wykorzystaniem płyty dynamicznej.

Badanie płytą LFG jest badaniem względnie szybkim w odniesieniu do badania VSS. Wyniki otrzymuje się bezpośrednio po pomiarze płytą LFG i można je zapisać wygodnie w rejestratorze współpracującym z płytą. Ponadto badanie można wykonać w niemal każdych warunkach, np. w wąskich głębokich wykopach, gdzie ustawienie pojazdu obciążającego płytę VSS byłoby niemożliwe.

W związku z rzeczywistą potrzebą podjęto próbę poszukania korelacji w warunkach realizacji in situ sześciowarstwowego nasypu pod korpus drogowy. Na podstawie otrzymanych wyników badań wykonano analizę matematyczną parametrów zagęszczenia otrzymanych lekką płytą dynamiczną i płytą statyczną z innymi parametrami fizycznymi charakteryzującymi materiał gruntowy.

2.4. Analiza statystyczna

W analizie uwzględniono łączne wyniki badań parametrów zagęszczenia 6 warstw nasypu, które określono w punktach pomiarowych oddalonych od siebie o około 1,0 m. Najpierw wykonywano badanie płytą LFG, następnie badanie płytą VSS. Dla każdej badanej warstwy nasypu wykonano po 5 badań VSS i 20 badań LFG. Łącznie dysponowano wystarczającą z punktu widzenia statystycznego licznością populacji charakteryzującą zagęszczenie, w tym dla płyty LFG 100 wyników i 55 wyników VSS. Wyniki poddano analizie matematycznej, szukając związków korelacyjnych pomiędzy parametrami odkształceniowymi uzyskanymi metodą VSS a modulem dynamicznym z badania płytą dynamiczną LFG, i charakteryzującymi cechy fizyczne (uziarnienie).

Wynikiem analizy statystycznej było uzyskanie informacji o funkcjach odpowiedzi, które można zapisać ogólnie następującymi wyrażeniami:

- zależności pomiędzy cechami fizycznymi a parametrami odkształceniowymi w nasypie:

$$E_{vd} = E_{vd}(w_{opt}, \rho_{ds}, C_u, C_c, D_{10}, D_{20}, D_{30}, D_{60}) \quad (1)$$

$$E_1 = E_1(w_{opt}, \rho_{ds}, C_u, C_c, D_{10}, D_{20}, D_{30}, D_{60}) \quad (2)$$

$$E_2 = E_2(w_{opt}, \rho_{ds}, C_u, C_c, D_{10}, D_{20}, D_{30}, D_{60}) \quad (3)$$

$$I_0 = I_0(w_{opt}, \rho_{ds}, C_u, C_c, D_{10}, D_{20}, D_{30}, D_{60}) \quad (4)$$

$$I_S = I_S(w_{opt}, \rho_{ds}, C_u, C_c, D_{10}, D_{20}, D_{30}, D_{60}) \quad (5)$$

- zależności pomiędzy parametrami zagęszczenia badanymi metodą VSS a modulem dynamicznym otrzymanym płytą dynamiczną LFG:

$$E_{vd} = E_{vd}(E_1, E_2, I_o, I_S) \quad (6)$$

$$E_1 = E_1(E_2, I_o, E_{vd}, I_S) \quad (7)$$

$$E_2 = E_2(E_1, I_o, E_{vd}, I_S) \quad (8)$$

$$I_o = I_o(E_1, E_2, E_{vd}, I_S) \quad (9)$$

gdzie: w_{opt} – wilgotność optymalna [%],

ρ_{ds} – maksymalna gęstość objętościowa szkieletu gruntowego [Mg/m³],

C_u – wskaźnik różnoziarnistości gruntu [1],

C_c – wskaźnik krzywizny uziarnienia [1],

E_{vd} – dynamiczny moduł odkształcenia,

E_1 – pierwotny moduł odkształcenia [MPa],

E_2 – wtórny moduł odkształcenia [MPa],

I_o – wskaźnik odkształcenia [1],

$D_{10}, D_{20}, D_{30}, D_{60}$ – średnice zastępcze [mm],

oraz określenie, czy pomiędzy rozważanymi zmiennymi istnieje istotna, w sensie statystycznym, zależność korelacyjna. Analizowano wykresy rozrzutu. W prostokątnym układzie współrzędnych na osi odciętych zaznaczono wartości zmiennej niezależnej (zmiennej objaśniającej), a na osi rzędnych wartości zmiennej zależnej (zmiennej objaśnianej).

Pomiędzy badanymi zmiennymi poszukiwano w pierwszym przybliżeniu zależności liniowej w postaci funkcji, jako najbardziej użytecznej:

$$y = a + bx \quad (10)$$

gdzie: y – zmienna zależna, x – zmienna niezależna.

Zależność uznano za znaczącą w sensie statystycznym, gdy współczynnik determinacji przyjął wartość $r_{xy}^2 \geq 0,5$ lub współczynnik korelacji przyjął wartość $r_{xy} \geq 0,7$.

Otrzymane postaci funkcji rozrzutu oraz wartość współczynnika korelacji dla badanych funkcji przedstawiono w Tablicy 3 oraz na wybranych wykresach, rys.6.

Tablica 3. Parametry charakteryzujące korelacyjne wykresy rozrzutu dla zależności pomiędzy cechami fizycznymi a parametrami odkształceniowymi.

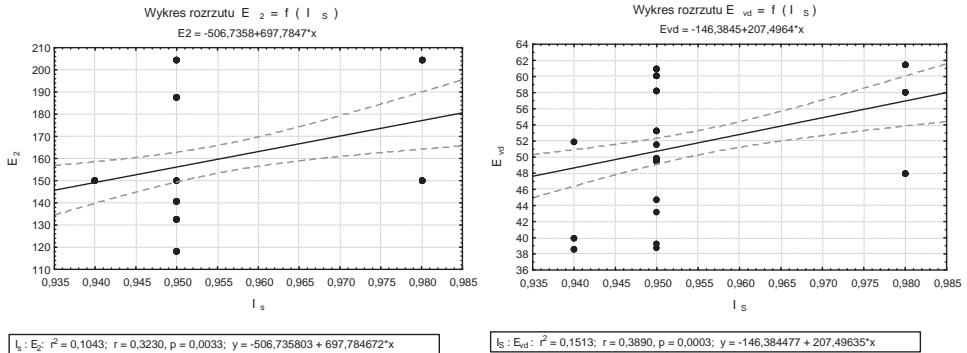
Lp.	Badana zależność	Postać funkcji liniowej	r_{xy}
1.	$E_{vd} = f(\rho_{ds})$	$E_{vd} = 267,288 - 108,295 * (\rho_{ds})$	- 0,7512
2.	$E_1 = f(\rho_{ds})$	$E_1 = -130,895 + 83,541 * (\rho_{ds})$	0,6908
3.	$E_1 = f(C_u)$	$E_1 = 49,943 - 3,263 * (C_u)$	- 0,7126
4.	$E_1 = f(I_S)$	$y = 246,731 - 220,169 * (I_S)$	- 0,6998
5.	$I_o = f(E_{vd})$	$y = 1,652 + 0,057 * (E_{vd})$	0,4201
6.	$I_o = f(I_S)$	$y = -39,519 + 46,184 * (I_S)$	0,6939

Z przeprowadzonej analizy statystycznej rezultatów badań zagęszczenia nasypu budowlanego wykonanego z równoziarnistych piasków średnich ($C_u = 2,8$ do $4,9$) otrzymano zależności pomiędzy badanymi parametrami o słabej korelacji (Bobrowski 1980) lub dla części związków nie uzyskano spodziewanej zależności. Wyniki analizy statystycznej wskazują, że poszukiwane związki sformalizowane, przydatne praktycznie, nie potwierdzone zostały wynikami z badań na rzeczywistym obiekcie.

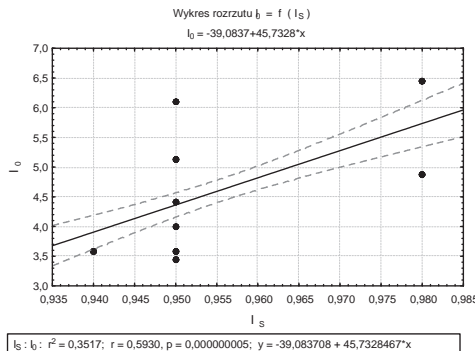
Wyjątek stanowi oczywista zależność między modułami odkształcenia pierwotnym i wtórnym a wskaźnikiem odkształcenia. Poza tymi zależnościami najwyższą wartość współczynnika r_{xy} otrzymano dla I_o w funkcji wskaźnika zagęszczenia I_S , gdzie współczynnik korelacji liniowej wynosi 0,6939, co i tak nie jest wartością, jaką można uznać za ścisłą. Zwłaszcza, że wielkość wskaźnika zagęszczenia otrzymano na podstawie badania laboratoryjnego z użyciem cylindra, które może być obciążone szeregiem błędów

Pośród sporządzonych wykresów rozrzutu szczególną uwagę zwrócono na dane

otrzymane dla poszukiwanych zależności pomiędzy statycznymi parametrami zagęszczenia badanymi metodą VSS a modulem dynamicznym otrzymanym płytą LFG.



Rys. 6. Przykładowe wykresy rozrzutu wybranych zależności.



Rys. 7. Przykładowe wykresy rozrzutu wybranych zależności.

Współczynnik korelacji osiągał w tym przypadku niskie wartości $r_{xy} < 0,5$, co można uznać za nieistotną praktycznie zależność lub obarczoną dużym błędem identyfikacji.

3. Podsumowanie

Przeprowadzone badania wskazują, iż określenie związków korelacyjnych pomiędzy parametrami charakteryzującymi uziarnienie ($C_c, C_u, D_{10}, D_{20}, D_{30}, D_{60}$), a parametrami odkształceniowymi uzyskanymi podczas sprawdzania stanu zagęszczenia piasku średniego równoziarnistego nasypu (E_{vd}, E_1, E_2, I_0) jest w warunkach rzeczywistych praktycznie trudne lub fizycznie bardziej złożone. Ma to miejsce także w przypadku poszukiwania zależności pomiędzy parametrami zagęszczenia otrzymanymi metodą VSS (E_1, E_2, I_0), a modulem dynamicznym (E_{vd}) z badania płytą dynamiczną LFG, rys. 6. W przypadku poszukiwania związków korelacyjnych pomiędzy parametrami odkształceniowymi, modułami statycznymi i dynamicznymi, dodatkowo należałoby uwzględnić zależność i złożoność związków fizycznych pomiędzy różnymi warunkami pomiaru oraz rodzaj gruntu.

Wartości parametrów charakteryzujących skład granulometryczny gruntu są zróżnicowane, obarczone szeregiem addytywnych błędów, trudnych do wyeliminowania, współczynnik zmienności określony dla tych parametrów jest bardzo wysoki, tablica 1. Potwierdzają te wnioski stwierdzone fakty podczas ostatecznej kontroli i odbioru nasypu (Farmas i Wernitz, 2010; Kumor i in., 2008), gdzie uzyskano wymagane wartości parametrów zagęszczenia dla każdej z warstw, mimo, iż parametry C_u i C_c nie osiągały referencyjnych wartości liczbowych. Podobne wyniki uzyskano w praktyce dla niesortu wapiennego (Kumor, 2006).

Na tej podstawie można wysnuć wniosek, iż poszukiwanie niektórych zależności między parametrami charakteryzującymi skład granulometryczny gruntu, a parametrami charakteryzującymi jego zagęszczenie, jak wykazały analizy, funkcje od 3 do 11, tablica 3 i 4, należy uznać za nieistotne, rys. 7, również dyskusyjne z punktu widzenia związków fizycznych.

W świetle przeprowadzonych badań wstępnych na obiektach rzeczywistych (Farmas i Wernitz, 2010; Kumor, 2006; Kumor i in., 2008), powstało wiele nowych wątpliwości natury merytorycznej, (Meyer 2012, Sulewska 2009) związanych z brakiem wiarygodnego modelu fizycznego przy poszukiwaniu teoretycznego uzasadnienia szukanych związków.

Literatura

- 1 PN-B-04452:2002 Geotechnika. Badania polowe.
- 2 PN-S-02205: styczeń 1998 Drogi samochodowe. Roboty ziemne. Wymagania i badania.
- 3 Bobrowski D.: Probabilistyka w zastosowaniach technicznych, Wydawnictwo Naukowo-Techniczne Warszawa 1980.
- 4 Farmas, J., Wernitz K. Geotechniczna ocena budowy korpusu drogowego wciągu ulicy..., Praca magisterska pod kierunkiem M. K. Kumor UTP, Bydgoszcz 2010.
- 5 Kumor Ł. A. Badanie zagęszczalności wybranych kruszyw dla potrzeb budowy poduszki kompensacyjnej fundamentu silosu. Pracownia Inżynieryjno-Geologiczna, Bydgoszcz, 2006, materiał niepublikowany.
- 6 Kumor, M.K., Kumor Ł.A., Wierzycka, E. Przebudowa ulicy wraz z mostem na rzece .. Pracownia Inżynieryjno-Geologiczna, Bydgoszcz. 2008 s. 150. Praca niepublikowana.
- 7 Meyer Zygmunt, Obliczenia inżynierskie osiadania fundamentów. Zapol Szczecin 2012.
- 8 Pisarczyk, S. Badania laboratoryjne i polowe gruntów. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1993a.
- 9 Pisarczyk, S. Grunty nasypowe. Właściwości geotechniczne i metody ich badań. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1993b.
- 10 Sulewska M. J.: Sztuczne sieci neuronowe w ocenie parametrów zagęszczenia gruntów niespoistych. Studia z Zakresu Inżynierii, nr 64, IPPT PAN Warszawa-Białystok 2009.
- 11 Wiłun Z. Zarys Geotechniki. Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Wydanie 7, Warszawa 2007.
- 12 Wysokiński L., Kotlicki W. Projektowanie konstrukcji oporowych, stromych skarp i nasypów z gruntu zbrojonego geosyntetykami. Nr 429/2007 ITB, Warszawa 2007.

The analysis on the correlation parameters of the embankment compaction under in situ conditions

Maciej Kordian Kumor¹, Łukasz Aleksander Kumor¹, Joanna Farmas²

¹ *Geotechnical Department, Faculty of Civil Engineering Architecture and Environment Engineering University Technology and Life Science, e-mail: mkkumor@utp.edu.pl, lukasz.kumor@engeo.com.pl*

² *e-mail: joannafarmas@gmail.com;*

Abstract: Geotechnical assessment of the implementation correctness of a road embankment wide range of issues, among which important selection and control of the quality of the earthworks are extremely significant.

The article presents results of in situ tests determining correlations between the depending parameters defined by a static plate – VSS test – E_1 and E_2 , and obtained from the study LFG Dynamic Load Plate. Studies indicate that the determination of the correlation between the parameters characterizing the particle size distribution (C_c , C_u , D_{10} , D_{20} , D_{30} , D_{60}), and the compaction parameters obtained by examining the compaction of sand embankment (E_{vd} , E_1 , E_2 , I_0) is physically complex and hence extremely difficult.

Keywords: embankment, compaction parameters, correlation

Wybór funkcji aproksymującej parametry modelu- krzywej obciążenie osiadanie dla pali prefabrykowanych na podstawie testów statycznych

Zygmunt Meyer¹, Grzegorz Szmeczel²

Katedra Geotechniki, Wydział Budownictwa i Architektury, ZUT w Szczecinie,
e-mail: ¹meyer@zut.edu.pl, e-mail: ²g.szmeczel@zut.edu.pl

Streszczenie: W pracy przedstawiono analizę prezentowanej w 2012 roku metody interpretacji wyników testów statycznych pali [8,9] wykorzystując równanie zaproponowane przez Meyera i Kowalowa [7]. Wykonano eksperymenty numeryczne na pału teoretycznym, porównano wyniki badań z wartościami oczekiwanymi, i dokonano wyboru funkcji opisującej jeden ze współczynników równania podstawowego, jako lepiej opisującej proponowaną metodę.

Słowa kluczowe: nośność pali, osiadanie pali, testy statyczne obciążenia, interpretacja

1. Wstęp

Z analizy literatury przedmiotu [1,2,3,4,5,6,8,10] można wywnioskować, że problemem otwartym są dyskusje na temat potrzeby szczegółowego opisu współpracy pala z podłożem gruntowym. Zdaniem autorów niniejszej pracy najbardziej wiarygodnym testem, jaki możemy przeprowadzić w odniesieniu do fundamentu palowego jest badanie statycznego obciążenia, problemem pozostaje interpretacja wyników tego testu.

Badanie statycznego obciążenia pala wykonujemy w 3 głównych celach:

- jako część badań naukowych, których prowadzenie ma poszerzyć wiedzę geotechniczną, pomóc lepiej zrozumieć mechanizmy zachodzące przy współpracy pali i gruntu [2,3],
- jako część badań wstępnych przed rozpoczęciem projektowania w celu uzupełnienia i poszerzenia wiedzy na temat doboru i właściwego zaprojektowania posadowienia, optymalizacji kosztów posadowienia przy maksymalnym bezpiecznym wykorzystaniu pali,
- jako badania sprawdzające już wykonane konstrukcje fundamentowe w celu określenia ich maksymalnych dopuszczalnych obciążeń, i sprawdzenia założeń projektowych, poprzez dobór granicznego obciążenia pali.

Analiza literatury wskazuje, że interpretacja wyników testu czy nawet samej procedury prowadzenia badania wymaga dalszych głębszych analiz. Istnieje wiele metod prowadzenia badań statycznych; szczegółowy przebieg badania został opisany w normie [13,14] a także w EC7, wraz z podaniem możliwej interpretacji wyników.

W celu określenia całego przebiegu krzywej $Q-S$, a co za tym idzie nośności granicznej pala, w literaturze [4,5] można znaleźć wzory pozwalające w sposób przybliżony określić jej przebieg. Ocena analityczna krzywej $Q-S$ jest zagadnieniem złożonym z uwagi na wiele czynników warunkujących pracę pala, w tym m.in. układ warstw geotechnicznych, występowanie naprzemienne gruntów spoistych i niespoistych, technologię wykonywania pali, sztywność fundamentu i układ grupy palowej to tylko niektóre z ważnych czynników mających wpływ na przebieg krzywej osiadania. W literaturze można znaleźć metody analitycznego określenia krzywej obciążenie-osiadanie. [1,2,3,4,5,6] Biorąc jednakże pod uwagę sposób interpretacji wyników zaproponowany w pracach [8,9,10] tj. matematycznego opisu krzywej $Q-S$ uzyskanej z testów statycznych pali pod rozważę należy wziąć także metody dotyczące bezpośredniej

interpretacji testów statycznych takie jak metoda Mazurkiewiczza [1,14], China-Kondnenera, 80%-kryterium Hansena [5] czy metodę zaproponowaną przez Decoteura w 1999 i 2008 [1]

W pracy przedstawiono eksperymenty numeryczne, które miały na celu sprawdzenie czy jest możliwe dokładniejsze określenie współczynników równania podstawowego [7,8,9] Wynikiem pracy jest uściślenie zależności pomiędzy współczynnikami równania z wykorzystaniem o testów statycznych, w dalszej części badań, autorzy planują wykorzystać parametryczne i nieparametryczne testy istotności, w celu weryfikacji dotychczasowych ustaleń.

2. Matematyczny opis problemu

Wg literatury [7,8,9] krzywa aproksymacyjna testów statycznych zaproponowana przez Meyera i Kowalowa powinna spełniać następujące warunki brzegowe:

- dla $N \rightarrow 0$ krzywa $S(N)$ dąży do linii prostej (asymptota ukośna),
- dla $N \rightarrow N_{gr}$ osiadanie S powinno dążyć do nieskończoności, mamy tu asymptotę pionową $\lim_{N \rightarrow N_{gr}} s(N) = \infty$

Dla tak przyjętych warunków funkcję aproksymującą przyjęto jako [7]:

$$s = A \cdot \left[\frac{1}{\left(1 - \frac{N}{N_{gr}}\right)^\kappa} - 1 \right] \quad (1)$$

gdzie:

A - stała [m],

κ - bezwymiarowy wykładnik potęgi,

N - siła przyłożona w głowicy [kN],

N_{gr} - graniczne obciążenie pała [kN].

W praktycznych obliczeniach można również operować pochodną funkcji $S(N)$. W szczególności w otoczeniu początku układu współrzędnych mamy:

$$\frac{ds}{dN} \Big|_{N=0} = A \cdot \left[\kappa \frac{1}{N_{gr}} \right] = C \quad (2)$$

Stąd stała A jest równa:

$$A = C \cdot \left[\frac{N_{gr}}{\kappa} \right] \quad (3)$$

Podstawiając zależność (3) do wzoru (1) otrzymujemy:

$$s = C \cdot \frac{N_{gr}}{\kappa} \cdot \left[\left(1 - \frac{N}{N_{gr}}\right)^{-\kappa} - 1 \right] \quad (4)$$

Jest to podstawowa krzywa aproksymująca wyniki testów statycznych. Wprowadzenie stałej C wynika z przyszłych zamiarów wykorzystania jej w opisie zjawiska liniowej teorii Bousinessqa. W oparciu o powyższe założenia opracowano metodę parametryzacji funkcji $S(N)$, [8].

Gdyby wziąć pod uwagę przypadek graniczny, tj. taki dla którego $\kappa \rightarrow 0$ wówczas równanie (4) przyjmuje postać:

$$s_i = C \cdot N_{gr(0)} \cdot (-1) \ln \left(1 - \frac{N_i}{N_{gr(0)}} \right) \quad (5)$$

Zakładamy, że z badań terenowych mamy krzywą Q - S , to znaczy ciąg wartości Q_i , S_i . Następnie przy pomocy tego zbioru wartości należy wyaproksymować parametry stałe. Startową wartość stałej C wyliczono z początkowej liniowej części krzywej Q - S , stosując regresję liniową. Założono także że $N_i/N_{gr} < 0,5$ wówczas z dostateczną dla celów inżynierskich dokładnością można przyjąć tylko dwa pierwsze wyrazy rozwinięcia w szereg Maclaurina równania podstawowego:

$$s = C \cdot N_i + \frac{1}{2} \cdot \frac{C}{N_{gr}} \cdot N^2 \quad (6)$$

Następnie dla uproszczenia obliczeń podstawiamy:

$$C_1 = \frac{C}{2N_{gr}} \text{ oraz } X_i = \frac{S}{N_i} \quad (7)$$

Otrzymujemy liniową zależność:

$$X_1 = C_1 \cdot N_i + C \quad (8)$$

Mamy, więc klasyczne równanie, do którego stosując regresję liniową szukamy współczynników C_1 i C przy czym człon C_1 zostanie dla celów obliczeń inżynierskich pominięty w ostatecznej procedurze obliczania nośności granicznej i prognozowania krzywej obciążenie osiadanie pała z uwagi na to iż $C \gg C_1$

Kolejnym elementem procedury obliczeniowej, jest optymalizacja współczynnika κ . Dotychczasowe badania doprowadziły do sformułowania zależności liniowej pomiędzy N_{gr} i κ wyniki pracy zostały opublikowane w [8], obecnie autorzy na podstawie analizy dużej ilości danych pomiarowych doszli do wniosku, iż opis zależności będzie następujący:

$$N_{gr}(\kappa) = N_{gr}(0) + A_1\kappa + A_2\kappa^2 + A_3\kappa^3 \quad (9)$$

Dla κ równe 1, 2, 3 mamy układ równań z 4 niewiadomymi: $N_{gr}(0), A_1, A_2, A_3$:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{gr}(1) = N_{gr}(0) + A_1 + A_2 + A_3, \\ N_{gr}(2) = N_{gr}(0) + 2A_1 + 4A_2 + 8A_3, \\ N_{gr}(3) = N_{gr}(0) + 3A_1 + 9A_2 + 27A_3. \end{array} \right. \quad (10)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{gr}(2) = N_{gr}(0) + 2A_1 + 4A_2 + 8A_3, \\ N_{gr}(3) = N_{gr}(0) + 3A_1 + 9A_2 + 27A_3. \end{array} \right. \quad (11)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{gr}(3) = N_{gr}(0) + 3A_1 + 9A_2 + 27A_3. \end{array} \right. \quad (12)$$

Do obliczenia niewiadomej $N_{gr}(\kappa)$ posłużymy się związkiem wyprowadzonym na podstawie analizy zbiorów danych z obciążeń statycznych dla pali w gruntach niespoistych:

Dla $\kappa=0-3$ ustalono empiryczne zależności.

$$Y_{i(\kappa)} = Y_{i(0)} = 6 \cdot 0,35^\beta \cdot (\beta - 1), \quad (13)$$

$$Y_{i(\kappa)} = Y_{i(1)} = \frac{(\beta-1)}{\beta}, \quad (14)$$

$$Y_{i(\kappa)} = Y_{i(2)} = \frac{4 \cdot (\beta-1)}{4 \cdot \beta - 1 + \sqrt{(8 \cdot \beta + 1)}}, \quad (15)$$

$$Y_{i(\kappa)} = Y_{i(3)} = 0,6 \cdot 0,715^\beta \cdot (\beta - 1), \quad (16)$$

gdzie:

$$\beta = \frac{S_i}{C \cdot N_i}, \quad (17)$$

Następnie obliczono odpowiadające poszczególnym wartościom κ nośności graniczne $N_{gr}(\kappa)$ korzystając z metody najmniejszych kwadratów:

$$N_{gr}(\kappa) = \frac{\sum Y_{i(\kappa)} \cdot N_i}{\sum Y_{i(\kappa)}^2} \quad (18)$$

Rozwiązaniem układu równań (10,11,12) są współczynniki A_1, A_2, A_3 , które podstawione do równania (9) uzależniają nośność graniczną N_{gr} od zmiany κ . Podstawiając uzyskane wartości do równania podstawowego (4) obliczamy wartości S_{iobl} a następnie stosujemy warunek na minimum sumy odchyłek poszukujemy najlepiej dopasowanej krzywej Q -steoretycznej do krzywej uzyskanej z wyników testu statycznego.

$$\delta_j^2 = \sum (S_i - S_{iobl})^2 = \min \quad (19)$$

3. Eksperyment numeryczny

W celu sprawdzenia poprawności przyjętego rozwiązania na potrzeby niniejszej pracy rozpatrzono dwa przypadki. Przypadek pierwszy jest teoretycznym przypadkiem pała „idealnego” tzn. takiego, dla którego znane są wszystkie parametry. Przypadek drugi stanowić będzie pał wykonany w praktyce na jednym z dużych obiektów budownictwa przemysłowego, którego osiadanie znacznie przekroczyło osiadania dopuszczalne.

Pał teoretyczny:

Do przeprowadzenia obliczeń przyjęto następujące założenia: $C=0,0035$, $\kappa=0,5$; $N_{gr}=3500$ kN. Wykorzystano równanie (4) do obliczenia osiadania teoretycznego s_r . Wyniki zestawiono w formie tabelarycznej, następnie zastosowano procedurę ustalenia stałej C w oparciu o równanie (8) stałe C_I oraz C wynoszą odpowiednio: $C_I=1,17 \cdot 10^{-6}$ $C=0,003347$ wynik ten jest bardzo zbliżony różnica pomiędzy wartością założoną C a wartością obliczoną jest mniejsza od 5%

Tabela 1. Obliczone wartości osiadania dla pała teoretycznego

N_i [kN]	225	450	680	900	1120	1350	1600	1800	2050	2250	2500	2800	3100	3400
s_i [mm]	0,82	1,74	2,79	3,93	5,21	6,76	8,75	10,65	13,56	16,50	21,33	30,28	47,97	120,44

Przeprowadzono procedurę obliczeniową opisaną we wstępie dla dwóch przypadków. Założono iż w 1 przypadku obciążenie prowadzone jest dla wartości 3100 kN (wI) natomiast w drugim przypadku do wartości 3400 kN (wII) otrzymano wyniki dla $N_{gr}(\kappa)$:

Tabela 2. Wyniki obliczeń numerycznych dla różnych wartości κ

Przypadek	(wI) $N_i=3100$		(wII) $N_i=3400$	
κ	$N_{gr}(\kappa)$ [kN]	A_{1-3}	$N_{gr}(\kappa)$ [kN]	A_{1-3}
0	2916		2917	
1	4045	805,8	3976	1141,5
2	5466	412,5	5188	-160,3
3	6644	-88,9	7022	78,7

Następnie wykonano optymalizację $N_{gr}(\kappa)$ zgodnie z warunkiem (19) dla obu przypadków:

Tabela 3. Wyniki optymalizacji nośności granicznej metodą najmniejszych kwadratów dla różnych wartości κ wariant I $N_i=3100$

κ	0,6	0,62	0,64	0,66	0,68	0,7	0,72	0,74	0,76	0,78
$\sum \delta^2$	4,91	3,27	2,08	1,28	0,80	0,60	0,62	0,85	1,25	1,81
N_{gr} [kN]	3528	3552	3577	3601	3626	3651	3676	3701	3727	3753

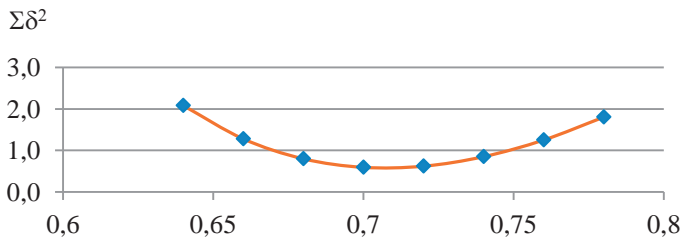
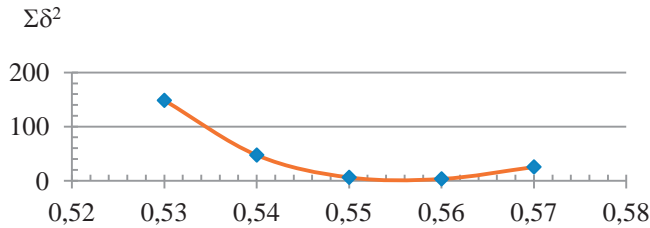
Rys. 1. Wykres obrazujący minimum sumy odchylek w zależności od zmiany κ dla przypadku gdy $N_i=3100$ kN

Tabela 4. Wyniki optymalizacji nośności granicznej metodą najmniejszych kwadratów dla różnych wartości κ wariant II $N_i=3400$

κ	0,53	0,54	0,55	0,56	0,57
$\sum \delta^2$	148,3	47,1	6,0	3,1	25,2
$N_{gr}[\text{kN}]$	3488	3498	3509	3519	3529

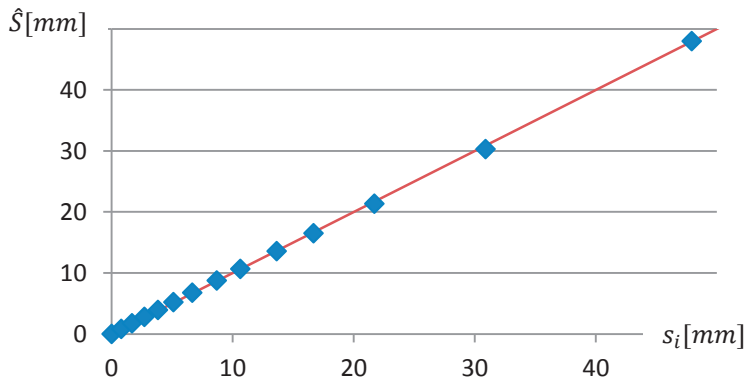
Rys. 2. Wykres obrazujący minimum sumy odchyłek w zależności od zmiany κ dla przypadku gdy $N_i=3400\text{kN}$

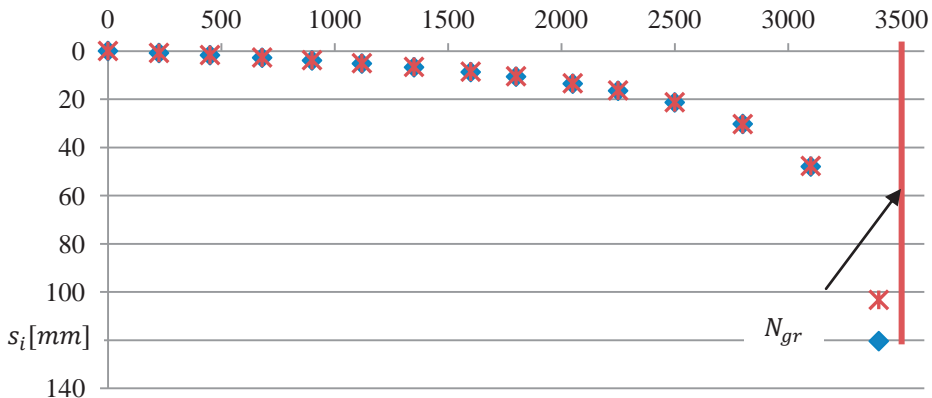
Jak widać na przedstawionych rysunkach optymalizacja w stosunku do wartości κ z wykorzystaniem warunku na jak najmniejszą wartość sumy odchyłek pomiędzy wartością założoną a obliczoną jest najlepsza dla przypadku gdy wartość pomiaru $N_i=3400\text{ kN}$ zbliżona była do wartości $N_{gr}=3500\text{ kN}$. Wówczas wyoptymalizowana wartość parametru $\kappa=0,55$ co odpowiada nośności granicznej $N_{gr}=3514\text{ kN}$. Jest to nośność większa od założonej dla pała teoretycznego 3500 kN o 14 kN co stanowi ok. $0,5\%$ błędu w stosunku do wartości zakładanej. Na rysunku widzimy także wyraźnie ostre minimum, co pośrednio świadczy także od odpowiednio dobranych parametrach modelu [6]

Większa niedokładność cechuje wyoptymalizowaną wartość κ , a lepsze dopasowanie musi stanowić przedmiot dalszych badań. Wydaje się, że najlepiej byłoby uzależnić zmianę κ od warunków gruntowych w otoczeniu pała. Np. w oparciu o wyniki badań sondą statyczną metodą CPT lub CPTU. Należy także zauważyć iż dla zakładanej wartości $\kappa=0,5$ wartość nośności granicznej obliczona zgodnie z założeniami wzoru (9) wynosi 3450 kN co powoduje przesunięcie w stronę bezpieczną na wykresie osiadanie obciążenie.

Średni błąd względny dopasowania wynosi dla pała teoretycznego wynosi $1,7\%$ dla (wI) oraz $2,5\%$ dla (wII) błąd ten obliczono wg formuły:

$$\Delta = \frac{\sum_{i=1}^n \left| \frac{\hat{S}_i - S_i}{S_i} \right|}{n} \quad (20)$$

Rys. 3. Wykres przedstawiający współczynnik zgodności osiadań \hat{S}/S_i dla obu przypadków równy $0,98$

Rys. 4. Nałożone wykresy osiadań $\hat{S} - S_i$ dla przypadku wII**Przypadek praktyczny:**

Jako praktyczny przykład obliczeniowy wykorzystano pał SDP wykonany w ramach budowy kompleksu biurowego na terenie Szczecina, autor osobiście wykonał badanie statycznego obciążenia metodą balastową na zlecenie jednej z firm wykonawczych.

Średnica nominalna pała wynosiła 0,4 m, zaś jego długość 9,0 m. Pałe wykonane zostały świdrem przemieszczeniowym. Badanie wykonano po 87 dniach od instalacji pała. W odniesieniu do warunków gruntowych należy stwierdzić iż pał zagłębiony był w górnej części w nasypy niekontrolowane, piaszczysto gruzowe zalegające do około 3,0 m.p.p.t. a bezpośrednio pod nasypami zalegała warstwa torfu i gruntów słabonośnych do ok. 5,0 m p.p.t, natomiast poniżej nasypów występowały piaski drobne nawodnione w stanie średnio zagęszczonym i zagęszczonym z niewielkimi soczewkami gruntów pylastych. Test próbnego obciążenia przeprowadzono metodą balastową, wykorzystując dwa siłowniki $2 \times 1000 \text{ kN} = 2000 \text{ kN}$, połączone z układem pomp hydraulicznych, główną pompą elektryczną i pompą zapasową ręczną. Wyniki testu statycznego przedstawiono w tabelicy 4:

Tabela 5. Krzywa obciążenie-osiadanie pomierzona podczas próbnego obciążenia

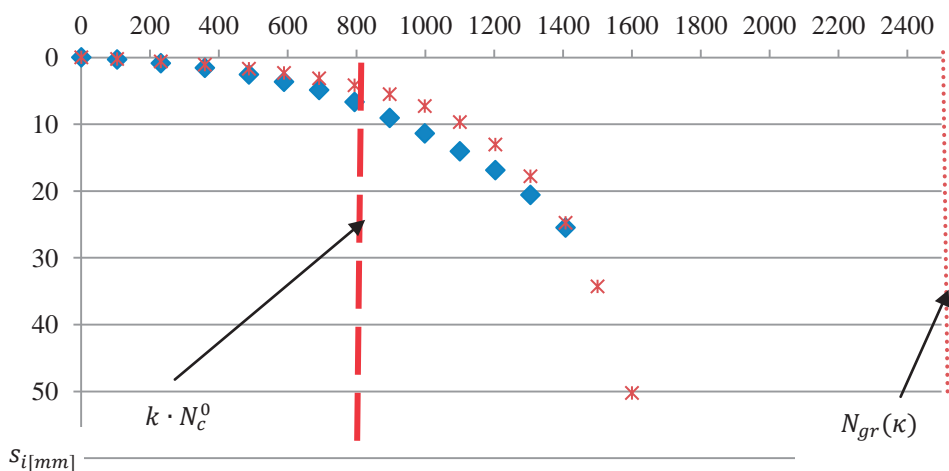
N_i [kN]	104	231	359	487	589	691	794	896	998	1100	1203	1305	1407	1509
s_i [mm]	0,32	0,88	1,57	2,57	3,66	4,89	6,68	9,07	11,39	14,07	16,89	20,60	25,49	32,41

Tabela 6. Wyniki obliczeń numerycznych dla różnych wartości κ

κ	$N_{gr}(\kappa)$ [kN]	A_{1-3}
0	836	
1	1251	557,05
2	1602	-197,27
3	2219	55,08

Tabela 7. Wyniki optymalizacji nośności granicznej metodą najmniejszych kwadratów dla różnych wartości κ przypadek praktyczny

κ	3,15	3,2	3,25	3,3	3,35	3,4
$\sum \delta^2$	109,5	94,6	94,5	106,2	127,2	155,7
N_{gr} [kN]	2355	2403	2454	2505	2559	2614



Rys. 5. Krzywe $Q - \hat{S}$ i $Q - S_i$ dla pala SDP

Na rysunku 5 zaznaczono wartość nośności granicznej $N_{gr}(\kappa)$, widać wyraźnie, że jako asymptota pionowa krzywej $Q-s$ wybiega daleko poza obszar wartości osiadań pomierzonych. Stąd dla zastosowań inżynierskich potrzeba będzie wprowadzić współczynnik bezpieczeństwa np. 2,5-3,0. Dla porównania na rysunku pokazano także wartość nośności $k \cdot N_c^0$ określonej zgodnie z normą [13] wartość tę obliczono na 794 kN co w stosunku do $N_{gr}=2428$ daje współczynnik bezpieczeństwa $FS=3,05$ jednakże na wartość nośności granicznej określonej wg zaproponowanej procedury muszą zostać nałożone warunki brzegowe np. w postaci osiadań dopuszczalnych. Autorzy mają świadomość, iż rozważania powyższe mają charakter teoretyczny, i wymagają dalszej walidacji i weryfikacji, jednakże dotychczas prowadzone w Katedrze Geotechniki ZUT badania wskazują na nie zawsze racjonalne wykorzystanie pali w procesie projektowania fundamentu. Zdaniem autorów alternatywne dla powyższej metody interpretacji będzie przyjęcie kryterium prognozowanego osiadania np. $s=30$ mm, jako dopuszczalnego osiadania większości obiektów inżynierskich, i odpowiadającej temu osiadaniu siły przykładanej w głowicy pala.

4. Podsumowanie i wnioski

- W pracy przedstawiono metodę interpretacji testów statycznych pali w oparciu o model nieliniowy zaproponowany przez Meyera i Kowalowa, wraz z optymalizacją jego parametrów,
- Wyniki analizy wskazują na dużą zgodność dopasowania krzywej obliczeniowej do krzywej uzyskanych z badań w testach statycznych próbnego obciążenia pali
- Przeanalizowane dotychczas przypadki charakteryzują się wysokim współczynnikiem korelacji r w zakresie od 0,90-0,97 zaś średni względny błąd dopasowania waha się od 2 do 15%
- Zaproponowana metodyka obliczania stałej C w oparciu o pierwsze wyrazy szeregu Maclaurina daje dobre wyniki, co potwierdza przypadek analizowanego pala teoretycznego,
- Dalszych analiz wymaga natomiast zależność wykładnika potęgi κ który pomimo dość dobrego dopasowania, musi być prawdopodobnie uzależniony od warunków gruntowych w otoczeniu pala, bądź od kąta tarcia pomiędzy gruntem a poboczną, autorzy wyrażają przypuszczenie iż współczynnik ten ma związek z rozdzieleniem oporów pomiędzy poboczną i podstawę, przedmiot ten wymaga dalszych badań
- Autorzy mają świadomość, iż rozważania powyższe mają charakter teoretyczny, i wymagają dalszej walidacji i weryfikacji, jednakże dotychczas prowadzone w Katedrze Geotechniki ZUT badania wskazują na nie zawsze racjonalne wykorzystanie pali w procesie projektowania fundamentu.

- Zdaniem autorów bardziej właściwe dla powyższej metody interpretacji będzie przyjęcie kryterium prognozowanego osiadania np. $s=30$ mm, jako dopuszczalnego osiadania większości obiektów inżynierskich, i odpowiadającej temu osiadaniu siły przykładanej w głowicy pala.

5. Literatura

- 1 Bengt. H. Fellenius: What capacity value to choose from the results of static load test. Deep Foundation Institute, Fulcrum Winter 2001, pp. 19 – 22 and Fall 2001, pp. 23 - 26
- 2 Bzówka J. Współpracakolumnwykonywanychtechnikąiniekcyjstrumieniowej z podłożemgruntowym. WydawnictwoPolitechnikiŚląskiej. Gliwice, 2009
- 3 Cichy L., Rybak J., Tkaczyński G.: Badanienośnościapaliprefabrykowanych. NowoczesneBudownictwoInżynieryjne, 2009
- 4 Gwizdała K., Fundamentypalowe. Tom 1, PWN 2010
- 5 Gwizdała K., Fundamentypalowe. Tom 2, PWN 2012
- 6 Meyer Z: Obliczanieinżynierskieosiadaniafundamentów. WydawnictwoZapal Szczecin 2012
- 7 Meyer Z: Analizanaprężėnnapobocznicyoraz pod podstawąpojedynczegopala w oparciu o liniowęteorięBoussinesqa. XVIII SeminariumNaukowe z cyklu Regionalne problemy inżynierii środowiska. 25.06.2010r
- 8 Meyer Z., Kowalów M.: Model krzywejaproxymującejwynikitestówstatycznychpali. InżynieriaMorskaiGeotechnika Nr 3/2010
- 9 Meyer Z., Szmeczel G.: Metodainterpretacjitestówstatycznychpaliiprefabrykowanych. Materiałyina 58 KN Krynica 2012 Zeszyty Politechniki Rzeszowskiej.
- 10 Meyer Z., Szmeczel G.: Analizamożliwościanalitycznejaproxymacjikirzywejobciążenie-osiadaniemlatestówstatycznychpaliżelbetowych w gruntachsypkich. InżynieriaMorskaiGeotechnika Nr 4/2010
- 11 Bronszejn I, Siemiendiajew K: MatematykaPoradnikEncyklopedyczny. PWN Warszawa 2010 Wydanie XX.
- 12 Gwizdała K., Ślabek A., Szmeczel G.: Ocenanośnościapaliprefabrykowanych 40 x 40 wykonanych pod posadowieniesamodzielnegofundamentuszynypoddźwigowej.
- 13 Norma Palowa PN-B-02482:1983
- 14 Norma Palowa PN-B-02482:1969
- 15 D1143M - 07e1 Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Compressive Load

Choosing approximation function for the model of settlement load curve, in static load test for precast concrete piles

Zygmunt Meyer¹, Grzegorz Szmeczel²

Geotechnical division, Civil engineering department, Westpomeranian Technical University in Szczecin, e-mail: ¹meyer@zut.edu.pl, e-mail: ²g.szmeczel@zut.edu.pl

Abstract: The main aim of the work is to define better correlation between parameters of Meyer- Kowalów equation [7,8] with the use of mathematical experiments and statistical tests. So far the research has shown that correlation between particular factors are different than common assumed. It was necessary to check non linear correlations between C -constant and κ . A certain constant and starting data were assumed in the theoretical model applied to the paper. As a result of the mathematical experiments, the best fit proposal of estimation C and equation representing $\kappa = \kappa(N_{gr})$ was formulated.

Keywords: pile capacity, static load test interpretation, bearing capacity

Ocena nośności podłoża gruntowego pod fundamentem bezpośrednim w nawiązaniu do norm europejskich

Krzysztof Nepelski¹

¹ Katedra Geotechniki, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska,
e-mail: k.nepelski@pollub.pl

Streszczenie: W artykule opisano metodę wyznaczania nośności podłoża gruntowego zgodnie z wytycznymi norm europejskich. Przedstawiono analizę nośności podłoża uzależnioną od parametrów wytrzymałościowych gruntu. Wyniki pokazano w formie graficznej za pomocą wykresów. Rezultaty obliczeń omówiono w odniesieniu do Polskiej Normy PN-81/B-03020 [2]. Dla każdej z nośności oszacowano niezbędne wymiary fundamentu, dla obliczeniowych oddziaływań wyznaczonych zgodnie z wytycznymi Eurokodu [1] i Polskiej Normy [2].

Słowa kluczowe: projektowanie fundamentów, nośność podłoża, Eurokod, porównanie norm

1. Wprowadzenie

Standaryzacja norm europejskich wprowadziła wiele zmian w stosunku do obowiązujących krajowych postanowień normowych. W wielu przypadkach procedury obliczeniowe zmieniły się lub uległy modyfikacji. Również szacowanie nośności podłoża gruntowego według Eurokodu 7 [1] uległo zmianie w stosunku do dotychczas stosowanej Polskiej Normy [2]. W artykule przedstawiono metodę szacowania nośności podłoża, zgodnie z wytycznymi norm europejskich. Opisano sposób obliczeń oraz przedstawiono analizę nośności podłoża dla różnych gruntów, porównując wartości oszacowane według nowej normy z wartościami otrzymanymi z obliczeń według starej normy. Dodatkowo, ze względu na zmiany w wyznaczaniu wartości obliczeniowych oddziaływań oszacowano minimalne wymiary fundamentów dla przeciętych obciążeń przekazywanych przez konstrukcję.

2. Obliczanie nośności według Eurokodu 7

W standardowych warunkach pracy konstrukcji, przy stopniowym wzroście naprężenia w gruncie spowodowanym zwiększaniem obciążenia fundamentów, nie następuje istotny wzrost ciśnienia wody w porach. W takich przypadkach stosować można obliczenia nośności podłoża przedstawione w europejskiej normie jako w warunkach "z odpływem".

Nośność podłoża w warunkach „z odpływem” wyznacza się ze wzoru (1):

$$\frac{R}{A'} = c'N_c b_c s_c i_c + q'N_q b_q s_q i_q + 0,5\gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad (1)$$

w którym:

N_c, N_q, N_γ – współczynniki nośności,

b_c, b_q, b_γ – współczynniki wpływu nachylenia podstawy,

s_c, s_q, s_γ – współczynniki wpływu kształtu podstawy,

i_c, i_q, i_γ – współczynniki wpływu nachylenia wypadkowej obciążenia,

c', γ' – parametry gruntu poniżej poziomu posadowienia,

q' – efektywne naprężenie w poziomie posadowienia.

Teoria obliczeniowa zastosowana w Eurokodzie [1] odpowiada tej stosowanej w polskiej normie [2]. Zakłada ona ścięcie gruntu wzdłuż określonej powierzchni, w wyniku którego może dojść do wyparcia gruntu spod fundamentu.

Nośność podłoża gruntowego warunkowana niedopuszczeniem do wypierania gruntu spod fundamentu w normie [2] określana była wzorem (2):

$$Q_{fNB} = B' L' \left(1 + 0,3 \frac{B'}{L'} \right) N_c c_u i_D + \left(1 + 1,5 \frac{B'}{L'} \right) N_D \rho_D g D_{min} i_D + \left(1 - 0,25 \frac{B'}{L'} \right) N_B \rho_B g B' i_B \quad (2)$$

w którym:

N_C, N_D, N_B – współczynniki nośności,

i_C, i_D, i_B – współczynniki wpływu nachylenia wypadkowej obciążenia,

c_u, ρ_D, ρ_B – parametry gruntu,

D_{min} – minimalna odległość od poziomu posadowienia do poziomu terenu

Wzór podany w Eurokodzie jest analogiczny do stosowanego w polskiej normie. Współczynniki nośności N_C, N_D, N_B odpowiadają N_C, N_D, N_B . Współczynniki N_C i N_B różnią się wartością. Współczynniki wpływu nachylenia wypadkowej i_C, i_D, i_B odpowiadają i_C, i_D, i_B jednak sposób ich wyznaczenia jest różny. Współczynniki kształtu podstawy s_c, s_q, s_γ odpowiadają wartościom w nawiasach, jednak różnią się co do wartości. Dodatkowo w Eurokodzie wprowadzone zostały współczynniki nachylenia podstawy b_c, b_q, b_γ . Analogiczne współczynniki można było znaleźć w innej polskiej normie – PN-83/B-03010 [3] odnoszącej się do projektowania ścian oporowych.

3. Analiza nośności podłoża

3.1. Założenia do obliczeń

W celu porównania nośności szacowanych wg Eurokodu [1] i Polskiej Normy [2] wykonano obliczenia nośności podłoża oraz niezbędnej wielkości fundamentu.

Obliczenia przeprowadzono z założeniami:

- dwóch rodzajów podłoża – niespoistego (kąąt tarcia w przedziale 25°-40°) oraz spoistego (spójność w przedziale 0-65kPa, przy kątach tarcia 5°, 10°, 15°, 20°, 25°)
- fundamentów prostokątnych o proporcjach boków podstawy $L/B=1$ oraz $L/B=10$ odpowiadających pracy stóp i ław fundamentowych
- wymiary fundamentów do wyznaczenia nośności podłoża - $B=1m$
- głębokości posadowienia fundamentu 60cm od poziomu terenu
- ciężar objętościowy gruntu: niespoistego - $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$, spoistego - $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$

Oszacowanie nośności podłoża przeprowadzono zgodnie z wytycznymi starej i nowej normy. Dla obliczeń wg [2] przyjęto współczynnik bezpieczeństwa dla parametrów gruntu $\gamma_m=0,9$, oraz współczynnik do nośności obliczeniowej $m=0,9 \cdot 0,9=0,81$. Dla obliczeń wg [1] przyjęto zgodnie z obowiązującym w Polsce podejściem DA2 wartości charakterystyczne parametrów gruntu oraz częściowy współczynnik do nośności podłoża $\gamma_R=1,4$.

3.2. Wyniki analizy

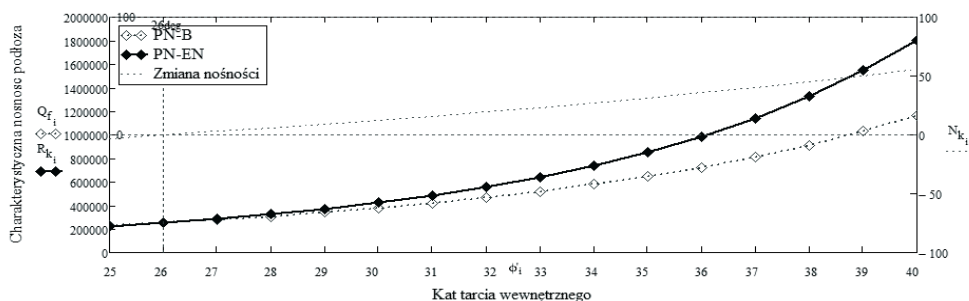
W wyniku przeprowadzonych analiz otrzymano łącznie ponad 700 wartości nośności podłoża dla gruntów o różnych parametrach wytrzymałościowych. Wyniki pogrupowano i przedstawiono w formie wykresów prezentujących zależność „nośność (charakterystyczna lub obliczeniowa) – parametr wytrzymałościowy (kąąt tarcia lub spójność)”. Dodatkowo na każdym z wykresów dodano linię prezentującą procentowy wzrost lub spadek nośności wyznaczonej wg Eurokodu [1] w odniesieniu do Polskiej Normy [2].

3.2.1. Nośność podłoża - Grunty niespoiste

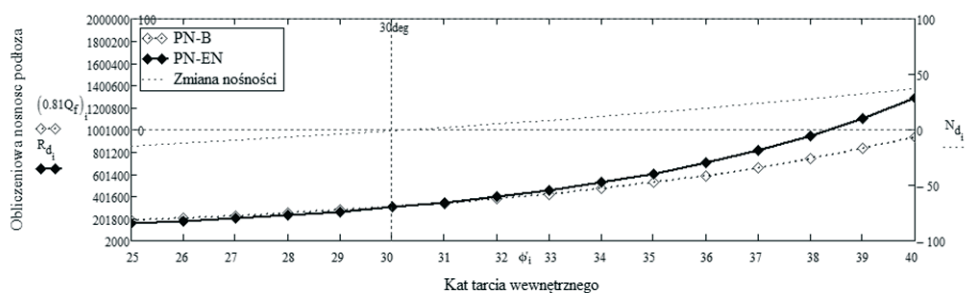
Na podstawie wykresów na rysunkach 1 i 2 można stwierdzić, że nośność podłoża pod stopą wyznaczona wg Eurokodu [1] jest większa niż wg Polskiej Normy [2] dla gruntów z kątem tarcia większym niż 30 stopni. Poniżej tej granicy nośności są porównywalne, natomiast powyżej granicy 30 stopni następuje znaczna poprawa zwiększająca się wraz ze wzrostem kąta tarcia wewnętrznego. Zauważyć również można, że dla wartości

charakterystycznych lepsze rezultaty uzyskuje się w prawie całym przedziale rozważanych parametrów podłoża.

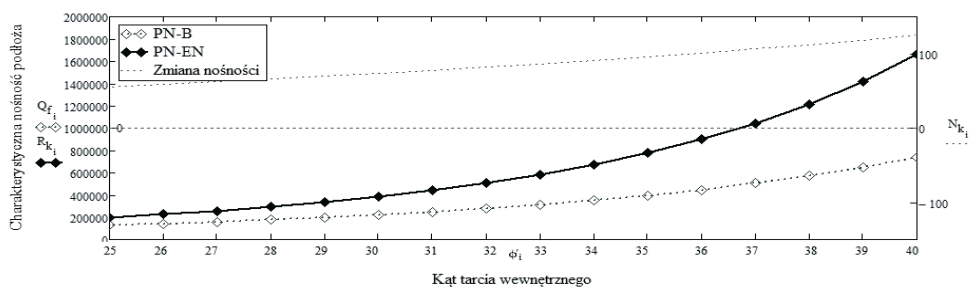
W przypadku ław mamy do czynienia ze wzrostem nośności podłoża w całym zakresie badanych gruntów (rysunek 3 i 4). Wzrost ten wynosi od 50% do nawet 100% dla najmocniejszych gruntów w stosunku do nośności szacowanej wg Polskiej Normy [2]. Fakt ten zauważono również w [4], gdzie zwrócono uwagę na niedoszacowanie nośności podłoża niespoistego. Efektem tego były obliczenia nośności podłoża pod fundamentami istniejących budynków, zgodnie z którymi były one zbyt małe do przeniesienia istniejących obciążeń.



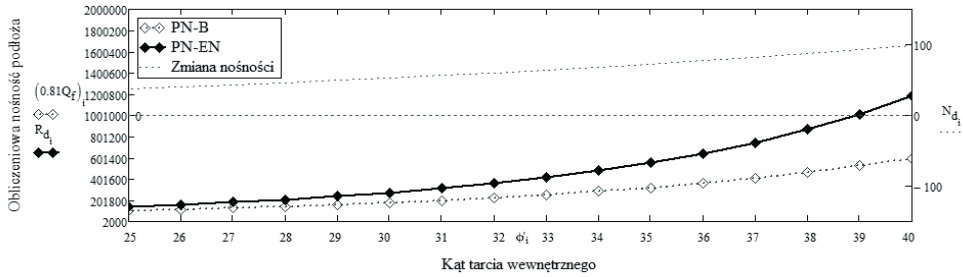
Rys. 1. Charakterystyczna nośność podłoża niespoistego pod stopa fundamentową ($L/B=1$)



Rys. 2. Obliczeniowa nośność podłoża niespoistego pod stopa fundamentową ($L/B=1$)



Rys. 3. Charakterystyczna nośność podłoża niespoistego pod ławą fundamentową ($L/B=10$)

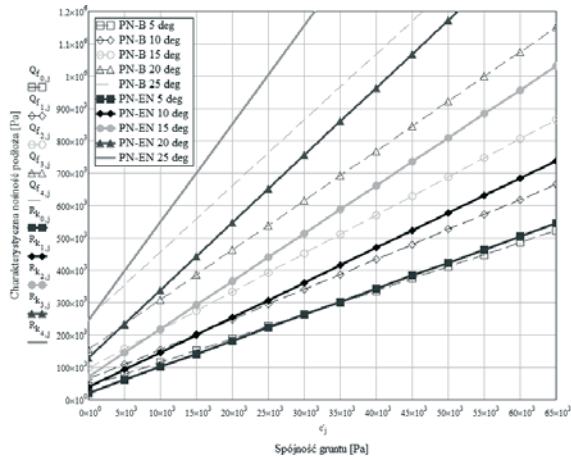


Rys. 4. Obliczeniowa nośność podłoża niespoistego pod ławą fundamentową ($L/B=10$)

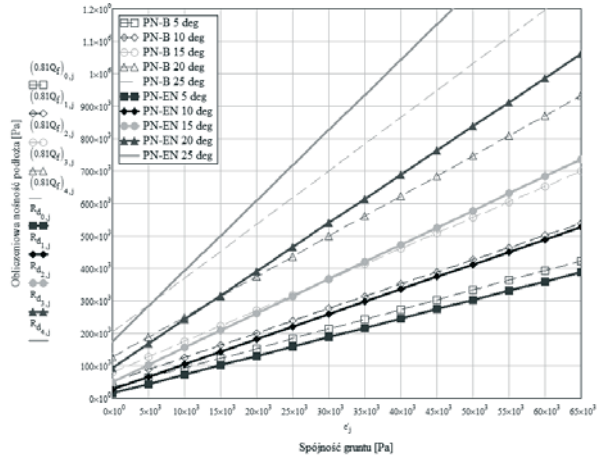
3.2.2. Nośność podłoża - Grunty spoiste

Zgodnie z wykresami na rysunkach 6 i 8 stwierdzić można że nośności obliczeniowe gruntów spoistych wyznaczone według obydwu norm są porównywalne dla gruntów o kącie tarcia do 15° zarówno dla stóp jak i ław fundamentowych. Różnica w wyznaczonej nośności nie przekracza 10%. Powyżej granicy kąta tarcia 15° zauważa się wzrost nośności (dla najlepszych gruntów do 25%) na korzyść Eurokodu. Mniejszą nośność uzyskano jedynie dla gruntów pod stopami z kątem tarcia poniżej 10° .

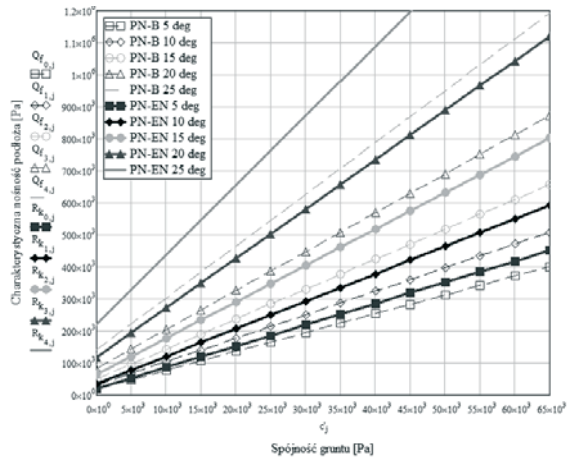
Dla wartości charakterystycznych (rysunek 5 i 7) porównywalne nośności występują jedynie dla gruntów najsłabszych, o kącie tarcia 5° . W pozostałych przypadkach, nośność wyznaczona wg Eurokodu zawsze jest większa osiągając dla mocnych gruntów wartości wyższe nawet o ponad 40%.



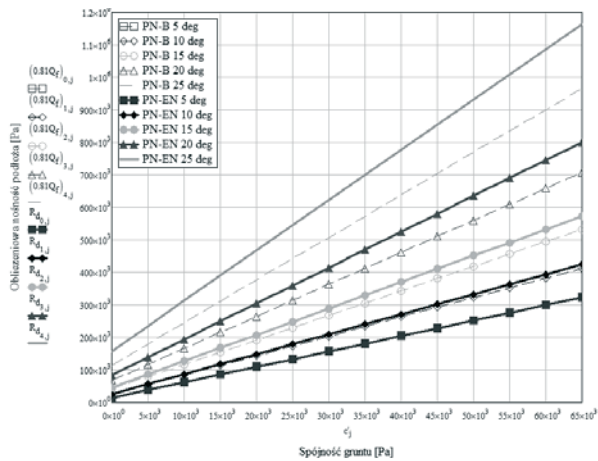
Rys. 5. Charakterystyczna nośność podłoża spoistego pod stopą fundamentową ($L/B=1$)



Rys. 6. Obliczeniowa nośność podłoża spoiestego pod stopą fundamentową ($L/B=1$)



Rys. 7. Charakterystyczna nośność podłoża spoiestego pod ławą fundamentową ($L/B=10$)



Rys. 8. Obliczeniowa nośność podłoża spoiestego pod ławą fundamentową ($L/B=10$)

3.2.3. Dobór wymiarów fundamentu

Nowe normy europejskie zmieniły również współczynniki częściowe do wyznaczania wartości obliczeniowych. Uwzględniając je przeprowadzono analizę doboru wielkości podstawy fundamentu ze względu na nośność podłoża. Do obliczeń przyjęto, że na fundament przekazywane są z konstrukcji charakterystyczne siły o wartości:

- stopa fundamentowa: stałe – 600 kN, zmienne – 400 kN,
- ława fundamentowa: stałe – 240 kN/mb, zmienne – 200kN/mb,

Przyjęto współczynniki bezpieczeństwa dla obciążeń stałych 1,15 [2] i 1,35 [1] oraz dla obciążeń zmiennych 1,30 [2] i 1,50 [1].

Rezultatem obliczeń są minimalne pola powierzchni stopy oraz minimalne szerokości ławy określone dla wyznaczonych wcześniej nośności podłoża i przyjętych obciążeń.

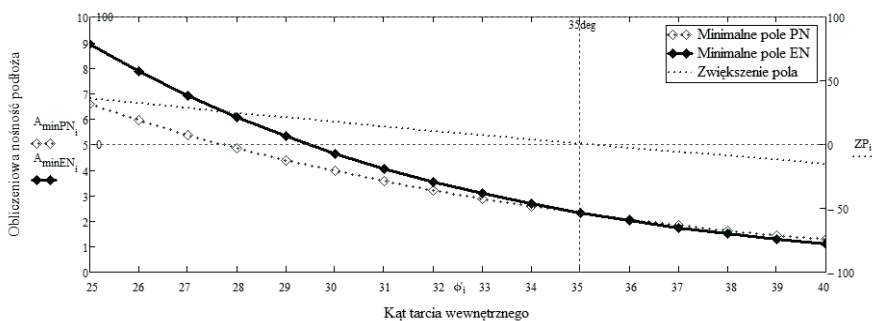
Z analiz podłoża niespoistego (Rys. 9.) wynika, że dla stóp fundamentowych posadowionych na gruntach o kącie tarcia poniżej 35° wymagane jest większe pole podstawy. Różnica w wymaganym polu wzrasta wraz ze zmniejszaniem się wartości kąta tarcia wewnętrznego i dla 25° osiąga 35%. Dla gruntów mocniejszych wymagane pole jest porównywalne, lecz można zauważyć zmniejszanie się pola, dla kąta 40° nawet o 15%.

W przypadku ław fundamentowych (Rys. 10.), jednoznacznie można stwierdzić, że projektowanie zgodnie z Eurokodem jest ekonomiczniejsze. Zmniejszenie wymaganej szerokości osiąga wartości od 15% do nawet 40% w najmocniejszych gruntach.

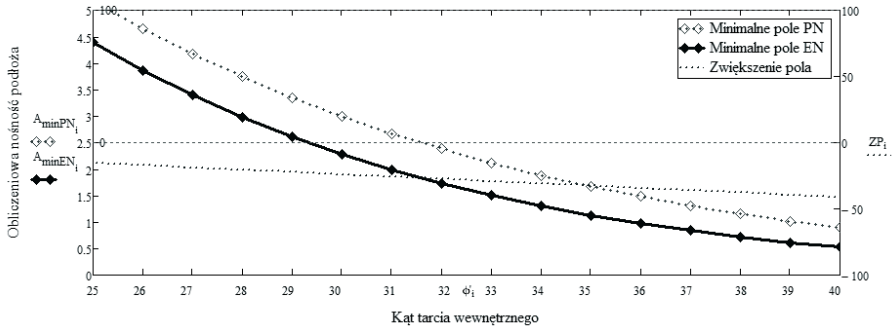
W gruntach spoiстых zauważono zwiększone zapotrzebowanie na powierzchnię stóp fundamentowych (Rys. 11.), od kilku do ponad 50%. Największy wzrost zapotrzebowania w stosunku do starej normy zaobserwowano dla gruntów najsłabszych, o niewielkim kącie tarcia i bardzo małej spójności. Zmniejszenie pola wystąpiło jedynie dla gruntu o kącie tarcia 25° i spójności powyżej 30 kPa.

Szerokość ław fundamentowych posadowionych na gruntach spoiстых (Rys. 12.), jest zbliżona dla obliczeń według obydwu norm. Występujące różnice w większości przypadków dochodzą maksymalnie do 12%. Jedynie w przypadku bardzo słabego podłoża dochodzi do zwiększenia szerokości o 25%, a w przypadku bardzo mocnego podłoża zmniejszenia pola o 25%.

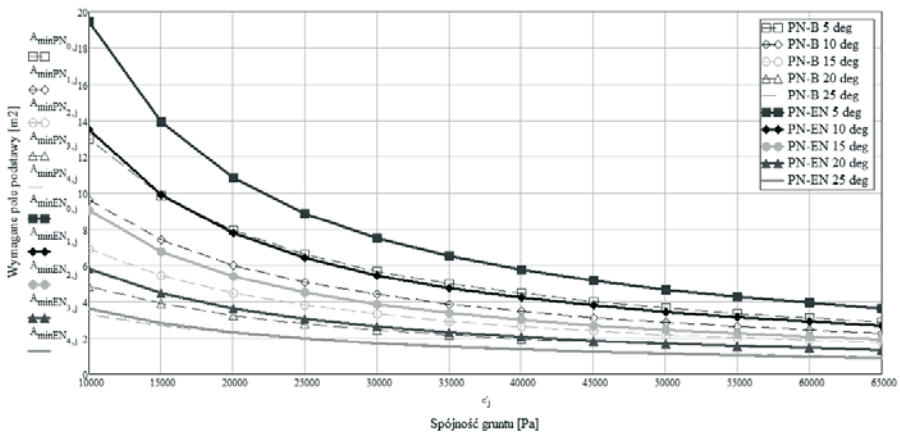
Porównując obliczenia według Eurokodu do starej normy, zaobserwowano ogólny trend zmniejszania wymiarów fundamentów w gruntach bardzo mocnych, oraz zwiększania wymiarów w gruntach bardzo słabych. W przypadku warunków przeciętnych fundamenty zaprojektowane według obydwu norm nie powinny znacząco się różnić. Nie dotyczy to ław fundamentowych posadowionych na gruntach niespoistych, dla których obliczenia wykonane zgodnie z nową normą dają znacznie ekonomiczniejsze rezultaty.



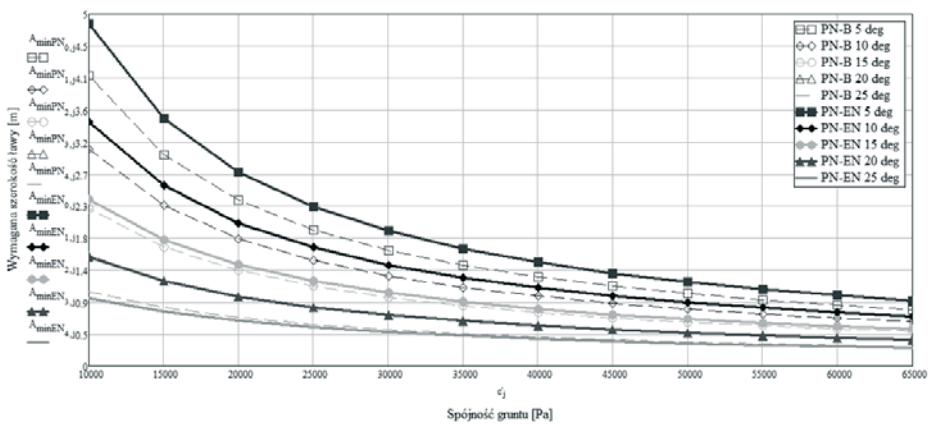
Rys. 9. Wymagane pole powierzchni stopy fundamentowej ($L/B=1$) dla założonych obciążeń na podłożu niespoistym



Rys. 10. Wymagana szerokość ławy fundamentowej (L/B=10) dla założonych obciążeń na podłożu niespoistym



Rys. 11. Wymagane pole powierzchni stopy fundamentowej (L/B=1) dla założonych obciążeń na podłożu spoiстым



Rys. 12. Wymagana szerokość ławy fundamentowej (L/B=10) dla założonych obciążeń na podłożu spoiстым

4. Podsumowanie i wnioski

Na podstawie wykonanych analiz można stwierdzić, że nośność podłoża oszacowana zgodnie z Eurokodem jest wyższa w zdecydowanej większości przypadków. Jedynie dla gruntów niespoistych w stanie luźnym oraz spoistych o niskich parametrach wytrzymałościowych obliczona nośność będzie mniejsza. Dotyczy to zarówno wartości charakterystycznych, jak i obliczeniowych. Znaczne zwiększenie wytrzymałości zaobserwowano dla gruntów niespoistych, szczególnie tych o bardzo dobrych parametrach.

Obliczeniowe zwiększenie wytrzymałości gruntu wynika głównie ze zwiększenia współczynnika N_γ oraz stosowania charakterystycznych parametrów gruntu w obliczeniach. Zwiększenie obliczeniowej nośności podłoża nie powoduje znacznego zmniejszenia wymiarów fundamentu. Związane jest to ze zmianą współczynników częściowych do wyznaczania wartości obliczeniowych oddziaływań. Ich zmiana powoduje znaczne zwiększenie obciążeń obliczeniowych. Rezultatem tego są zbliżone wymiary fundamentów wyznaczone na podstawie obydwu norm w przeciętnych warunkach gruntowych. W warunkach skrajnych można zauważyć różnice. Na podłożu bardzo słabym obserwujemy zwiększenie fundamentów, natomiast w bardzo dobrych warunkach gruntowych mamy do czynienia ze znacznym zmniejszaniem ich wymiarów.

Podsumowując, wymiary fundamentów projektowane w przeciętnych warunkach gruntowych według Eurokodu [1] nie powinny w znacząco odbiegać od tych wyznaczonych według starej Polskiej Normy [2]. Różnice wymiarów wystąpią w przypadku skrajnych paramentów wytrzymałościowych podłoża oraz dla ław posadowionych na gruntach niespoistych. Opisywane obliczenia przedstawione została w sposób umożliwiający analizę porównawczą. Podczas projektowania konkretnych fundamentów, nośność podłoża może się nieznacznie różnić. Wytrzymałość gruntu uwarunkowana jest przez wiele czynników i powinna być rozpatrywana indywidualnie dla każdego przypadku posadowienia.

Literatura

- 1 PN-EN 1997-1 Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne
- 2 PN-81/B-03020 Grunty budowlane - Posadowienie bezpośrednie budowli - Obliczenia statyczne i projektowanie
- 3 PN-83/B-03010 Ściany oporowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- 4 Wysokiński L., Kotlicki W., Godlewski T., Projektowanie geotechniczne według Eurokodu 7, Warszawa 2011.

Estimating of bearing capacity of subsoil under shallow foundations related to European Standards

Krzysztof Nepelski¹

¹ *Department of Geotechnical Engineering, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: k.nepelski@pollub.pl*

Abstract: The paper presents the calculation method of bearing capacity based on European Standards. The analysis of bearing capacity depends on the strength parameters of soil. Results were presented as a graph "bearing capacity" - "strength parameter". All of the results were compare to Polish Standards. Minimal dimensions of foundation were calculated for every bearing capacity. The design value of an action was calculated on the basis of European and Polish Standards.

Keywords: design foundation, bearing capacity of subsoil, European Standards, Eurocode, comparison of standards

Zależność parametrów konsystencji od uziarnienia gruntów madowych

Krzysztof Wilk¹

¹ Katedra Geodezji i Geotechniki im. Kaspra Weigla, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Rzeszowska im. Ignacego Łukasiewicza, e-mail: kwilk@prz.edu.pl

Streszczenie: Określenie nośności podłoża gruntowego wymaga znajomości jego parametrów wytrzymałościowych. Najlepszym sposobem właściwego rozpoznania gruntu jest wykorzystanie bezpośrednich metod badawczych. W przypadku budowy mniej odpowiedzialnych, projektowanych na podłożu o nieskomplikowanej budowie często uzasadnione wydaje się ostrożne przyjęcie parametrów gruntu bez przeprowadzania kompleksowych analiz. Podstawą ustalenia wartości parametrów geotechnicznych jest wtedy ich szacowanie w oparciu o ustalone korelacje pomiędzy właściwościami mechanicznymi i fizycznymi gruntu. Trudność w ustaleniu wspomnianych korelacji wynika z mnogości czynników mogących wpływać na charakterystykę materiału gruntowego. W pracy przedstawione zostaną korelacje pomiędzy uziarnieniem (zawartością frakcji ilowej) oraz parametrami konsystencji gruntu (granica plastyczności, granica płynności, wskaźnikiem plastyczności, stopniem plastyczności). Analizowane wielkości zostały ustalone w wyniku badań podłoża aluwialnego, powstałego w wyniku akumulacji rzecznej, z terenu Rzeszowa. Znaleziono relacje, opisane równaniami liniowymi, porównano z badaniami prezentowanymi w literaturze geotechnicznej. Wspomniane porównania ukazują często istotny wpływ regionalnych warunków powstawania podłoża gruntowego na parametry konsystencji.

Słowa kluczowe: grunty madowe, granice konsystencji, stopień plastyczności, uziarnienie gruntu, frakcja ilowa.

1. Wprowadzenie

Poprawne projektowanie posadowień obiektów budowlanych wymaga uprzednio właściwego określenia warunków geotechnicznych. Dokładność rozpoznania podłoża zależy od jego skomplikowania oraz rangi planowanego obiektu. Jeśli inwestycja została zakwalifikowana do I lub II kategorii geotechnicznej wystarczające może okazać się pośrednie oszacowanie parametrów mechanicznych podłoża. Uproszczenie metodyki badawczej oznacza w tym przypadku wykorzystanie ustalonych zależności pomiędzy różnymi właściwościami gruntu.

Najczęściej stosowane, w określaniu parametrów gruntu pośrednią metodyką, zależności podane w normie [1] nie uwzględniają jednak specyfiki wszystkich typów podłoża gruntowego, w szczególności gruntów spoistych.

W przypadku gruntów gruboziarnistych, ich skład granulometryczny, po uwzględnieniu zagęszczenia materiału okruszowego, przekłada się niemal wprost na parametry mechaniczne.

W odniesieniu do gruntów drobnoziarnistych o ich nośności i odkształcalności decydują zależności bardziej złożone. Wśród czynników mających największy wpływ na wytrzymałość gruntów spoistych należy wymienić:

- uziarnienie gruntu,
- wilgotność naturalną w nawiązaniu do wilgotności granic konsystencji (zwłaszcza granicy płynności i granicy plastyczności) gruntu,
- historię powstania oraz obciążenia (warunki sedymentacji i konsolidacji gruntu, ewentualnie wpływ dodatkowych procesów geologicznych kształtujących podłoże, a także skład mineralogiczny).

Określenie wartości naprężenia prekonsolidującego jest zadaniem bardzo trudnym,

o ile w ogóle możliwym, z uwagi na brak udokumentowania obciążeń działających w przeszłości. Pośrednie sposoby znajdowania tej wielkości są aktualnym przedmiotem badań wielu ośrodków naukowych.

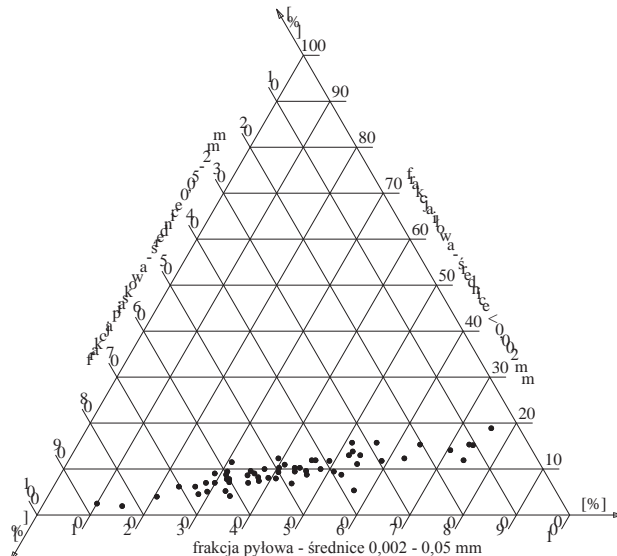
Jednym z podstawowych czynników mających wpływ na właściwości fizyczne i mechaniczne gruntów, jako materiałów rozdrobnionych jest ich skład granulometryczny. Jednak, ustalenie ich uziarnienia, zwłaszcza w odniesieniu do gruntów o znaczącej zawartości drobniejszych frakcji może być badaniem dosyć kłopotliwym. Określenie zawartości frakcji łąowej wymaga przeprowadzenia czasochłonnej analizy areometrycznej, bądź też użycia zaawansowanych i kosztownych elektronicznych urządzeń pomiarowych.

Innym ważnym parametrem fizycznym opisującym przydatność gruntów spoistych do celów budowlanych jest stopień plastyczności. Określenie jego wartości jest możliwe po wyznaczeniu poprzez stosunkowo nieskomplikowane badania stałych dla danego rodzaju gruntu granic konsystencji: granicy plastyczności i granicy płynności.

W pracy przedstawione zostały zależności określone podczas badań podłoża madowego – gruntów akumulacji rzecznej powstałych w wyniku deponowania rozdrobnionego materiału skalnego podczas wezbrań na obszarze teras zalewowych [2], [3], [4].

Należy uznać, iż grunty aluwialne stanowią podłoże normalnie skonsolidowane, a wpływ ewentualnych dodatkowych obciążeń pojawiających się okresowo w przeszłości jest pomijalny. W przypadku analizowanego podłoża madowego dodatkowe obciążenie mogły stanowić okresowe wezbrania cieków wodnych. Działanie zwiększonego ciśnienia hydrostatycznego było jednak obciążeniem krótkotrwałym, a jego wartość niewielka w porównaniu z naprężeniem geostatycznym wynikającymi z ciężaru własnego gruntu. Dodatkowo ciężar gruntu poniżej zwierciadła wody ulegał odpowiedniej redukcji. Wobec powyższego rośnie znaczenie wpływu pozostałych czynników na wytrzymałość podłoża aluwialnego.

Naturalna wilgotność nie jest parametrem przypisywanym konkretnemu rodzajowi gruntu, niezależnym od czynników zewnętrznych. Takimi parametrami są jednak: skład granulometryczny oraz granice konsystencji. Obecnie, wspomniane cechy funkcjonują jako charakterystyki niezależne od siebie. Uzasadnione jednak wydaje się poszukiwanie pewnych powiązań pomiędzy nimi.



Rys. 1. Uziarnienie madowych gruntów spoistych z terasy rzeki Wisłok z okolic Lisiej Góry w Rzeszowie

Badane próbki gruntów spoistych pochodziły z terasy zalewowej rzeki Wisłok w Rzeszowie, z okolic Lisiej Góry [4], [5]. Pobrane zostały z różnych głębokości.

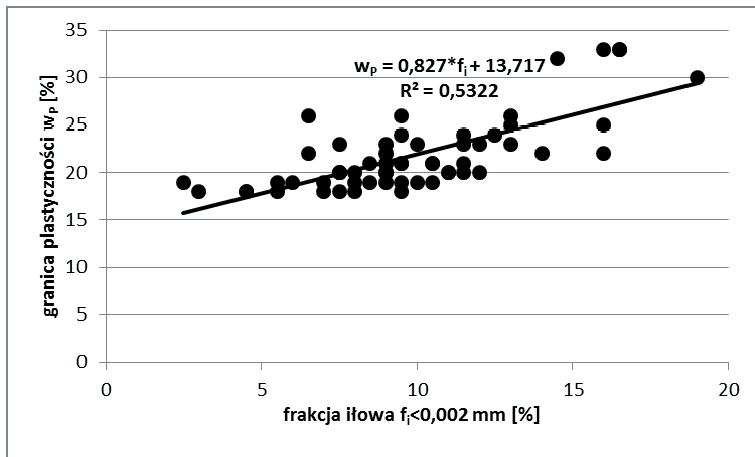
Przeprowadzone analizy uziarnienia gruntów madowych dały obraz znacznego

zróznicowania podłoża w obszarze nawet jednego poligonu badań.

Na podstawowym poligonie badań w okolicach Lisiej Góry występowały z reguły grunty mało i średnio spoiste o charakterystyce przedstawionej na rysunku nr 1. Na trójkącie Fereta (rys.1.) widoczna jest tendencja wzrostu zawartości frakcji pyłowej wraz ze zwiększaniem się ilości frakcji iłowej. Zawartość części organicznych określona metodą utleniania wynosiła średnio 1,73%. Badane próbki gruntu w ilości 58 sztuk pobierane z różnych głębokości posiadały zróżnicowane uziarnienie oraz wilgotność, a tym samym stopień plastyczności.

2. Analiza wyników przeprowadzonych badań

Ustalone dla badanych próbek gruntów madowych zależności przedstawione zostały poniżej w formie wykresów oraz liniowych równań regresji.



Rys. 2. Zależność pomiędzy zawartością frakcji iłowej i granicą plastyczności badanych mad

Prostą regresji dla rezultatów przedstawionych na rys. 2 opisuje równanie (1):

$$w_p = 0,827 * f_i + 13,717 \quad (1)$$

Celem porównania, niżej zaprezentowane zostały zależności ustalone przez innych badaczy:

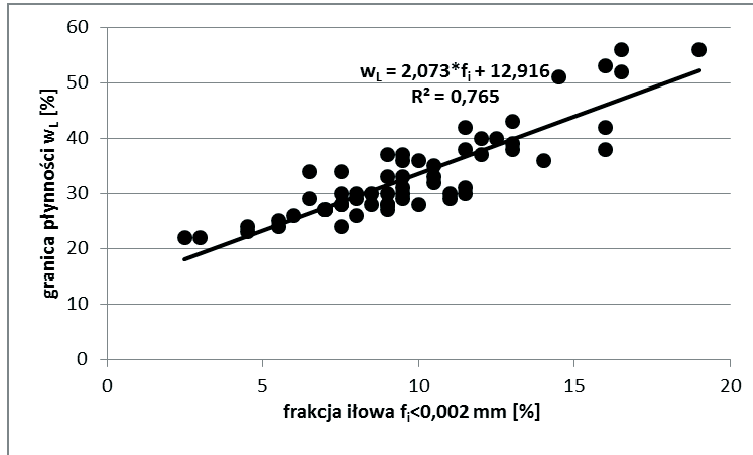
$$w_p = 0,55 * f_i + 12,579 \quad [3] \quad (2)$$

$$w_p = 0,31 * f_i + 22,48 \quad [6] \quad (3)$$

$$w_p = 0,44 * f_i + 13,50 \quad [7] \quad (4)$$

Równanie (2) opisuje również podłoże aluwialne [3], dla którego zawartość frakcji iłowej w niektórych próbkach przekraczała 50%, a średnio wynosiła 26%. Ten fakt może być głównym powodem jego innej charakterystyki niż uzyskana przez autora. Zależność (3) powstała w oparciu o badania gruntów lessowych o zawartości frakcji iłowej ($f_i < 0,002$ mm) w badanym gruncie poniżej 40% ze stanu Iowa w Stanach Zjednoczonych [6]. Równanie opisane wzorem (4) odnosi się do osadów pochodzenia morskiego z Hongkongu [7].

Proste opisane równaniami (2), (3) i (4) wykazują mniejsze pochylenie niż zależność znaleziona w wyniku prowadzonych przez autora badań (1).



Rys. 3. Zależność pomiędzy zawartością frakcji ilowej i granicą płynności badanych mad

Zależność pomiędzy zawartością frakcji ilowej i granicą płynności (rys. 3) została opisana następującym równaniem (5):

$$w_L = 2,073 * f_i + 12,916 \quad (5)$$

Równania ustalone dla innych gruntów przedstawiają się następująco:

$$w_L = 1,504 * f_i + 11,407 [3] \quad (6)$$

$$w_L = 0,88 * f_i + 18,30 [6] \quad (7)$$

$$w_L = 1,70 * f_i + 13,50 [7] \quad (8)$$

$$w_L = 2,39 * f_i + 7,409 [8] \quad (9)$$

Charakter równania (7) najbardziej różni się od pozostałych – współczynnik kierunkowy, czyli tangens kąta pochylenia wykresu określający przyrost wartości w_L jest znacznie mniejszy niż w pozostałych wyrażeniach. Zależność (9) powstała w oparciu o analizę gruntów spoistych pochodzenia morskiego zdeponowanych u wybrzeży indyjskich [8].

Wskaźnik plastyczności jest parametrem określającym zdolność gruntu do przejścia ze stanu półzwartego do stanu płynnego, czyli jego wrażliwość na wzrost zawilgocenia.

Wskaźnik plastyczności zależy liniowo od zawartości w gruncie frakcji ilowej. Zależność tą dla badanych mad zobrazowano na rys. 4. i opisano równaniem (10):

$$I_p = 1,247 * f_i - 0,801 \quad (10)$$

Inni badacze podobne zależności opisali następująco:

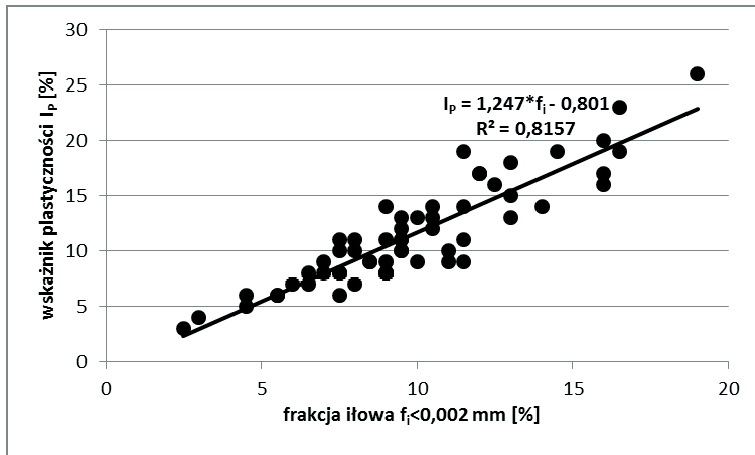
$$I_p = 0,954 * f_i - 1,172 [3] \quad (11)$$

$$I_p = 1,21 * f_i - 11,50 [6] \quad (12)$$

$$I_p = 1,26 * f_i [7] \quad (13)$$

$$I_p = 1,22 * f_i - 3,24 [9] \quad (14)$$

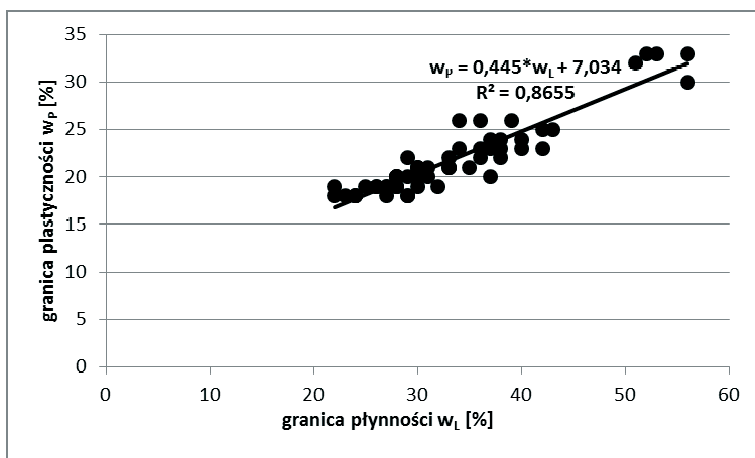
Zależność (14) wyznaczona została dla czwartorzędowych gruntów morenowych z terenu Górnego Śląska [9].



Rys. 4. Zależność pomiędzy zawartością frakcji ilowej i wskaźnikiem plastyczności badanych mad

Przeprowadzone analizy wykazały dobrą korelację pomiędzy granicami konsystencji badanego gruntu. Zaprezentowano ją na rys. 5 oraz za pomocą równania (15):

$$w_p = 0,445 * w_L + 7,034 \quad (15)$$

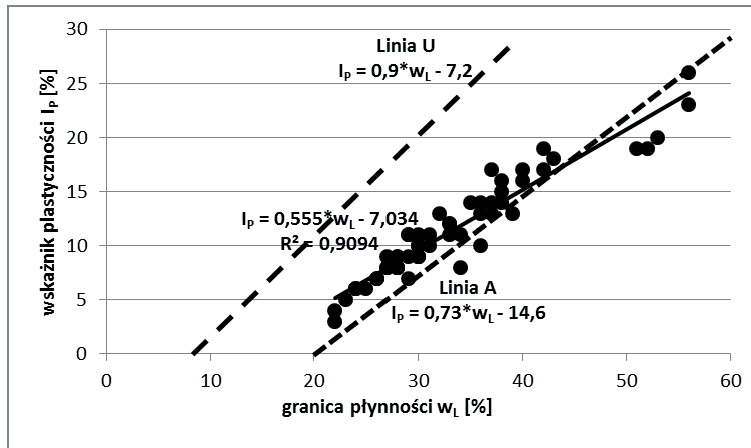


Rys. 5. Zależność pomiędzy granicą płynności i granicą plastyczności badanych mad

Na rys. 6. przedstawiona została zależność pomiędzy wskaźnikiem plastyczności i granicą płynności. Prosta regresji opracowana na podstawie badań autora została opisana następującym równaniem (16):

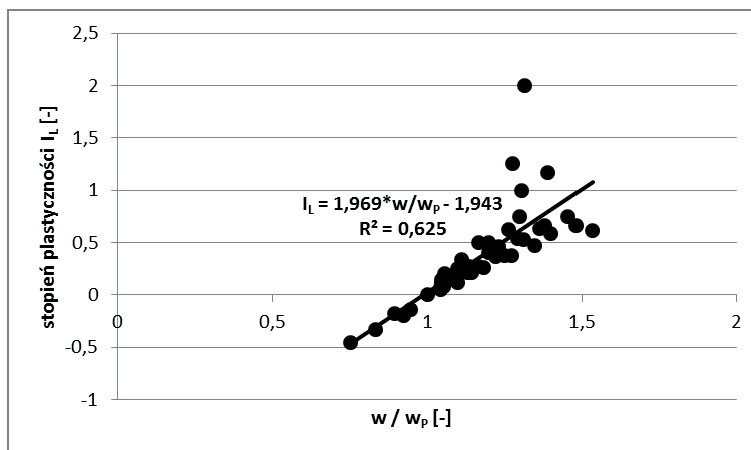
$$I_p = 0,555 * w_L - 7,034 \quad (16)$$

Ułożenie prostej (16) jest bardziej poziome niż linia A wg Casagrande'a. Wyniki innych badaczy [3] również wskazują na podobne do autora ułożenie prostej regresji.



Rys. 6. Zależność pomiędzy zawartością granicą płynności i wskaźnikiem plastyczności badanych mad

Dodatkowo sprawdzono powiązania uwzględniające wpływ wilgotności naturalnej gruntu w połączeniu z granicami konsystencji na stopień plastyczności podłoża (rys. 7. i rys. 8.)



Rys. 7. Zależność pomiędzy ilorazem wilgotności naturalnej i granicy plastyczności a stopniem plastyczności badanych mad

Prosta regresji opracowana na podstawie rys. 7. została opisana następującym równaniem (17):

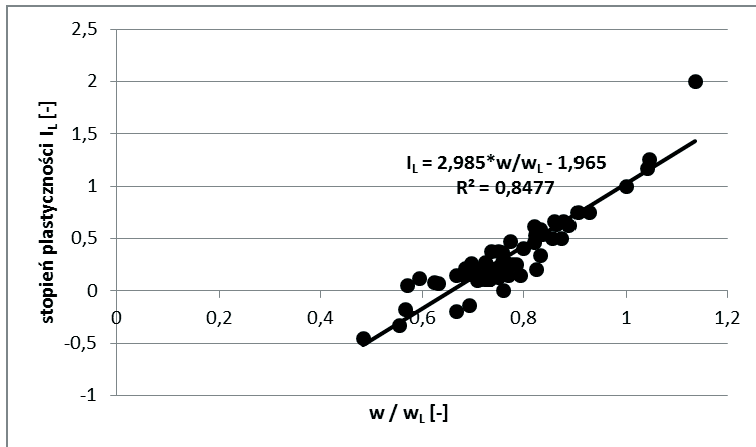
$$I_L = 1,969 * \frac{w}{w_p} - 1,943 \quad (17)$$

Dla rezultatów badań przedstawionych na rys. 8. równanie liniowe (18) przybiera postać:

$$I_L = 2,985 * \frac{w}{w_L} - 1,965 \quad (18)$$

W piśmiennictwie branżowym [10] podany został wzór (19) opisujący przedstawioną wyżej zależność, który jednak w istotny sposób różni się od powiązania ustalonego dla analizowanego podłoża aluwialnego:

$$I_L = 1,55 * \frac{w}{w_L} - 0,56 \quad [10] \quad (19)$$



Rys. 8. Zależność pomiędzy ilorazem wilgotności naturalnej i granicy płynności a stopniem plastyczności badanych mąd

3. Podsumowanie

Określenie nośności podłoża gruntowego wymaga znajomości jego parametrów wytrzymałościowych. Najdokładniejszym sposobem ich ustalenia jest przeprowadzenie odpowiednich badań uwzględniających wpływ różnego rodzaju czynników na otrzymane wartości. Używanie w analizach posadowień parametrów określonych w taki sposób daje gwarancje przyjęcia optymalnych rozwiązań fundamentowych.

Jednakże w przypadku budowli mniej odpowiedzialnych, projektowanych na podłożu o nieskomplikowanej budowie uzasadnione wydaje się ostrożne przyjęcie parametrów gruntu bez kompleksowego rozpoznania podłoża. Koszty i czas poświęcony na przeprowadzenie dokładnych analiz, w takich przypadkach rzadko znajdują później swoje odzwierciedlenie w oszczędniejszych rozwiązaniach posadowień.

Zarówno w przypadku szczegółowych badań podłoża, jak i szacunkowym określaniu jego parametrów stosowanych jest szereg współczynników zwiększających bezpieczeństwo konstrukcji (uwzględniających również ewentualne błędy powstałe na etapie rozpoznania gruntu).

Nacisk kładziony na rozpoznanie podłoża z wykorzystaniem bezpośrednich metod badawczych jest jak najbardziej uzasadniony. Wskazać należy jednak również, na potrzebę poszukiwania zależności korelacyjnych pomiędzy parametrami gruntu, celem szybszego i tańszego rozpoznania geotechnicznego, nie tylko na potrzeby projektowania nowych obiektów, ale może przede wszystkim celem ułatwienia weryfikacji jakości podłoża w trakcie realizacji robót budowlanych.

W literaturze geotechnicznej opisanych zostało już szereg zależności ustalonych w wyniku badań prowadzonych na różnorodnym materiale gruntowym. Zaznaczyć należy, że wspomniane relacje odzwierciedlają regionalne charakterystyki gruntu i przeważnie nie mogą mieć zastosowania dla podłoża o innej genezie.

Zaprezentowane w pracy rezultaty badań wykazują poprawne skorelowanie z równaniami prostych regresji. Najmniejsza wartość kwadratu współczynnika korelacji wynosi 0,5322, co oznacza wartość współczynnika Pearsona równą 0,73. W większości analiz wartość R przekracza 0,9. Zdecydowanie lepszą zbieżność wyników uzyskano dla relacji odnoszących się do granicy płynności, aniżeli do granicy plastyczności. Jest to prawdopodobnie związane z większą dokładnością procedury badania tego parametru.

Literatura

- 1 PN-81/B-03020, Grunty budowlane, Posadowienie bezpośrednie budowli, Obliczenia statyczne i projektowanie.
- 2 Myślińska E. Grunty organiczne i laboratoryjne metody ich badania. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 2001.
- 3 Myślińska E. Engineering-geological problems in investigations on soft soils in river valleys. 6th International IAEG Congress, Balkema, Rotterdam, 1990.
- 4 Jaremski J., Wilk K. Analiza wpływu zmian zawilgocenia gruntów madowych wywołanych stanami powodziowymi na parametry geotechniczne. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, nr 208, Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z. 36, Rzeszów, 2004.
- 5 Jaremski J., Wilk K. Influence of fen soils moisture changes on the strength parameters and applied foundation solutions. Proceedings of the 10th International Congress of the IAEG, Nottingham, 2006.
- 6 Davidson D.T., Sheeler, J.B. Clay Fraction in Engineering Soils: Influence of Amount on Properties. Proceedings of the Highway Research Board, Vol. 31, 1952, 558-563.
- 7 Yin J-H. Properties and Behaviour of Hong Kong Marine Deposits with Different Clay Contents. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 36, 1999, 1085-1095.
- 8 Sridharan A. Engineering Behaviour of Marine Clays. Proceedings of the International Conference on Offshore and Nearshore Geotechnical Engineering, Keynote Lecture 3, 1999, 49-64.
- 9 Sękowski J. Zależności korelacyjne cech plastyczności gruntów spoistych. Inżynieria i Budownictwo, Nr 10, 1993.
- 10 Nagaraj T. S., Miura N. Soft Clay Behaviour: Analysis and Assessment. A. A. Balkema, 2001.

Relationship between consistency parameters and granulation of fen soils

Krzysztof Wilk¹

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

Abstract: Determination of bearing capacity requires knowledge of the ground strength parameters. The best way to appreciate soil properties is the use of the direct research methods. In the case of less responsible buildings, projected on the simple ground structure, it often seems reasonable to adopt conservative soil parameters without performing a complex analysis. The base for determination the values of the geotechnical parameters is the estimation based on the correlation between the mechanical and geotechnical parameters of soil. It is important not only for the new building design, but also to facilitate the verification of the substrate quality during the execution of the work.

This paper presents the relationship between granulation (clay fraction content) and soil consistency parameters (plastic limit, liquid limit, plasticity index and liquidity index). The analyzed values are determined as a result of alluvial ground studies. These soils were consequent upon the accumulation of river. The founded relationships were described by linear equations and were compared with the results presented in the geotechnical literature. These comparisons often show a significant effect of regional ground forming conditions on the parameters of consistency.

Keywords: fen soils, consistency limits, liquidity index, soils granulation, clay fraction.

Wykorzystanie gruntów rodzimych do budowy dróg lokalnych na terenach wiejskich

Michał Cwiakala¹, Andrzej Greinert²,
Joanna Korzeniowska³, Paweł Tarasewicz⁴

¹ Instytut Innowacyjnych Technologii Sp. z o.o., Warszawa, e-mail: m.cwiakala@iit.edu.pl

² Zakład Ochrony i Rekultywacji Gruntów, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska,
Uniwersytet Zielonogórski, e-mail: A.Greinert@iis.uz.zgora.pl

³ Instytut Innowacyjnych Technologii Sp. z o.o., Warszawa, e-mail: j.korzeniowska@iit.edu.pl

⁴ Wapeco Sp. z o.o., Warszawa, e-mail: p.tarasewicz@wapeco.eu

Streszczenie: Grunty rodzime, powstałe w wyniku procesów geologicznych w miejscu zalegania, stanowią fundamentalny element konstrukcji drogowej. Fundament ten powinien charakteryzować się odpowiednią nośnością i trwałością, osiąganą dzięki prawidłowo ulepszonemu naturalnemu podłożu gruntowemu. Ulepszone podłoże gruntowe to mocny fundament dla podbudowy nawierzchni drogowej. Polepszenie właściwości gruntów rodzimych można uzyskać poprzez zastosowanie w nich hydraulicznych spoiw drogowych, spełniających rolę wypełniacza drobnych cząstek (bądź doraźnego wzmocnienia) szkieletu mineralnego gruntu.

W niniejszej pracy skupiono się na określeniu podstawowego parametru mechanicznego mieszanek gruntowo-spoiwowych, a mianowicie wskaźnika nośności *CBR*. Mieszanki gruntowo-spoiwowe składały się z gruntów rodzimych, pobranych na terenach wiejskich (pięć rodzajów o zróżnicowanym uziarnieniu) oraz z dwóch rodzajów spoiwa hydraulicznego (o klasie wytrzymałości 3 MPa i 9 MPa). Głównym składnikiem spoiw hydraulicznych był aktywowany popiół lotny, pochodzący ze spalania węgla brunatnego w Elektrowni Pątnów, oraz cement portlandzki (CEM I 42,5 MPa).

Wyniki badań wykazały, że przy zastosowaniu innowacyjnych spoiw drogowych o właściwościach wiążących, możliwe jest wykorzystanie gruntów rodzimych do budowy dróg lokalnych na terenach wiejskich.

Słowa kluczowe: ulepszanie gruntów rodzimych, drogi lokalne, popioły lotne, mieszanki gruntowo-spoiwowe, nośność gruntów

1. Wstęp

Zrównoważony rozwój gospodarczy kraju oraz polityka proekologiczna wpłynęły na wszechstronne wykorzystywanie odpadów poprodukcyjnych. Przykładem takiego odpadu energetycznego jest popiół lotny, wytwarzany w wyniku spalania węgla kamiennego bądź brunatnego. Popioły lotne z węgla brunatnego charakteryzują się właściwościami hydrauliczno-pucolanowymi i z tego też względu największe zastosowanie znalazły w przemyśle materiałów budowlanych, drogownictwie, rolnictwie i rekultywacji [1, 3, 4, 5, 12, 13]. Jednak w poszczególnych branżach przemysłowych tylko określone rodzaje popiołów znalazły zastosowanie. Wynika to z ich odmiennych właściwości fizyczno-chemicznych. W zależności od składu chemicznego, w tym zawartości tlenków krzemu, glinu, wapnia i siarki, popioły lotne można podzielić na trzy główne grupy [10]:

- I grupa: popioły lotne glinowo-krzemianowe ze spalania węgla kamiennego, dla których stosunek procentowej zawartości SiO_2 do Al_2O_3 jest większy lub równy 2,0 i zawartość CaO jest mniejsza niż 15 %,
- II grupa: popioły lotne krzemianowo-glinowe ze spalania węgla brunatnego – Okręg Turoszowski, dla których stosunek procentowej zawartości SiO_2 do Al_2O_3 jest mniejszy niż 2,0 i zawartość CaO jest mniejsza niż 15 % oraz SO_3 – poniżej 3,0 %,

- III grupa: popioły lotne siarczanowo-wapniowe ze spalania lignitu, tj. węgla brunatnego – Okręg Koniński, z ogólną zawartością CaO większą od 15 % i SO₃ – powyżej 3,0 %.

Każda z ww. grup odznacza się innym miejscem pochodzenia oraz odmiennymi parametrami użytkowymi. W niniejszej pracy skupiono się na popiołach należących do grupy III, czyli siarczanowo-wapniowych ze spalania węgla brunatnego w Elektrowni Pątnów. W swoim składzie chemicznym, posiadają one dużą ilość tlenków wapnia i siarki. Związki te powodowały niekorzystne zmiany strukturalne podczas twardnienia spoiwa hydraulicznego, w związku z czym – poszukiwano różnych procesów technologicznych, za pomocą których można było zminimalizować szkodliwe działanie tych substancji. Zastosowanie innowacyjnej technologii modyfikowania właściwości tych bezużytecznych popiołów, przyczyniło się do wykorzystania ich jako pełnowartościowych produktów w budownictwie drogowym [6, 7]. W drogownictwie, popioły lotne ze spalania węgla brunatnego stosowane są jako składniki:

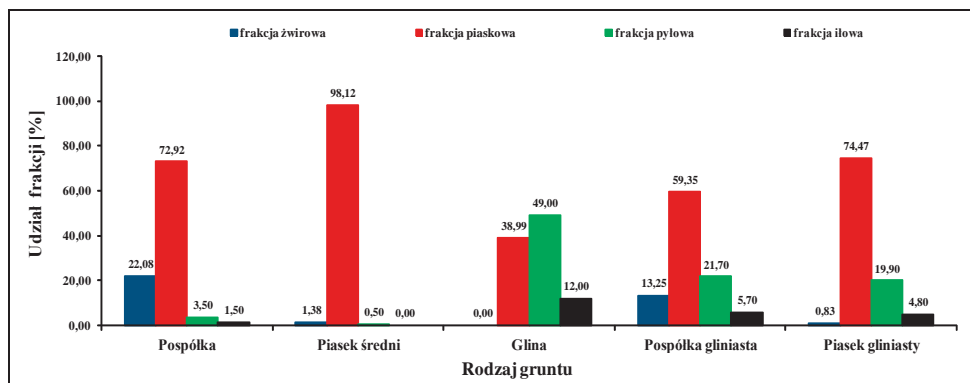
- betonu cementowego i asfaltowego stosowanego w warstwach nawierzchni [1, 14],
- zastępujące kruszywa naturalne w podbudowach drogowych [8, 9, 14],
- spoiw hydraulicznych, służących do stabilizacji i ulepszania gruntów pod konstrukcją nawierzchni drogowej [4, 14, 15].

Zastosowanie spoiw hydraulicznych, na bazie popiołów lotnych z węgla brunatnego, do ulepszania gruntów słabych daje możliwość wykorzystania gruntów rodzimych do budowy dróg. Zastosowanie to, z uwagi na koszty wydobycia i transportu surowców naturalnych oraz zanieczyszczenie środowiska przyrodniczego, jest niezwykle cenne, w szczególności na terenach wiejskich przy budowie dróg lokalnych.

Przeprowadzone badania miały na celu rozpoznanie czy grunty rodzime na terenach wiejskich mogą stanowić – wytrzymałe mechanicznie ze względu na nośność – dobre podłoże gruntowe pod budowę dróg lokalnych.

2. Materiały i metodyka badań

Do badań wytypowano pięć rodzajów gruntów rodzimych, znajdujących się na terenach wiejskich, w środkowo-zachodniej Polsce. Były to grunty naturalne niespoiste (pospółka, piasek średni), średnio spoiste (glina) i mało spoiste (pospółka gliniasta, piasek gliniasty) o zróżnicowanej zawartości frakcji żwirowej, piaskowej, pyłowej oraz ilowej. Uziarnienie poszczególnych rodzajów gruntów przedstawiono na rys. 1.



Rys. 1. Uziarnienie gruntów użytych do badań

Popioły lotne, zastosowane do sporządzenia spoiwa hydraulicznego, zostały poddane procesowi modyfikacji z zastosowaniem nowoczesnej technologii aktywatora magnetycznego Wapeco [2, 6, 7]. Aktywator magnetyczny Wapeco (rys. 2) powoduje modyfikowanie popiołów lotnych, co skutkuje m.in. zwiększeniem ich powierzchni aktywnej, a tym samym polepszeniem ich właściwości hydrauliczno-pucolanowych.



Rys. 2. Aktywator magnetyczny Wapeco (fot. Michał Cwiakała)

Podstawowym elementem aktywatora magnetycznego jest wzbudnik wirującego pola elektromagnetycznego oraz umieszczona w jego osi rura, stanowiąca komorę roboczą. Komora ta wypełniona jest popiołem lotnym oraz mielnikami ferromagnetycznymi. W wyniku licznych zderzeń (w tym między mielnikami a kawałkami materiału mielonego), którym towarzyszy duża prędkość – przebiega proces modyfikacji. Efektem procesu modyfikacji jest otrzymanie popiołu o dużo lepszych właściwościach reaktywnych w porównaniu z produktem wyjściowym (popiołem niezmodyfikowanym).

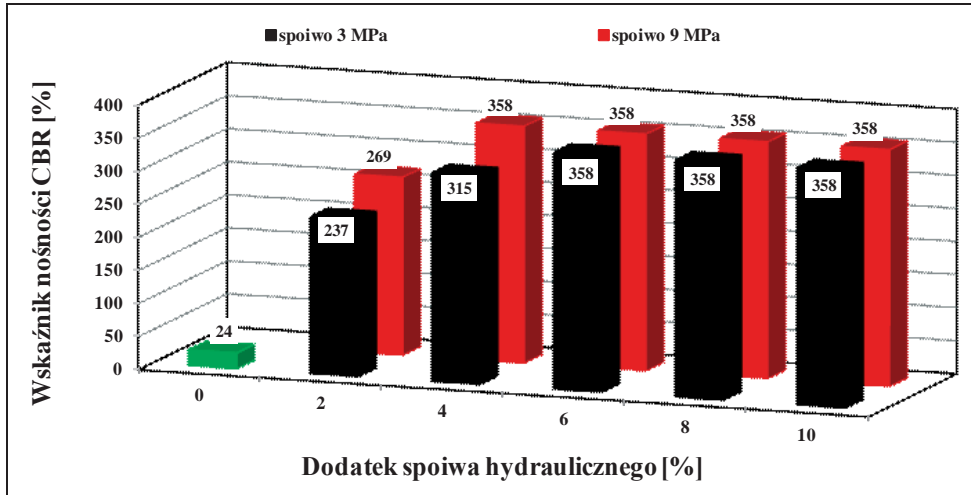
Do wykonania mieszanek gruntowo-spoiwowych użyto dwóch rodzajów hydraulicznego spoiwa drogowego (o klasie wytrzymałości na ściskanie 3 MPa i 9 MPa) w proporcjach 2%, 4%, 6%, 8% i 10% w stosunku do masy szkieletu gruntowego. Hydrauliczne spoiwa drogowe składały się z modyfikowanego popiołu lotnego z węgla brunatnego oraz cementu w następujących proporcjach:

- 3 MPa: 90% aktywowanego popiołu lotnego i 10% cementu (CEM I 42,5 MPa),
- 9 MPa: 80% aktywowanego popiołu lotnego i 20% cementu (CEM I 42,5 MPa).

Badania gruntów oraz mieszanek gruntowo-spoiwowych polegały na wyznaczeniu wskaźnika nośności *CBR* gruntów po 4 dniach moczenia oraz na określeniu przyrostu wskaźnika nośności po 7 dniach pielęgnacji próbek (w tym 4 doby próbki nasycano wodą). Próbki do badań wskaźnika nośności wykonano i przebadano zgodnie z załącznikiem A normy PN-S-02205:1998 [11].

3. Wyniki badań

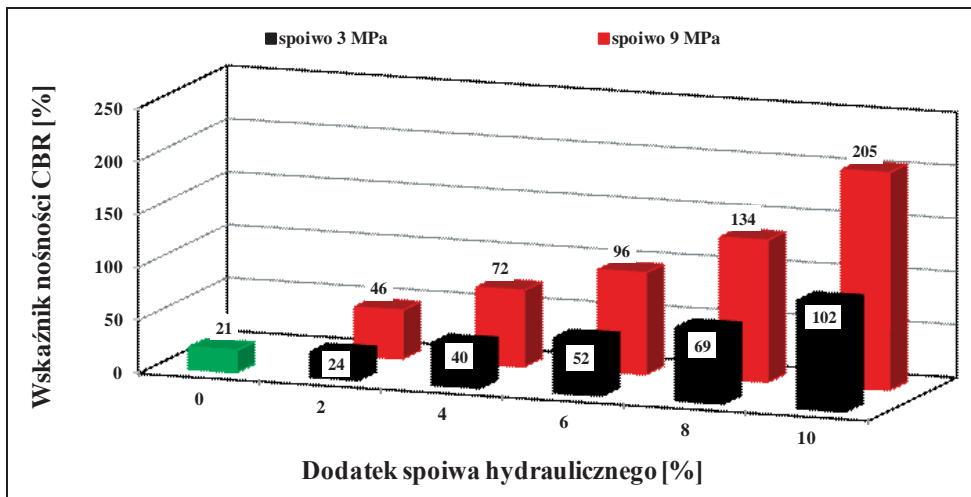
Wyniki badań nośności gruntów bez dodatku spoiwa po 4 dniach moczenia w wodzie porównano do wyników badań nośności mieszanek gruntowo-spoiwowych (z dodatkiem dwóch rodzajów spoiwa hydraulicznego) po 7 dniach pielęgnacji (w tym 4 dni nasycano wodą) – rys. 3-7.



Objaśnienia:

0% dodatku spoiwa hydraulicznego (prostokąt zielony) – oznacza brak dodatku spoiwa hydraulicznego do gruntu

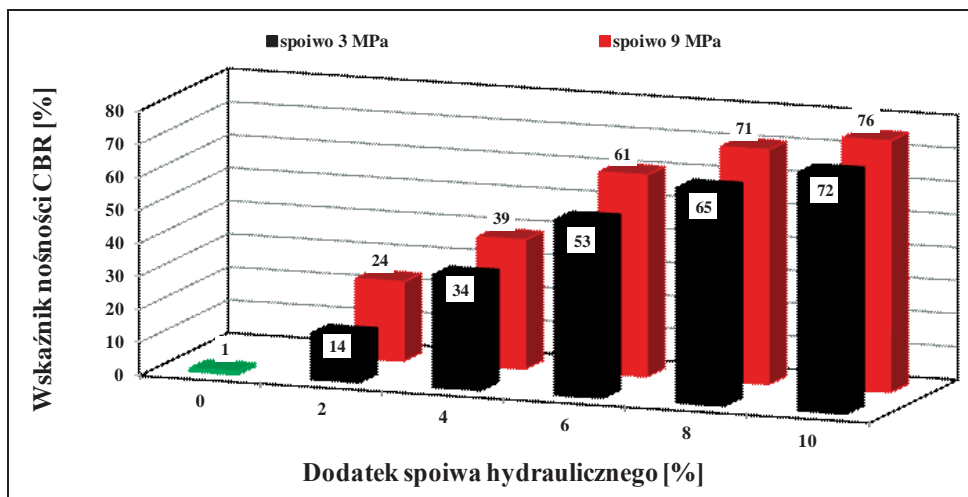
Rys. 3. Nośność *CBR* mieszanek gruntowo-spoiwowych na bazie pospółki, w zależności od rodzaju i ilości dodanego spoiwa hydraulicznego



Objaśnienia:

0% dodatku spoiwa hydraulicznego (prostokąt zielony) – oznacza brak dodatku spoiwa hydraulicznego do gruntu

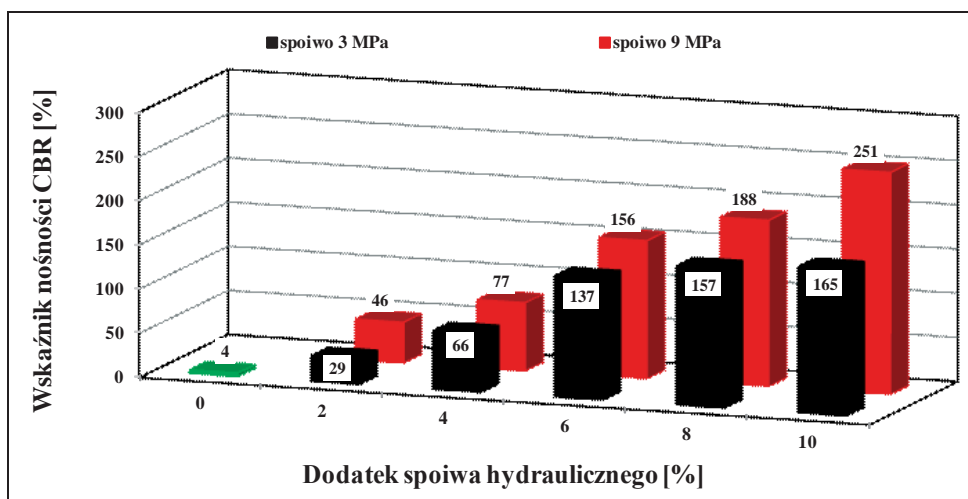
Rys. 4. Nośność *CBR* mieszanek gruntowo-spoiwowych na bazie piasku średniego, w zależności od rodzaju i ilości dodanego spoiwa hydraulicznego



Objaśnienia:

0% dodatku spoiwa hydraulicznego (prostokąt zielony) – oznacza brak dodatku spoiwa hydraulicznego do gruntu

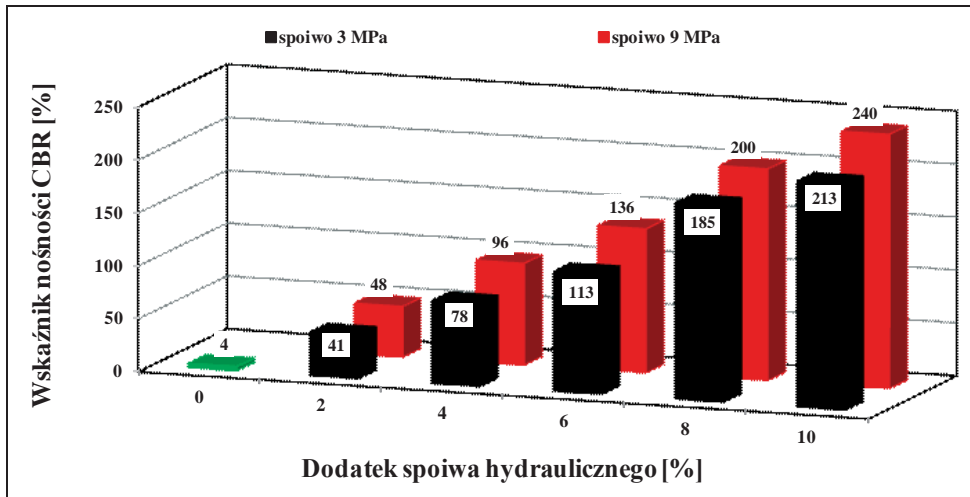
Rys. 5. Nośność *CBR* mieszanek gruntowo-spoiwowych na bazie gliny, w zależności od rodzaju i ilości dodanego spoiwa hydraulicznego



Objaśnienia:

0% dodatku spoiwa hydraulicznego (prostokąt zielony) – oznacza brak dodatku spoiwa hydraulicznego do gruntu

Rys. 6. Nośność *CBR* mieszanek gruntowo-spoiwowych na bazie pospółki gliniastej, w zależności od rodzaju i ilości dodanego spoiwa hydraulicznego



Objaśnienia:

0% dodatku spoiwa hydraulicznego (prostokąt zielony) – oznacza brak dodatku spoiwa hydraulicznego do gruntu

Rys. 7. Nośność *CBR* mieszanek gruntowo-spoiwowych na bazie piasku gliniastego, w zależności od rodzaju i ilości dodanego spoiwa hydraulicznego

Nośność zbadanych próbek mieszanin gruntowo-spoiwowych kształtuje się na wysokim poziomie (rys. 3-7). Z analizy wykresów, obrazujących przyrost wskaźnika nośności w zależności od rodzaju i ilości dodanego spoiwa hydraulicznego (rys. 3-7) wynika, że najwyższe wartości wskaźnika *CBR* wykazują mieszanki gruntowo-spoiwowe, w których zastosowano wyższą klasę wytrzymałości spoiwa (9 MPa) oraz większy procentowy dodatek spoiwa (10%). W przypadku gruntów stosowanych do wykonywania budowli ziemnych, zgodnie z normą PN-S-02205:1998 [11] dopuszcza się użycie piasków drobnoziarnistych o wskaźniku nośności powyżej 10%. Porównując wyniki wskaźnika nośności dla wszystkich rodzajów gruntów, z użyciem spoiw o klasach wytrzymałości 3 MPa oraz 9 MPa, z różnym dodatkiem spoiwa (2, 4, 6, 8 i 10%) i zbadanych po 7 dniach pielęgnacji – widać, że wszystkie rodzaje mieszanek gruntowo-spoiwowych mogą być przydatne w wykonawstwie robót ziemnych, ale przy spełnieniu odpowiednich warunków. Przebadane grunty w stanie naturalnym charakteryzują się niską nośnością, zwłaszcza po nasyceniu wodą (rys. 3-7). Po dodaniu do nich już niewielkiej ilości hydraulicznego spoiwa drogowego stały się materiałami przydatnymi do budowy mocnych fundamentów konstrukcji drogi.

4. Wnioski

Przeprowadzone badania wykazały, że wartości wskaźników nośności gruntów i mieszanek gruntowo-spoiwowych zależały przede wszystkim od rodzaju badanego gruntu oraz klasy wytrzymałości i ilości dodanego spoiwa hydraulicznego.

Stwierdzono kilkudziesięciokrotny wzrost wskaźnika nośności gruntów ulepszonych spoiwami hydraulicznymi w porównaniu do gruntów nieulepszonych. Tak wysoki przyrost parametru mechanicznego gruntów (*CBR*) świadczy o pozytywnym wpływie procesu ulepszania gruntów rodzimych spoiwami hydraulicznymi. Ponadto, uzyskanie wysokich wartości nośności mieszanek gruntowo-spoiwowych przekształca grunty rodzime z bezużytecznych w przydatne dla zastosowań w budownictwie drogowym.

Zastosowanie gruntów rodzimych w drogownictwie ma szczególne znaczenie w przypadku dróg lokalnych, na terenach wiejskich. Wynika ono zarówno ze względów ekonomicznych (wyeliminowanie kosztów transportu i wydobycia surowców naturalnych) jak i przyrodniczych (ochrona zasobów naturalnych oraz eliminacja szkodliwego wpływu wydobycia, transportu i rozładunku surowców).

Wykorzystanie gruntów rodzimych pod budowę dróg lokalnych, na terenach wiejskich, ma jeszcze jedną olbrzymią zaletę. Chodzi o zastosowanie popiołów lotnych ze spalania węgla brunatnego, które jako główny składnik spoiw hydraulicznych polepszają parametry mechaniczne gruntów.

Literatura

- 1 Ahmaruzzaman M. A review on the utilization of fly ash. *Progress in Energy and Combustion Science* 36 (2010) 327–363.
- 2 Aprobata techniczna: Hydrauliczne spoiwo drogowe Wapeco I, Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Nr AT/2009-03-2510, Warszawa, 2009.
- 3 Arora S., Aydilek A. Class F fly ash amended soils as highway base materials. *Journal of Materials in Civil Engineering* 17(6), (2005) 640–649.
- 4 Buhler S., Cerato A. Stabilization of Oklahoma expansive soils using lime and class C fly ash. *ASCE Geotechnical Special Publication* 162 (2007) 1–10.
- 5 Cetin B., Aydilek A., Guney Y. Stabilization of recycled base materials with high carbon fly ash. *Resources, Conservation and Recycling* 54 (2010) 878–892.
- 6 Ćwiąkała M., Kmiołek B. Sposób wytwarzania spoiwa hydraulicznego w postaci aktywowanego popiołu lotnego, aktywowany popiół lotny, spoiwo hydrauliczne, beton siarkowy lub cementowy, mieszanka mineralno-asfaltowa oraz zastosowanie aktywowanego popiołu lotnego. Zgłoszenie patentowe nr P.384199 z dnia 31.12.2007r., Urząd Patentowy RP, Warszawa, 2007.
- 7 Ćwiąkała M., Kmiołek B. Method for producing hydraulic binding agent in a form of activated fly ash, activated fly ash, hydraulic binding agent, sulphur or cement concrete, mineral-asphalt mixture and application of the activated fly ash. Zgłoszenie patentowe Nr EP-08173125.9 z dnia 30.12.2008r. Europejski Urząd Patentowy, Warszawa, 2008.
- 8 Gajewska B. Nieznormalizowane metody wzmacniania podłoża, Seminarium IBDiM i PZWFS – Wzmacnianie podłoża gruntowego i fundamentów budowli (2007) 73-82.
- 9 Ondova M., Stevulova N., Estokova A. The study of the properties of fly ash based concrete composites with various chemical admixtures. *Procedia Engineering* 42 (2012) 1863-1872.
- 10 Pachowski J.: Popioły lotne i ich zastosowanie w budownictwie drogowym, WKiŁ, Warszawa, 1976.
- 11 PN-S-02205:1998 Drogi samochodowe. Roboty ziemne. Wymagania i badania.
- 12 Rafalski L., Kraszewski C., Wilczek J., Dreger M. Analiza uwarunkowań oraz badanie możliwości wykorzystania wybranych UPS w inżynierii lądowej – Studium literaturowe. IBDiM, Warszawa, 2010.
- 13 Strzyszczyk Z., Łukasik A. Zasady stosowania różnorodnych odpadów do rekultywacji biologicznej terenów poprzemysłowych na Śląsku. *Gospodarka surowcami mineralnymi*, Tom 24, Zeszyt 2/3 (2008) 41–49.
- 14 Sybilski D., Kraszewski C. Ocena i badania wybranych odpadów przemysłowych do wykorzystania w konstrukcjach drogowych, IBDiM, Warszawa (2004) pp. 278.
- 15 Widuch A., Ćwiąkała M., Korzeniowska J., Kraszewski C. Stabilizacja gruntów hydraulicznymi spoiwami drogowymi na bazie popiołów lotnych z węgla brunatnego. *Kwartalnik Drogi i Mosty* 3 (2012) 195-214.

The advantage of virgin soil in rural service road constructions

Michał Cwiakala¹, Andrzej Greinert²,
Joanna Korzeniowska³, Paweł Tarasewicz⁴

¹ Instytut Innowacyjnych Technologii Sp. z o.o., Warszawa, e-mail: m.cwiakala@iit.edu.pl

² Zakład Ochrony i Rekultywacji Gruntów, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska,
Uniwersytet Zielonogórski, e-mail: A.Greinert@iis.uz.zgora.pl

³ Instytut Innowacyjnych Technologii Sp. z o.o., Warszawa, e-mail: j.korzeniowska@iit.edu.pl

⁴ Wapeco Sp. z o.o., Warszawa, e-mail: p.tarasewicz@wapeco.eu

Abstract: Virgin soils as a result of geotechnical processes are element of road's solid bottom. The bottom ought to have enough capacity and durability which is provided by proper virgin sub-grade's enhancement. The sub-grade is road's base course right bottom. It is possible to improve virgin soil's parameters by road's hydraulic binding agent. The agent is a mineral frame's micro-particle extender or enhancement.

The researches were focused to define main soil-cement compound's mechanical parameter called CBR. Compounds consisted of rural virgin soils (five grain-size types) and two hydraulic agent types (endurance rates 3 MPa and 9 MPa). Hydraulic agent's main component was activated fly ash and white cement (CEM I 42,5 MPa). The ash is from Pątnów Power Plant and is a result of brown coal burning.

The researches answered that it is possible to exploit virgin soils in rural service road's construction thanks to innovative road cements with binding qualities.

Keywords: virgin soil enhancement, service roads, fly ashes, soil-cement compounds, soil's capacity

Badania laboratoryjne zmienności losowej lokalnych cech wytrzymałościowych wybranych stopów aluminium

Justyna Ferenc¹

¹ Katedra Konstrukcji Metalowych, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska,
e-mail: justyna.ferenc@poczta.fm

Streszczenie: W referacie zaprezentowano wyniki własnych badań cech mechanicznych wybranych stopów aluminium, reprezentatywnych dla grupy stopów ulepszonych cieplnie oraz dla grupy stopów nieulepszonych cieplnie. Otrzymane rezultaty badań laboratoryjnych opisują przebieg zmian lokalnych cech wytrzymałościowych R_e i R_m wzdłuż osi badanych prętów, a także zmiany modułu sprężystości podłużnej E . Zestawione w referacie realizacje wskazują, że zmiany cech lokalnych dla prętów o długości fabrykacyjnej mają charakter oscylacji wokół wartości średnich. Model matematyczny opisujący tego typu zmienność stanowi szum losowy, czyli losowe wahania wokół wartości centralnej.

Słowa kluczowe: aluminium, badania, jednorodność, zmienność

1. Wprowadzenie

Przebieg zmian lokalnych cech wytrzymałościowych wzdłuż osi pręta stosunkowo łatwo może być zbadany na próbkach rozciąganych, wykonanych ze stali zbrojeniowej lub na próbkach z płaskowników bądź kształtowników walcowanych. Wyniki krajowych badań [1] granicy plastyczności R_e i wytrzymałości na rozciąganie R_m próbek, na które pocięto zwój o długości 180m z krajowej stali zbrojeniowej o średnicy ϕ 6mm wskazują, że zmiany lokalnych cech R_e i R_m wzdłuż pręta mają charakter oscylacji wokół trendu a nie oscylacji wokół wartości średniej dla całego zwoju. Podobny typ zmienności cech lokalnych otrzymano w tych samych badaniach dla dwóch innych kręgów stali zbrojeniowej, a także w niezależnych badaniach [2]. W przypadku wytrzymałości drutu stalowego zwijanego w kręgi, obecność trendu R . Kozak w pracy [2] uzasadniał zróżnicowaniem wielkości ziaren krystalicznych stali, spowodowanym różnicą prędkości stygnięcia po walcowaniu zewnętrznym i wewnętrznym części kręgu. Model matematyczny opisujący tego typu zmienność stanowi suma szumu losowego, czyli losowych wahań wokół wartości zerowej, trendu i ewentualnie składnika okresowego. Wyroby hutnicze stanowiące elementy budowlanych konstrukcji stalowych mają długości fabrykacyjne od kilku do kilkunastu metrów i stygną po walcowaniu w innych warunkach aniżeli drut zbrojeniowy. Ocena zmienności lokalnych cech wytrzymałościowych takich wyrobów ze stali St3S została przeprowadzona w pracy [3] na płaskownikach 20x8mm, o długości 6,00m. Otrzymane w pracy [3] ciągi wartości R_e i R_m – traktowane, jako realizacje funkcji losowych, charakteryzuje szum losowy.

Właściwości mechaniczne stopów aluminium zależą od zawartości dodatków stopowych, a także od rodzaju obróbki termicznej lub mechanicznej. Wpływ ulepszenia cieplnego na wytrzymałość stopu jest specyficzną cechą stopów aluminium (stal takich właściwości nie posiada), która może wpływać w sposób istotny na jednorodność cech wytrzymałościowych wzdłuż osi pręta.

2. Koncepcja badań doświadczalnych

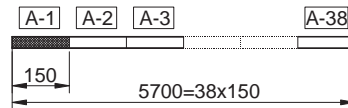
Ocenę zmienności cech wytrzymałościowych prętów aluminiowych o długości fabrykacyjnej przeprowadzono, realizując testy doświadczalne w Laboratorium Badawczym Politechniki Krakowskiej, które mają charakter badań podstawowych. Do badań wytypowano pręty okrągłe wykonane z dwóch stopów: z grupy ulepszonych cieplnie

– stop AW-6060 T6 (klasa trwałości B) oraz z grupy nieulepszonych cieplnie – stop AW-5754 H14 (klasa trwałości A).

Stop AW-6060 w stanie T6 dla prętów o średnicy $D \leq 15 \text{ mm}$ charakteryzują następujące minima hutnicze: nominalna granica plastyczności $R_e = 140 \text{ MPa}$, nominalna wytrzymałość na rozciąganie $R_m = 170 \text{ MPa}$, nominalny moduł sprężystości podłużnej $E = 70 \text{ GPa}$.

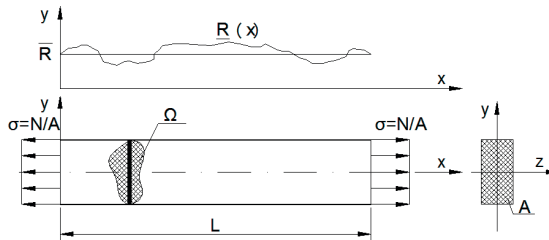
Stop AW-5457 w stanie H14 dla prętów o średnicy $D \leq 15 \text{ mm}$ charakteryzują następujące minima hutnicze: nominalna granica plastyczności $R_e = 85 \text{ MPa}$, nominalna wytrzymałość na rozciąganie $R_m = 180 \text{ MPa}$, nominalny moduł sprężystości podłużnej $E = 70 \text{ GPa}$.

Badaniom poddano 3 pręty okrągłe o średnicy $D = 12 \text{ mm}$ ze stopu AW-6060 T6 o długości 6 m każdy oraz 4 pręty ze stopu AW-5754 H14 o długości 3 m każdy. Pręty podzielono na odcinki długości 15 cm a następnie ponumerowano według schematu, jak przedstawiono na rys.1. Pręty z pierwszej partii (AW-6060 T6) oznaczono, jako A, B i D a następnie z każdego pręta wycięto próbki oznaczone kolejno (tak by można było odtworzyć ich pierwotne miejsce w przecie) jako A1, A2...A38 dla pręta A oraz analogicznie dla prętów B i D. Łącznie uzyskano liczbę 113 próbek. Pręty z drugiej partii (AW-5754 H14) oznaczono jako E, F, G i H łącznie uzyskano liczbę 73 próbek.



Rys. 1. Schemat numeracji próbek

Dzięki tak przyjętej numeracji próbek po badaniu można odtworzyć ich pierwotne położenie na długości prętów. Wartości właściwości mechanicznych otrzymane w wyniku statycznej próby rozciągania m.in. wytrzymałość na rozciąganie R_m , granicę plastyczności R_e umownie przyporządkowano środkom długości bazowej próbek a następnie przyporządkowano punktom osi podłużnej pręta (rys.2)

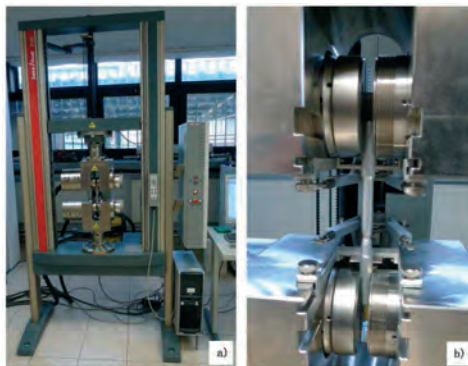


Rys. 2. Koncepcja modelu kontynualnego wytrzymałości pręta rozciąganego; źródło: [3] rys. 4.16

Dzięki temu otrzymuje się funkcję losową argumentu ciągłego $R(x)$ dla $x \in \langle 0, L \rangle$. $R_j(x)$ jako pojedyncza realizacja, charakteryzuje hipotetyczną populację generalną związaną z pojedynczym prętem, pochodzącym z jednego cyklu produkcyjnego [4].

2.1. Statyczna próba rozciągania

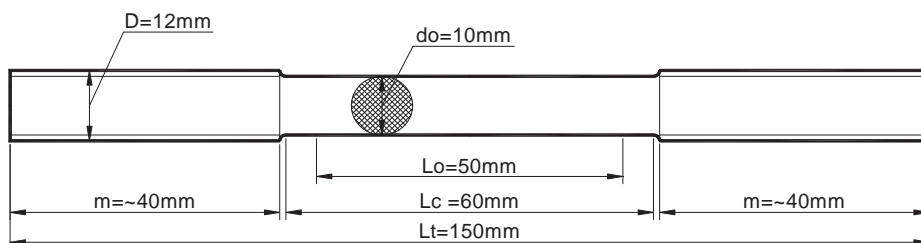
Pomiary cech wytrzymałościowych wykonano poprzez statyczną próbę rozciągania przy użyciu elektro-mechanicznej maszyny wytrzymałościowej Zwick, wyposażonej w ekstensometr o zakresie pomiarowym 2,4 kN do 1200 kN w klasie 1 (rys 3a), z wykorzystaniem wspomaganego komputerowo systemu pomiarowego.



Rys. 3. Statyczna próba rozciągania:

a) maszyna wytrzymałościowa Zwick Roell Z100, b) mocowanie rozciąganej próbki w szczękach.

Do badań przygotowano próbki proporcjonalne (rys.4) o przekroju okrągłym zgodnie z zaleceniami normy [5]. Dla tak przygotowanych próbek przeprowadzono statyczną próbę rozciągania, dzięki której otrzymano informacje o cechach lokalnych minimalnych na odcinku równym bazie pomiarowej próbki.



Rys. 4. Próbka okrągła proporcjonalna

Badania przeprowadzono w temperaturze otoczenia, zakres pomiarowy maszyny wytrzymałościowej został ustalony zgodnie z zaleceniami normy [5]. Zamocowanie próbki (rys.3b) zapewniające zgodność osi próbki z kierunkiem rozciągania, zapobiegające poślizgowi i wysuwaniu się próbki z uchwytów, odkształceniu główek i rozerwaniu próbki poza bazą pomiarową.

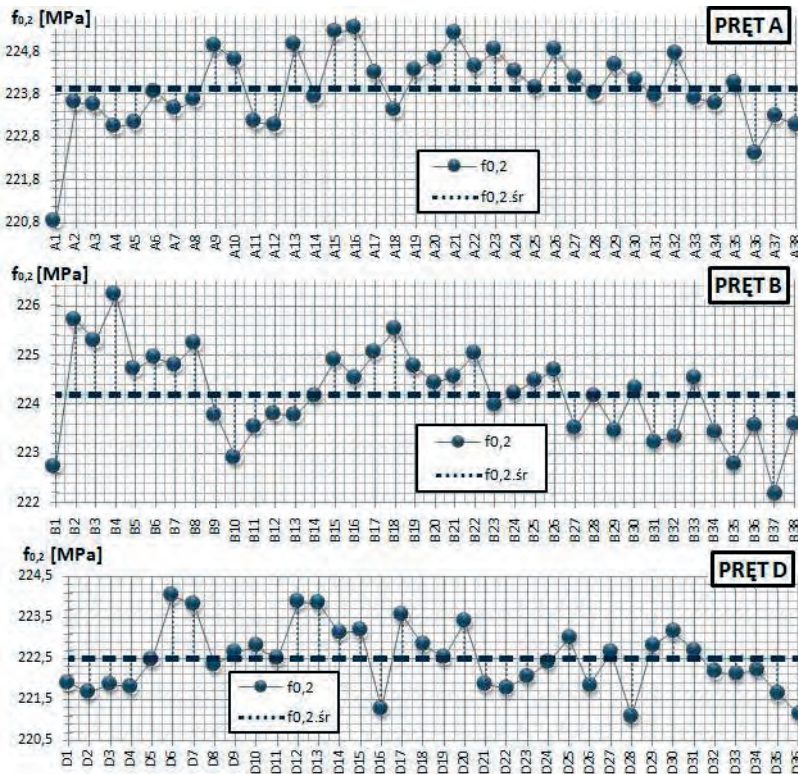
3. Wyniki badań laboratoryjnych

Przed przystąpieniem do statycznej próby rozciągania przeprowadzono pomiary grubości w celu kontrolnego oszacowania jednorodności partii prętów metodą analizy wariancji (ANOVA). Grubości próbek mierzone w dwóch prostopadłych do siebie kierunkach. Do analizy przyjęto średnią z dwóch pomiarów, w trzech przekrojach na długości bazy pomiarowej każdej próbki. Grubość pojedynczej próbki przyjęto, jako średnią z trzech przekrojów G1, G2 i G3, dla których pomierzono grubości w dwóch prostopadłych do siebie kierunkach. Pomiary grubości wykorzystano do stwierdzenia małej zmienności tej wielkości, która nie ma istotnego wpływu na wyniki statycznej próby rozciągania. W celu zbadania istotności zmiennej grubości wzdłuż próbek na wyniki próby rozciągania wykorzystano jednoczynnikową analizę wariancji (ANOVA). Wynik analizy wariancji nie dał podstaw do odrzucenia hipotezy o jednorodności partii prętów pod względem grubości.

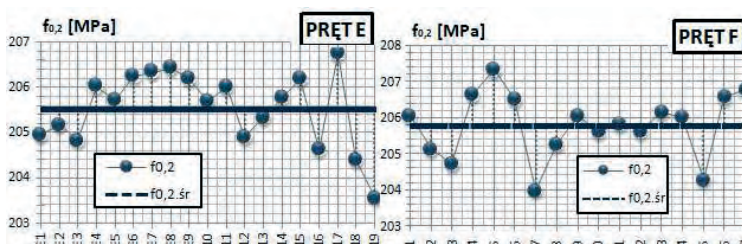
3.1. Ciągi wartości granicy plastyczności

Realizację umownej granicy plastyczności $f_{0,2}$ odpowiadają wynikom statycznej próby rozciągania dla kolejnych 38 próbek wyciętych z pręta A, 38 próbek z pręta B oraz

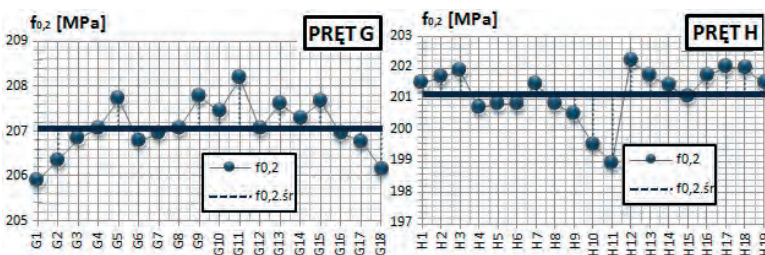
36 próbek z pręta D. Wartości $f_{0,2}$ przypisano środkom długości bazowej próbek i uszeregowano według pierwotnego położenia w pręcie, co przedstawiono na wykresach (rys.5).



Rys. 5. Pręt A, B, D – realizacja pomiarów granicy plastyczności $f_{0,2}$



Rys. 6. Pręt E, F, – realizacje pomiarów granicy plastyczności $f_{0,2}$

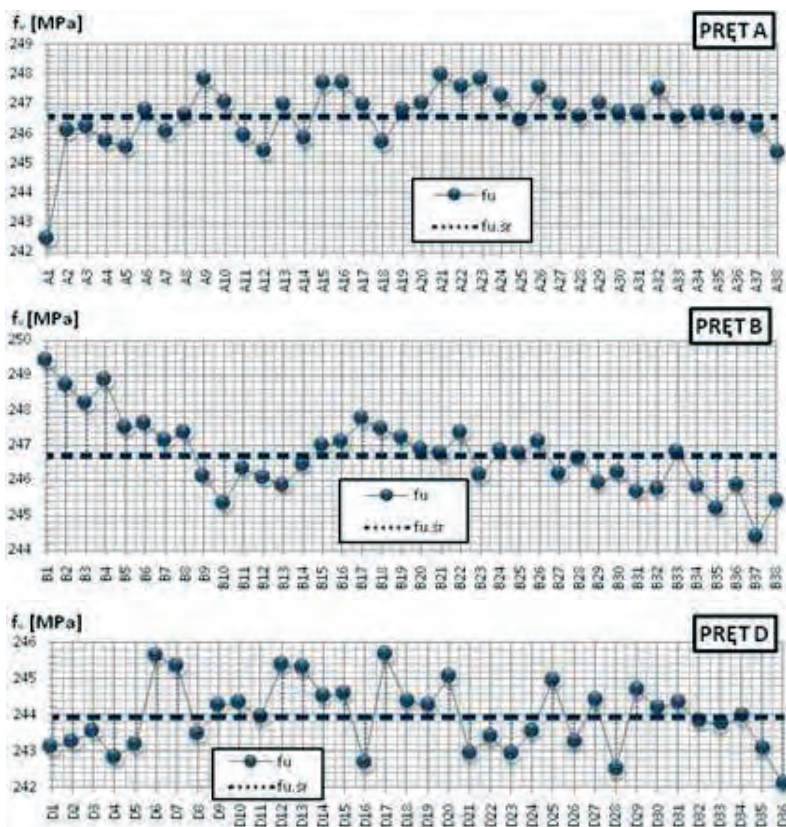


Rys. 7. Pręt G, H – realizacje pomiarów granicy plastyczności $f_{0,2}$

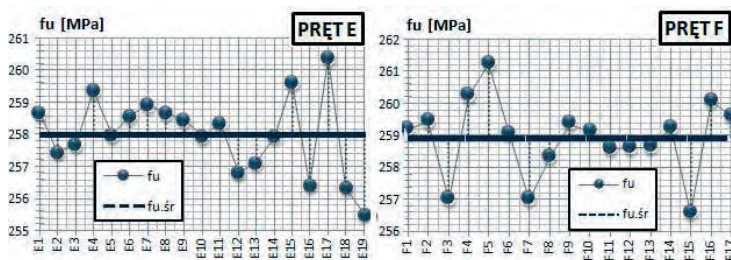
Na wykresach (rys.6,7) przedstawiono realizacje umownej granicy plastyczności $f_{0,2}$ dla kolejnych 19 próbek wyciętych z pręta E, 17 próbek z pręta F oraz 18 próbek z pręta G oraz 19 próbek z pręta H.

3.2. Ciągi wartości wytrzymałości na rozciąganie

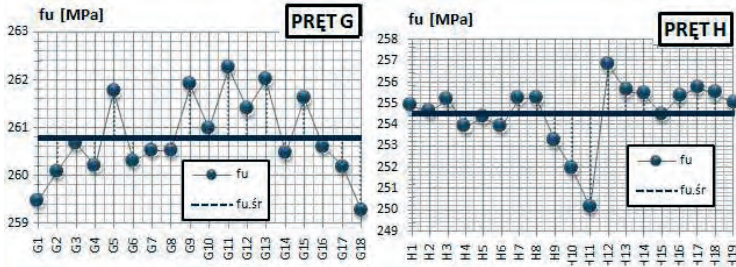
Na wykresach (rys.8) przedstawiono realizacje $f_{0,2}$ odpowiadające wynikom statycznej próby rozciągania dla kolejnych 38 próbek wyciętych z pręta A, 38 próbek z pręta B oraz 36 z pręta D oraz 19 próbek wyciętych z pręta E, 17 próbek z pręta F (rys.9) i 18 próbek z pręta G oraz 19 próbek z pręta H (rys.10).



Rys. 8. Pręt A, B, D – realizacje pomiarów wytrzymałości na rozciąganie f_u

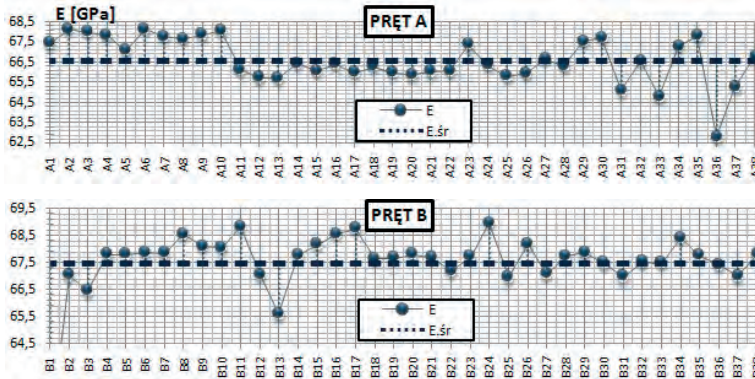
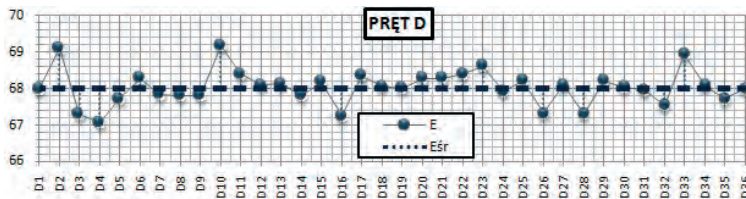


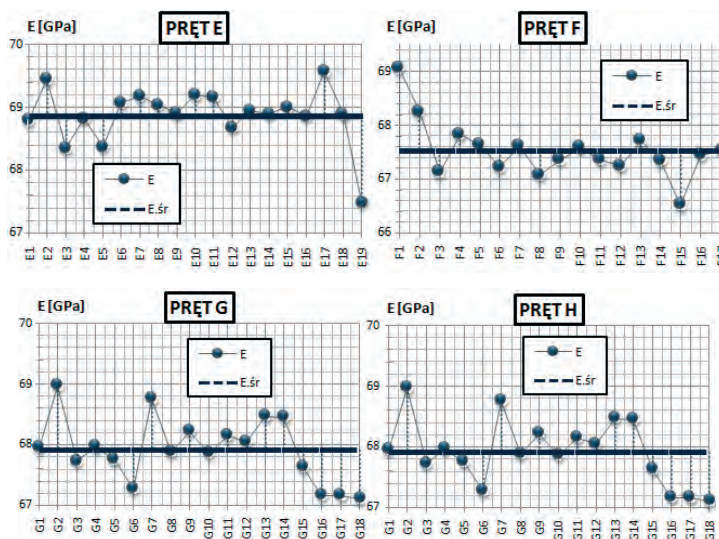
Rys. 9. Pręt E i F – realizacje pomiarów wytrzymałości na rozciąganie f_u

Rys. 10. Pręt G i H – realizacje pomiarów granicy wytrzymałości f_u

4. Ciągi wartości modułu sprężystości E

Moduł sprężystości oszacowano przy użyciu programu komputerowego (obsługującego maszynę wytrzymałościową, na której została przeprowadzona próba rozciągania) dla naprężeń w przedziale od około 25% do 50% wartości umownej granicy plastyczności. Do obliczeń modułu sprężystości E zastosowano model korelacji liniowej. Rozrzut oszacowanych w ten sposób wartości E przedstawiono na rys.11-13.

Rys. 11. Pręt A, B – realizacje pomiarów modułu sprężystości E Rys. 12. Pręt D – realizacje pomiarów modułu sprężystości E

Rys. 13. Pręt E, F, G, H – realizacje pomiarów modułu sprężystości E

5. Podsumowanie

Przeprowadzone badania właściwości mechanicznych wybranych stopów aluminium, przedstawiono graficznie na kolejnych rysunkach (rys. 5÷ rys. 13), jako realizacje funkcji losowych odpowiadających hipotetycznej populacji generalnej prętów spełniających wymagania jednorodności. Obliczone parametry statystyczne dla otrzymanych ciągów losowych: wartości średnie, odchylenia standardowe i współczynniki zmienności dla poszczególnych prętów z serii EN-AW 6060 zestawiono w tabeli 1, a dla prętów z serii EN-AW 5754 w tabeli 2.

Tabela 1. Zestawienie wyników pomiarów modułu sprężystości E , granicy plastyczności $R_{p0,2}$, wytrzymałości na rozciąganie R_m i wydłużenia względnego A_{50} dla prętów z serii EN-AW 6060

Liczba próbek n	PRĘT A			PRĘT B			PRĘT D		
	\bar{x}	s	ν [%]	\bar{x}	s	ν [%]	\bar{x}	s	ν [%]
E , GPa	66,59	1,13	1,69	67,51	1,28	1,89	68,04	0,48	0,70
$R_{p0,2}$, MPa	223,94	0,88	0,39	224,22	0,89	0,40	222,51	0,78	0,35
R_m , MPa	246,57	0,98	0,40	246,72	1,05	0,43	243,95	0,92	0,38
A_{50} , %	16,60	1,03	6,18	16,02	0,84	5,26	15,35	0,76	4,97

Tabela 2. Zestawienie wyników pomiarów modułu sprężystości E , granicy plastyczności $R_{p0,2}$, wytrzymałości na rozciąganie R_m i wydłużenia względnego A_{50} dla prętów z serii EN-AW 5754

n	PRĘT E			PRĘT F			PRĘT G			PRĘT H		
	\bar{x}	s	ν [%]	\bar{x}	s	ν [%]	\bar{x}	s	ν [%]	\bar{x}	s	ν [%]
E , GPa	68,87	0,45	0,65	67,53	0,54	0,80	67,92	0,52	0,30	69,38	0,42	0,60
$R_{p0,2}$, MPa	205,54	0,82	0,40	205,79	0,90	0,44	207,08	0,57	0,28	201,19	0,85	0,42
R_m , MPa	258,00	1,22	0,47	258,91	1,20	0,46	260,79	0,84	0,32	254,56	1,50	0,59
A_{50} , %	17,60	0,42	2,36	17,22	0,32	1,85	17,16	0,36	2,07	17,29	0,95	5,48

Otrzymane rezultaty wskazują na niewielką niejednorodność stochastyczną badanych mechanicznych cech lokalnych. W szczególności współczynniki zmienności umownej granicy plastyczności $R_{p0.2}$ i wytrzymałości na rozerwanie R_m są mniejsze od 1 % (por. v wg tabeli 2 i tabeli 3). Dla porównania można przywołać analogiczne rezultaty badań przeprowadzonych w latach 1970. w pracy [3] dla płaskowników wykonanych ze stali St3S, gdzie otrzymano wartości współczynników zmienności $v=2,4\div 2,8$ %. Różnice w wielkości odchyłek pomiarowych a także w rozrzucie poszczególnych realizacji od wartości centralnej opisanych współczynnikiem zmienności wyrobów aluminiowych i stalowych zaobserwowano także w pracy [6]. Należy zauważyć, że próby wytrzymałości przeprowadzono w tamtym czasie na maszynach wytrzymałościowych starszej generacji, które nie były wyposażone w elektroniczne systemy rejestracji pomiarów, zatem pojedyncze realizacje były mniej dokładne niż rejestrowane współcześnie. Z tych względów badania lokalnych cech wytrzymałościowych wyrobów stalowych być może należałoby powtórzyć.

Literatura

- 1 Jastrzębski P.: Wpływ długości rozciąganych osiowo prętów stalowych na ich wytrzymałość. Rozprawy Inżynierskie, nr 4/1961.
- 2 Kozak R.: Zagadnienia wytrzymałościowe i technologia drutów wysokich wytrzymałości. Inżynieria i Budownictwo, nr 4/1961.
- 3 Machowski A.: Experimental evaluation of random function of hardness for structural steel. Bulletin de l'Académie Polonaise des Sciences, vol. XXVII, No. 7/1979.
- 4 Gwóźdź M., Machowski A.: Badania i obliczenia konstrukcji budowlanych metodami probabilistycznymi. Wydawnictwo PK, Kraków 2010.
- 5 PN-EN ISO 6892-1: 2010 – Metale. Próba rozciągania: Metoda badania w temperaturze pokojowej.
- 6 Gwóźdź M.: Stany graniczne konstrukcji aluminiowych. Wydawnictwo PK, Kraków 2007

The experimental research on the random variability in the local strength of the selected aluminum alloys

Justyna Ferenc¹

¹ Department of Metal Structures, Faculty of Civil Engineering, Cracow University of Technology, e-mail: justyna.ferenc@poczta.fm

Abstract: This paper presents the results of the experimental research on mechanical properties of selected aluminum alloys, representative of the heat treated alloys (6xxx series) and the strengthened one from cold working only alloys (5xxx series). Results of laboratory tests, which describe the local changes of the strength characteristics of R_e , R_m and Young's modulus E , indicate that variability in the local characteristics of the bars are oscillations around the average values along the axis of the bars. A mathematical model for describing this type of variation is random noise, or random fluctuations around a central value.

Keywords: aluminum, testing, homogeneity, variability

Analiza odporności na pękanie, przy trzecim modelu pękania betonów z dodatkiem popiołów lotnych

Grzegorz L. Golewski¹

¹ Katedra Konstrukcji Budowlanych, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e-mail: g.golewski@pollub.pl

Streszczenie: W pracy przedstawiono wyniki badań odporności na pękanie, betonów z dodatkiem popiołów lotnych (pl), określane przy trzecim modelu pękania. Analizie poddano kompozyty betonowe wykonane z dodatkiem: 0, 20 i 30 % krzemionkowych pl. Badania odporności na pękanie przeprowadzono na maszynie osiowo skrętnej MTS 809 Axial/Torsional Test System, na próbkach walcowych o wymiarach 150/300 mm z obwodową szczeliną pierwotną wykonaną w połowie wysokości walców. W badaniach oceniano wpływ dodatku pl na wartość parametru K_{IIIc} . Analiza uzyskanych wyników badań wykazała, że 20% dodatek pl powoduje wzrost K_{IIIc} , natomiast dodatek 30% pl spadek odporności na pękanie.

Słowa kluczowe: beton, popiół lotny, odporność na pękanie, trzeci model pękania.

1. Wprowadzenie

Nowoczesne betony konstrukcyjne są kompozytami, których skład jest często modyfikowany dodatkami mineralnymi i domieszkami chemicznymi. Wynika to przede wszystkim z coraz większych wymagań stawianych temu materiałowi dotyczących głównie jego parametrów wytrzymałościowych, trwałości, oraz odporności na różnego rodzaju czynniki agresywne, np. [1].

Jednym z częściej stosowanych dodatków do betonu są krzemionkowe popioły lotne (pl) będące ubocznym produktem spalania pyłu węglowego z węgla kamiennego w elektrowniach i elektrociepłowniach [2, 3]. Te aktywne mikrowypełniacze o właściwościach pucolanowych wpływają bardzo korzystnie na wiele parametrów mieszanki betonowej i stwardniałego kompozytu i dzięki temu są stosowane jako dodatek do cementów wieloskładnikowych, oraz betonów zwykłych, wysokowartościowych i samozagęszczalnych. Znajdują one również zastosowanie w składzie kompozytów o szczególnym przeznaczeniu, np.: betonów wałowanych i podwodnych [4], oraz w innych branżach przemysłu budowlanego, np.: przy wytwarzaniu zeolitów [5].

W literaturze polskiej i zagranicznej można znaleźć dużą ilość publikacji z tego działu tematycznego. Mimo to niektóre właściwości betonów z dodatkiem pl były analizowane bardzo rzadko. Napotkano tylko na kilka rozpraw [6-8] opisujących badania tego typu kompozytów, w kontekście ich odporności na kruche pękanie. Ponadto dotyczą one głównie badań betonów wysokowartościowych [6, 7] uwzględniając przy tym tylko I model pękania. Jak pokazują jednak badania doświadczalne [9-12], prace analityczne [12-14] i analizy numeryczne [15] rzeczywiste materiały konstrukcyjne w trakcie obciążania ulegają mikrouszkodzeniom głównie przy mieszanym modelu pękania, gdzie nieodzowne jest uwzględnienie przypadku ścinania zarówno w kierunku podłużnym (II model pękania) jak i poprzecznym do krawędzi szczeliny (III model pękania). Występowanie w procesie destrukcji materiału II i III modelu pękania powoduje zazwyczaj pojawianie się strukturze betonu tzw. pęknięć skrzydłowych, będących głównymi katalizatorami procesów destrukcyjnych w materiale. Szczegółową analizę mikrostruktury uszkodzeń w kompozytach betonowych z osnowami cementowymi przedstawiono w pracy [16].

Opis procesów powstawania i propagacji uszkodzeń w materiale wymaga znajomości wszystkich parametrów mechaniki pękania tzn.: K_{Ic} , K_{IIc} i K_{IIIc} . W pracy [17] przedstawiono wyniki badań odporności na pękanie przy II modelu pękania betonów zwykłych oraz modyfikowanych 20% i 30% dodatkiem krzemionkowych pl. Uzyskane wartości

współczynników intensywności naprężeń K_{IIc} na próbkach typu Compact Shear wykazały, że dodatek 20% pl powoduje wzrost K_{IIc} o 3,5%, natomiast zastąpienie części cementu 30% dodatkiem pl powoduje obniżenie odporności na pękanie betonów przy II modelu pęknięcia o 13,9%. Wyniki uzyskane w badaniach doświadczalnych potwierdzono również w analizach numerycznych, w których procesy pęknięcia badano na przestrzennym modelu 3-D wykonanym w programie ABAQUS wykorzystując w obliczeniach rozszerzoną metodę elementów skończonych - Extended Finite Element Method (XFEM) [15].

Badania odporności na pękanie przy III modelu pęknięcia dla różnego typu materiałów są prowadzone od lat 80 XX. wieku. Przy tym schemacie zniszczenia analizowano np. odporność na pękanie materiałów ceramicznych [18] i drewnianych [19], a w pracy [20] przedstawiono badania okrągłych wałów stalowych poddanych skręcającym obciążeniom zmęczeniowym.

Pierwsze i jedyne dostępne w literaturze wyniki badań odporności na pękanie betonów przy III modelu pęknięcia przedstawił Z. P. Bazant wraz ze współautorami w pracach [21, 22]. Na podstawie studiów literaturowych ustalono, że nie było do tej pory prowadzonych badań odporności na pękanie przy III modelu pęknięcia dla betonów z dodatkiem pl. Brak pełnych danych literaturowych dotyczących oceny odporności na pękanie kompozytów betonowych modyfikowanych dodatkiem pl skłonił autora pracy do podjęcia badań oceniających procesy destrukcyjne tego typu betonów przy III modelu pęknięcia. Znajomość odporności na pękanie przy antyplaskim ścinaniu [22] jest szczególnie istotna w analizie konstrukcji takich jak np.: belki załamane w planie, skrajne belki stropów, rygle ram przestrzennych, belki podsunicowe i inne.

Niniejsza praca przedstawia analizę odporności na pękanie przy III modelu pęknięcia betonów zwykłych, oraz modyfikowanych dodatkiem krzemionkowych pl w ilości 20 i 30% masy cementu.

2. Badania własne

2.1. Cel i zakres badań

Celem badań było oszacowanie jaki wpływ ma modyfikacja składu betonów konstrukcyjnych pl, na odporność betonów na pękanie przy III modelu rozwoju uszkodzeń [21, 22]. Badania odporności na pękanie oraz badania pomocnicze wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie przeprowadzono na trzech rodzajach betonów różniących się między sobą ilością dodatku pl: bez dodatku pl (pl-00), z 20% dodatkiem pl (pl-20) i z 30% dodatkiem pl (pl-30). W betonach pl-20 i pl-30 stosowano metodę prostego zastępowania cementu pl. Ten sam sposób dozowania pl stosowano również w badaniach innych autorów, np.: analizie betonów podwodnych [4], ocenie mrozoodporności betonów [23], czy badaniach karbonatyzacji [24].

2.2. Materiały i przygotowanie próbek do badań

2.2.1. Materiały wykorzystane w badaniach

Do wykonania mieszanek zastosowano: cement portlandzki CEM I 32,5 R z cementowni Chełm o 28 dniowej wytrzymałości na ściskanie równej 50 MPa, kruszywo naturalne żwirowe o maksymalnym uziarnieniu do 8 mm ze złóż Las Suwałski, piasek kopalny ze złóż Markuszów, oraz krzemionkowy pl i plastyfikator (0,6% masy spoiwa). Wszystkie mieszanki miały taki sam wskaźnik wodno - spoiwowy w/s = 0,4. Szczegółowe ilości materiałów, które zastosowano do wykonania mieszanek podano w pracy [17].

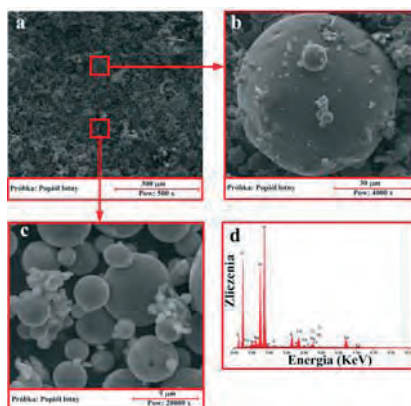
Tabela 1. Skład chemiczny popiołów lotnych

składnik	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	LOI
zawartość [% mas.]	50,96	25,88	8,25	2,15	2,60	0,65	3,20

Do badań użyto pl pochodzących z Elektrociepłowni Puławy. W tabeli 1 zestawiono wagowy skład chemiczny pl, w których dominującymi związkami są krzemionka (SiO₂), oraz tlenki glinu (Al₂O₃) i żelaza (Fe₂O₃). Suma tych tlenków, która wynosi 85,09% wskazuje jednoznacznie, iż zastosowany w badaniach pl zaliczany jest wg normy [25] do

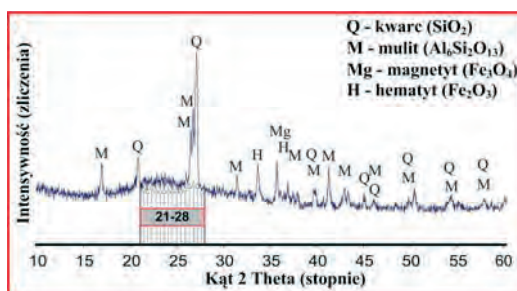
klasy F czyli popiołów krzemionkowych. Badania aktywności pucolanowej zastosowanych pl wykonane zgodnie z normą [26] wykazały, że aktywność ta wynosi: po 28 dniach - 92%, natomiast po 90 dniach - 111%.

O wysokiej aktywności zastosowanych pl świadczyć może również ich drobne uziarnienie [1, 2, 26], które zaobserwowano w badaniach SEM. Na rys. 1 pokazano charakterystyczną mikrostrukturę pl przy różnych powiększeniach wraz z analizą EDS. Przy poszczególnych powiększeniach widać ziarna popiołów o wielkości od kilku do około 50 μm , oraz charakterystyczne cenosfery. Drobne uziarnienie pl, wpływa korzystnie na trwałość betonów z tymi dodatkami, a odporność cementu na korozję chemiczną jest tym większa, im mniejsze jest uziarnienie popiołów. W pracy [1] zaobserwowano, wyższą odporność na korozję siarczanową w przypadku betonów z dodatkiem pl o uziarnieniu poniżej 16 μm , w porównaniu do kompozytów z dodatkiem większych frakcji tego wypełniacza.



Rys. 1. Mikrostruktura zastosowanych pl; a) ziarna (Pow: 500x), b) ziarna i cenosfery (Pow: 4000x), c) ziarna (Pow: 20000x), d) analiza EDS.

Analiza rentgenograficzna pl wykonana na dyfraktometrze X'Pert PRO MPD firmy PANalytical pokazuje, że w składzie fazowym pl obok szkła występują cztery składniki krystaliczne: kwarc, mulit, magnetyt i hematyt (rys. 2). Na dyfraktogramie można ponadto zaobserwować charakterystyczne podniesienie tła refleksów w zakresie kąta 21–28° [28] oraz relatywnie małą intensywność pików faz kwarcu i mulitu. Taki obraz składu fazowego pl świadczy również o ich drobnym uziarnieniu, oraz wysokiej aktywności pucolanowej [29].



Rys. 2. Dyfraktogram XRD zastosowanych pl.

2.2.2. Przygotowanie próbek do badań

Do badań pomocniczych i podstawowych z każdego rodzaju mieszanki wykonano po 6 próbek. Wszystkie próbki były rozformowywane po 2 dniach od ich wykonania. Następnie próbki przebywały przez 14 dni w kąpieli wodnej w temp. 20° C, natomiast

przez kolejne 14 dni w warunkach laboratoryjnych. Po 28 dniach dojrzewania przeprowadzono badania odporności na pęknięcie oraz badania pomocnicze. Charakterystyki wytrzymałościowe analizowanych betonów zestawiono w tabeli 2.

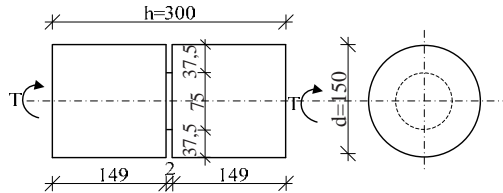
Tabela 2. Charakterystyki wytrzymałościowe betonów

Seria betonu	Ilość dodatku pl [%]	f_{cm15} [MPa]	f_{ctm} [MPa]
pl-00	0	47,51	3,58
pl-20	20	48,96	3,36
pl-30	30	45,10	3,27

2.3. Metodyka badań odporności na pęknięcie przy III modelu pęknięcia

2.3.1. Wymiary próbek i ich przygotowanie

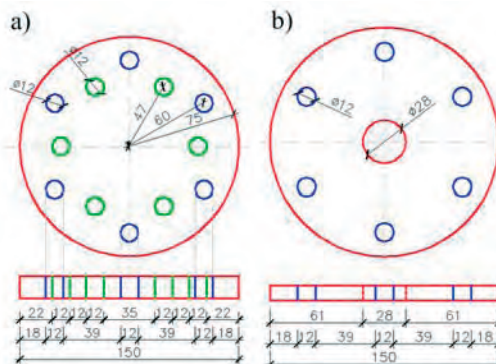
W celu określenia odporności na pęknięcie przy III modelu pęknięcia w betonach z dodatkiem pl przygotowano próbki walcowe o średnicy 150 i wysokości 300 mm z obwodową szczeliną pierwotną o gr. 2 mm wykonaną w połowie wysokości próbek [21, 22]. Głębokość szczeliny była równa ¼ średnicy walców. Schemat próbki ze wszystkimi wymiarami pokazano na rys. 3. Szczeliny pierwotne w próbkach powstały w trakcie ich formowania poprzez zabetonowanie w nich dwóch półokrągłych wkładek stalowych.



Rys. 3. Schemat próbki wykorzystanej w badaniach.

2.3.2. Projekt i wykonanie uchwytów do zamocowania próbek w prasie

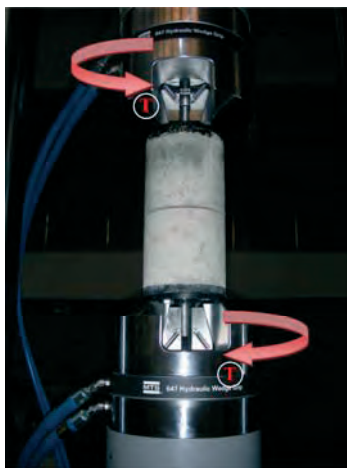
Do zamocowania próbek w uchwytach prasy zaprojektowano i wykonano dwa rodzaje okrągłych płyt stalowych z nawierconymi otworami o wymiarach pokazanych na rys. 4. Dolne płyty o gr. 15 mm były kotwione w próbkach na ich górze i spodzie podczas formownia za pomocą 6 śrub M12/65 (rys. 4a). Następnie do tych płyt były przykręcane płyty górne o gr. 10 mm (rys. 4b) za pomocą sześciu śrub M12/20. Płyty górne mocowały bezpośrednio próbkę w uchwytach prasy od góry i od dołu za pomocą śrub M28/70.



Rys. 4. Wymiary płyt stalowych służących do zamocowania próbek w prasie; a) płyta dolna, b) płyta górna.

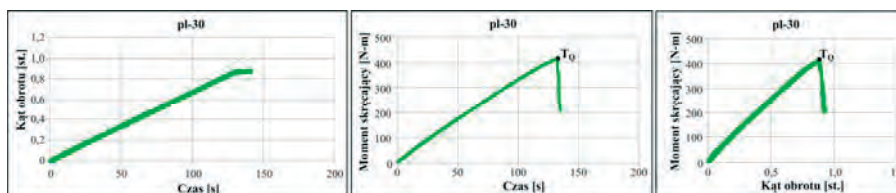
2.3.3. Realizacja badań podstawowych

Próbki badano na maszynie wytrzymałościowej osiowo skrętnej MTS 809 Axial/Torsional Test System wg schematu obciążenia pokazanego na rys. 5.



Rys. 5. Widok próbki zamocowanej w prasie i schemat jej obciążenia.

Podczas eksperymentów sterowano kątem skręcenia (T), przy zerowej sile osiowej. Założono mały przyrost T na poziomie $0,5^\circ/\text{min}$ tak żeby moment krytyczny (T_Q) osiągnąć po czasie (t) kilku minut od momentu rozpoczęcia badania. W badaniach analizowano wartości T_Q oraz kąty obrotu (θ), przy których następowało uszkodzenie próbek. Na podstawie uzyskanych wyników z badań sporządzano wykresy zależności: $\theta - t$, $T - t$ i $T - \theta$, oraz obliczano odporności na pękanie. Przykładowe wykresy analizowanych zależności, dla jednej z próbek pokazano na rys. 6. Dodatkowo po wykonanych eksperymentach oceniano makroskopowo i mikroskopowo powierzchnie pękniętych próbek.



Rys. 6. Przykładowe wykresy uzyskane w badaniach dla próbki pl-30.

2.3.4. Wyznaczanie odporności na pękanie

Odporność na pękanie przy III modelu pękania może być oceniana na podstawie znajomości następujących parametrów mechaniki pękania: współczynnika intensywności naprężeń - K_{IIIc} [18, 20] lub energii pękania - G_{IIIc} [19, 21, 22]. W poniższym artykule odporność na pękanie wyznaczano na podstawie parametru K_{IIIc} obliczanego z wzoru (1), bazując na wynikach badań eksperymentalnych.

$$K_{IIIc} = \frac{\tau_{\max} \cdot \sqrt{2\pi r}}{\cos\left(\frac{\theta}{2}\right)} \quad (1)$$

w którym: τ_{\max} - maksymalne naprężenie, r - promień powierzchni skręcanej, θ - kąt, przy którym nastąpiło uszkodzenie próbki.

3. Wyniki badań i ich analiza

W tabeli 3 zestawiono obliczone średnie wartości współczynników intensywności naprężeń K_{IIIc} wraz z rozrzutami wyników i parametrami statystycznymi (odchyleniami standardowymi - s i współczynnikami zmienności - ν).

Na podstawie uzyskanych wyników badań można stwierdzić, że dodatek pl do betonu zmienia jego odporność na pękanie przy III modelu pęknięcia. 20% dodatek pl powoduje wzrost parametru K_{IIIc} o 4,4%, natomiast zastąpienie cementu pl w ilości 30% obniża odporność betonu na pękanie o 14,1%. Podobne tendencje w uzyskiwanych wynikach zaobserwowano również w przypadku badań tych samych kompozytów przy I i II modelu pęknięcia [15, 17]. Średnie wartości K_{Ic} i K_{IIc} wraz z parametrami statystycznymi zestawiono w tabeli 4. Ponadto porównując wyniki badań dla I, II i III modelu pęknięcia zaobserwowano większą dokładność (mniejsze wsp. zmienności) wyników K_{IIIc} w porównaniu do K_{Ic} i K_{IIc} . Wpływ na to mogło mieć np.: precyzyjne przygotowanie próbek do badań dzięki wykonaniu specjalnych uchwytów, oraz wykorzystanie bardzo dokładnej prasy osiowo skrętniej MTS 809 z komputerowym zapisem wyników.

Tabela 3. Statystyczne wyniki odporności na pękanie K_{IIIc}

Seria betonu	Analizowany parametr				
	$K_{IIIc,śr}$ [MN/m ^{3/2}]	s [MN/m ^{3/2}]	ν [%]	$K_{IIIc,min}$ [MN/m ^{3/2}]	$K_{IIIc,max}$ [MN/m ^{3/2}]
pl-00	2,49	0,20	8,03	2,32	2,58
pl-20	2,60	0,24	9,23	2,49	2,76
pl-30	2,14	0,21	9,81	2,01	2,25

Tabela 4. Średnie wartości odporności na pękanie K_{Ic} i K_{IIc}

Seria betonu	Analizowany parametr					
	$K_{Ic,śr}$ [MN/m ^{3/2}]	s [MN/m ^{3/2}]	ν [%]	$K_{IIc,śr}$ [MN/m ^{3/2}]	s [MN/m ^{3/2}]	ν [%]
pl-00	1,06	0,15	9,68	4,24	0,65	9,43
pl-20	1,09	0,22	10,38	4,39	0,81	11,63
pl-30	0,93	0,18	10,34	3,65	0,78	12,11

Wszystkie próbki podczas badań ulegały płaskim uszkodzeniom w miejscu zaformowania szczelin pierwotnych po kilku minutach od momentu przyłożenia obciążenia. Moment uszkodzenia charakteryzował się najczęściej:

- gwałtownym załamaniem na wykresie T - θ (rys. 6),
- stałą wartością θ utrzymującą się przez minimum kilkanaście sekund (rys. 6).

Na rys. 7 pokazano widok zbadanej próbki z zaznaczonymi miejscami połączenia zabetonowanych wkładek formujących szczeliny pierwotne. Widać na nim charakterystyczną płaską powierzchnię zniszczenia próbki. Taki sam sposób uszkodzenia zaprezentowano również w pracy [22].



Rys. 7. Widok pękniętej próbki po badaniu odporności na pękanie.

4. Podsumowanie i wnioski

Modyfikacja struktury betonu aktywnymi dodatkami mineralnymi jakim są pl jest zasadna zarówno z punktu widzenia ekologicznego jak i ekonomicznego. W badaniach własnych wykazano również, że ten aktywny wypełniacz wpływa korzystnie na opóźnienie procesów destrukcyjnych w materiale i wzrost jego odporności na pękanie przy III modelu

pęknięcia. Zastąpienie 20% cementu dodatkiem aktywnych pucolanowo krzemionkowych pl spowodowało po 28 dniach dojrzewania wzrost w betonie parametru K_{IIIc} . Na uwagę zasługuje również analiza charakterystyk wytrzymałościowych badanych kompozytów. Zaobserwowano, że beton serii pl-20 posiadał większą wytrzymałość na ściskanie f_{cm15} niż beton bez dodatku pl. Podobne korzystne wyniki badań f_{cm15} dla betonów z 20% dodatkiem pl przedstawiono w pracy [2]. Kompozyty z dodatkiem 30% pl charakteryzowały się po 28 dniach dojrzewania, zarówno niższymi parametrami wytrzymałościowymi (tabela 2) jak i obniżoną odpornością na pęknięcie (tabela 3). Wyjaśnieniem spadku parametrów wytrzymałościowych w przypadku betonów pl-30, oraz niższej wytrzymałości f_{cm} w betonach pl-20 może być wolniejszy przyrost wytrzymałości w okresie do 28 dni w tych kompozytach, z uwagi na opóźnienie procesów wiązania i tężenia betonu z pl [2]. Mimo to przy dodatku 20% dobrej jakości pl, o wysokiej aktywności pucolanowej możliwe jest uzyskiwanie kompozytów o kilka procent wyższej odporności na pęknięcie w porównaniu do betonu referencyjnych już po okresie 28 dni. Potwierdzeniem przedstawionych w referacie wyników badań powinny być wnioski wynikające z planowanych eksperymentów tych samych kompozytów po okresie 90, 180 i 365 dni dojrzewania.

Na podstawie przeprowadzonych badań doświadczalnych odporności na pęknięcie przy III modelu pęknięcia, studiów literaturowych i wcześniej przeprowadzonych eksperymentów można wysnuć następujące wnioski:

1. Dodatek pl do betonu zmienia jego odporność na pęknięcie K_{IIIc} .
2. Dodatek 20% pl powoduje wzrost K_{IIIc} , natomiast dodatek 30% pl spadek odporności na pęknięcie.
3. Proporcje wsp. intensywności naprężeń, które wynoszą: $K_{IIIc}/K_{Ic}=2,3-2,4$ i $K_{IIIc}/K_{IIc}=0,6$ świadczą, iż największą odporność na pęknięcie mają betony przy II modelu pęknięcia, natomiast najniższą przy I modelu.

Literatura

- 1 Tkaczewska E., Małolepszy J. Wpływ uziarnienia krzemionkowych popiołów lotnych na odporność siarczanową cementu. Cement Wapno Beton 1 (2009) 26-33.
- 2 Giergiczny Z. Rola popiołów lotnych wapniowych i krzemionkowych w kształtowaniu właściwości współczesnych spoiw budowlanych i tworzyw cementowych. Seria: Inżyniera Łądowa. Monografia 325. Politechnika Krakowska, Kraków 2006.
- 3 Bastian S. Betony konstrukcyjne z popiołem lotnym. Arkady. Warszawa 1980.
- 4 Freidenberg E., Freidenberg P. Wpływ popiołów lotnych na wybrane właściwości betonów podwodnych. Przegląd Budowlany 10 (2007) 32-36.
- 5 Franus W. Characterization of X-type zeolite prepared from coal fly-ash. Polish Journal of Environmental Studies 21 (2012) 337-343.
- 6 Vejmelkova E, Pavlikova M, Keepert M., Kersner Z., Rovnanikova P., Ondracek M., Sedlmajer M. Cerny R. Wpływ popiołu lotnego na właściwości BWW. Cement Wapno Beton 4 (2009) 189-204.
- 7 Bharatkumar B. H., Raghu Prasad B. K., Ramachandramurthy D. S., Narayanan R., Gopalakrishnan S. Effect of fly ash and slag on the fracture characteristics of high performance . Materials and Structures 38 (2005) 63-72.
- 8 Tang W.C., Lo T. Y., Chan W. K. Fracture properties of normal and lightweight high-strength concrete. Magazine of Concrete Research 60 (2008) 237-244.
- 9 Reinhardt H. W., Ozbolt J., Xu S., Dinku A. Shear of structural concrete members and pure mode II testing. Advanced Cement Based Materials 5 (1997) 75-85.
- 10 Prokopski G. Mechanika pęknięcia betonów cementowych. Politechnika Rzeszowska, Rzeszów 2007.
- 11 Brandt A. M., Pokropski G. Critical values of stress intensity factor in mode II fracture of cementitious composites. Journal of Materials Science 25 (1990) 3605-3610.
- 12 Golewski G. L., Sadowski T. S. Rola kruszywa grubego w procesie destrukcji kompozytów betonowych poddanych obciążeniom doraźnym. IZT Sp. z o.o., Lublin 2008.
- 13 Sadowski T., Golewski G. Effect of aggregate kind and graining on modeling of plain concrete under compression. Computational Materials Science 43 (2008) 119-126.

- 14 Van Mier J. G. M. Fracture processes of concrete. Assessment of material parameters for fracture models. CRC Press, Boca Raton, New York, London, Tokyo, Florida, 2000.
- 15 Golewski G. L., Golewski P., Sadowski T. Numerical modelling crack propagation under Mode II fracture in plain concretes containing siliceous fly-ash additive using XFEM method. Computational Materials Science 62 (2012) 75-78.
- 16 Golewski G. L. Mikrostruktura uszkodzeń w kompozytach betonowych z osnowami cementowymi. Kompozyty (Composites) 1 (2008) 93-98.
- 17 Golewski G. L., Sadowski T. Experimental investigation and numerical modelling fracture processes under Mode II in concrete composites containing fly-ash additive at early age. Solid State Phenomena 188 (2012) 158-163.
- 18 Suresh S., Tschegg E. K. Combined mode I - mode III fracture of fatigue-precracked alumina. Journal of American Ceramic Society 70 (1987) 726-733.
- 19 Ehart R. J. A., Stanzl-Tschegg S. E., Tschegg E. K. Crack face interaction and mixed-mode fracture of wood composites during mode III loading. Engineering Fracture Mechanics 61 (1988) 253-278.
- 20 Vaziri A., Nayeb-Hashemi H. The effect of crack surface interaction on the stress intensity factor in mode III crack growth in round shafts. Engineering Fracture Mechanics 72 (2005) 617-629.
- 21 Bazant Z. P., Prat P. C. Measurement of mode III fracture energy of concrete. Nuclear Engineering and Design 106 (1988) 1-8.
- 22 Bazant Z.P., Prat P.C., Tabbara M.R. Antiplane shear fracture tests (Mode III). ACI Materials Journal 87 (1990) 12-19.
- 23 Nowak-Michta A. Mrozoodporność betonów z dodatkiem krzemionkowych popiołów lotnych. 55 Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Kielce-Krynica 2009, 439-446.
- 24 Atis C. D. Accelerated carbonation and testing of concrete made with fly ash. Construction and Building Materials 17 (2003) 147-152.
- 25 ASTM C 618-03 Standard specification for coal fly ash and raw or calcined natural pozzolan for use in concrete.
- 26 PN-EN 450-1:2009 Popiół lotny do betonu. Część 1: Definicje, specyfikacje i kryteria zgodności.
- 27 Giergiczny E., Giergiczny Z. Wpływ zmiennej jakości popiołów lotnych na właściwości kompozytów cementowo-popiołowych. Cement Wapno Beton 3 (2010) 157-163.
- 28 Giergiczny Z. Popioły lotne z dużą zawartością związków wapnia. Cement Wapno Beton 5 (2005) 271-282.
- 29 Tkaczewska E. Metody badań aktywności pucolanowej dodatków mineralnych. Materiały Ceramiczne (Ceramic Materials) 63, 3 (2011) 536-541.

An analysis of fracture toughness, at third mode fracture in concretes containing fly-ash additives

Grzegorz L. Golewski¹

¹ Department of Civil Engineering Structures, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: g.golewski@pollub.pl

Abstract: This paper presents the results of fracture toughness tests of concrete with fly ash (FA), specified at the third mode fracture. Concrete composites with the additives of 0%, 20% and 30% siliceous FA were analysed. Fracture toughness tests were performed on axial torsion machine MTS 809 Axial/Torsional Test System, using the cylindrical specimens with dimensions of 150/300 mm, with a circumferential notch made in the half-height of cylinders. The studies examined effect of FA additive on the parameter K_{IIIc} . The Analysis of the results revealed that a 20% FA additive causes increase in K_{IIIc} , while a 30% FA additive causes decrease in fracture toughness.

Keywords: concrete, fly ash, fracture toughness, third mode fracture.

Zastosowanie odpadów ceramiki sanitarnej jako kruszywa w betonach odpornych na wysokie temperatury

Anna Halicka¹, Paweł Ogrodnik², Bartosz Zegardło³

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

² *Katedra Techniki Pożarniczej, Wydział Inżynierii Bezpieczeństwa Pożarowego, Szkoła Główna Służby Pożarniczej, e-mail: pawel-ogrodnik@wp.pl*

³ *Katedra Budownictwa, Wydział Nauk Technicznych, Collegium Mazovia – Innowacyjna Szkoła Wyższa w Siedlcach, e-mail: bart.z@wp.pl*

Streszczenie: W referacie przedstawiono badania betonów, skomponowanych z użyciem odpadów ceramiki sanitarnej jako kruszywa, w aspekcie odporności na działanie wysokich temperatur.

Próbki z betonu na cemencie glinowym, w którym jako kruszywo wykorzystano przekruszone odpady ceramiki sanitarnej, poddano wygrzewaniu w temperaturze 1000°C. Stwierdzono, że po wygrzewaniu, poprzedzonym wprowadzeniem do pracy w wysokich temperaturach, próbki z kruszywem ceramicznym, w przeciwieństwie do próbek betonu z kruszywami tradycyjnymi (granitowym i żwirowym), zachowały kształt i spójność, nie wykazując ubytków masy ani defektów struktury. Pomimo pewnego spadku wytrzymałości miały nadal wysoką wytrzymałość na ściskanie i rozciąganie.

Słowa kluczowe: recykling, materiały odpadowe, ceramika sanitarna, beton, kruszywo, odporność na wysokie temperatury

1. Wprowadzenie

Odpady w przemyśle ceramicznym stanowią kilkanaście procent produkowanych wyrobów. Zarówno ceramika czerwona jak i biała (stołowa, sanitarna, izolatory elektryczne) należą do materiałów niepodlegających biodegradacji – ich utylizacja jest poważnym problemem. Poszukiwanie możliwości ich recyklingu jest niezwykle istotne. Użycie odpadów ceramicznych jako kruszywa do betonu skutkuje podwójnym efektem ekologicznym: odpady zalegające na hałdach fabryk są zużywane i zmniejsza się wydobywanie kruszyw naturalnych. O ile użycie ceramiki czerwonej jako kruszywa do betonu jest zagadnieniem znanym, o tyle niewiele jest relacji z badań betonu z kruszywem z ceramiki białej [1-7]. W badaniach tych ceramiką białą zastępowano do 25 % kruszywa, stwierdzając, że nie powoduje to spadku, a przeciwnie - wzrost wytrzymałości betonu. Stwierdzono także, że kruszywo ceramiczne nie zaburza hydratacji cementu [3], a uzyskany beton jest odporny na działanie chlorków [5-7]. W Polsce betony na kruszywie ceramicznym były w latach 60-tych przedmiotem badań ITB w aspekcie poprawy odporności na ścieranie, co stało się podstawą zapisów w normie [8].

Istotą badań relacjonowanych poniżej było ustalenie, w jaki sposób kruszywo z ceramiki sanitarnej wpływa na odporność betonu na wysokie temperatury. Przewidując zastosowanie betonu na kruszywie ceramicznym do wytwarzania elementów konstrukcyjnych narażonych na działanie wysokich temperatur (obudowy pieców, kształtki przewodów dymowych, posadzki w halach przemysłowych, gdzie znajdują się piece) założono, że beton będzie przed badaniem wprowadzony do pracy w wysokich temperaturach zgodnie z normą [9]. Nie było to zatem badanie odporności ogniowej w warunkach pożatowych.

2. Właściwości kruszywa uzyskanego z ceramiki sanitarnej

Kruszywo, użyte w badaniach relacjonowanych w niniejszym referacie, zostało wytworzone z odpadów ceramiki sanitarnej, zalegających na hałdach jednej z polskich fabryk. Odpady zostały przekruszone przy użyciu kruszarek szczękowych. Wyodrębniono frakcję drobną 0÷4 mm i frakcję grubą 4÷8mm, a ziarna większe niż 8 mm trafiły z powrotem do kruszarki. Proporcję kruszywa drobnego do grubego optymalizowano przez iterację doświadczalną tak, aby uzyskać maksymalną gęstość objętościową mieszanki frakcji. W ten sposób ustalono stosunek wagowy kruszywa drobnego do kruszywa grubego równy 1:0,4. Szczegółowy opis badań uzyskanego kruszywa przedstawiono w pracy [10]. Poniżej zestawiono ich wyniki.

Analiza sitowa, wykonana zgodnie z normą PN-EN 933-1:2012, dała następujące rezultaty: frakcja 0÷0,3mm – 4,65%, frakcja 0,3÷0,425mm – 2,88%, frakcja 0,425÷0,85mm – 10,88%, frakcja 0,85÷2,0mm – 27,88%, frakcja 2,0÷4,0mm – 25,0%, frakcja 4,0÷6,3mm – 26,3% i frakcja 6,3÷8,0mm – 2,34%.

Gęstość ziaren (PN-EN 1097-6:2011) wynosiła 2,64 kg/m³, a gęstość objętościowa wypełniacza (PN-EN 1097-7:2001) – 2,16 kg/m³. Nasiąkliwość (PN-EN 1097-6:2011), była równa 1,53%. Jest ona większa niż nasiąkliwość granitu, bazaltu, piaskowca kwarcowego i bliższa nasiąkliwości wapienia i dolomitu.

Za miarę wytrzymałości kruszywa przyjęto wskaźnik rozkruszenia (PN-B-06714-40:1978) - procent grubej frakcji kruszywa, który po rozkruszeniu z określoną normowo siłą, przechodzi przez sito o boku oczka 1 mm. Wskaźnik ten wyniósł 8,9%, co oznacza, że kruszywo z odpadów ceramiki sanitarnej jest odporne na rozkruszenie. Dla porównania wskaźnik rozkruszenia kruszywa z wapieni wynosi 18÷20%, granitu – około 18%, piaskowca kwarcytowego – około 15%, a bazaltu - około 4%.

3. Program badań betonu z kruszywem z odpadów ceramiki sanitarnej w wysokich temperaturach

3.1. Etapy badań i skład mieszanki betonowej

Skład mieszanki betonowej z kruszywem z odpadów ceramiki sanitarnej ustalony metodą teoretyczno-doświadczalną, był następujący: cement wysokoglinowy o zawartości trójtlenku glinu 70% - 493,4 kg/m³, kruszywo frakcji 0÷4 mm - 991,4 kg/m³, frakcji 4÷8 mm – 396,6 kg/m³, woda – 201,4 dm³/m³ (wskaźnik w/c=0,4). Badaniom poddano także betony porównawcze z kruszywami tradycyjnymi (kruszywo grube stanowił żwir lub granit, kruszywo drobne – piasek naturalny) oraz beton na cemencie portlandzkim, zachowując podane wyżej proporcje składników.



Rys. 1. Kruszywa użyte w badaniach: 1 – kruszywo z ceramiki sanitarnej – frakcja gruba, 2 – kruszywo z ceramiki sanitarnej - frakcja drobna, 3 – żwir, 4 – piasek, 5 – kruszywa granitowe - frakcja gruba, 6 – kruszywo granitowe - frakcja drobna

Mieszanka betonowa z kruszywem ceramicznym charakteryzowała się konsystencją S1 badaną metodą opadu stożka, natomiast mieszanki z kruszywami tradycyjnymi – S2. Zafarmowane próbki zagęszczano mechanicznie na stole wibracyjnym i pielęgnowano wilgotnościowo do chwili badania.

Tabela 1 Skład chemiczny kruszyw użytych w badaniach

Związek chemiczny	Ceramika sanitarna	Granit	Żwir
SiO ₂	67.6%	74.8%	16.7%
Al ₂ O ₃	24.1%,	14.2%,	8,0%,
K ₂ O	3.0%	2.8 %	0.8%
NiO	2.8%	2.8 %	
Na ₂ O	1.2%	5.6 %	0.9%
Fe ₂ O ₃	0.6%	-	1.0 %
Mo ₂ O ₃	0.4%	-	-
MgO	0.4%	0.6%	40.8 %
CaO	-	1.6%	31.8%
SO ₃	-	0.3%	-

Na rys.1 pokazano kruszywa użyte do badań, a ich składy chemiczne uzyskane za pomocą detektora EDS zestawiono w tabeli 1. Zarówno ceramika sanitarna jak i granit zbudowane są głównie z krzemionki i trójtlenku glinu, zawartość tlenu wapnia w granicie wynosi ponad 1%, podczas gdy nie występuje w składzie ceramiki sanitarnej. Głównymi składnikami ziaren żwiru były dwutlenek magnezu i dwutlenek wapnia.

Badania wykonano w dwóch etapach, badane próbki zestawiono w tabeli 2.

Tabela 2 Zestawienie próbek pierwszego i drugiego etapu badań

Typ próbki	Kruszywo	Cement	Badanie wytrzymałości	Wyrzwanie	Symbol próbki	Liczba próbek
		ETAP	PIERWSZY			
1-CA+HAC	Ceramika	Glinowy	30 dni	tak	1-CA+HAC/1000°C/30-p	3
			po wygrzewaniu	nie	1-CA+HAC/30-p	3
1-SGA+HAC	Żwir	Portlandzki	30 dni	tak	1-CA+HAC/1000°C/30-p	3
			po wygrzewaniu	nie	1-SGA+HAC/30-p	3
1-SGA+PC	Żwir	Portlandzki	30 dni	tak	1-GA+PC/1000°C/30-p	3
			po wygrzewaniu	nie	1-GA+PC/30-p	3
		ETAP	DRUGI			
2-CA+HAC	Ceramika	Glinowy	tuż po wygrzewaniu	tak	2-CA+HAC/1000°C/0-c	3
			30 dni	nie	2-CA+HAC/30-p	3
			po wygrzewaniu	tak	2-CA+HAC/1000°C/30-p	3
2-SGA+HAC	Żwir	Glinowy	tuż po wygrzewaniu	tak	2-SGA+HAC/1000°C/0-c	3
			30 dni	nie	2-SGA+HAC/30-p	3
			po wygrzewaniu	tak	2-SGA+HAC/1000°C/30-p	3
2-GA+HAC	Granit	Glinowy	tuż po wygrzewaniu	tak	2-GA+HAC/1000°C/0-c	3
			30 dni	nie	2-GA+HAC/30-p	3
			po wygrzewaniu	tak	2-GA+HAC/1000°C/30-p	3

p – próbki pryzmatyczne, c – próbki cylindryczne

W pierwszym etapie (oznaczenie „1”) badano beton na kruszywie ceramicznym (CA) i cemencie wysokoglinowym (HAC). Próbki porównawcze wykonano z betonu na kruszywie piaskowo-żwirowym (SGA) i cemencie wysokoglinowym (HAC) oraz z betonu na kruszywie piaskowo-żwirowym (SGA) i cemencie portlandzkim (PC). Badaniom poddano próbki pryzmatyczne o wymiarach 40 x 40 x 160 mm (oznaczenie „p”).

W etapie drugim (oznaczenie „2”) badano betony jedynie na cemencie wysokoglinowym (HAC). Kruszywem w betonie „2-SGA+HAC” była mieszanka piaskowo-żwirowa. Do betonu „2-GA+HAC” użyto kruszywo grube granitowe, a jako kruszywo drobne – piasek naturalny. W betonie „2-CA+HAC” zastosowano kruszywo z odpadów ceramiki sanitarnej. Oprócz próbek pryzmatycznych 40 x 40 x 160 mm (oznaczenie „p”), wykonano także próbki cylindryczne o średnicy 100 mm i wysokości 200 mm (oznaczenie „c”).

3.2. Stanowisko badawcze i procedura wygrzewania

Próbki, opisane w p. 3.1, wygrzewano w temperaturze 1000°C. Głównym elementem stanowiska badawczego (rys.2) był średniotemperaturowy piec komorowy typu PK1100/1. Procedury wygrzewania były opracowane indywidualnie dla każdego z etapów w oparciu o zasady podane w normie „PN-62/B-06257 Beton zaroodporny na cemencie portlandzkim i hutniczym”[9]. Zgodnie z tą normą beton powinien być wprowadzony do pracy w wysokich temperaturach, a procedura wygrzewania winna składać się z trzech faz odpowiadających zjawiskom fizykochemicznym w betonie: faza I - odparowanie wolnej wody (20°-150°C), faza II - oddzielenie wody związanej fizycznie i chemicznie (150 do 550°C), faza III - zamiana wiązań hydraulicznych w ceramiczne (przyrost do temperatury żądanej). W normie podano także zalecane maksymalne szybkości przyrostu temperatury i czas nagrzewu izotermicznego po osiągnięciu temperatur granicznych.

W celu ochrony pieca przed skutkami spallingu (eksplozyjnego odpryskiwania) próbki były wkładane do pieca w specjalnych osłonach.



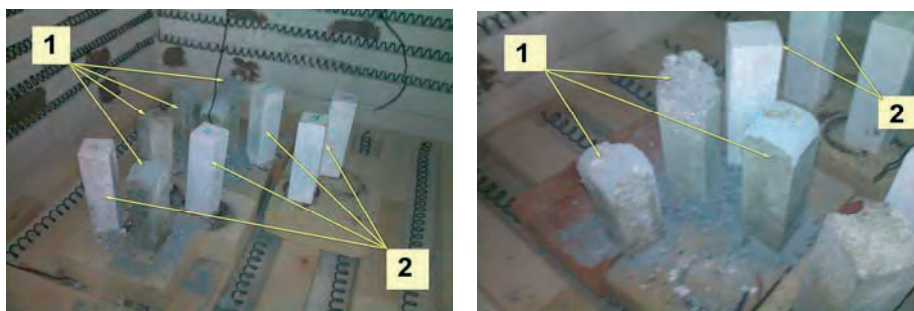
Rys.. 2. Stanowisko badawcze: schemat stanowiska i fotografia pieca z przygotowanymi próbkami

4. Pierwszy etap badań

W pierwszym etapie badano próbki pryzmatyczne. Wykonano po 6 próbek każdego typu: trzy wygrzewano, a trzy pozostawiono bez wygrzewania (patrz tabela 2). Z powodu czasowych możliwości użycia pieca wygrzewanie skrócono do 7,5 godzin, w zamian próbki były suszone w suszarce laboratoryjnej w temperaturze 250°C. Reżim wygrzewania był następujący: podnoszenie temperatury do 150°C przez 2 godziny; nagrzew izotermiczny w temperaturze 150°C przez godzinę; podnoszenie temperatury do 550°C przez 2 godziny; nagrzew izotermiczny w temperaturze 550°C przez godzinę; podnoszenie temperatury do 1000°C przez godzinę; nagrzew izotermiczny w temperaturze 1000°C przez pół godziny. Po wygrzewaniu próbki pozostawały w zamkniętym piecu do ostygnięcia do temperatury pokojowej.

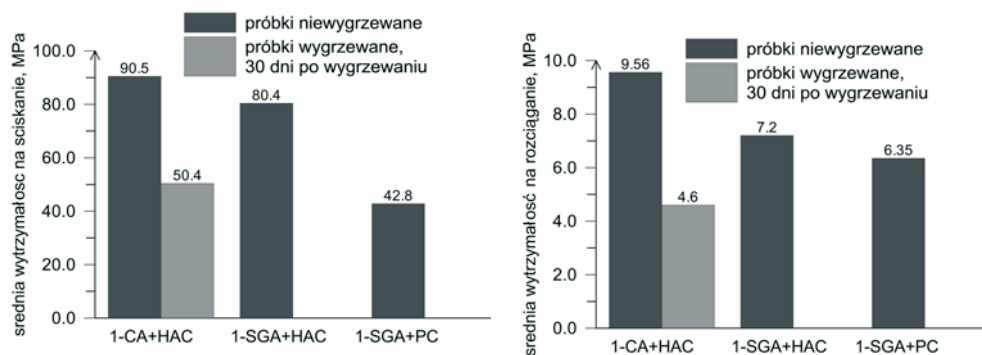
Po otwarciu pieca i usunięciu osłonek bez dotykania próbek dokonano ich wizualnej oceny (rys.3). W próbkach z betonu na cemencie portlandzkim i kruszywie żwirowym stwierdzono wykruszenie górnej części na około 20% wysokości, natomiast na żadnej z próbek z betonu na cemencie glinowym nie zauważono zarysowań ani ubytków.

Po kilku dniach od wygrzewania próbki z betonu na cemencie glinowym i kruszywie żwirowo-piaskowym stopniowo traciły spójność, a po siedmiu dniach na ich górnych fragmentach zaobserwowano zarysowania i ubytki masy. Natomiast próbki z betonu na cemencie glinowym i kruszywie z odpadów ceramiki sanitarnej pozostały nienaruszone aż do chwili badania wytrzymałości, które przeprowadzono 30 dni po wygrzewaniu.



Rys. 3. Próbkę pierwszego etapu po wygrzewaniu: 1 – próbki z betonu na cementzie portlandzkim, 2 – próbki z betonu na cementzie gliniowym i kruszywie z odpadów ceramiki sanitarnej

Próbki zbadano najpierw w teście trójpunktowego zginania uzyskując wytrzymałości betonu na rozciąganie przy zginaniu, a następnie połówki próbek zbadano na ściskanie. Ich wyniki przedstawiono na rys.4.



Rys. 4. Średnie wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie próbek pierwszego etapu badań – opis oznaczeń zgodny z tablicą 2

Badania pierwszego etapu można podsumować następująco. Tylko próbki z betonu na cementzie gliniowym i kruszywie z odpadów ceramiki sanitarnej przetrwały bez uszkodzeń wygrzewanie w temperaturze 1000°C. Pomimo 42% spadku wytrzymałości na ściskanie i 46% spadku wytrzymałości na rozciąganie wykazywały nadal wysoką wytrzymałość.

5. Drugi etap badań

Wszystkie próbki drugiego etapu badań wykonano z betonu na cementzie gliniowym, ale różniły się one rodzajem kruszywa. Z każdego betonu sporządzono sześć próbek przyrządowych (przy czym połowę z nich wygrzewano, połowę pozostawiono bez wygrzewania) oraz trzy próbki cylindryczne (patrz tabela 2). Schemat wygrzewania był on następujący:

1. Przygotowanie próbek przez przebywanie w temperaturze 20 °C przez 7 dni,
2. Wprowadzenie do pracy w wysokich temperaturach: podnoszenie temperatury do 150°C przez 5 godzin; suszenie w temperaturze 150°C przez 32 godziny; podnoszenie temperatury do 550°C przez 2 godziny; nagrzew izotermiczny w temperaturze 550°C przez 7 godzin, podnoszenie temperatury do 1000°C przez 10 godzin; nagrzew izotermiczny w temperaturze 1000°C przez 4 godziny; studzenie wraz z piecem do temperatury pokojowej,
3. wygrzewanie właściwe – pięciokrotne powtórzenie następującego cyklu: podnoszenie temperatury do 550°C przez 10 godzin; nagrzew izotermiczny w temperaturze 550°C przez 7 godzin; podnoszenie temperatury do 1000°C przez 10 godzin; nagrzew izoter-

miczny w temperaturze 1000°C przez 4 godziny; studzenie wraz z piecem do temperatury pokojowej.

Po wyjściu z pieca i żadna z próbek nie wykazywała uszkodzeń. Po dokonaniu oględzin zbadano wytrzymałość na ściskanie próbek cylindrycznych.



Rys. 5. Próbkę drugiego etapu badań po 30 dniach od wygrzewania: 1 – próbki z betonu na cemencie glinowym i kruszywie pisakowo-żwirowym, 2 – próbki na cemencie glinowym i kruszywie granitowym, 3 – próbki na cemencie glinowym i kruszywie z odpadów ceramiki sanitarnej

Próbki pryzmatyczne pozostawiono w warunkach laboratoryjnych przez 30 dni, po czym dokonano ich oględzin stwierdzając co następuje (rys.5):

- próbki z betonu na kruszywie żwirowym utraciły spójność, przy próbie podniesienia nastąpiło wykruszenie około 40% masy próbek,
- próbki z betonu na kruszywie granitowym wykazywały zarysowania i niewielkie ubytki masy,
- próbki z betonu na kruszywie ceramicznym pozostały nienaruszone.

Po oględzinach wykonano badania wytrzymałościowe próbek wygrzewanych oraz niewygrzewanych próbek-świadków. Próbkę zbadano najpierw w teście trójpunktowego zginania uzyskując wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu, a następnie połówki próbek zbadano na ściskanie. Zbadano wszystkie próbki z betonu na kruszywie ceramicznym oraz granitowym (wygrzewane próbki z kruszywem granitowym poddano badaniom wytrzymałościowym pomimo ich zarysowania). Wygrzewanych próbek na kruszywie żwirowym nie zbadano z powodu ich destrukcji.

Zbiorcze zestawienie wytrzymałości próbek drugiego etapu pokazano na rys.6. Dla umożliwienia porównania wyników badań realizowanych na różnych próbkach, na rysunku tym podano wytrzymałości na ściskanie odniesione do próbki pryzmatycznej o boku 40 mm. Przeliczone wartości uzyskanych na próbkach cylindrycznych o średnicy 100 mm i wysokości 200 mm $f_{c,\phi 100}$ na próbki pryzmatyczne o boku 40 mm $f_{c,prism40}$ dokonano korzystając z danych zawartych w pracy [11] dotyczących efektu skali i kształtu próbek:

$$f_{c,prism40} = f_{c,prism150} \cdot 1.2 = \frac{f_{c,\phi 150}}{0.78} \cdot 1.2 = \frac{1.04}{0.78} \cdot 1.2 = 1.48 f_{c,\phi 100}$$

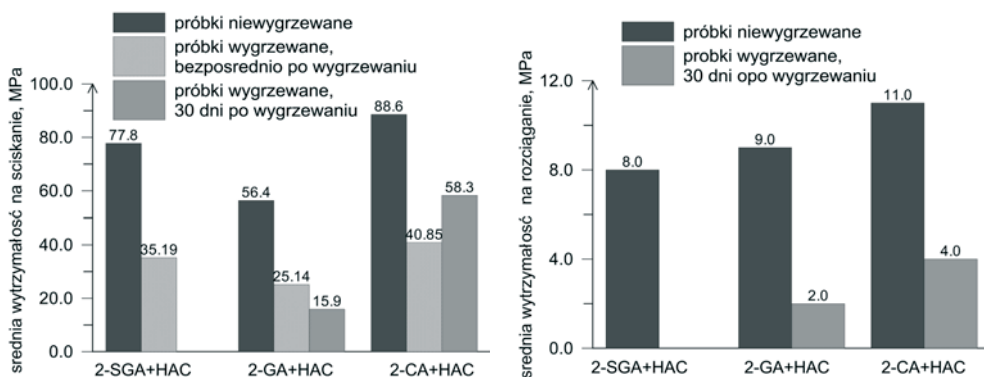
gdzie: $f_{c,cube150}$ jest wytrzymałością odniesioną do próbki kostkowej o boku 150 mm, $f_{c,\phi 150}$ - wytrzymałością odniesioną do próbki cylindrycznej o średnicy 150mm wysokości 300 mm.

Na podstawie badań etapu drugiego można sformułować następujące wnioski:

- wytrzymałości na ściskanie wszystkich betonów badane bezpośrednio po wygrzewaniu były niższe niż wytrzymałości betonów nie wygrzewanych (w przypadku betonu z kruszywem ceramicznym o 54%, betonu z kruszywem granitowym o 56%, a betonu z kruszywem żwirowym o 55%),
- wytrzymałość na ściskanie betonu z kruszywem ceramicznym badana 30 dni po wygrzewaniu wynosiła 65% wytrzymałości betonu niewygrzewanego (wzrosła o 45% w stosunku do wytrzymałości badanej bezpośrednio po wygrzewaniu), pod-

czas gdy w przypadku betonu na kruszywie granitowym - 26% (spadła o 40% w stosunku do wytrzymałości badanej bezpośrednio po wygrzewaniu), a próbek z betonu z kruszywem żwirowym nie badano z powodu destrukcji,

- wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu betonu z kruszywem ceramicznym badana 30 dni po wygrzewaniu stanowiła 36% wytrzymałości próbek niewygrzewanych, w przypadku betonu na kruszywie granitowym było to 20%, a próbki z betonu na kruszywie żwirowym uległy destrukcji.



Rys. 6. Średnie wytrzymałości na ściskanie odniesione do próbki kostkowej o boku 40 mm oraz na rozciąganie przy zginaniu próbek drugiego etapu, oznaczenia według tablicy 2

Można zatem stwierdzić, że zastosowanie cementu glinowego pozwoliło wszystkim badanym próbkom przetrwać wygrzewanie w temperaturze 1000°C, ale dalsze zachowanie się próbek zależało od użytego kruszywa. Ekspozycja na wilgoć otoczenia w przypadku betonu na kruszywie żwirowym, a także na kruszywie granitowym (choć w mniejszym stopniu), spowodowała reakcje wtórnego fizyko-chemicznego wiązania wody w strefie kontaktowej ziaren kruszywa z zaczynem, prowadzące do destrukcji próbek. Natomiast fakt, że beton na kruszywie ceramicznym nie uległ spękanom i ubytkom masy pozwala przypuszczać, że w czasie wygrzewania nastąpiły procesy wzajemnego spiekania ziaren drobnej frakcji znajdujących się w strefie kontaktu między ziarnami grubymi i zaczynem. Doświadczalne wyjaśnienie przyczyny zachowania się próbek będzie przedmiotem dalszych, planowanych już badań struktury betonu na kruszywie ceramicznym przed i po wygrzewaniu.

6. Podsumowanie

Badany beton na cemencie glinowym z kruszywem uzyskanym z odpadów ceramiki sanitarnej wykazał cechy odporności na działanie wysokich temperatur po wprowadzeniu do pracy w takich warunkach. Jest to specyficzna cecha, która obok efektu ekologicznego stanowi dodatkową korzyść uzasadniającą ekonomicznie recykling odpadów sanitarnych, polegający na wytworzeniu z nich kruszywa.

Literatura

- 1 Guerra I., Vivar I., Liams B., Juan A., Moran J.. Eco-efficient concretes: The effect of using recycled ceramic material from sanitary installations on the mechanical properties of concrete. *Waste management* 29 (2009) 643-646
- 2 Medina C., Frías M., Sánchez de Rojas M.I.. Microstructure and properties of recycled concretes using sanitary ware industry waste as coarse aggregate. *Construction and Building Materials* 31(2012) 112-118
- 3 Medina C., Sánchez de Rojas M.I., Frías M.. Reuse of sanitary ceramic wastes as coarse aggregate in eco-efficient concretes. *Cement and Concrete Composites* 34 (2012) 48-54

- 4 Senthamarai R.M., Devadas Manoharan P.. Concrete with ceramic waste aggregate. *Cement and Concrete Composites* 27 (2005) 910-913
- 5 Senthamarai R.M., Devadas Manoharan P., Gobinath D.. Concrete made from ceramic industry waste: Durability properties. *Construction and Building Materials* 25 (2011) 2413-2419
- 6 Higashiyama H., Yagishita F., Sano M., Takahashi O.. Compressive strength and resistance to chloride penetration of mortars Rusing ceramic waste as fine aggregate, *Construction and Building Materials* 26 (2012) 96-101
- 7 Higashiyama H., Sappakittupakorn M., Sano M., Yagishita F.. Chloride ion penetration into mortar containing waste aggregate. *Construction and Building Materials* 33 (2012) 48-54
- 8 PN-83/B-06256 Beton odporny na ścieranie
- 9 PN-62/B-06257 Beton żaroodporny na cemencie portlandzkim i hutniczym
- 10 Halicka A., Zegardło B.: Odpady ceramiki sanitarnej jako kruszywo do betonu. *Przegląd Budowlany* 7-8/2011
- 11 Neville A.M.: Właściwości betonu, *Properties of concrete*. VI wydanie polskie, Polski Cement, Kraków 2000

Reuse of ceramic sanitary waste as an aggregate in concrete resistant to high temperature

Anna Halicka¹, Paweł Ogrodnik², Bartosz Zegardło³

¹ *Building Structure Unit, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: a.halicka@pollub.pl*

² *Fire-fighting Technology Unit, Faculty of Fire Safety Engineering, The Main School of Fire Service, e-mail: pawel-ogrodnik@wp.pl*

³ *Civil Engineering Unit, Technical Science Faculty, Collegium Mazovia – Innovative Higher School in Siedlce, e-mail: bart.z@wp.pl*

Abstract: In this paper the studies on reuse of ceramic sanitary ware wastes as aggregate in the concrete resistant to high temperatures are presented.

Concrete specimens containing alumina cement and crushed sanitary ceramic wastes as an aggregate were heated in 1000°C. It was found that after heating, these specimens preserved their shape and cohesion, and showed no cracks and defects. In contrast, specimens of concrete with alumina cement and traditional aggregate (granite and gravel) after heating were cracked and damaged. Despite some decrease in strength after heating, specimens with sanitary ceramic wastes continued to display high compressive strength and tensile strength.

Keywords: sanitary ceramic wastes, aggregate, high temperature resistance

Oporność na korozję chlorkową podwodnego betonu naprawczego dojrzewającego w warunkach oddziaływania ciśnienia hydrostatycznego

Elżbieta Horszczaruk¹, Piotr Brzozowski¹, Teresa Rucińska²

¹ Katedra Konstrukcji Betonowych i Technologii Betonu, Wydział Budownictwa i Architektury, Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie, e-mail: elzbieta.horszczaruk@zut.edu.pl, piotr.brzozowski@zut.edu.pl

² Katedra Dróg, Mostów i Materiałów Budowlanych, Wydział Budownictwa i Architektury, Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie, e-mail: trucinska@zut.edu.pl

Streszczenie: W pracy przedstawiono wyniki badań podwodnego betonu naprawczego dojrzewającego w warunkach zmiennego ciśnienia hydrostatycznego, poddanego oddziaływaniu mgły solnej. Badania przeprowadzono zgodnie z normą PN-EN 14147. Próbkę betonu do badań korozyjnych pobrano z elementu próbnego, które przez okres pierwszych 7 dni dojrzewały w zbiorniku ciśnieniowym i poddane były oddziaływaniu ciśnienia hydrostatycznego o wartościach od 0,1 do 0,5 MPa. Stwierdzono korzystny wpływ ciśnienia hydrostatycznego na odporność korozyjną badanego betonu. Próbkę pobrane z warstw przypowierzchniowych badanych elementów wykazały nieznacznie większą odporność na działanie chlorków co znalazło potwierdzenie w badaniach charakterystyki rozkładu porów badanych betonów.

Słowa kluczowe: betony podwodne, ciśnienie hydrostatyczne, korozja

1. Wprowadzenie

Betonowe konstrukcje hydrotechniczne pracujące w środowisku oddziaływania wody morskiej podlegają różnorodnym oddziaływaniom chemicznym i fizycznym. Zaliczyć do nich możemy:

- agresję chemiczną,
- korozję zbrojenia w wyniku oddziaływania chlorków,
- destrukcję mrozową,
- erozję solną (tzw. wietrzenie solankowe),
- erozję abrazyjną w wyniku oddziaływania rumowiska transportowanego przez wodę morską.

Podstawowym skutkiem agresji chemicznej wywołanej chlorkami jest korozja zbrojenia, która z kolei jest najczęstszą przyczyną zniszczenia betonu. Innymi skutkami agresji chlorkowej jest spadek wytrzymałości i trwałości betonów oraz utrata walorów estetycznych powierzchni betonowych [1, 7]. Powierzchnia betonu poddawana powtarzającym się cyklicznie okresom nawilżania i wysychania narażona jest na tzw. wietrzenie solankowe. Sól z wody morskiej pozostaje na powierzchni betonu i w jego porach w postaci kryształów (głównie siarczanów), które przy kolejnych okresach nawilżania ulegają ponownej hydratacji zwiększając objętość i powodują postępujące zniszczenie powierzchni betonu [6]. Słona woda jest również podciągana kapilarnie. Kryształy soli osadzają się na powierzchni betonu powyżej stałego zwierciadła wody i przy kolejnych nawilżaniach mogą wywoływać pęcznienie betonu.

Metody badań penetracji betonu przez jony chlorkowe można podzielić na dwie główne grupy: metody długoterminowe i metody przyspieszone. Do metod długoterminowych możemy zaliczyć: metodę wg normy PN-EN 13396, metodę skandynawską NT Build 443 [13] czy metodę amerykańską wg ASTM C1543 [3]. Przykładami testów przyspieszonych badań odporności betonu na penetrację chlorków jest metoda skandynawska NT Build 492 [14], najczęściej stosowana w Europie oraz metoda

amerykańska wg ASTM C1202 [2]. Żadna z tych metod nie jest jednak dedykowana korozji betonu wywołanej oddziaływaniem wody morskiej. Jedynym normowym rozwiązaniem jest zastosowanie tzw. sztucznej wody morskiej (ang. Substitute Ocean Water), której skład podano w amerykańskiej normie ASTM D1141-98 [4]. Tak wykonana woda może być używana w różnych badaniach m. in. agresji wody morskiej na beton [1, 5, 7, 12, 15].

W prowadzonych badaniach trwałości podwodnych betonów naprawczych przy wybieraniu metody badań skutków agresji chlorkowej przyjęto założenie, że betony podwodne stosowane w konstrukcjach morskich to najczęściej betony z małą ilością zbrojenia, a przedmiotem badań mają być zjawiska korozyjne zachodzące w betonie, z wyłączeniem korozji stali zbrojeniowej. Wykorzystano metodę stosowaną w badaniach kamienia naturalnego przy oznaczaniu odporności na starzenie pod działaniem mgły solnej opisaną w normie PN-EN 14147. Metoda ta zaliczana jest do metod długotrwałych i zdaniem autorów może być wykorzystana do symulacji tzw. erozji solnej powodującej wietrzenie solankowe betonów.

2. Metodyka badań

Badaniom korozyjnym poddano wyselekcjonowany na etapie wcześniejszych badań beton podwodny przeznaczony do wykonywania nowych konstrukcji hydrotechnicznych oraz napraw tych konstrukcji, szczególnie w przypadku konieczności dokonywania reprofiliacji wymagających uzupełnień betonu konstrukcyjnego o znacznej objętości. Skład podwodnego betonu naprawczego, z którego pobrano próbki do badania odporności betonu na działanie mgły solnej był następujący: cement CEM I 42,5N – HSR/NA (530 kg), woda 212 l, piasek (593 kg), żwir 2-16 (1024 kg), domieszka do betonów podwodnych (4 kg) i superplastyfikator (5 l). Przyczepność betonu naprawczego do podłoża betonowego oznaczona metodą pull-off zgodnie z normą PN-EN 12626 wynosiła każdorazowo powyżej 3 MPa, niezależnie od wartości ciśnienia hydrostatycznego, w jakim dojrzał beton naprawczy. Wyniki właściwości mechanicznych badanego podwodnego betonu naprawczego przedstawiono w pracy [11]. W celu oznaczenia odporności podwodnego betonu naprawczego na korozję chlorkową wywołaną działaniem mgły solnej wykorzystano metodę stosowaną w badaniach kamienia naturalnego przy oznaczaniu odporności na starzenie pod działaniem mgły solnej. Badanie przeprowadzono zgodnie z procedurą opisaną w normie PN-EN 14147.

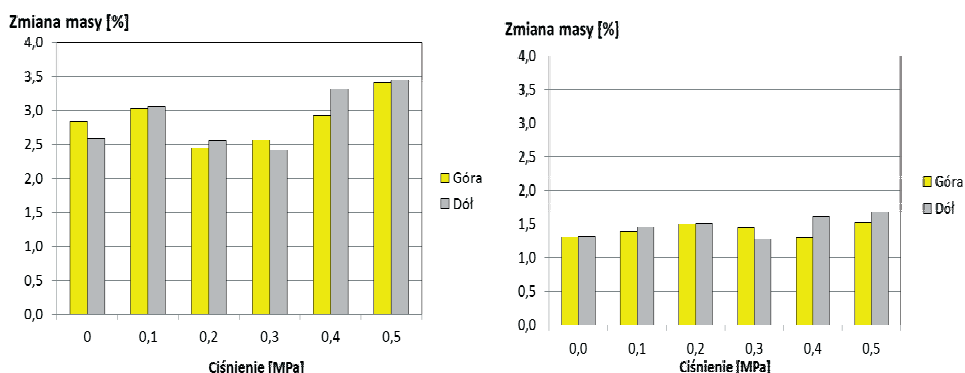
Próbki do badań korozyjnych pobrano z betonowych elementów próbnych, które wykonano z betonu o składzie 1 m³ mieszanki betonowej: cement CEM I 42,5N – HSR/NA (530 kg), woda (piasek (593 kg), żwir 2-16 (1024 kg), domieszka do betonów podwodnych (4 kg) i superplastyfikator (5 l). Elementy próbne o objętości ok. 21 litrów, betonowano w specjalnym zbiorniku ciśnieniowym, podając mieszankę betonową grawitacyjnie przez rurę zasypową. Mieszanka była układana w formie PVC, która znajduje się na dnie zbiornika wypełnionego wodą do poziomu 1 m. Po załadowaniu mieszanki górna pokrywa zamykająca rurę zasypową zbiornika była zamykana. Następnie zadawano robocze ciśnienie o wartościach od 0,1 do 0,5 MPa. Tak uformowane elementy próbne dojrzewały w zbiorniku przez okres 7 dni pod zadaniem ciśnieniem. Po 7 dniach były wyciągane ze zbiornika i po rozformowaniu dojrzewały w wodzie do czasu osiągnięcia wieku 28 dni. Szczegółowy opis zbiornika ciśnieniowego oraz metodyki wykonywania elementów próbnych i prowadzenia badań betonów podwodnych w warunkach oddziaływania ciśnienia hydrostatycznego przedstawiono w pracy [8]. Z elementów próbnych wycinano próbki do badań wytrzymałościowych, mikrostrukturalnych oraz do badań korozyjnych. Próbkę do badań korozyjnych w komorze solnej miały kształt kostek o boku 50 mm. Kostki do badań korozyjnych pobierano z warstw dolnej i górnej elementu próbnego, oznaczając ich położenie w trakcie dojrzewania w komorze: D – dół, G – góra. Łącznie do badań korozyjnych przygotowano 60 kostek pobranych z elementów próbnych dojrzewających w zbiorniku ciśnieniowym przez 7 dni pod ciśnieniem: 0,1; 0,2; 0,3; 0,4 i 0,5 MPa oraz formowanych i dojrzewających pod ciśnieniem atmosferycznym.

Oznaczenie odporności na starzenie pod działaniem mgły solnej przeprowadzono w komorze solnej Ascott 450 XP. Badanie obejmowało 60 cykli. Jeden cykl obejmuje czterogodzinną ekspozycję próbek na działanie mgły solnej oraz 8 godzin suszenia.

Podczas całego cyklu utrzymywana jest w komorze temperatura $35\pm 5^{\circ}\text{C}$. Po każdym 15 cyklach próbki wyjmowano z komory w celu oceny wizualnej. Po zakończeniu badania próbki zanurzono w pojemniku z wodą destylowaną w celu wypłukania soli. Objętość wody była trzy razy większa od objętości badanych próbek. Wodę wymieniano codziennie do momentu, gdy przewodność roztworu w kontakcie z próbkami nie przekroczyła dwukrotnej wartości dla wody pierwotnie użytej do płukania. Następnie próbki suszono do stałej masy, poddawano ocenie wizualnej i ważono z dokładnością do 0,1 g, w celu oznaczenia ubytku masy.

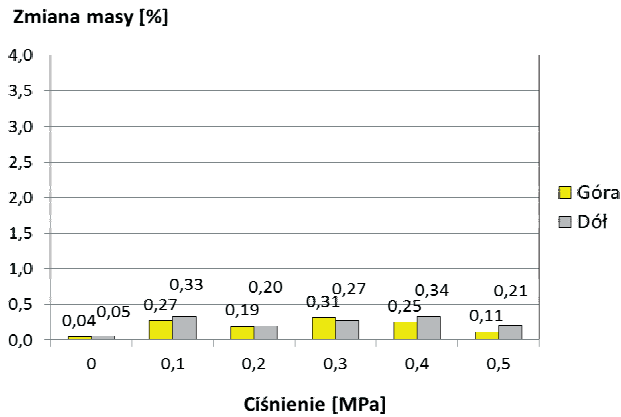
3. Wyniki badań i ich analiza

Na rysunku 1 przedstawiono wyniki przyrostu masy próbek betonowych po 30 i 60 cyklach napyłania mgłą solną w komorze. Zarówno po 30 jak i 60 cyklach napyłania stwierdzono nieznacznie mniejszy przyrost masy próbek pobranych z górnych części elementów próbnych niż z dolnych części elementów (za wyjątkiem próbek pobranych z elementów dojrzewających pod ciśnieniem 0,3 MPa). W przypadku wysokich wartości ciśnienia wody 0,4 -0,5 MPa różnice pomiędzy ilością wchłoniętej solanki dla próbek pobranych z części górnej i dolnej elementu próbnego są bardziej wyraźne. Końcowe wyniki badań próbek podwodnego betonu naprawczego w mgłę solnej przedstawiono na rys. 2.



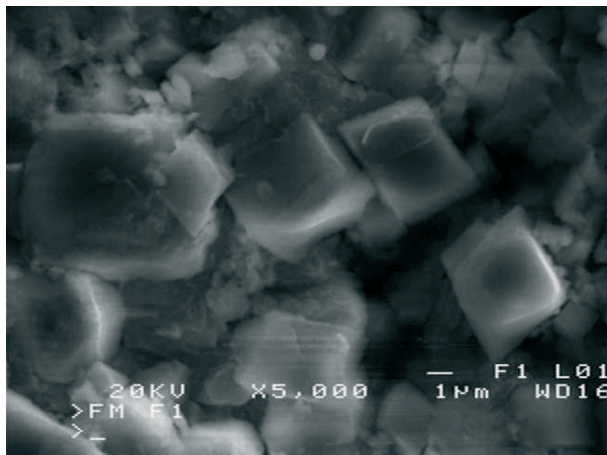
Rys. 1. Zmiana masy próbek po 30 cyklach (z lewej) i 60 cyklach (z prawej) napyłania w komorze solnej

Po 60 cyklach w komorze solnej próbki nie wykazywały wizualnych oznak zniszczenia powierzchni. Nie zaobserwowano żadnych rysów ani złuszczeń powierzchni badanych próbek. Z analizy rys. 2 zamieszczonego poniżej wynika, że nie cała sól wprowadzona i wchłonięta przez próbki w trakcie badań w komorze solnej została wypłukana, bowiem wszystkie próbki wykazały nieznaczny przyrost masy. Potwierdziły to badania SEM próbek betonu pobranych z kostek po zakończeniu badań w komorze solnej oraz procesów płukania i suszenia próbek.



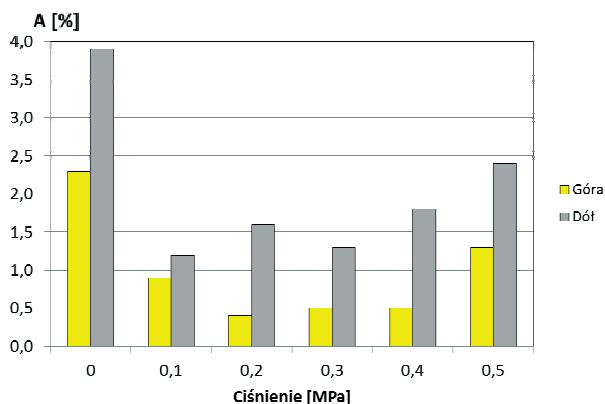
Rys. 2. Wyniki badań próbek metodą PN-EN 14147 po zakończeniu procesu wypłukiwania NaCl

Na rys. 3 przedstawiono zdjęcie powierzchni próbki pobranej z kostki betonowej po zakończeniu badań na oddziaływanie mgły solnej) z wyraźnie widocznymi kryształami NaCl (próbka pobrana z kostki wyciętej z dolnej części elementu dojrzewającego pod ciśnieniem 0,3 MPa).



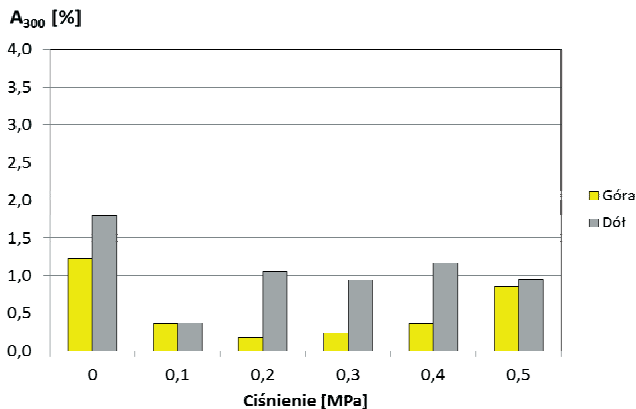
Rys. 3. Zdjęcie SEM powierzchni próbki betonu podwodnego po zakończeniu badań w komorze solnej – widoczne kryształy NaCl

Oporność na agresję chemiczną w tym agresję chlorkową związana jest ściśle z porowatością betonu. Dla badanych podwodnych betonów naprawczych dojrzewających w warunkach oddziaływania ciśnienia hydrostatycznego przez pierwsze 7 dni wykonano dodatkowe badania charakterystyki porów powietrznych w stwardniałym betonie zgodnie z normą PN-EN 480-11. Szczegółowe wyniki badań w zakresie ilości i rodzaju porów w badanych betonach zamieszczono w [10]. Na rys. 4 i 5 przedstawiono wyniki badań zawartości powietrza wg PN-EN 480-11 w próbkach pobranych z elementów próbnych podwodnych betonów naprawczych, które dojrzewały pod różnym ciśnieniem hydrostatycznym przez 7 dni. Próbki betonów naprawczych badane w komorze solnej były wycięte z tych samych elementów próbnych.



Rys. 4. Całkowita zawartość powietrza próbek pobranych z elementów betonowych poddanych oddziaływaniu ciśnienia hydrostatycznego przez 7 dni, określona zgodnie z PN-EN 480-11 (na podstawie [10])

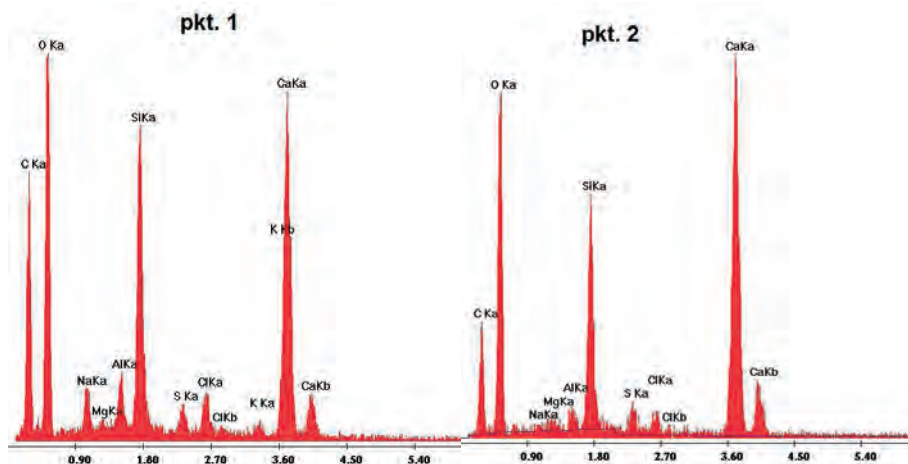
Analizując wyniki badań próbek w komorze solnej (rys. 1-2) oraz strukturę porów powietrznych badanego betonu (rys. 4-5) można zauważyć korelację pomiędzy porowatością betonu (ilością powietrza i mikroporów) a ilością NaCl zaabsorbowaną przez próbki betonowe w trakcie testu w komorze solnej. Próbki betonowe pobrane z górnej części elementów próbnych wykazały we wszystkich etapach badania metodą PN-EN 14147 większą odporność na działanie mgły solnej niż próbki pobrane z dolnych partii elementów próbnych.



Rys. 5. Zawartość mikroporów (A_{300}), próbek pobranych z elementów betonowych poddanych oddziaływaniu ciśnienia hydrostatycznego przez 7 dni, określona zgodnie z PN-EN 480-11 (na podstawie [10]):

Wyjątkiem są próbki betonu dojrzewające pod ciśnieniem 0,3 MPa, jednak różnice w przyroście masy pomiędzy warstwą górną a dolną są nieznaczne. Większą odporność korozyjną próbek pobranych z warstw górnych badanych betonów tłumaczy ich mniejsza porowatość i niższa zawartość mikroporów w stosunku do próbek pobranych z warstwy dolnej elementów betonowych. Wszystkie badane betony cechowały się dużą szczelnością. Ciśnienie hydrostatyczne wpływa korzystnie na odporność korozyjną warstw powierzchniowych badanych betonów. Jest to związane z mniejszą ilością porów powietrznych w warstwach przypowierzchniowych. Jak wykazały badania charakterystyki porów powietrznych [6], w górnych warstwach elementów betonowych zmniejsza się liczba dużych porów (powyżej 1000 μm) wraz ze wzrostem ciśnienia hydrostatycznego, co

jak pokazały badania [9, 10] znalazło odzwierciedlenie w zwiększonej wytrzymałości na ściskanie próbek z warstw przypowierzchniowych w stosunku do warstw dolnych. Obecność niewypłukanej soli w próbkach betonowych potwierdziły badania mikroskopowe i analiza EDS. Rys. 6 przedstawia przykładowy obraz z mikroskopu skaningowego dla próbki pobranej ze środka kostki po zakończeniu badań w komorze solnej (ciśnienie hydrostatyczne 0,4 MPa).



Rys. 6. Przykładowy obraz z mikroskopu skaningowego wraz z analizą EDS podwodnego betonu naprawczego (ciśnienie hydrostatyczne 0,4 MPa) po zakończeniu badań w komorze solnej

4. Podsumowanie

Analizując uzyskane wyniki badań korozyjnych podwodnych betonów naprawczych na oddziaływanie mgły solnej stwierdzono, że do badań betonów hydrotechnicznych narażonych na oddziaływanie wody morskiej można wykorzystywać metodę normową PN-EN 14147.

Próbki do badań korozyjnych pobrane z górnej części elementów próbnych wykazały we wszystkich etapach badania metodą PN-EN 14147 większą odporność na działanie mgły solnej niż próbki pobrane z dolnych partii elementów próbnych. Wyjątkiem są próbki betonu dojrzewające pod ciśnieniem 0,3 MPa, jednak różnice w przyroście masy pomiędzy warstwą górną a dolną są nieznaczne. Większą odporność korozyjną próbek pobranych z warstw górnych badanego betonu podwodnego tłumaczy ich mniejsza porowatość oraz niższa zawartość mikroporów w stosunku do próbek pobranych z warstwy dolnej elementów betonowych. Zaobserwowano korzystny wpływ ciśnienia hydrostatycznego na odporność korozyjną warstw przypowierzchniowych badanego betonu naprawczego.

Praca naukowa finansowana ze środków budżetowych na naukę w latach 2010-2013 jako projekt badawczy nr N N506 233139.

Literatura

- 1 Angst U., Elsener B., Larsen C.K., Vennesland Ø. Critical chloride content in reinforced concrete - A review. *Cement and Concrete Research*, Vol. 39 (2009) 1122–1138.
- 2 ASTM C 1202-12. Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to resist Chloride Ion Penetration. *Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 04.02, 2012, 7 pp.
- 3 ASTM C1543 - 10a. Standard Test Method for Determining the Penetration of Chloride Ion into Concrete by Ponding. *Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 04.02, 2012, 4 pp.
- 4 ASTM D1141 – 98. Standard Practice for the Preparation of Substitute Ocean Water. *Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 04.02, 2012, 3 pp.
- 5 Erdogdu E., Bremner T.W., Kondratova I.L. Accelerated testing of plain and epoxy-coated reinforcement in simulated seawater and chloride solutions, *Cement and Concrete Research*, Vol. 31 (2001) 861–867.
- 6 Fiertak M., Małolepszy J. Beton jako materiał kompozytowy podlegający wpływowi czynników środowiskowych. *Symposium Nauk. Techn. „Trwałość betonu”*, Kraków 2005, s. 5-39.
- 7 Giergiczny Z., Dąbrowska M. Korozja betonu. Przegląd metod badawczych. XII *Symposium Nauk. Techn. „Reologia w Technologii Betonu*. Gliwice 2010, s. 25-44.
- 8 Horszczaruk E., Brzozowski P., Rudnicki T. Urządzenie do badań betonów podwodnych w warunkach oddziaływania ciśnienia hydrostatycznego, *Przegląd Budowlany*, nr 6 (2012) 36-38.
- 9 Horszczaruk E., Brzozowski P. Wpływ ciśnienia hydrostatycznego na wytrzymałość na ścislenie betonów podwodnych. *Zesz. Nauk. Polit. Rzeszowskiej*, Nr 283, *Budownictwo i Inżynieria Środowiska* z 59 (2012), 197-204.
- 10 Horszczaruk E., Brzozowski P., Adamczewski G. Influence of Hydrostatic Pressure on Compressive Strength of Self-Consolidating Underwater Concrete. *Fifth North American Conference on the Design and Use of Self-Consolidating Concrete*, Chicago 2013.
- 11 Horszczaruk E., Brzozowski P., Adamczewski G. Wpływ ciśnienia hydrostatycznego na rozwój wytrzymałości betonów cementowych układanych pod wodą, *Inżynieria i Budownictwo*, Nr 5 (2013), 263-266.
- 12 Montes P, Bremner T.W., Lister D.H. Influence of calcium nitrite inhibitor and crack width on corrosion of steel in high performance concrete subjected to a simulated marine environment, *Cement and Concrete Composites*, Vol. 26 (2004), 243–253.
- 13 NT Build 443 Concrete, hardened: Accelerate chloride penetration. *NORDTEST*. 1995, 5 pp.
- 14 NT Build 492 Concrete, Mortars and cement-based repair materials: Chloride migration coefficient from non-steady migration experiments. *NORDTEST*. 1999, 8 pp.
- 15 Safiuddin Md., Soudki K. A. Sealer and coating systems for the protection of concrete bridge structures. *International Journal of the Physical Sciences* Vol. 37 (2011), 8188-8199.

Chloride corrosion resistance of underwater repair concrete in terms of the cutting effects of hydrostatic pressure

Elżbieta Horszczaruk¹, Piotr Brzozowski¹, Teresa Rucińska²

¹ *Department of Reinforced Concrete Structures and Concrete Technology, Faculty of Civil Engineering and Architecture, West Pomeranian University of Technology Szczecin, e-mail: elzbieta.horszczaruk@zut.edu.pl, piotr.brzozowski@zut.edu.pl*

² *Department of Roads, Bridges and Building Materials, Faculty of Civil Engineering and Architecture, West Pomeranian University of Technology Szczecin, e-mail: trucińska@zut.edu.pl*

Abstract: The paper presents the results of the study of underwater repair concrete under the effect of the salt mist. The research was conducted in accordance with the standard PN-EN 14147. Concrete samples for testing the corrosive elements of that test were taken during the first 7 days of insight in the pressure vessel and were subjected to hydrostatic pressure effects from 0,1 to 0,5 MPa. The beneficial effect of hydrostatic pressure on the corrosion resistance of tested concrete repair was. Was observed samples taken from the surface layers of the tested elements showed slightly higher resistance to chlorides which confirmed the characteristics of pore distribution of concrete in the studies.

Keywords: underwater concrete, hydrostatic pressure, corrosion

Hydrofilowość miarą efektywności działania superplastyfikatora

Elżbieta Janowska-Renkas¹

¹ Katedra Inżynierii Materiałów Budowlanych, Wydział Budownictwa, Politechnika Opolska,
e-mail: e.janowska-renkas@po.opole.pl

Streszczenie: W pracy przedstawiono wyniki badań budowy strukturalnej superplastyfikatorów nowej generacji stosowanych w technologii betonu. Badania struktury superplastyfikatorów przeprowadzono na próbkach przy wykorzystaniu chromatografii żelowej (GPC) oraz fourierowskiej spektroskopii absorpcyjnej w podczerwieni (FTIR).

Prezentowano wyniki badań wpływu tych superplastyfikatorów na właściwości reologiczne zaczynów cementowych.

Wykazano, że skuteczność działania superplastyfikatora (zmniejszenie lepkości plastycznej) wzrasta z: zawartością polimeru superplastyfikatora w całkowitej masie posyntezyjnej próbki produktu technicznego, masą molową wagowo-średnią (M_w) polimeru superplastyfikatora, obecnością wolnych grup karboksylowych lub bezwodnikowych w polimerze oraz hydrofilowością polimeru superplastyfikatora: określoną stosunkiem absorbancji hydrofilowych grup eterowych do hydrofobowych grup estrowych w łańcuchu polimerowym. Powyższe stwierdzono dla superplastyfikatorów pochodnych kwasów: akrylowego (SP-A1 i SP-A2) i maleinowego (SP-M2 i SP-M1).

Skuteczność działania superplastyfikatorów maleje wraz ze wzrostem zawartości wolnych, nieprzereagowanych z kwasami lub bezwodnikiem poli(glikoli etylenowych) PEG.

Wykazano, że superplastyfikatory pochodne bezwodnika maleinowego (SP-M1 i SP-M2) o większej hydrofilowości (wykazanej badaniami strukturalnymi) charakteryzują się większą skutecznością działania niż superplastyfikatory pochodne kwasu akrylowego (SP-A1 i SP-A2).

Słowa kluczowe: Cement, Reologia, Superplastyfikator, Struktura chemiczna SP, Hydrofilowość SP.

1. Wprowadzenie

W latach 90-tych wprowadzone zostały szczególnie efektywne superplastyfikatory „nowej generacji”, które różnią się od tradycyjnych – sulfonowanych (SNF i SMF), rodzajem i znacznie mniejszą ilością grup jonowych (dużo słabsze polielektrolity) oraz przestrzenną strukturą związaną z obecnością łańcuchów bocznych. Tę grupę stanowią pochodne kwasów akrylowego, metakrylowego i maleinowego, takie jak: polikarboksylany (PC), kopolimery kwasu akrylowego z estrem akrylowym (CAE), sieciowane polimery akrylowe (CLAP) oraz estry poliakrylowe (PAE) [1-2].

Mechanizm działania superplastyfikatorów nowej generacji polega na ich adsorpcji na powierzchni ziaren cementu i wywołaniu efektu blokady przestrzennej (sterycznej) przez łańcuchy boczne posiadające ujemne ładunki jednostkowe, uniemożliwiając tym samym zbliżanie się do siebie ziaren cementu, co prowadzi do deflokulacji i wzrostu upłynnienia zaczynu [3-4].

Wyniki badań wielu autorów wykazały, że istotny wpływ na skuteczność działania superplastyfikatorów ma ich budowa strukturalna, w tym długość i rodzaj łańcucha głównego, długość, ilość i gęstość łańcuchów bocznych, ilość ujemnie naładowanych grup karboksylanowych w łańcuchu głównym, stopień polimeryzacji oraz energia wiązań adsorpcyjnych utworzonych w wyniku adsorpcji superplastyfikatora na powierzchni ziaren cementu, zależna od ilości hydrofilowych i hydrofobowych grup w makrocząsteczkach.

Na ogół istnieje przekonanie, że efektywność działania superplastyfikatora wzrasta ze wzrostem długości oksyetylenowych łańcuchów bocznych i ich ilością. W przypadku

superplastyfikatorów o dużej długości łańcuchów bocznych do wywołania dyspersji zaczynu cementowego wystarczyła mała ilość zaadsorbowanego polimeru [3-5].

Badania Zingga i in. [7] wykazały, że superplastyfikatory, zawierające długie łańcuchy boczne opóźniają proces wiązania cementu w mniejszym stopniu, niż superplastyfikatory o krótkich lecz gęstszych łańcuchach bocznych. Mniejsza koncentracja rozmieszczenia długich łańcuchów bocznych sprzyja większej adsorpcji superplastyfikatora na ziarnach cementu.

Według Planka [8] zmiana struktury superplastyfikatora związana z obecnością hydrofilowych grup hydroksylowych (-OH) lub oksyetylenowych (-O-CH₂CH₂-), zamiast hydrofobowych grup metoksyloowych (-O-CH₃) w łańcuchu bocznym, może prowadzić do zwiększenia efektu sterycznego superplastyfikatora poprzez jednoczesną adsorpcję łańcucha głównego i grup bocznych superplastyfikatora na powierzchni cząstek cementu. Łańcuchy polietarowe, a zwłaszcza polioksyetylenowe, w środowisku wodnym ulegają hydratacji z utworzeniem mostków wodorowych pomiędzy atomami tlenu eterowego, a atomami wodoru cząsteczek wody, co wpływa na zmianę ich długości, objętości i geometrii przestrzennej.

Według Uchikawy [9] mniejsza adsorpcja superplastyfikatora wpływa na wzrost płynności zaczynu cementowego. Potwierdziły to także badania Kim i in. [10], którzy wykazali, że płynność zaczynu jest tym większa, im więcej niezwiązanego (niezaadsorbowanego) superplastyfikatora pozostaje w roztworze zaczynu cementowego. Zwiększenie ilości superplastyfikatora wpływa równocześnie na wzrost ilości zaadsorbowanego superplastyfikatora jak i jego ilości w roztworze. Przy mniejszej ilości superplastyfikatora, zachodzi stan stabilizacji wywołany oddziaływaniem cząsteczek superplastyfikatora zaadsorbowanego na cząstkach cementu, a cząsteczkami superplastyfikatora obecnymi w roztworze, co dodatkowo stanowi barierę przeciwdziałającą flokulacji cząstek cementu i prowadzi do znacznie większego efektu dyspersyjnego.

Obecność superplastyfikatorów w zaczynach cementowych ma bezpośredni wpływ na ich właściwości reologiczne w wyniku zachodzących procesów fizycznych (adsorpcji superplastyfikatora w wyniku oddziaływań van der Waalsa, elektrostatycznego odpychania pomiędzy jednoimiennie naładowanymi powierzchniami cząstek cementu i efektu blokady sterycznej między ziarnami, spowodowanej łańcuchami bocznymi polimeru zaadsorbowanego na ziarnach cementu) oraz reakcji chemicznych (wiązania superplastyfikatora na powierzchni cząstek cementu, zmiany kinetyki hydratacji cementu, rodzaju powstających produktów hydratacji cementu) [11-13].

W pracy przedstawiono wyniki badań struktury superplastyfikatorów nowej generacji stosowanych w praktyce i określono wpływ budowy chemicznej polimeru superplastyfikatorów oraz obecności nieprzereagowanych substratów w produkcie technicznym na skuteczność ich działania w zaczynie cementowym.

2. Materiały do badań

Tabela 1. Skład chemiczny i mineralny klinkieru portlandzkiego

Składnik	Zawartość w [% mas.]
SiO ₂	24,57
Fe ₂ O ₃	2,53
Al ₂ O ₃	4,67
CaO	65,11
MgO	0,84
SO ₃	0,42
K ₂ O	0,21
CaO wolne	0,65
C ₃ S	42,1
C ₂ S	38,7
C ₄ AF	8,1
C ₃ A	7,7

Do badań użyto cztery superplastyfikatory, pochodne polioksyetylenowych kwasów lub bezwodników karboksylowych w fazie stałej.

Przyjęto następujące symbole superplastyfikatorów: SP-A1 i SP-A2 (dla pochodnych kwasu akrylowego) oraz SP-M1 i SP-M2 (dla pochodnych bezwodnika maleinowego).

Skuteczność działania superplastyfikatorów badano w zaczynach cementowych z cementu sporządzonego w laboratorium poprzez wspólne przemieszenie klinkieru przemysłowego z 5 % mas. dodatkiem gipsu dwuwodnego. Skład chemiczny i mineralny klinkieru cementowego podano w tabeli 1. Powierzchnia właściwa cementu oznaczona wg Blaine'a wynosiła $320,1 \text{ m}^2/\text{kg}$.

Superplastyfikatory użyte do badań reologicznych zawierały 40 % mas. substancji stałej w roztworze wodnym, który stosowano w ilości 1 % mas. w stosunku do masy cementu.

3. Metody badań

W celu określenia składu fazowego próbek badanych superplastyfikatorów poddano je rozdzielowi chromatograficznemu na frakcje polimerowe metodą niskotemperaturowej chromatografii żelowej - GPC. Badania wykonano przy użyciu chromatografu żelowego GPC firmy Watt Technology z detektorem refrakcyjnym RI oraz wielokątnym detektorem rozpraszania światła Down EOS. Rozdział chromatograficzny prowadzono w temperaturze 35°C przy przepływie eluentu THF $1 \text{ ml}/\text{min}$. z zastosowaniem zestawu kolumn żelowych PSS SDV 1·10-6A+2·100A o wymiarach $300 \times 8 \text{ mm}$ (Polymer Standard Service).

Widma absorpcyjne w podczerwieni próbek zarejestrowano przy użyciu interferencyjnego spektrometru podczerwieni z transformacją Fouriera: FTIR Spectrometer - model PU9804 firmy Philips Analytical (UK), przy zachowaniu stałej rozdzielczości widmowej $R=2 \text{ cm}^{-1}$. W celu określenia zawartości hydrofobowych grup alifatycznych CH , CH_2 i estrowych $\text{O}=\text{C}-\text{O}-\text{CH}_2$ oraz hydrofilowych grup polioksyetylenowych $\text{O}-\text{CH}_2\text{CH}_2$, wykonano widma absorpcyjne w podczerwieni (FTIR) superplastyfikatorów w pełnym zakresie widmowym ($4000-400 \text{ cm}^{-1}$). Widma standaryzowano za pomocą pasma drgań rozciągających grup alifatycznych 2887 cm^{-1} STRCH, CH_2 .

Pomiary reologiczne zaczynów przeprowadzono przy użyciu wiskozymetru rotacyjnego o współosiowych cylindrach typu Viscotester VT550. Właściwości zaczynów określono na podstawie wyznaczonych krzywych płynięcia dla rosnących i malejących szybkości ścinania w zakresie od 0 do 150 s^{-1} . Granice płynięcia i lepkości plastyczne wyznaczono w oparciu o model Binghama. Pomiary przeprowadzono dla zaczynów cementowych zawierających 1 % mas. superplastyfikatora, przy zachowaniu stałego stosunku wody do fazy stałej (w/s) wynoszącego 0,38 w stałej temperaturze 21°C .

4. Wyniki badań struktury superplastyfikatorów

W celu ustalenia struktury chemicznej superplastyfikatorów wykonano chromatograficzną analizę składu ilościowego frakcji polimerowych zawartych w stosowanych superplastyfikatorach wraz z określeniem ich struktur chemicznych.

Metodą GPC, określono ilościowo poszczególne frakcje polimerowe zawarte w próbkach superplastyfikatorów, masy molowe (wagowo-średnie M_w i liczbowo-średnie M_n) oraz polidispersyjność MWD (rozkład mas molowych). Uzyskane wyniki przedstawiono w tabeli 2.

Na podstawie uzyskanych wyników stwierdzono, że wagowo-średnie masy molowe M_w superplastyfikatorów otrzymanych z estryfikacji kwasu akrylowego poli(glikolami etylenowymi), wynoszą odpowiednio $6\,000 \text{ g}/\text{mol}$ dla SP-A1 i $12\,000 \text{ g}/\text{mol}$ dla SP-A2, natomiast dla próbek SP-M1 i SP-M2 pochodzące z estryfikacji bezwodnika maleinowego poliglikolami mają większe wartości liczbowymi zbliżone do siebie i wynoszą ok. $14\,000 \text{ g}/\text{mol}$ (tab. 2).

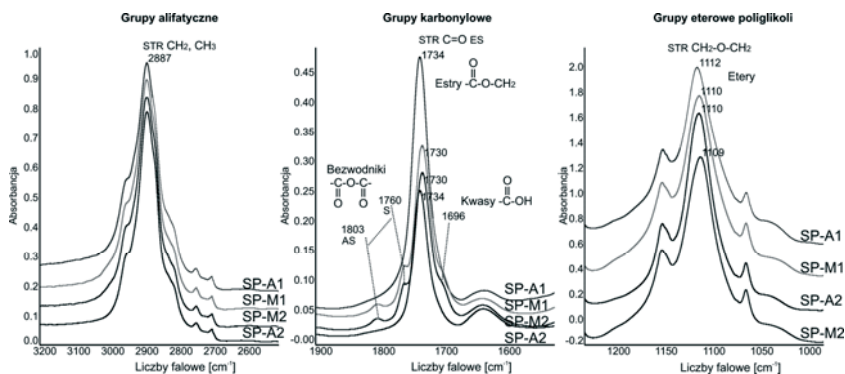
Przy czym próbki SP-A1 i SP-A2 są najbardziej zanieczyszczone resztkowymi poli(glikolami etylenowymi) odpowiednio: 31 i 48,3% w porównaniu z próbkami SP-A1 i SP-A2 zawierającymi ok. 14-18% tych zanieczyszczeń.

Największą zawartość czystego polimeru superplastyfikatora posiadała próbka techniczna SP-M1 (ok. 85%), a najmniejszą próbka SP-A2 (ok. 52%).

W wyniku przeprowadzonych analiz identyfikacyjnych ustalono, że badane superplastyfikatory są pochodnymi estrowymi kwasu akrylowego i bezwodnika maleinowego po ich estryfikacji różnymi poliglikolami PEG. Próbką SP-A1 pochodzi z estryfikacji oligomerów kwasu akrylowego poli(glikolem etylenowym) PEG 1000, a próbka SP-A2 z estryfikacji oligomerów kwasu akrylowego mieszaniną poli(glikoli etylenowych) PEG 1500 + PEG 4000. Natomiast próbka SP-M1 pochodziła z estryfikacji oligomerów bezwodnika maleinowego za pomocą poli(glikolu etylenowego) PEG 4000, a próbka SP-M2 z estryfikacji oligomerów bezwodnika maleinowego za pomocą poli(glikolu etylenowego) PEG 3000.

Tabela 2. Wyniki analizy chromatograficznej GPC superplastyfikatorów (SP-A1, SP-A2, SP-M1, SP-M2)

Superplastyfikator	Fracje polimerowe	Zawartość frakcji polimerowej [%]	Masa molowa		Polidispersyjność: rozkład mas molowych MWD=M _w /M _L
			wagowo-średnia	liczbowo-średnia	
			M _w [g/mol]	M _L [g/mol]	
SP-A1	frakcja1	69,0	6 050	4 600	1,31
	frakcja2	31,0	1 050	900	1,17
SP-A2	frakcja1	51,7	11 700	10 400	1,12
	frakcja2	39,7	3 850	3 600	1,07
	frakcja3	8,6	1 400	1 300	1,08
SP-M1	/frakcja1	85,4	14 850	12 200	1,22
	frakcja2	14,6	3 650	3 450	1,06
SP-M2	/frakcja1	82,5	14 800	11 800	1,25
	frakcja2	17,5	2 900	2 650	1,09



Rys. 1. Standaryzowane widma FTIR superplastyfikatorów w zakresie grup alifatycznych, karbonylowych i eterowych

Występowanie charakterystycznych grup funkcyjnych w superplastyfikatorach określono na podstawie widm w podczerwieni (FTIR) w wybranych zakresach spektralnych dla częstotliwości drgań rozciągających grup alifatycznych ($3200\text{--}2500\text{ cm}^{-1}$), karbonylowych ($1900\text{--}1500\text{ cm}^{-1}$) i eterowych ($1250\text{--}950\text{ cm}^{-1}$, rys. 1). Na widmach FTIR charakterystycznych dla grup karbonylowych $1500\text{--}1900\text{ cm}^{-1}$ widać, że próbki SP-M1 i SP-M2 oprócz estrów ($1730\text{--}1734\text{ cm}^{-1}$) zawierają pewne ilości wolnych kwasów karbonylowych (1696 cm^{-1}) i wolnego bezwodnika maleinowego (dublet $1803, 1760\text{ cm}^{-1}$).

Z widm przedstawionych na rysunku 1 odczytano wartości absorbancji pasm charakterystycznych dla grup hydrofobowych alifatycznych przy liczbie falowej 2887 cm^{-1} STRCH₂,CH₂ i estrowych przy liczbie falowej $1730\text{--}1734\text{ cm}^{-1}$ STRC=OES oraz hydrofilowych grup oksyetylenowych $1109\text{--}1112\text{ cm}^{-1}$ STRCH₂-O-CH₂ET łańcuchów poli(glikoli etylenowych) wolnych PEG i związanych z grupami estrowymi superplastyfikatora. Uzyskane dane zebrano w tabeli 3.

Na podstawie wyznaczonych metodą GPC zawartości masowych frakcji polimerowych superplastyfikatora SP (frakcja 1) i wolnych poli(glikoli etylenowych) PEG (frakcja

2, ewentualnie i 3) w badanych próbkach, oznaczono dystrybucję (udziały) absorbancji grup eterowych w obu tych polimerach. Uzyskane wyniki przedstawiono w tabeli 3.

Tabela 3. Wyniki analizy spektralnej FTIR próbek superplastyfikatorów oraz dystrybucji grup eterowych pomiędzy polimerem superplastyfikatora SP, a wolnymi poliglikolami PEG (GPC)

Superplastyfikator	Absorbancja pasm dla grup(FTIR)			Ułamek masowy polimeru (GPC)		Absorbancja pasma eterowego (GPC)	
	alifatycznych A_{2887} STRCH,CH ₂	estrowych A_{1730} STRC=OES	eterowych A_{1110} STRCH ₂ - OCH ₂ ET	w SP frakcja 1	w PEG frakcja 2 i 3	w SP frakcja 1	w PEG frakcja 2 i 3
	SP-A1	0,778	0,418	1,338	0,690	0,310	0,923
SP-A2	0,778	0,241	1,537	0,517	0,483	0,793	0,742
SP-M1	0,778	0,289	1,420	0,854	0,146	1,213	0,207
SP-M2	0,778	0,264	1,449	0,825	0,175	1,195	0,254

Tabela 5. Hydrofilowość superplastyfikatora

Próbka SP	Hydrofilowość SP
	$A_{ET}^{1110}/A_{ES}^{1730}$
SP-A1	2,21
SP-A2	3,30
SP-M1	4,20
SP-M2	4,53

W pracy obliczono stosunek absorbancji hydrofilowych grup eterowych A_{ET}^{1110} do hydrofobowych grup estrowych A_{ES}^{1730} , będący miarą hydrofilowości polimeru superplastyfikatora (A_{ET}/A_{ES}). Hydrofilowość została obliczona zgodnie z definicją podaną przez Grzeszczyk i Sudoła w pracy [14].

Na podstawie wyznaczonych wartości hydrofilowości superplastyfikatora można stwierdzić, że większą hydrofilowością w grupie superplastyfikatorów akrylowych (SP-A1 i SP-A2) charakteryzuje się superplastyfikator SP-A2 (3,30), natomiast w grupie superplastyfikatorów maleinowych (SP-M1 i SP-M2) superplastyfikator SP-M2, (4,53, tab. 5).

Hydrofilowość wykorzystano do oceny skuteczności działania superplastyfikatorów w zaczynach cementowych i zdaniem autorki jest ona czynnikiem, który szczególnie nadaje się do takiej oceny, ponieważ określa ilościowo obecność charakterystycznych grup funkcyjnych (SP).

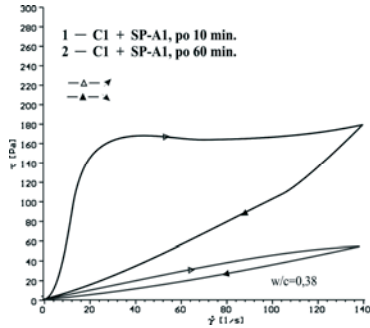
5. Wyniki badań wpływu budowy strukturalnej superplastyfikatora na właściwości reologiczne zaczynów cementowych

W celu określenia wpływu budowy chemicznej superplastyfikatora na efektywność działania superplastyfikatorów wykonano badania reologiczne zaczynów z cementu C zawierającego 5 % mas. gipsu, jako regulatora czasu wiązania z zastosowaniem superplastyfikatorów SP-A1, SP-A2, SP-M1, SP-M2. Badania wykonano po czasie 10 i 60 minut.

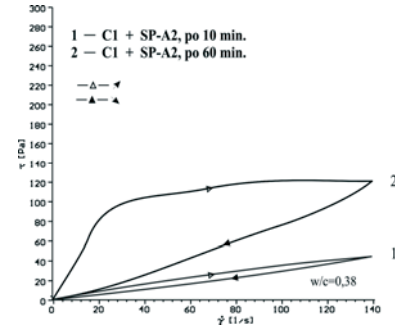
Analiza położenia krzywych płynięcia (rys. 2 - 5) i uzyskane wartości lepkości plastycznej η_{pl} (tab. 5) zaczynów cementowych wykazały, że superplastyfikatory SP-M1 i SP-M2 - pochodne bezwodnika maleinowego, charakteryzują się większą skutecznością działania (mniejsza lepkość plastyczna, η_{pl}) niż superplastyfikatory SP-A1 i SP-A2 - pochodne kwasu akrylowego.

Jak wskazują dane zamieszczone w tabeli 5 najmniejszą lepkość zaczynów stwierdzono w obecności superplastyfikatora z SP-M2, następnie SP-M1, SP-A2, a największą dla SP-A1. Lepkość plastyczna zaczynu z udziałem superplastyfikatora SP-M2 po 10 i 60 minutach jest dwukrotnie mniejsza od lepkości zaczynu z udziałem superplastyfikatora SP-A1. Wszystkie krzywe płynięcia charakteryzowały się brakiem granicy płynięcia i wykazywały zjawisko tiksotropii. Pętla histerezy jest tym większa im mniejsza jest skuteczność działania superplastyfikatora. Skuteczność działania superplastyfikatorów można przedstawić w szeregu: SP-M2 > SP-M1 > SP-A2 > SP-A1.

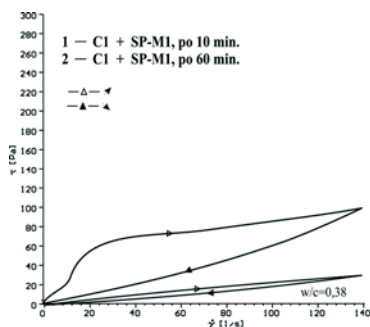
Przedstawiony szereg skuteczności jest zgodny z elementami struktury chemicznej badanych superplastyfikatorów. Superplastyfikatory maleinowe SP-M2 i SP-M1 zostały wyprodukowane na bazie poli(glikoli etylenowych) o najdłuższych łańcuchach PEG 3000 i PEG 4000. Poli(glikole etylenowe) o najkrótszych łańcuchach zastosowano w syntezie SP-A1 (PEG 1000). Można się zatem spodziewać, że superplastyfikatory SP-M2 i SP-M1 będą posiadały najdłuższe boczne łańcuchy polieterowe.



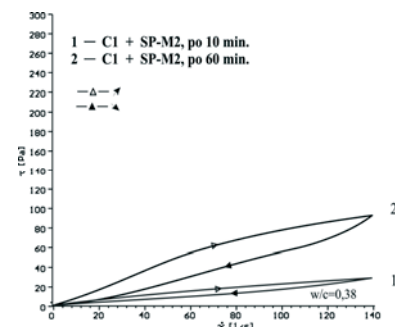
Rys. 2. Krzywe płynięcia zaczynów cementowych w obecności superplastyfikatora SP-A1, po 10 i 60 minutach



Rys. 3. Krzywe płynięcia zaczynów cementowych w obecności superplastyfikatora SP-A2, po 10 i 60 minutach



Rys. 4. Krzywe płynięcia zaczynów cementowych w obecności superplastyfikatora SP-M1, po 10 i 60 minutach



Rys. 5. Krzywe płynięcia zaczynów cementowych w obecności superplastyfikatora SP-M2, po 10 i 60 minutach

Tabela 5. Lepkość plastyczna η_{pi} zaczynów cementowych

Lp.	Rodzaj zaczynu cementowego	Lepkość plastyczna η_{pi} [Pa·s]	
		po 10 minutach	po 60 minutach
1	C + SP-A1	0,46	1,06
2	C + SP-A2	0,38	0,82
3	C + SP-M1	0,26	0,58
4	C + SP-M2	0,22	0,53

Powyższe jest zgodne z wynikami badań Planka [8] i Hanehery [13] i stwierdzającymi, że superplastyfikatory zawierające długie boczne łańcuchy polieterowe powodują wytworzenie silnego efektu sterycznego, uniemożliwiającego skuteczną deflokulację cząstek cementu i powodującą poprawę właściwości reologicznych zaczynu cementowego.

Różnice w efektywności działania badanych superplastyfikatorów, można także tłumaczyć różnicą ciężarów cząsteczkowych superplastyfikatorów. Kissa wykazał, że superplastyfikatory o dużych ciężarach cząsteczkowych mają większe powinowactwo do

powierzchni ziaren cementu, a przez to lepszy kontakt poprzez adsorpcję cząsteczek superplastyfikatora na ich powierzchni [11].]. Dotyczy to zwłaszcza superplastyfikatorów posiadających grupy anionowe (np. karboksylanowe COO^- jak SP-M1 i SP-M2), których obecność dodatkowo zwiększa hydrofilowość SP oraz umożliwia elektrostatyczne zakotwiczenie się na powierzchni cząstek cementu.

W przypadku przedstawionych badań superplastyfikator SP-M2, o największej masie cząsteczkowej, wykazuje największą skuteczność działania, następnie kolejno superplastyfikator SP-M1, SP-A2 i SP-A1, których ciężary cząsteczkowe są coraz to mniejsze. Ponadto największy efekt upłynnienia zaczynu superplastyfikatorami SP-M2 i SP-M1 wynika z faktu obecności w ich strukturach grup karboksylanowych COO^- oraz najdłuższych hydrofilowych łańcuchów polieterowych.

Dlatego na podstawie uzyskanych wyników badań można przyjąć, że o rzeczywistej (sumarycznej) efektywności działania superplastyfikatorów spośród wielu czynników decyduje również hydrofilowość polimeru superplastyfikatora (mierzona stosunkiem absorbancji hydrofilowych grup eterowych do hydrofilowych grup estrowych). Yamada i in. [15] i Planka i wół. [8] tłumaczą to szybszą hydratacją tych superplastyfikatorów, co prowadzi do zwiększenia zasięgu (objętości) blokady sterycznej.

Ponadto skuteczność superplastyfikatora wzrasta wraz z obecnością w jego strukturze wolnych kwasów karboksylowych lub bezwodników kwasowych, ze wzrostem polarności polimeru superplastyfikatora; wzrostem zawartości czystego polimeru superplastyfikatora oraz ze wzrostem wagowo-średniej masy molowej M_w polimeru, a maleje ze wzrostem ilości wolnych, nieprzereagowanych poli(glikoli etylenowych) PEG.

6. Wnioski

Skuteczność działania superplastyfikatorów pochodnych polioksyetylenowych kwasu akrylowego (SP-A1, SP-A2) jest wyraźnie mniejsza niż analogicznych pochodnych bezwodnika maleinowego (SP-M1, SP-M2).

Większa skuteczność superplastyfikatorów maleinowych związana jest m.in. z obecnością kwasów karboksylowych ($\text{IR } 1696 \text{ cm}^{-1}$) i bezwodnika maleinowego ($\text{IR } 1803 \text{ cm}^{-1}$ i 1760 cm^{-1}), które w zasadowym środowisku wodnym tworzą aniony karboksylanowe -COO^- , mogące na skutek oddziaływań elektrostatycznych zakotwiczać się na ziarnach zawiesiny. Właściwości takiej nie posiadają superplastyfikatory akrylowe.

Efektywność działania frakcji polimerowej superplastyfikatorów rośnie wraz ze wzrostem jego hydrofilowości określanej stosunkiem absorbancji hydrofilowych grup oksyetylenowych $\text{CH}_2\text{-O-CH}_2\text{-A}_{\text{ET}}^{1110}$ do hydrofobowych grup estrowych $\text{O=C-O-CH}_2\text{-A}_{\text{ES}}^{1734}$.

Literatura

- 1 Capolla L., Erali E., Troli and Collepari M. Blending of acrylic superplasticizer with naphtalene, melamine or lignosulfonate-based polymers, *ibidem*. Cement and Concrete Research (1997) 203-224.
- 2 Borsoi A., Collepari S, Copolla L., Troli R., Collepari E.M., Advances in superplasticizers for concrete mixtures. *Il Cemento* 69 3 (1999) 234-244.
- 3 Janowska-Renkas E., Traditional and new superplasticizers as rheological properties of cement pastes modifiers. *Reology-theort and application*, EKMA, Warszawa, (2011) pp. 105-124.
- 4 Kurdowski W., *Chemia cementu i betonu*. PWN, Warszawa 2010.
- 5 Ran Q., Somasundaran P., Miao C., Liu J., Wu S., Shen J., Effect of the length of the side chains of comb-like copolymer dispersants on dispersion and rheological properties of concentrated cement suspensions. *Journal of Colloid and Interface Science* 336 2 (2009) 624-633.
- 6 Uchikawa H., Hanechara S., Sawaki D., The role of steric repulsive force in the dispersion of cement particles with organic admixtures. *Cement and Concrete Research* 37 (1997) 27.
- 7 Zingg A., Winnefeld F., Holzer L., Pakusch J., Becker S., Figi R., et. al. Interaction of polycarboxylate-based superplasticizers with cements containing different C3A amounts. *Cement and Concrete Composites* 31 (2009) 153-162.

- 8 Plank J., Pöllmann K., Zouaoui N., Andres P.R. and Schaefer C., Synthesis and performance of methacrylic ester based polycarboxylate superplasticizers possessing hydroxy terminated poly(ethylene glycol) side chains. *Cement and Concrete Research* 38 10 (2008) 1210-1216.
- 9 Uchikawa H., Sawaki D., Hanehara S., Influence of kind and added timing of organic admixture on the composition, structure and property of fresh cement pastes. *Cement and Concrete Research* 25 (1995) 353-364.
- 10 Kim B.G., Jiang S., Jolicoeur C., Aitcin P.-C., The adsorption behavior of PNS superplasticizer and its relation to fluidity of cement paste. *Cement and Concrete Research* 30 (2000) 887-893.
- 11 Kissa E., Dispersions: Characterization, testing, and measurement. *Surfactant Science*, Yamada K., Takahashi T., Hanehara S., Matsuhisa M., Effects of the chemical structure on the properties of polycarboxylate-type superplasticizer. *Cement and Concrete Research* 30 (2000) 197-200.
- 12 Hanna E., Lake K., Perraton D., Aitcin P.-C., Rheological behavior of Portland cement paste in the presence of a superplasticizer, Malhotra V.M., (Ed.) 3rd International Conference on Superplasticizers and other Chemicals Admixtures in Concrete. 171-188 ACI, Ottawa. SP-119 1989.
- 13 Yamada K., Takahashi T., Ogawa S., Hanehara S., Molecular structure of the polycarboxylate-type superplasticizer having tolerance to the effect of sulfate ion. *Cement and Concrete Science & Technology* 2000; 54: 79-86.
- 14 Grzeszczyk S., Sudol M., Effect of the chemical structures of superplasticizers upon the rheological properties of cement pastes. Seventh Canmet/ACI International Conference on Superplasticizers and other Chemical Admixtures in Concrete, Berlin, Supplementary papers (2003) 363-377.
- 15 Yamada K., Ogawa S., Hanehara S., Controlling of the adsorption and dispersing force of polycarboxylate-type superplasticizer by sulfate ion concentration in aqueous phase. *Cement and Concrete Research* 31 (2001) 375-383.

Hydrophilicity as a measure of the efficiency of the superplasticisers

Elżbieta Janowska-Renkas¹

¹ *Opole University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Department of Building Materials Engineering, Katowicka 48,45-061 Opole, Poland, e-mail address: e.janowska-renkas@po.opole.pl*

Abstract: This paper presents the results of chemical structural investigations of four new-generation superplasticizers (denoted here as SP-A through SP-M2) used in concrete production engineering. The commercial product samples, the gel permeation chromatography (GPC) and the Fourier-Transformed Infrared Spectroscopy (FTIR) test methods were applied to the research. The effect of superplasticizers on the rheological properties of cement pastes was tested. The performance of a superplasticizer, i.e. the reduction of plastic viscosity, was demonstrated to be enhanced by: hydrophilicity of the SP polymer –understood as the ratio of hydrophilic ethers to hydrophobic esters in the polymer chain, SP polymer content in the bulk of the commercial product sample, weight-average molecular weight (Mw) of the SP polymer.

The above relations were confirmed for the studied superplasticizers– the derivatives of: acrylic acid (SP-A1 and SP-A2) and maleic acid (SP-M2 and SP-M1). The efficiency of superplasticizers was found to decrease with the contents of the free poly(ethylene glycols) (PEGs) which remained unreacted with acids and/or anhydride. The superplasticizers based on the maleic anhydride derivatives (SP-C and SP-D) proved to be more efficient and to slow down the hydration process to a much higher extent than the superplasticizers – acrylic acid derivatives (SP-A1 and SP-A2).

Keywords: Cement, Rheology, Superplasticizers, Chemical structure SP, Hydrophilicity of SP Polymer.

Wykorzystanie geometrii fraktalnej do określenia odporności na pękanie betonu modyfikowanego metakaolinitem

Janusz Konkol¹

¹ Katedra Inżynierii Materiałowej i Technologii Budownictwa, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Rzeszowska, e-mail: janusz.konkol@prz.edu.pl

Streszczenie: W artykule przedstawiono wyniki badań betonów z dodatkiem metakaolinitu (MK), jako częściowego substytutu cementu. Przeprowadzono badania wytrzymałościowe i fraktalne po 180 dniach dojrzewania, określając: wytrzymałość na ściskanie f_c , odporności na pękanie (krytyczny współczynnik intensywności naprężeń K_{Ic}^S) i wymiar fraktalny. Badania zaprogramowano według kompozycyjnego centralnego planu eksperymentu, przyjmując jako zmienne niezależne stosunek woda/spoiwo oraz udział dodatku w stosunku do masy spoiwa. Na podstawie uzyskanych wyników badań i przeprowadzonych analiz wykazano statystycznie istotny związek morfologii przełomu oraz składu betonów z odpornością na pękanie.

Słowa kluczowe: beton, odporność na pękanie, wymiar fraktalny, metakaolinit.

1. Wprowadzenie

Rok 1975 okazał się przełomowym w wielu dziedzinach nauki i sztuki, był on bowiem początkiem nowego działu matematyki nazwanego geometrią fraktalną [1]. Prekursorem powstałej nauki jest, urodzony w Warszawie w 1924 roku, francuski matematyk Benoit Mandelbrot. Lata 80. XX wieku i późniejsze to okres dynamicznego rozwoju i dużego zainteresowania tym nowym podejściem do opisu różnorodnych zjawisk. Popularność geometrii fraktalnej trwa nadal. Najlepszym tego przykładem jest internet. Jedna z popularnych przeglądark Google znajduje około 53,5 mln stron z wyrażeniem „fractal”. W porównaniu do około 350 mln stron z wyrażeniem „concrete” jest to liczba imponująca. Zainteresowanie fraktalami występuje również w nauce. Liczba publikacji naukowych, znajdujących się w bazie elektronicznej, wydawnictwa Elsevier ze słowem „fractal” to prawie 72 tys. pozycji na prawie 260 tyś. publikacji ze słowem „concrete”.

Geometria fraktalna pozwala na poszerzenia dotychczas ograniczonego pojęcia wymiaru. Przedziały pomiędzy wymiarami topologicznymi 0; 1; 2 i 3 wypełnia wymiar fraktalny [2]. Na przykład krzywa lepiej wypełnia płaszczyznę, aniżeli linia prosta, zatem jej wymiar fraktalny będzie z zakresu pomiędzy 1 a 2.

Geometria fraktalna znalazła również zastosowanie w badaniach betonów [4-19]. Początkowo badania dotyczyły zaczynów [3], a później również betonów [4]. Jednym z powodów zainteresowania geometrią fraktalną badaczy, zajmujących się badaniami materiałów z matrycą cementową, jest chęć wyjaśnienia i opisu zjawiska pękania. Saouma i Barton [4] jako pierwsi podali zależności łączące wymiar fraktalny z parametrami mechaniki pękania: energią pękania oraz krytycznym współczynnikiem intensywności naprężeń, ujmując uzyskane relacje w postaci zależności liniowej. Wzrost wymiaru fraktalnego powodował spadek parametrów mechaniki pękania. Kolejne propozycje tych zależności przedstawiono w pracach [5-15].

Ograniczenie zużycia cementu przy uzyskaniu betonów o pożądanych właściwościach i trwałości możliwe jest dzięki zastosowaniu dodatków o właściwościach pucolanowych, takich jak metakaolinit, który wytwarzany jest w kontrolowanym procesie kalcynacji kaolinitu w temperaturze 500-800 °C. Badania prowadzone już od prawie dwudziestu lat potwierdzają korzystne działanie tego dodatku na właściwości betonów [20-29].

Jednocześnie celowe jest prowadzenie badań z uwzględnieniem parametrów mechaniki pękania w powiązaniu z analizą skutków procesu pękania w postaci uzyskanych

powierzchni przełomów, co może przyczynić się do zrozumienia i opisu zjawiska pękania betonów modyfikowanych metakaolinitem.

2. Program badań i uzyskane wyniki

Badania zaprogramowano według dwuczynnikowego centralnego kompozycyjnego planu eksperymentu (poliselekcyjnego rotalno-quasi-uniformalnego). Zmiennymi w planie był stosunek woda/spoiwo w/s w zakresie od 0,35 do 0,54 oraz udział metakaolinitu w łącznej masie spoiwa MK/s wynoszący od 2,1 do 14,9 % (tj. od 2,2 do 17,5 % masy cementu). Przyjęto pięć pośrednich wartości wielkości wejściowych zmiennych w/s i MK/s , wyznaczonych dla wartości unormowanych wynoszących 0, ± 1 , $\pm \alpha$ (dla planu dwuczynnikowego $\alpha = 1,414$).

Do badań zastosowano cement portlandzki CEM I 32,5R, kruszywo grube bazaltowe frakcji do 16 mm, piasek płukany frakcji do 2 mm oraz metakaolinit *Astra MK40*, zawierający 53 % SiO_2 i 42 % Al_2O_3 , uwzględniony po stronie spoiwa ($k = 1$).

Skład mieszanek betonowych podano w Tab. 1. W przypadku wszystkich mieszanek betonowych utrzymywaną stałą konsystencję, dzięki zastosowaniu odpowiedniej ilości superplastyfikatora FM-6. W badaniu konsystencji metodą stolika rozplwywowego uzyskano rozplwy wynoszący 410 mm \pm 20mm. Wykonano również mieszanki bez dodatku metakaolinitu o stosunku wodno-cementowym wynoszącym 0,35 (B03) i 0,54 (B05). Łącznie zrealizowano 11 receptur mieszanek betonowych.

Tabela 1. Zestawienie składników mieszanek betonowych

Seria	Zmienna		Skład mieszanki betonowej według przyjętego planu w [kg]				
	w/s	MK/s	Spoivo	Cement	MK-40	Woda	Kruszywo
1	0,380	0,04	454	435,8	18,2	172,5	
2	0,380	0,13		395,0	59,0	172,5	
3	0,510	0,04		435,8	18,2	231,5	
4	0,510	0,13		395,0	59,0	231,5	739,3
5	0,353	0,085		415,4	38,6	160,3	bazalt
6	0,537	0,085		415,4	38,6	243,8	
7	0,445	0,021		444,3	9,7	202,0	
8	0,445	0,149		386,5	67,5	202,0	
9	0,445	0,085		415,4	38,6	202,0	

Badania wytrzymałościowe przeprowadzono po 180 dniach dojrzewania próbek przechowywanych w warunkach powietrzno-wilgotnych przy wilgotności względnej powietrza $>95\%$. Badania obejmowały określenie wytrzymałości na ściskanie f_c oraz krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{lc}^S (Tab. 2). Wyniki badań f_c i K_{lc}^S po 28 dniach dojrzewania zamieszczono w publikacji [15].

Do badań wytrzymałości na ściskanie f_c użyto 104 kostek sześciennych o boku 0,1 m, w tym 82 z betonu modyfikowanego metakaolinitem i 22 z betonu bez dodatku.

Krytyczny współczynnik intensywności naprężeń K_{lc}^S , według I modelu, wyznaczono na 44 belkach (po 4 belki dla każdej serii betonów) o wymiarach 0,08 \times 0,15 \times 0,70 m ze szczeliną pierwotną [30,31], w tym 36 belkach wykonanych z betonu zawierającego metakaolinit i 8 bez dodatku.

Badania fraktalne przeprowadzono na 220 liniach profilowych wydzielonych z 2 losowo wybranych powierzchni przełomów, dla każdej serii betonów (po 10 linii profilowych dla jednej powierzchni przełomu) przy użyciu profilometru laserowego *Talysurf CLI 1000* firmy *Taylor Hobson* do szybkiego bezstykowego pomiaru topografii powierzchni 3D oraz programu *FRAKTAL Wymiar2D*. Linie profilowe odwzorowano z krokiem dyskretyzacji 5 μm . Wymiar fraktalny D_m obliczono metodą obwiedni morfologicznych (*morphological envelopes method*), polegającej na wyznaczeniu górnej i dolnej obwiedni za pomocą przekształceń morfologicznych otwarcia i zamknięcia przy użyciu elementu strukturalnego w postaci poziomego odcinka o długości ε_i . Następnie oblicza się pole powierzchni $A(\varepsilon_i)$ ograniczone górną i dolną obwiednią. Procedura jest powtarzana przy elementach strukturalnych o różnych długościach w celu wykreślenia wykresu zależności $\ln A(\varepsilon_i)$ od $\ln(\varepsilon_i)$. Współczynnik kierunkowy otrzymanej zależności

liniowej określa wymiar fraktalny D_m . Uzyskane wyniki analizy fraktalnej zamieszczono w Tab. 2.

Tabela 2. Wyniki badań wytrzymałościowych betonów oraz wymiaru fraktalnego po 180 dniach

Seria betonu	$f_c \pm$ błąd stand. [MPa] (liczba próbek)	$K_{Ic}^S \pm$ błąd stand. [MN/m ^{3/2}]	$D_m \pm$ błąd stand. [-]
1	78,5±1,47 (8)	1,604±0,071	1,121±0,0046
2	81,0±1,71 (8)	1,692±0,082	1,132±0,0038
3	55,6±0,73 (8)	1,288±0,032	1,151±0,0052
4	58,0±0,83 (8)	1,394±0,057	1,137±0,0037
5	82,7±1,95 (11)	1,722±0,053	1,107±0,0032
6	54,2±0,79 (11)	1,311±0,055	1,154±0,0053
7	66,9±1,00 (8)	1,455±0,037	1,141±0,0049
8	69,0±0,79 (12)	1,564±0,059	1,103±0,0029
9	67,9±1,58 (8)	1,551±0,069	1,127±0,0031
B03	76,3±2,16 (11)	1,649±0,069	1,116±0,0044
B05	56,7±0,77 (11)	1,204±0,061	1,148±0,0040

3. Analiza wyników badań

Modyfikacja betonu dodatkiem metakaolinitu, jako częściowego substytutu cementu, spowodowała wzrost f_c i K_{Ic}^S w stosunku do betonu kontrolnego bez dodatku zarówno po 28, jak i 180 dniach dojrzewania.

Na podstawie porównania wyników badań wytrzymałościowych f_c i K_{Ic}^S po 28 [15] i 180 dniach dojrzewania (Tab. 2) stwierdzono wzrost wytrzymałości na ściskanie f_c od 29,8 % (seria 5: $w/s = 0,35$; $MK/s = 0,085$) do 46,2 % (seria 1: $w/s = 0,38$; $MK/s = 0,04$), średnio o 39,8 % oraz wzrost krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{Ic}^S od 7,8 % (seria 2: $w/s = 0,38$; $MK/s = 0,13$) do 36,5 % (seria 4: $w/s = 0,51$; $MK/s = 0,13$), średnio o 22,2 %. Z uwagi na uzyskane wartości f_c i K_{Ic}^S , po 28 i 180 dniach, najlepszymi okazały się betony serii 5 o najniższym stosunku woda/spoivo ($w/s = 0,35$) oraz serii 2 o stosunkowo niskim w/s i dużym udziale dodatku metakaolinitu ($w/s = 0,38$; $MK/s = 0,13$).

W celu wyznaczenia funkcji aproksymujących zmiennych zależnych K_{Ic}^S i D_m oraz przeprowadzenia analizy korelacyjnej między krytycznym współczynnikiem intensywności naprężeń K_{Ic}^S , a wymiarem fraktalnym D_m dokonano następujących analiz statystycznych: istotności wpływu zmiennych na badane cechy, jednorodności wariancji, istotności efektów, istotności współczynników funkcji aproksymujących, adekwatności funkcji oraz regresji wielokrotnej. Analizy statystyczne przeprowadzono przy poziomie istotności 0,05.

Na podstawie analizy istotności wpływu wielkości wejściowych (w/s i MK/s) na wielkości wyjściowe K_{Ic}^S i D_m (korelacja kwalitatywna) wykazano wysoce istotny wpływ w/s i MK/s na zmianę wartości K_{Ic}^S i D_m , a jednocześnie stwierdzono różnicę wartości średnich K_{Ic}^S i D_m w poszczególnych seriach betonów. Wykazanie, przy uwzględnieniu rozrzutu wyników, statystycznej różnicy średnich K_{Ic}^S i D_m potwierdza możliwość wykorzystywania tego typu badań, wykazując wystarczającą czułość zastosowanych metod oraz potwierdza możliwość wnioskowania na podstawie uzyskanych wyników.

Statystyczną równość wariancji wartości K_{Ic}^S i D_m potwierdziły wyniki testu jednorodności wariancji Browna-Forsythe'a.

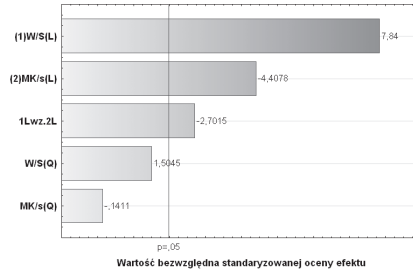
W przyjętym centralnym kompozycyjnym planie badań wstępnie funkcja aproksymująca ma postać wielomianu drugiego stopnia z interakcjami pierwszego rzędu. W celu wyeliminowania efektów nieistotnych, na przyjętym poziomie istotności 0,05, dokonano analizy wariancji ANOVA. Wyniki analizy istotności efektów w przypadku wymiaru fraktalnego D_m prezentuje wykres Pareto (rys. 1). Wykres Pareto pokazuje estymatory efektów posortowane według ich wartości bezwzględnej, a pionowa linia oznacza minimalną wartość statystycznie istotnego efektu. W przypadku wymiaru fraktalnego D_m wykazano istotność liniowych efektów głównych obu zmiennych (w/s i MK/s) oraz efektu współdziałania. W przypadku K_{Ic}^S wykazano jedynie istotność obu efektów liniowych. Efekty nieistotne usunięto i przeprowadzono analizę istotności współczynników funkcji aproksymujących. Adekwatności funkcji stwierdzono na podstawie wyników testu F.

Ostatecznie uzyskano modele regresji postaci (rys. 2):

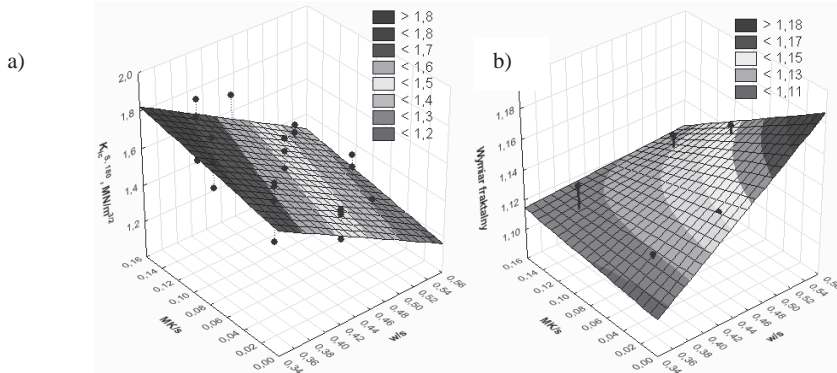
$$K_{lc}^{S,180} = 2,450 - 2,298 \cdot w/s + 0,969 \cdot MK/s \quad (1)$$

$$D_m = 0,978 + 0,371 \cdot w/s + 0,775 \cdot MK/s - 2,094 \cdot w/s \cdot MK/s \quad (2)$$

Współczynnik korelacji modelu (1), po uwzględnieniu wszystkich wyników, wynosi 0,816, natomiast dla wartości średnich 0,992. W przypadku modelu (2) wynosi on odpowiednio, dla wszystkich wyników 0,575 oraz dla wartości średnich 0,856.



Rys. 1. Wykres Pareto efektów standaryzowanych w przypadku analizy wymiaru fraktalnego D_m .



Rys. 2. Wykresy powierzchniowe zależności K_{lc}^S (po lewej) i wymiaru fraktalnego D_m (po prawej) od zmiennych w/s i MK/s .

Zwiększenie stosunku woda/spoiwo skutkowało spadkiem krytycznego współczynnika intensywności naprężeń, natomiast wzrost udziału dodatku MK powodował wzrost K_{lc}^S (rys. 2a). Wartości standaryzowanych współczynników regresji b^* (Tab. 3), otrzymane w analizie regresji wielokrotnej, świadczą o prawie 3,5-krotnie większym wkładzie zmiennej w/s , aniżeli MK/s w predykcję krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{lc}^S .

Na podstawie badań fraktalnych stwierdzono, że zwiększenie stosunku woda/spoiwo, w betonach z niewielkim udziałem metakaolinitu, skutkowało zwiększeniem wymiaru fraktalnego linii profilowych. Wpływ dodatku MK na zmniejszenie chropowatości linii profilowych (mniejszy wymiar fraktalny D_m) uwidacznia się zwłaszcza w przypadku większych wartości w/s (rys. 2b).

Większą chropowatość betonów o wyższym stosunku woda/spoiwo można tłumaczyć większą porowatością produktów hydratacji, co potwierdziły przeprowadzone badania SEM. Zaczyn przy niższych wartościach w/s był bardziej zwarty o mniejszej porowatości. Na skutek wprowadzenia dodatku metakaolinitu, o rozmiarach ziaren około dziesięciokrotnie mniejszymi od ziaren cementu, zmniejszyła się porowatość zaczynu, co spowodowało zmniejszenie chropowatości stwardniałego zaczynu cementowego (mniejszy wymiar D_m).

Uzyskany model (2) opisujący zmienność wymiaru fraktalnego od wielkości determinujących skład betonu modyfikowanego (w/s i MK/s) umożliwia pominięcie

pracochłonnych i wymagających odpowiedniej aparatury analiz fraktalnych. Błąd między wartością wymiaru fraktalnego D_m obliczonego na podstawie modelu (2), a wartością średnią obliczoną, dla każdej z serii betonów wyniósł maksymalnie 1,5 %, a średnio 0,6 %.

Tabela 3. Wyniki analizy regresji wielokrotnej dla zależności (1)

		Podsumowanie regresji zmiennej zależnej: KlcS (MK180)					
		R= 0,816 R ² = 0,666					
		F(2,33)=32,963 p<.00000 Błąd std. estymacji: ,10843					
N=36		b*	Bł. std. z b*	b	Bł. std. z b	t(33)	p
W. wolny				2,450	0,1373	17,839	0,0000
w/s		-0,7836	0,1005	-2,298	0,2949	-7,794	0,0000
MK/s		0,2288	0,1005	0,969	0,4260	2,275	0,0295

Celem badań było stworzenie modelu statystycznego pozwalającego na określenie odporności na pękanie betonów modyfikowanych metakaolinem, użytym jako częściowy substytut cementu, bez konieczności przeprowadzania badań niszczących. Krytyczny współczynnik intensywności naprężeń uzależniono od stosunku woda/spoiwo, wpływającego na klasę betonu, oraz od wymiaru fraktalnego, ilościowo charakteryzuje powstałą w procesie pęknięcia powierzchnię przełomu.

Analizę przeprowadzono na wartościach K_{lc}^S i D_m wyznaczonych na podstawie funkcji aproksymujących (1) i (2) metodą regresji wielokrotnej. Wykazano statystycznie istotny wpływ w/s i D_m na zmianę krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{lc}^S (Tab. 4). Jednocześnie stwierdzono o 40 % większy wkład zmiennej w/s , aniżeli D_m w predykcję krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{lc}^S (patrz wartości b^* , Tab. 4).

Tabela 4. Podsumowanie analizy regresji wielokrotnej w przypadku modelu (3)

		Podsumowanie regresji zmiennej zależnej: KlcS					
		R= ,98921680 R ² = ,97854987					
		F(2,6)=136,86 p<.00001 Błąd std. estymacji: ,02633					
N=9		b*	Bł. std. z b*	b	Bł. std. z b	t(6)	p
W. wolny				7,223	1,1722	6,162	0,0008
w/s		-0,5969	0,1085	-1,429	0,2598	-5,502	0,0015
Dm'		-0,4348	0,1085	-4,493	1,1209	-4,008	0,0071

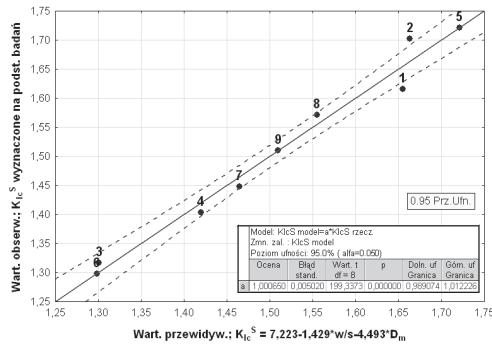
Wyraz wolny i pozostałe współczynniki równania regresji wielokrotnej (model (3)) są statystycznie istotne ($p < 0,05$, Tab. 4), a współczynnik determinacji $R^2 = 0,979$. Zmienność krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{lc}^S wyjaśniona jest zatem zmianą stosunku woda/spoiwo i wymiaru fraktalnego w 97,9 %, a zaledwie 2,1 % stanowią inne czynniki, w tym losowe.

$$K_{lc}^{S,180} = 7,223 - 1,429 \cdot w/s - 4,493 \cdot D_m \quad (3)$$

Uwzględnienie w modelu (3) oprócz stosunku woda/spoiwo również wymiaru fraktalnego skutkowało poprawą współczynnika korelacji R z 0,959 na 0,989.

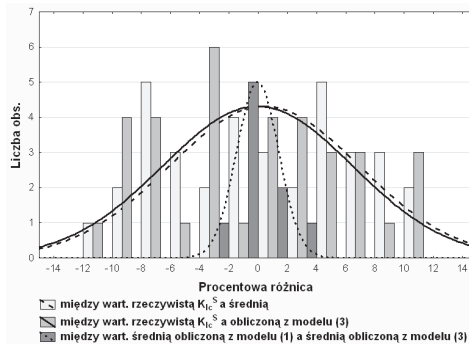
Na podstawie zależności (3) stwierdzono, że większą odpornością na pękanie charakteryzują się betony o niższym w/s i mniejszym skomplikowaniu powstałej na skutek zniszczenia powierzchni przełomu. Podobne relacje uzyskano również w przypadku wymiaru fraktalnego określanego metodami pudełkową i cięciwy [8,14,15].

Graficzne porównanie wartości obserwowanych K_{lc}^S (wyznaczonych na podstawie badań) do przewidywanych K_{lc}^S (obliczonych z modelu (3)) wykazało dużą zgodność proponowanego rozwiązania z wynikami rzeczywistymi (rys. 3). Uzyskano zależność liniową o współczynniku kierunkowym równym 1,0 i nieistotnym wyrazie wolnym. Błąd proponowanego rozwiązania określono na podstawie analizy histogramów rozrzutu procentowego błędu (rys. 4). Wykazano, że błąd proponowanego rozwiązania (model (3)) jest zbliżony do różnic wynikających z rozrzutu pojedynczych wyników badań K_{lc}^S wokół wartości średniej. Ekstremalna procentowa różnica między rzeczywistym wynikiem badania K_{lc}^S , a wartością średnią wyniosła +11,1 oraz -12,7 % (średnio 5,7 %) Błąd proponowanego rozwiązania (model (3)) wyniósł natomiast średnio 5,8 % i mieścił się w przedziale od -10,3 do +11,3%.



Rys. 3. Zależność wartości obserwowanych K_{Ic}^S względem przewidywanych obliczonych z modelu (3).

Najlepsze dopasowanie uzyskano w wyniku porównania wyników K_{Ic}^S obliczonych z modelu (1) z wartościami K_{Ic}^S obliczonymi na podstawie modelu (3) (rys. 4). W tym przypadku uzyskano średni błąd wynoszący 1,1 %, przy wartościach ekstremalnych wynoszących odpowiednio -2,5 i +2,2 %. Uzyskane rezultaty świadczą o wiarygodności uzyskiwanych z podanych modeli przewidywanych wartości krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{Ic}^S oraz możliwości praktycznego wykorzystania przedstawionego rozwiązania.



Rys. 4. Histogram rozkładu procentowych różnic wynikających z porównania wartości rzeczywistych K_{Ic}^S i wartości K_{Ic}^S obliczonych z modelu (1) lub (3).

4. Podsumowanie

Przeprowadzone badania potwierdziły korzystny wpływ dodatku metakaolinitu, jako częściowego substytutu cementu, na wzrost wytrzymałości na ściskanie i odporności na pękanie betonów po 180 dniach dojrzewania oraz umożliwiły podanie zależności funkcyjnych między krytycznym współczynnikiem intensywności naprężeń K_{Ic}^S lub wymiarem fraktalnym D_m , a zmiennymi w planie eksperymentu (w/s i MK/s).

Uzyskane na podstawie otrzymanych funkcji aproksymujących (model (1) i (2)) wartości krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{Ic}^S i wymiaru fraktalnego D_m , określonego metodą obwiedni morfologicznych, posłużyły do uzyskania zależności (3). Zaproponowany model (3) umożliwia określenie odporności na pękanie, wyrażonej krytycznym współczynnikiem intensywności naprężeń K_{Ic}^S , w zależności od stosunku woda/spoiwo (dodatek metakaolinitu ujęty jako ekwiwalent cementu; $w/s = w/(c+MK)$) i wymiaru fraktalnego D_m , charakteryzującego morfologię powierzchni przełomu.

Wymiar fraktalny dostarcza ilościowej informacji o powstałym na skutek pęknięcia przełomie. Na podstawie przeprowadzonej analizy statystycznej stwierdzono, że wpływ wymiaru fraktalnego w predykcji krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{Ic}^S jest znaczący i wynosi około 40% w porównaniu do wpływu stosunku woda/spoiwo. Zatem ujęcie w zaproponowanej zależności $K_{Ic}^S - w/s$ także wymiaru fraktalnego i uzyskana w konsekwencji poprawa współczynnika korelacji potwierdza związek odporności na

pękanie z powstałą na skutek pęknięcia powierzchnią przełomu. Potwierdzeniem wiarygodności uzyskiwanych na podstawie modelu (3) wartości K_{Ic}^S jest porównywalna wielkość błędu określenia wartości K_{Ic}^S na podstawie tego modelu z różnicą wynikającą z rozrzutów pojedynczych wyników badań K_{Ic}^S .

Przedstawione w pracy zależności (1)-(3) pozwalają na ograniczenie koniecznych informacji do przewidywania odporności na pękanie (K_{Ic}^S) jedynie do składu betonu modyfikowanego metakaolinitem (w/s i MK/s) oraz pozwalają na pominięcie badań niszczących i pracochłonnych oraz wymagających odpowiedniej aparatury analiz fraktalnych powierzchni przełomów.

Włączenie do analizy odporności na pękanie również analizy fraktalnej może w kontekście uzyskanych pozytywnych rezultatów i dalszych badań znacząco przyczynić do wyjaśnienia procesu pęknięcia poprzez, m.in. określenie fraktalnych typów pęknięć, uwzględniających wpływ warstwy stykowej kruszywo/zaczynu oraz samego zaczynu cementowego, a także możliwość tworzenia modelowych pęknięć fraktalnych uzależnionych od składu kompozytu betonowego.

Praca naukowa częściowo finansowana ze środków Narodowego Centrum Nauki w latach 2011-2013 jako projekt badawczy nr N N507 321140.

5. Literatura

- 1 Mandelbrot B.B. *Les Objets Fractals: Forme, Hasard et Dimension*, Flammarion, Paris, 1975.
- 2 Mandelbrot B.B. *Fractals. Form, chance and dimension*. W.H. Freeman, San Francisco, 1977.
- 3 Winslow D.N. The fractal nature of the surface of cement paste. *Cem. Concr. Res.* 15 (1985) 817-824.
- 4 Saouma V.E., Barton C.C. Fractals, fractures, and size effects in concrete. *J. Eng. Mech.* 120 (1994) 835-854.
- 5 Prokopski G., Langier B. Effect of water/cement ratio and silica fume addition on the fracture toughness and morphology of fractured surfaces of gravel concretes. *Cem. Concr. Res.* 30 (2000) 1427-1433.
- 6 Yan A., Wu K.-R., Zhang D., Yao W. Effect of fracture path on the fracture energy of high-strength concrete. *Cem. Concr. Res.* 31 (2001) 1601-1606.
- 7 Issa M.A., Issa M.A., Islam Md.S., Chudnovsky A. Fractal dimension – a measure of fracture roughness and toughness of concrete. *Eng. Fract. Mech.* 70 (2003) 125-137.
- 8 Prokopski G., Konkol J. The fractal analysis of the fracture surface of concretes made from different coarse aggregates. *Computers and Concrete 2* (2005) 239-248.
- 9 Carpinteri A., Spagnoli A., Vantadori S., Viappiani D. Influence of the crack morphology on the fatigue crack growth rate: A continuously-kinked crack model based on fractals. *Eng. Fract. Mech.* 75 (2008) 579-589.
- 10 Ficker T. Fractal strength of cement gels and universal dimension of fracture surfaces. *Theor. Appl. Fract. Mech.* 50 (2008) 167-171.
- 11 Zhang H., Wei D.M. Fractal effect and anisotropic constitutive model for concrete. *Theor. Appl. Fract. Mech.* 51 (2009) 167-173.
- 12 Zhang H., Wei D.M. Fracture and damage behaviors of concrete in the fractal space. *J. Mod. Phys.* 1 (2010) 48-58.
- 13 Zhang H., Wei D.M. Estimation of fracture toughness, driving force, and fracture energy for fractal cracks using the method of imaginary smooth crack. *Eng. Fract. Mech.* 77 (2010) 621-630.
- 14 Konkol J., Prokopski G. Morfologia przełomu oraz odporność na pękanie betonów modyfikowanych dodatkiem popiołu fluidalnego lub metakaolinitu. *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Seria Budownictwo i Inżynieria Środowiska*, z. 58, nr 3/11/III (2011) 321-330.
- 15 Konkol J. Wykorzystanie parametrów fraktalnych i stereologicznych do opisu odporności na pękanie betonów modyfikowanych wybranymi dodatkami typu II. *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, seria Budownictwo i Inżynieria Środowiska*, z. 59, nr 3/12/III (2012) 222-232.
- 16 Brandt A.M., Prokopski G. On the fractal dimension of fracture surfaces of concrete elements. *J. Mater. Sci.* 28 (1993) 4762-4766.

- 17 Czarnecki L., Garbacz A., Kurach J. On the characterization on polymer concrete fracture surface. *Cem. Concr. Compos.* 23 (2001) 399-409.
- 18 Czarnecki L., Chmielewska B. Fracture and fractography of silane modified resin mortars. *Int. J. Restor. Build. Monum.* 9 (2003) 603-18
- 19 Erdem S., Blankson M.A. Fractal-fracture analysis and characterization of impact-fractured surface in different types of concrete using digital image analysis and 3D nanomap laser profilometry. *Constr. Build Mater.* 40 (2013) 70-76.
- 20 Wild S., Khabit J.M., Jones A., Relative strength pozzolanic activity and cement hydration in superplasticised metakaolin concrete. *Cem. Concr. Res.* 26 (1996) 1537-44.
- 21 B.B. Sabir, S. Wild, J. Bai, Metakaolin and caged clays as Pozzolans for concrete: a review. *Cem. Concr. Compos.* 23 (2001) 441-54.
- 22 Jones T.R. Metakaolin as a pozzolanic addition to concrete, w *Structure and Performance of Cements* (red. J. Bensted, P. Barnes). Spoon Press, London, New York 2002.
- 23 Poon C.S., Kou S.C., Lam L. Compressive strength, chloride diffusivity and pore structure of high performance metakaolin and silica fume concrete. *Constr. Build Mater.* 20 (2006) 858-865.
- 24 Siddique R., Klaus J. Influence of metakaolin on the properties of mortar and concrete: A review. *Appl. Clay Sci.* 43 (2009) 392-400.
- 25 Pavlíková M., Brtník T, Keppert M., Černý R. Wpływ metakaolinitu, jako częściowego zamiennika cementu, na właściwości zapraw wysoko-wartościowych. *Cement Wapno Beton* 9 (2009) 113-122.
- 26 Ramezani-pour A.A., Jovein H.B. Influence of metakaolin as supplementary cementing material on strength and durability of concretes. *Constr. Build Mater.* 30 (2012) 470-479.
- 27 Madandoust R., Mousavi S.Y. Fresh and hardened properties of self-compacting concrete containing metakaolin. *Constr. Build Mater.* 35 (2012) 752-760.
- 28 Dvorkin L., Bezusyak A., Lushnikova N., Ribakov Y. Using mathematical modeling for design of self compacting high strength concrete with metakaolin admixture. *Constr. Build Mater.* 37 (2012) 851-64.
- 29 Rashad A.M. Metakaolin as cementitious material: History, scours, production and composition – A comprehensive overview. *Constr. Build Mater.* 41 (2013) 303-318.
- 30 Prokopski G. *Mechanika pękania betonów cementowych*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów, 2009.
- 31 Determination of fracture parameters (K_{Ic} and CTOD_c) of plain concrete using three-point bend test. RILEM Draft Recommendations, TC 89 - FMT Fracture Mechanics of Concrete Test Methods. *Materials and Structures* 23, 1990.

The use of fractal geometry in determination of fracture toughness of metakaolinite modified concrete

Janusz Konkol¹

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

Abstract: The aim of the paper is to present the results of experiments on concretes after 180 days of hardening with metakaolinite addition. Measurements of compressive strength f_c , critical stress intensity factor K_{Ic}^S and fractal dimension D_m were performed. The plan included nine measurement points. Water/binder ratios ranging from 0.35 to 0.54, and the metakaolinite additives in the amount ranging from 2.1 to 14.9 % relative to the mass of binder were used as independent variables. Statistically significant correlations were given. The proposed solutions can be used in designing the concrete with metakaolinite, which enables the prediction of K_{Ic}^S after 180 days of hardening concrete with no need for destructive tests.

Keywords: concrete, fracture toughness, fractal dimension, metakaolinite.

Wpływ zeolitów na proces hydratacji spoiw mineralnych

Jan Małolepszy¹, Ewelina Grabowska²

Katedra Technologii Materiałów Budowlanych, Wydział Inżynierii Materiałowej i Ceramiki, AGH,
e-mail: ¹ j.malo@agh.edu.pl, ² evelyn@agh.edu.pl

Streszczenie: W artykule przedstawiono wyniki badań właściwości fizycznych i chemicznych zeolitu - klinoptilolitu (Z), na podstawie których została oceniona jego przydatność do zastosowania w produkcji materiałów budowlanych. Analizowano wpływ zeolitu na proces hydratacji mieszanin z wapnem, cementem portlandzkim oraz wapnem, cementem i rozdrobnionym piaskiem. W celu identyfikacji produktów reakcji hydratacji w warunkach naturalnych, niskoprężnego naporowania (80°C) i autoklawizacji (180°C) posłużono się metodą XRD, DTA/TG oraz SEM. Wyniki badań wskazują, że klinoptilolit odznacza się umiarkowaną aktywnością pucolanową oraz można go z powodzeniem stosować jako dodatek pucolanowy do cementu, a także do spoiwa w produkcji betonu komórkowego.

Słowa kluczowe: klinoptilolit, Ca(OH)₂, aktywność pucolanowa, warunki hydrotermalne, C-S-H, hydrogranaty

1. Wprowadzenie

Historia stosowania pucolan w technologii jest znana od dawna i sięga swoimi korzeniami starożytności [1,2]. Długoletnią tradycję stosowania jako pucolan mają popioły i tufy wulkaniczne, krzemionkowe i wapniowe popioły lotne, następnie ziemia krzemionkowa, diatomity i geza [3-5]. W ostatnim okresie czasu stosowany jest pył krzemionkowy, metakaolinit i popioły fluidalne [6-9]. Do pucolan można także zaliczyć zeolity [10-12].

Pierwsza wzmianka na temat zeolitów sięga roku 1756, kiedy to w szwedzki uczyony Axel Fryderyk von Cronstedt badał minerały odznaczające się specyficzną właściwością. Zauważył wtedy, że pod wpływem ogrzewania zeolity sprawiają wrażenie wrzenia – pokrywają się pęcherzykami, uwalniając zawartą w nich wodę. Dzięki temu odkryciu zyskały one nazwę „*dzeolitos*” - zeolity, czyli „wrzące kamienie” (od greckiego: *dzeo* – wrzeć, *lithos* – kamień). Badanym przez Cronstedta minerałem był stilbit, zaliczany obecnie do zeolitów naturalnych [13].

Dodatki pucolanowe zajmują szczególne miejsce we współczesnej technologii cementu i betonu. Modyfikują bowiem wiele właściwości użytkowych cementu i betonu m. in. ciepło hydratacji, czas wiązania, wytrzymałość na ściskanie, wodoszczelność i odporność korozyjną [14,15]. Choć pucolany znane są od stuleci, dopiero postęp w zakresie metod badawczych na przełomie XX i XXI wieku pozwolił wyjaśnić szczegółowo ich rolę w kształtowaniu właściwości spoiw i betonu. W ostatnim okresie czasu pojawia się coraz więcej publikacji dotyczących wykorzystania zeolitów naturalnych do produkcji cementów i betonów [16,17].

Znanych jest ponad 100 różnych typów zeolitów, z których wszystkie można otrzymywać syntetycznie, a ponad 40 występuje w przyrodzie w sposób naturalny. Zeolity naturalne to grupa uwodnionych tektoglinokrzemianów, o specyficznej, bardzo zróżnicowanej strukturze zawierającej wolne przestrzenie wypełnione jonami oraz cząsteczkami wody, mającymi dużą swobodę ruchu. Jednym z głównych przedstawicieli zeolitów naturalnych jest klinoptilolit. Nieustannie prowadzone badania nad specyficznymi właściwościami zeolitów (do których zalicza się właściwości pucolanowe, katalityczne, jonowymiennie i adsorpcyjne), wskazują wszechstronne możliwości wykorzystania tych materiałów, stąd często określa się je często mianem surowców XXI wieku [18-23].

Mimo interesujących eksperymentów wielu polskich i zagranicznych autorów, poruszających tematykę pucolan (w tym zeolitów), brak jest dotychczas szczegółowych

badania na temat wpływu tych materiałów na proces hydratacji cementu i spoiw w warunkach naturalnych, niskoprężnego napażania i hydrotermalnych. Dlatego też niniejsza praca poświęcona jest temu zagadnieniu na przykładzie klinoptilolitu. Dla wyjaśnienia zjawisk związanych z procesem hydratacji oraz składu fazowego stwardniałych spoiw i cementu zawierającego zeolit, zastosowano SEM, XRD, DTA/TG i mikrokalorymetrię. Wykonano także wstępne badania właściwości wytrzymałościowych.

2. Wprowadzenie

2.1. Charakterystyka fizykochemiczna surowców

Do badań zastosowano cement portlandzki CEM I 42,5R, zeolit naturalny, wodorotlenek wapnia oraz mielony piasek kwarcowy.

2.1.1. Cement

W badaniach użyto cement portlandzki CEM I 42,5R [24]. Właściwości tego cementu przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Właściwości fizyko – chemiczne CEM I 42,5R

Właściwość	Wartość	Właściwość	Wartość
Powierzchnia właściwa	3500 cm ² /g	Zawartość alkaliów (eq Na ₂ O)	0,8%
Początek czasu wiązania	202 min	Wodoządnosc	28,7%
Koniec czasu wiązania	257 min	Wytrzymałość na ścisk. po 2 dniach	29,3±0,86 MPa
Gęstość właściwa	3,11 g/cm ³	Wytrzymałość na ścisk. po 7 dniach	48,1±2,17 MPa
Zawartość siarczanów SO ₃	3,06%	Wytrzymałość na ścisk. po 28 dniach	58,5±0,88 MPa
Zawartość chlorków Cl ⁻	0,03%		

2.1.2. Zeolit

Materiał badawczy stanowił zeolit naturalny klinoptilolit pochodzący ze Słowacji. Przeprowadzono badania zeolitu metodą analizy rentgenograficznej, termicznej oraz spektroskopii w podczerwieni. Właściwości fizyczne, skład chemiczny i fazowy oraz analizę sitową zestawiono w tabelach 2 i 3. Największy udział frakcji w zeolicie stanowią ziarna od 0-16µm i 16-32µm bo ok. 90%.

Tabela 2. Właściwości fizyko – chemiczne klinoptilolitu naturalnego

Właściwość	Wartość	Związek chemiczny	Zawartość związku [%]
Punkt pięknienia [°C]	1260	SiO ₂	65-71,3
Temperatura topnienia [°C]	1340	Al ₂ O ₃	11,5-13,2
Stabilność termiczna do [°C]	400	CaO	2,7-5,2
barwa	szarozielony	MgO	0,6-1,2
zapach	bezwonny	K ₂ O	2,2-3,4
Stopień białości [%]	70	Na ₂ O	0,2-1,3
Twardość w skali Mohs'a	1,5-2,5	Fe ₂ O ₃	0,7-1,9
pH	6,8-7,2	klinoptilolit	84
Gęstość objętościowa [kg/m ³]	550-700	krystobalit	8
Porowatość [%]	24-32	mika	4
Rzeczywista średnica porów [Å]	4	plagioklaz	3-4
Wytrzymałość na ściskanie [MPa]	33	kwarc	ślady

Tabela 3. Analiza ziarnowa klinoptilolitu

Wielkość cząstek [µm]	0-4	4-8	8-16	16-32	32-63	63-125	>125
Zawartość frakcji [%]	0	0,01	41,5	48,5	8,9	1,0	0

Określono także aktywność pucolanową klinoptilolitu wg ASTM C379-65T oraz PN-EN 450-1:2009. Wyniki badań zestawiono w tabeli 4. Zeolit ten wykazuje znaczną aktywność pucolanową szczególnie do krzemionkowych popiołów lotnych.

Tabela 4. Wskaźnik aktywności pucolanowej klinoptilolitu

Metoda	Parametr	Wartość		
		uzyskana	zalecana	
ASTM C379-65T	Aktywny składnik chemiczny [%mas.]	SiO ₂	48,96±1,39	-
		Al ₂ O ₃	7,05±0,09	-
		SiO ₂ + Al ₂ O ₃	56,00±1,48	>20
PN-EN 450-1:2009	Wskaźnik aktywności pucolanowej [%]	po 28 dniach	84,8	≥75

2.1.3. Piasek

Do przygotowania spoiwa stosowanego w technologii betonu komórkowego - CWPZ0, CWPZ10 i CWPZ20 użyto piasku normowego zmielonego do powierzchni 3700cm²/g. Analizę ziarnową piasku prezentuje tabela 5. Największy udział frakcji w piasku przypadał na uziarnienie 52µm, aż 5,2 %.

Tabela 5. Rozkład wielkości cząstek piasku mielonego mierzony za pomocą dyfrakcji laserowej (Malvern)

Wielkość cząstek [µm]	<1	1-10	10-100	100-1000
Zawartość frakcji [%]	3,8	25,9	64,1	6,2

2.1.4. Wapno hydratyzowane

Właściwości tego spoiwa są spełnione przez normę PN-EN 459-1:2003 [25].

3. Program badań

Autorzy podzielili tematykę badań na następujące etapy:

- pierwszy etap dotyczył badań wpływu zeolitu na proces hydratacji i skład fazowy stwardniałych zaczynów cementowych i spoiwowych z udziałem piasku mielonego
- drugi etap badań dotyczył wpływu zeolitu na właściwości wytrzymałościowe stwardniałych zaczynów cementowych, cementowo-wapiennych i spoiwowych.

Każda próbka dojrzewała w trzech różnych warunkach – naturalnych (20°C), niskoprężnego naporowania: 80°C i autoklawizacji: 180°C. Do określenia produktów hydratacji, posłużono się metodami XRD, DTA/TG oraz SEM/EDS. W tabeli 6 przedstawiono procentowy skład zaczynów i spoiw z udziałem zeolitu. Wyniki badań wytrzymałościowych zestawiono w tabeli 8. Z uwagi na zdolność zeolitu do pochłaniania wody zastosowano korektę wskaźnika w/s w celu utrzymania jednakowej konsystencji zaczynów i zapraw jak w próbkę odniesienia (bez dodatku zeolitu).

Tabela 6. Skład receptur użytych w badaniach

	Nr receptury	Oznaczenie	w/s	CEM I 42,5R	Ca(OH) ₂	zeolit	piasek
zaczyny	1	WZ85	0,60	-	15%	85%	-
	2	CZ0	0,30	100%	-	-	-
	3	CZ25	0,35	75%	-	25%	-
	4	CZ40	0,40	60%	-	40%	-
	5	CWZ0	0,60	50%	50%	-	-
	6	CWZ10	0,60	45%	45%	10%	-
	7	CWZ20	0,60	40%	40%	20%	-
	8	CWPZ0	0,80	30%	30%	-	40%
zaprawy	9	CWPZ10	0,80	25%	25%	10%	40%
	10	CWPZ20	0,80	25%	25%	20%	30%

4. Wyniki badań

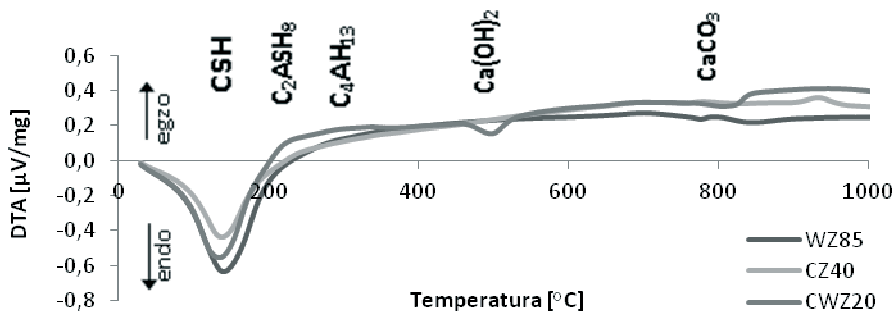
Badania składu fazowego zaczynów i zapraw cementowych, cementowo-wapiennych i spoiwowych wykazały, że istotny wpływ na ilość i rodzaj powstałych produktów hydratacji mają warunki dojrzewania i zawartość zeolitu. W przypadku naturalnego dojrzewania zaczynów głównymi produktami są: C-S-H, niewielka ilość hydrogranatu

[C_2ASH_8] oraz uwodniony glinian wapnia [C_4AH_{13}] (rys. 2a,b). Wydłużenie czasu dojrzewania i wzrost temperatury zwiększa ilość produktów hydratacji (rys. 2c-f). Badania DTA wykazały również zwiększoną aktywność pucolanową w miarę wzrostu ilości zeolitu w zaczynie cementowym (maleje ilość portlandytu). Analiza SEM/EDS potwierdziła wyniki badań XRD i DTA (rys. 1, 3).

Badania mikrokalorymetryczne (rys. 4, 5, i tabela 7) wykazały, że wraz z dodatkiem zeolitu zmniejsza się ilość ciepła w początkowym okresie hydratacji i wydłuża się okres indukcji. Jest on jednak mniejszy od efektu „rozcieńczenia” cementu w miarę dodawania zeolitu. Świadczy to o efekcie pucolanowym w pierwszym okresie hydratacji cementu.

W przypadku badania hydratacji spoiwa cementowo – wapiennego i mielonego piasku kwarcowego w warunkach hydrotermalnych stwierdzono już różnicę w jakości i ilości produktów hydratacji. Zaobserwowano, że oprócz C-S-H, tobermorytu (rys. 2c) wystąpiły niewielkie ilości ksonotlitu (rys. 2d) oraz pojawiły się już znaczne ilości hydrogranatów z grupy katoitu [$CASH$] (rys.3e) oraz scawtytu [$Ca_7Si_6O_{18}CO_3(H_2O)_2$] (rys. 2f).

Analiza badań wytrzymałościowych zaczynów i zapraw cementowych, cementowo-wapiennych i spoiwowych (tab. 8) wykazała, że wytrzymałość próbek poddanych zarówno procesowi naparzania jak i autoklawizacji wzrosła dwukrotnie przy 10% dodatku zeolitu w stosunku do matrycy bez zeolitu i trzykrotnie przy 20% dodatku zeolitu. Ponadto zaobserwowano, że wytrzymałość próbek CWPZ poddanych procesowi autoklawizacji jest o 100% większa niż wytrzymałość tych samych próbek po niskoprężnym naparzaniu. Oznacza to, że autoklawizacja jest korzystnym procesem kształtującym trwałość próbki, a zeolit stanowi jeden z czynników poprawiających właściwości wytrzymałościowe materiałów, spełniając tym samym doskonale rolę surowca do produkcji betonu komórkowego.



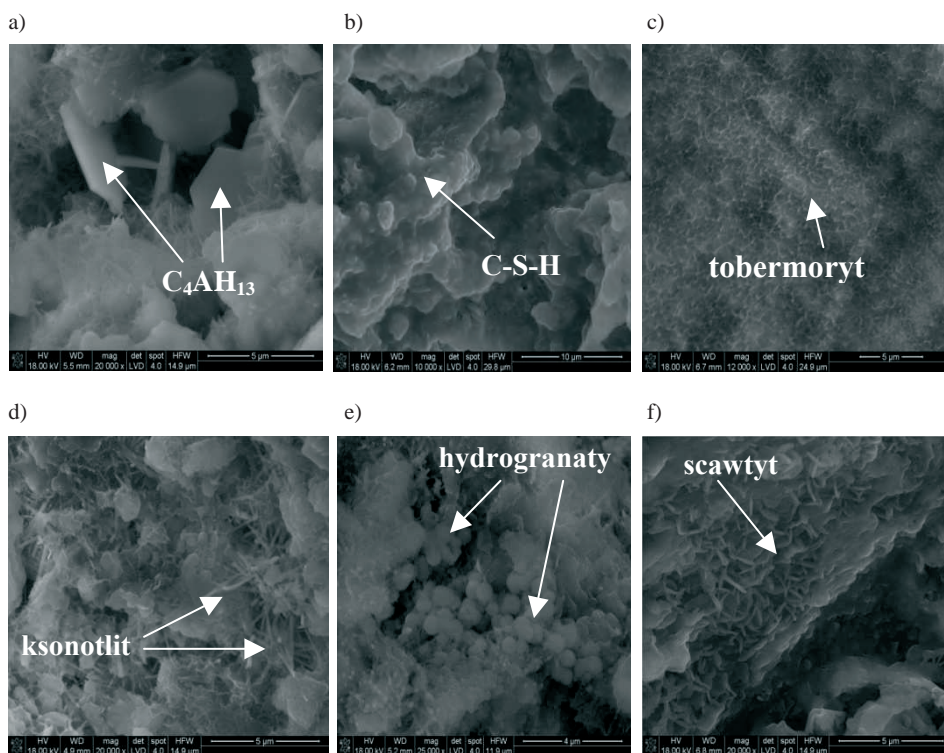
Rys. 1. Krzywe termiczne wybranych próbek po autoklawizacji

Tabela 7. Ciepło hydratacji i szybkość wydzielania ciepła cementu CEM I 42,5R z dodatkiem zeolitu

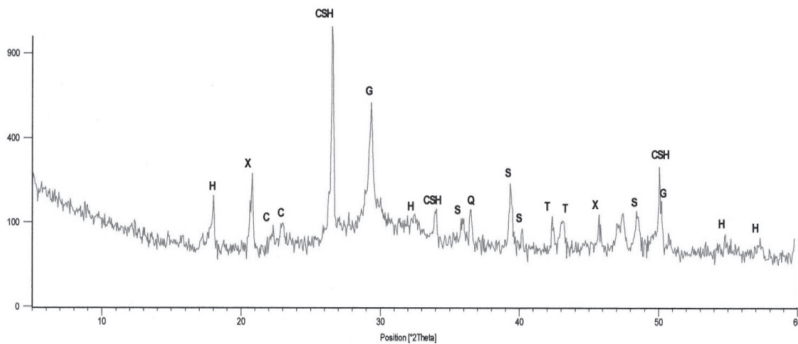
	100% CEM I	75% C + 25% Z	60% C + 40% Z
Całkowite ciepło hydratacji po 72h [kJ/g]	324,5	289,8	269,3
Szybkość wydzielania ciepła po 13h [J/g·h]	8,6	6,5	5,9

Tabela 8. Wytrzymałość na ściskanie zaczynów i zapraw cementowych, cementowo-wapiennych i spoiwowych po naporzeniu (N) i autoklawizacji (A) po 7 dniach

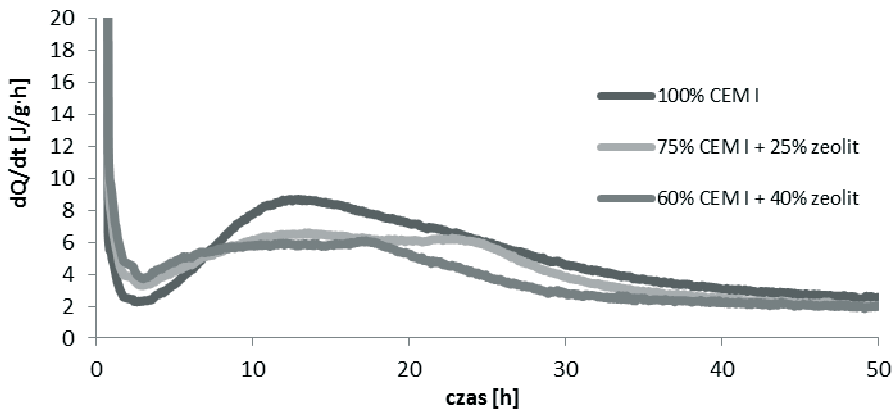
receptura	cykl	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]	
		N	A
WZ85		3,1±0,3	5,9±0,5
CZ0		20,5±1,6	24,2±1,7
CZ25		16,7±1,5	20,6±1,4
CZ40		11,2±0,9	16,0±1,1
CWZ0		2,1±0,2	4,3±0,3
CWZ10		2,6±0,6	5,1±0,4
CWZ20		3,2±0,4	6,0±0,4
CWPZ0		2,9±0,5	6,1±0,3
CWPZ10		3,5±0,2	6,8±0,4
CWPZ20		4,2±0,4	7,4±0,5



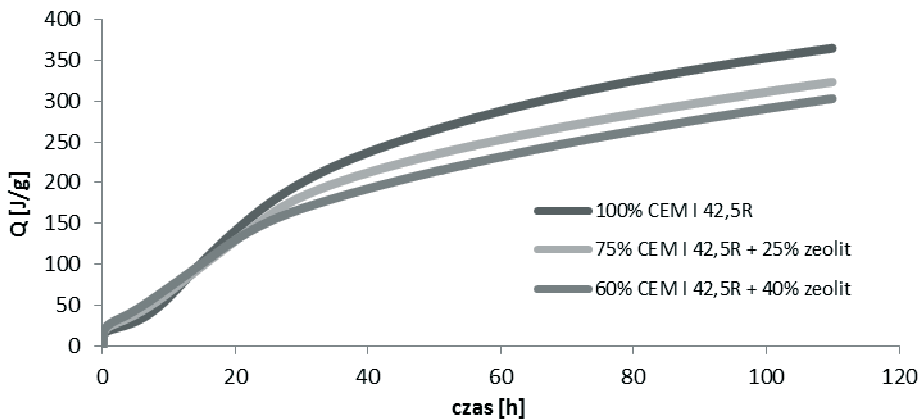
Rys. 2. Obserwacje mikroskopowe SEM wybranych próbek z różnym dodatkiem zeolitu
 a) CWZ20 – warunki naturalne (pow. 20000x) b) CWPZ20 – warunki naturalne (pow. 10000x)
 c) CWZ20 – po autoklawizacji (pow. 20000x) d) CWPZ20 – po autoklawizacji (pow. 20000x)
 e) CWZ20 – po autoklawizacji (pow. 25000x) f) CWPZ20 – po autoklawizacji (pow. 20000x)



Rys. 3. Dyfraktogram zaprawy CWPZ20 po autoklawizacji (faza CSH, G-girolit, S-scawtyt, H-hydrogrossular, X-xonotlit, C-clinoptilolit, T-tobermoryt)



Rys. 4. Krzywe szybkości wydzielania ciepła dla CEM I 42,5R hydratyzującego z dodatkiem zeolitu
Całkowite ciepło hydratacji CEM I 42,5R z dodatkiem zeolitu



Rys. 5. Całkowite ciepło hydratacji CEM I 42,5R z dodatkiem zeolitu.

5. Podsumowanie

Naturalny zeolit klinoptilolitowy może być wykorzystywany jako dodatek mineralny do cementu. Należy jednak dokonać badań składu fazy ciekłej co do zawartości wolnych jonów sodowych. Interesujące są wyniki badań składu fazowego autoklawizowanych spoiw cementowo – wapienno – krzemionkowych, które wskazały na to, że zeolity te można by wykorzystać w produkcji autoklawizowanych materiałów budowlanych takich jak cegła wapienno – piaskowa i beton komórkowy.

Artykuł jest wynikiem badań przeprowadzonych w Katedrze Materiałów Budowlanych na Wydziale Inżynierii Materiałowej i Ceramiki Akademii Górniczo-Hutniczej w ramach działalności statutowej nr 11.11.160.437

Literatura

- 1 Tkaczewska E. Metody badań aktywności pucolanowej dodatków mineralnych, *Materiały Ceramiczne*, 63, 3, (2011), 536-541
- 2 Burton T. *Wind Energy*. John Wiley & Sons, Ltd, 2001.
- 3 Massazza F. Pozzolana and Pozzolanic Cement, *Lea's Chemistry of Cement and Concrete*, Arnold, London, 1998, 471.
- 4 Kosior-Kazberuk M., Nowe dodatki mineralne do betonu, *Civil and Environmental Engineering / Budownictwo i Inżynieria Środowiska* 2 (2011) 47-55
- 5 Stoleriu S., Teoreanu I., Chemical and hardening processes in cementitious material - pozzolana - activator binding systems, *International Conference of Building Materials*, Weimar, 2009, P.154
- 5 Giergiczny Z., Rola popiołów lotnych wapienno-krzemionkowych i krzemionkowych w kształtowaniu właściwości współczesnych spoiw budowlanych i tworzyw cementowych, *Wydawnictwo PK*, Kraków 2006
- 6 Nocuń-Wczelik W., Pył krzemionkowy – podstawy stosowania w technologii betonu, *Materiały Ceramiczne* 2/2007, tom LIX
- 7 Wang H., Li H., Yan F., Synthesis and mechanical properties of metakaolinite-based geopolymer, *Colloids and Surfaces A: Physicochemical and Engineering Aspects*, Volume 268, Issues 1-3, (2005), 1-6
- 8 Gosh S.N. (ed.), *Progress in Cement and Concrete. Cement and Concrete Science & Technology*, ABI Books Private Limited, Vol. 1, cz.1, 2, New Delhi 1991
- 9 Kurdowski W., *Chemia cementu i betonu*, Polski Cement, Warszawa, 2010.
- 10 Skipkiūnas G., Sasnauskas V., Vaičiūkytė D., Daukšys M., Ivanauskas E., Hydration of cement paste with addition of modified zeolite, *International Conference of Building Materials*, Weimar, 2009, P.1.19
- 11 Tokushige H., Kawakami M. and Bier T. A., Physical and mechanical properties of mortar and porous concrete using natural zeolite, *International Conference of Building Materials*, Weimar, 2009, P.2.07
- 12 Snellings R., Mertens G., Elsen J., Evaluation of the pozzolanic activity of natural zeolite tuffs, *XIII ICC International Congress On the Chemistry Of Cement*, Madrid, 3-8 July, 2011, Area: 2, p.101
- 13 Handke M., *Krzystalochemia krzemianów*, UWND AGH, Kraków, 2008.
- 14 Mertens G., Snellings R., Van Balen K., Bicer-Simsir B., Verlooy P., Elsen J. Pozzolanic reactions of common natural zeolites with lime and parameters affecting their reactivity, *Cement and Concrete Research* 39 (2009) 233-240
- 15 Ahmadi B., Shekarchi M. Use of natural zeolite as a supplementary cementitious material, *Cement and Concrete Composites* 32 (2010) 134-141
- 16 Grutzeck M., Kwan S., DiCola M. Zeolite formation in alkali-activated cementitious systems, *Cement and Concrete Research* 34 (2004) 949-955
- 17 Canpolat F., Yılmaz K., Köse M.M., Sümer M., Yurdusev M.A. Use of zeolite, coal bottom ash and fly ash as replacement materials in cement production, *Cement and Concrete Research* 34 (2004) 731-735
- 18 Król M., Mozgawa W., Pichór W., K.Barczyk *Materiały autoklawizowane z zeolitu naturalnego*, CWB-1/2013, 1-9

- 19 Arcoya A., González A., Travieso N., Seoane X.L. Physicochemical and catalytic properties of a modified natural clinoptilolite, *Clay Minerals* (1994) 29, 123-131
- 20 Karakurt C., Kurama H., Topçu İ.B., Utilization of natural zeolite in aerated concrete production, *Cement and Concrete Composites* 32 (2010) 1-8
- 21 Siemaszko-Lotkowska D., Gajewski R., Właściwości zeolitu w aspekcie zastosowania w betonie, *Ceramika* vol. 103, 2008
- 22 Bundyra-Oracz G., Siemaszko-Lotkowska D., Zeolit – dodatek pucolanowy do betonu, *Budownictwo Technologie Architektura* nr 4(52)/2010
- 23 Bogdanov B., Georgiev D., Angelova K., Yaneva K. Natural zeolites: clinoptilolite. Review, *Natural&Mathematical science*, Volume IV, s.6-11
- 24 http://www.lafarge.pl/Karta_produkcyjna_cementu_CEM_I_42_5_R.pdf
- 25 http://www.trzuskawica.pl/wpcontent/uploads/2012/nowe/karty_produktyw_wapnia/wapno%20hydrowapna%20tyzowane%2017.08.2012..pdf

The influence of zeolites on hydration process of mineral binders

Jan Małolepszy¹, Ewelina Grabowska²

*Department of Building Materials Technology, Faculty of Material Science and Ceramics, AGH
University of Science and Technology, e-mail: ¹j.malo@agh.edu.pl, ²evelyn@agh.edu.pl*

Abstract: This paper presents the results of physical and chemical properties of zeolite - clinoptilolite (Z), on the basis of which its usefulness in different terms and applications was assessed. Same pozzolan was also investigated and analyzed in term of the changes that it causes in the system pozzolan - cement – lime - sand - water with different content of ingredients. In order to identify the hydration products in the natural conditions, infusion (80°C) and autoclaving (180°C) XRD, DTA / TG and SEM was used.

The results indicate that clinoptilolite is characterized by moderate pozzolanic activity and can be successfully used as a pozzolanic additive for cement, and a binder in the production of aerated concrete.

Keywords: clinoptilolite, Ca(OH)₂, pozzolanic activity, hydrothermal conditions, C-S-H, hydrogarnets

Oszacowanie wartości charakterystycznej wytrzymałości betonu na ściskanie według aktualnych zaleceń normowych

Izabela Skrzypczak¹

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

Streszczenie: Stosowanie odwiertów rdzeniowych jest integralną częścią oceny istniejących konstrukcji, które mają być modernizowane, przeprojektowywane lub zostały uszkodzone. Oceny wyników badań i szacowania wartości charakterystycznych wytrzymałości na ściskanie można wykonać według metody statystycznej zaproponowanej w załączniku D do normy PN-EN 1990, a także według PN-EN 13791. Procedury, zalecane w obu dokumentach różnią się od siebie, co może prowadzić do różnych oszacowań wartości charakterystycznych. Zweryfikowano, że wartości wytrzymałości charakterystycznej na ściskanie, określone według obydwu norm są do siebie zbliżone.

Wartości charakterystycznej wytrzymałości na ściskanie określono w odniesieniu do obecnie obowiązujących zaleceń normowych zawartych w PN-EN 13791 i PN-EN 1990 - Załącznik D.

Słowa kluczowe: beton, wytrzymałość charakterystyczna, oszacowanie, zalecenia normowe

1. Wprowadzenie

Stosowanie odwiertów jest integralną częścią sprawdzania wiarygodności istniejących konstrukcji betonowych lub żelbetowych, co do których istnieją niepewności związane z właściwościami materiałów. Oszacowanie wartości charakterystycznej wytrzymałości betonu w konstrukcjach na podstawie odwiertów rdzeniowych można wykonać zgodnie z normą PN-EN 13791 [1], która opiera się na zaleceniach zawartych w EN 206-1 [3], a więc określeniu właściwości betonu na podstawie kryteriów zgodności. Normatyw PN-EN 13791 [1] za szczególnie uzasadnione przypadki, w których oszacowanie wytrzymałości betonu na ściskanie może być dokonywane na podstawie wyników badania odwiertów rdzeniowych dla istniejących obiektów, przyjmuje następujące sytuacje:

- ocena stanu technicznego istniejących konstrukcji, w przypadku gdy mają być one modernizowane lub przeprojektowane;
- dokonanie oceny bezpieczeństwa konstrukcji, w sytuacji gdy pojawiają się wątpliwości odnośnie wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcji, spowodowane błędami wykonawczymi, uszkodzeniami pożarowymi betonu bądź też innymi czynnikami.

Ocenę statystyczną i oszacowanie wartości charakterystycznych na podstawie badań przedstawia również Załącznik D „Projektowanie wspomaganie badaniami” do PN-EN 1990 [2]. Zaproponowana w Załączniku procedura statystyczna jest spójna z dokumentami ISO 13822 [5], ISO 12491 [6] oraz PN-ISO 2394 [7].

Metody statystyczne, stosowane w celu oszacowania wartości charakterystycznych wytrzymałości betonu, w niektórych przypadkach, mogą być używane do bezpośredniego szacowania wartości projektowych, dlatego bardzo ważna jest spójność zaproponowanych procedur obliczeniowych.

Procedury zaproponowane w normach PN-EN 13791 [1] i PN-EN 1990 [2], jednak różnią się od siebie i mogą prowadzić do różnych oszacowań wartości charakterystycznej. Empiryczne relacje określone w PN-EN 13791 [1] prowadzą do uzyskiwania wyższych wartości charakterystycznej wytrzymałości betonu, a zatem od strony niebezpiecznej.

Uzyskane wartości wytrzymałości charakterystycznej na ściskanie odniesiono do obecnie obowiązujących wytycznych projektowych zawartych w PN-EN 1990 - Załącznik D [2] oraz PN-EN 1992 [3].

2. Oszacowanie wartości charakterystycznych według PN-EN 13791

Norma PN-EN 13791 [1] przewiduje dwie różne procedury oceny wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcji w zależności od liczby wyników badań.

Norma [1] rozróżnia dwa przypadki:

Przypadek „A” - dysponujemy 15 lub więcej wynikami badań wytrzymałości wykonanymi na odwiertach rdzeniowych. Wytrzymałość charakterystyczna betonu w konstrukcji $f_{ck, is}$ jest mniejszą z wartości:

$$f_{ck, is} = f_{m(n), is} - k_2 \cdot s \quad (1)$$

lub

$$f_{ck, is} = f_{is, lowest} + 4 \quad (2)$$

gdzie: $f_{m(n), is}$ – wytrzymałość średnia z n wyników badań

$f_{is, lowest}$ – najmniejszy wynik badania wytrzymałości wśród n wyników badań

k_2 – współczynnik statystyczny (wartość k_2 przyjmowana jest jako 1,48)

s – odchylenie standardowe (s powinno być wartością wyliczoną, lub równą 2,0 MPa, w zależności od tego, która wartość jest większa).

Przypadek „B” - dysponujemy mniej niż 15 wynikami badań wytrzymałości wykonanymi na odwiertach rdzeniowych (3÷14 wyników). Wytrzymałość charakterystyczna betonu w konstrukcji $f_{ck, is}$ jest mniejszą z wartości:

$$f_{ck, is} = f_{m(n), is} - k \cdot f_{ck, is} = f_{m(n), is} - k \quad (3)$$

lub

$$f_{ck, is} = f_{is, lowest} + 4 \quad (4)$$

gdzie: $f_{m(n), is}, f_{is, lowest}$ – jak we wzorach (1) i (2)

k – współczynnik (wartość z Tabeli 1 w zależności od liczby wyników badań)

Tabela 1. Zmienna k przy małej liczbie wyników badań [1]

n	k
od 10 do 14	5
od 7 do 9	6
od 3 do 6	7

Po ustaleniu wytrzymałości charakterystycznej betonu w konstrukcji $f_{ck, is}$ można zakwalifikować beton do odpowiedniej klasy zgodnej z normą PN-EN 206-1 [4].

3. Oszacowanie wartości charakterystycznych według PN-EN 1990

Przy ocenie wyników badań zaleca się porównanie zachowania się próbek i postaci zniszczenia z przewidywanymi teoretycznie. Wszystkie znaczące niezgodności w stosunku do przewidywanych (założeń) należy wyjaśnić poprzez dodatkowe badania lub modyfikację (zmianę) modelu teoretycznego.

Zgodnie z Załącznikiem D do normy PN-EN 1990 [2] zaleca się, aby ocenę wyników badań przeprowadzać na podstawie metod statystycznych z wykorzystaniem istniejących informacji o typie stosowanego rozkładu i związanych z nim parametrów. Metoda wymieniona w załączniku D może być stosowana tylko wtedy, gdy są spełnione poniższe warunki:

- dane statystyczne (w tym informacje a priori) podane są z określonych i wystarczająco wiarygodnych danych źródłowych;

- dostępna jest wystarczająca liczba obserwacji.
- Na poziomie interpretacji oceny wyników badań rozróżnia się trzy, główne kategorie:
- przeprowadza się tylko jedno badanie (lub bardzo mało badań) i żadna klasyczna statystyczna interpretacja nie jest możliwa. W takim przypadku należy wykorzystać szeroką wiedzę a priori związaną z hipotezą o względnych stopniach ważności tej informacji i wyników badań rozumianych jako ocena statystyczna (ocena z wykorzystaniem procedur Bayesa opisane w normie ISO 12491 [4], L. Brunarski [8], L. Czarnecki [9]);
 - w celu oceny parametru przeprowadza się większą serię badań i można wykorzystać klasyczną ocenę statystyczną. Najczęstsze przypadki z tej kategorii zostały przedstawione w Załączniku D, pkt D7. W procedurze tej, jest możliwe wykorzystanie informacji a priori o parametrze, posiadanie informacji wcześniejszych jest mniej konieczne niż w przypadku powyżej;
 - przeprowadza się serię badań w celu kalibracji modelu (jako funkcji) i jednego lub więcej związanych parametrów i jest możliwa klasyczna interpretacja statystyczna.

Załącznik D do PN EN 1990 [2] zawiera ogólne wytyczne do oceny pojedynczej właściwości, którą może być:

- nośność wyrobu;
- właściwość wpływająca na nośność wyrobu.

Wytyczne zawarte w Załączniku D zawierają bardzo ważną informację praktyczną: „Tablice i wyrażenia podane w D7.2 i D7.3 ustalono na podstawie następujących założeń:

- wszystkie zmienne wykazują rozkłady normalne lub log-normalne;
- nie ma informacji wcześniejszych dotyczących wartości średniej;
- w przypadku, gdy V_x nieznane, nie ma wcześniejszej wiedzy o wartości współczynnika zmienności;
- w przypadku, gdy V_x znane, istnieje pełna wiedza o wartości współczynnika zmienności”.

Procedury wymienione w Załączniku D normy PN-EN 1990 [2] opierają się na założeniu, że znany jest rozkład statystyczny analizowanej właściwości. Przyjęcie rozkładu log-normalnego, ma tę zaletę, że w przeciwieństwie do rozkładu normalnego umożliwia wyeliminowanie występowania wartości ujemnych. Zakłada się również, że nie jest znana wiedza a priori o średniej $f_{m(n),is}$. Średnia jest określona na podstawie wyników badań, zgodnie z zależnością:

$$f_{m(n),is} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{is,i}}{n} \quad (5)$$

gdzie: f_{is} – pojedynczy wynik pomiaru wytrzymałości betonu na ściskanie,
 $f_{m(n),is}$ – średnia wartość wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcji, uzyskana z n wyników pomiarów.

Zgodnie z załącznikiem D do normy EN 1990 [1] (a także normatywami ISO 12491 [4] i PN-ISO 2394 [5]) wartość charakterystyczna wytrzymałości betonu na ściskanie na podstawie n wyników badań może być oszacowana na podstawie formuły:

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} \cdot (1 - k_n \cdot V_x) \quad (6)$$

gdzie: k_n – wartość współczynnika dla 5% wartości charakterystycznej przyjęta zgodnie z Tabelą D1 Załącznika D normy PN-EN 1990 [2] (wartość k_n uzależniona jest od liczby próby oraz informacji na temat współczynnika zmienności: „ V_x znane” lub „ V_x nieznane”).

W praktyce preferuje się stosowanie przypadku „ V_x znane” razem z konserwatywną górną oceną V_x , niż V_x nieznane. Zaleca się przyjmowanie wartości V_x , jeśli jest ona nieznana, nie mniejszej niż 0,10.

Dla oceny wytrzymałości charakterystycznej na ściskanie współczynnik zmienności „ V_x nieznane” można obliczyć ze wzoru:

$$V_x = \frac{s}{f_{m(n),is}} \quad (7)$$

gdzie : s – odchylenie standardowe próbki, obliczone na podstawie n - wyników badań ze wzoru:

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (f_{is,i} - f_{m(n),is})^2} \quad (8)$$

Dolna granica wartości charakterystycznej jest szacowana na podstawie wyników badań, uwzględniając poziom ufności przynajmniej równy 0,75. Przy braku innych informacji, charakterystyczną wartość przyjmuje się równą 0,05 kwantyla rozkładu normalnego [ISO 2394]. Oszacowania wartości charakterystycznej wytrzymałości betonu na ściskanie można wykonać zgodnie z zaleceniami zawartymi w PN-EN 1990. Zgodnie z normą PN-EN 206-1 [1] wytrzymałość charakterystyczna jest to wartość wytrzymałości, poniżej której może się znaleźć 5% populacji wszystkich możliwych oznaczeń wytrzymałości dla danej objętości betonu. Wielkość $f_{ck,is}$ można więc zdefiniować jako 5% kwantyl rozkładu statystycznego wytrzymałości betonu na ściskanie. Wartość charakterystyczną wytrzymałości betonu na ściskanie można określić jako:

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - k_n \cdot s \quad (9)$$

4. Porównanie normowych procedur obliczeniowych

Procedury, zaproponowane w obu dokumentach różnią się od siebie. W celu porównania metod określania wartości charakterystycznej wytrzymałości betonu na ściskanie wykonano obliczenia generując 1000 grup liczb losowych o liczebności n zgodnych z rozkładem normalnym o różnym odchyleniu standardowym populacji i średniej 33MPa. Zastosowana funkcja losująca to standardowa funkcja rand() z języka C. Obliczono wartość wytrzymałości charakterystycznej dla obu kryteriów (1) i (2) oraz (3) i (4) zalecanych w PN-EN 13791 oraz dla metody statystycznej zaproponowanej w PN-EN 206-1. W przypadku analiz przeprowadzonych dla metody zaproponowanej w [1] i próby o liczebności $n > 15$ decydującym kryterium o wartości wytrzymałości charakterystycznej jest kryterium dla średniej. Dla odchylenia standardowego większego niż 3MPa kryterium dla wartości minimalnej było warunkiem decydującym o wartości wytrzymałości dla około 15%.

Dla próby o liczebności $n=3$ decydującym kryterium określającym wartość wytrzymałości charakterystycznej jest warunek dla wartości średniej.

Empiryczne relacje między procedurami dotyczącymi określania wartości charakterystycznej wytrzymałości betonu na ściskanie zgodnie z PN-EN 13791 i PN-EN 1990 można opisać równaniem:

- dla próby $n \geq 15$

$$\Delta = f_{ck,is}(1) - f_{ck,is}(9) = -1,48 \cdot s + k_n \cdot s = (-1,48 + k_n) \cdot s \quad (10)$$

- dla $n=3 \div 14$

$$\Delta = f_{ck,is}(3) - f_{ck,is}(9) = -k \cdot s + k_n \cdot s = (-k + k_n) \cdot s \quad (11)$$

Przypadek „A”

Różnica wartości wytrzymałości betonu na ściskanie dla procedur normowych zalecanych w [1] i [2] oraz dla próby o liczebności co najmniej 15 wyników badań zgodnie ze wzorem (10) wynosi:

$$\Delta = (-1,48 + k_n) \cdot s \quad (12)$$

Przy założonym a priori odchyleniu standardowym, estymator odchylenia standardowego s można otrzymać korzystając z funkcji Melina [10,11]:

$$s = \sigma \cdot \left(\frac{\sqrt{2} \cdot \Gamma\left(\frac{n-1}{2}\right)}{\Gamma\left(\frac{n}{2}\right)} \right) \quad (13)$$

gdzie: $\Gamma(\dots)$ - wartość funkcji,

n – liczebność próby,

σ – odchylenie standardowe populacji.

W celu określenia różnicy wartości charakterystycznej wytrzymałości betonu na ściskanie zgodnie z PN-EN 13791 [1] oraz PN-EN 1990 [2] należy skorzystać z poniższej formuły, otrzymanej na podstawie wzorów (12) i (13):

$$\Delta = (-1,48 + k_n) \cdot \sigma \cdot \left(\frac{\sqrt{2} \cdot \Gamma\left(\frac{n-1}{2}\right)}{\Gamma\left(\frac{n}{2}\right)} \right) \quad (14)$$

Przypadek „B”

Różnica wartości wytrzymałości betonu na ściskanie dla procedur normowych zalecanych w [1] i [2] oraz dla próby o liczebności poniżej 15 wyników badań zgodnie ze wzorem (11) można zapisać jako:

$$\Delta = (-k + k_n) \cdot \sigma \cdot \left(\frac{\sqrt{2} \cdot \Gamma\left(\frac{n-1}{2}\right)}{\Gamma\left(\frac{n}{2}\right)} \right) \quad (15)$$

Funkcja gamma $\Gamma(\dots)$ jest funkcja dwuparametrową, jej kształt zależy od parametru skali b oraz parametru kształtu p . Parametry te można wyznaczyć korzystając z poniższych zależności [10]:

$$f_{m(n),is} = p \cdot b \quad (16)$$

oraz

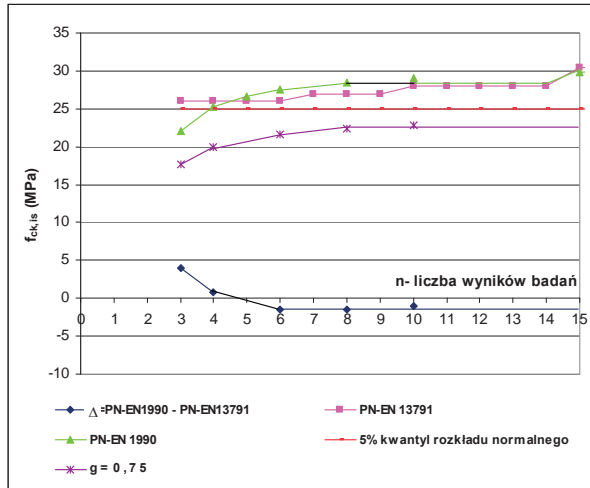
$$\sigma^2 = p \cdot b^2 \quad (17)$$

5. Przykład liczbowy

Wartość charakterystyczną wytrzymałości betonu na ściskanie określono zgodnie z procedurami obliczeniowymi zaproponowanymi w normie PN-EN 13791 [1] oraz PN-EN 1990 [2]. Określono relacje empiryczne wyznaczenia wartości wytrzymałości charakterystycznej na ściskanie według procedur normowych zalecanych w [1] i [2]. Następnie w celu określenia poprawności zalecanych metod obliczeniowych wygenerowano 1000 grup po 15 oraz 3 wyniki badań zgodnych z rozkładem normalnym o odchyleniu standardowym 4,86 MPa i średniej 33 MPa. Wartość odchylenia standardowego $\sigma = 4,86$ MPa, przyjęto na podstawie zależności $f_{cm} = f_{ck} + 8$ według PN-EN 1992 [3].

Przy założonym a priori odchyleniu standardowym, estymator odchylenia standardowego s można otrzymać korzystając ze wzoru (13).

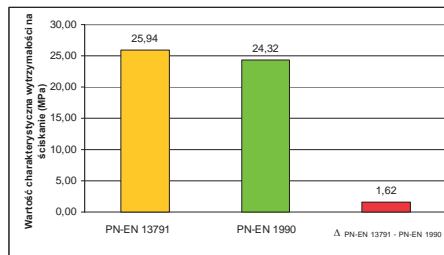
Otrzymane relacje empiryczne dla zalecanych procedur normowych przedstawiono na rys. 1. Największe różnice wartości wytrzymałości charakterystycznej otrzymano z relacji empirycznej dla $n=3$ (3,93 MPa), a najmniejsze dla $n=15$ (0,65 MPa).



Rys. 1. Relacje empiryczne dla prób o różnej liczebności według procedur normowych zalecanych w PN-EN 13791 i PN-EN 1990 oraz odchylenia standardowego 4,86MPa

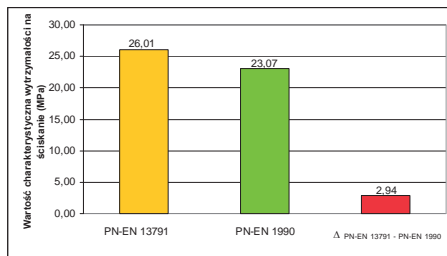
Kolejnym etapem obliczeń było wykorzystanie generatora liczb pseudolosowych i obliczenie oraz porównanie wartości wytrzymałości charakterystycznej na ściskanie według zleceń normowych (1), (3), (9), (10), (11) zawartych w [1] i [2].

Otrzymana różnica wartości wytrzymałości na ściskanie z symulacji 1000 grup po $n=15$ wyników dla odchylenia standardowego 4,86 MPa i średniej 33 MPa dla procedur zalecanych w PN-EN 13791 i PN-EN 1990 to 1,65 MPa (rys. 2). Jest to więc wartość zbliżona do oczekiwanej 0,65 MPa z relacji empirycznych. Błąd względny oszacowania wartości wytrzymałości charakterystycznej wynosi 6%.

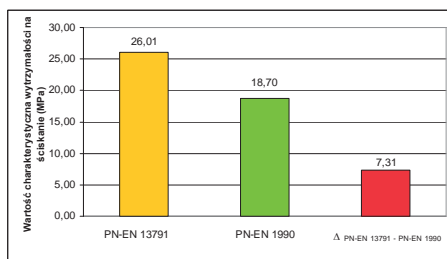


Rys. 2. Wartości wytrzymałości charakterystycznej na ściskanie otrzymane dla odchylenia standardowego 4,86 MPa i próby o liczebności $n=15$

Wartość wytrzymałości charakterystycznej określono również dla próby o liczebności $n=3$ oraz $n=6$ generując 1000 grup po $n=3$ oraz $n=6$ wyników badań (rys. 3 i 4). Otrzymane różnice wartości charakterystycznej są większe niż oczekiwane z relacji empirycznych. Dla próby o liczebności $n=6$ jest to 2,94 MPa, a dla $n=3$ jest to 7,31 MPa. Błąd względny określenia wartości wytrzymałości charakterystycznej dla próby o liczebności $n=6$ wynosi 11%, a dla próby o liczebności $n=3$ to 28%.



Rys. 3. Wartości wytrzymałości charakterystycznej na ściskanie otrzymane dla odchylenia standardowego 4,86 MPa i próby o liczności $n=6$



Rys. 4. Wartości wytrzymałości charakterystycznej na ściskanie otrzymane dla odchylenia standardowego 4,86 MPa i próby o liczności $n=3$

Różnice wartości charakterystycznej wytrzymałości na ściskanie dla obu metod obliczeniowych oraz procedur obliczeniowych zaproponowanych w PN-EN 13791 oraz PN-EN 1990 maleją wraz ze wzrostem liczności próby.

Tabela 1. Różnica wytrzymałości charakterystycznej dla procedur zalecanych w PN-EN 13791 i PN-EN 1990

Metoda obliczeń	Różnica wytrzymałości charakterystycznej (MPa)		
	$n=15$	$n=6$	$n=3$
Symulacja	1,62	2,94	7,31
Metoda statystyczna	0,65	-1,50	3,93
Błąd względny oszacowania	6%	11%	28%

Wartości wytrzymałości charakterystycznej na ściskanie określone zgodnie z normą PN-EN 13791 są porównywalne z obliczonymi wartościami według metody statystycznej zaproponowanej w PN-EN 1990.

Największą różnicę określenia wartości charakterystycznej otrzymano dla próby o liczności $n=3$. Błąd względny oszacowania wytrzymałości charakterystycznej betonu na ściskanie wyniósł 28%.

O wyborze i liczbie miejsc pobierania odwiertów decydują: potrzeba zapewnienia statystycznej reprezentatywności i wymaganej dokładności oszacowania, nie osłabienia konstrukcji, obniżenia kosztu i pracochłonności odwiercania i naprawy powstałych ubytków konstrukcji. Według L. Brunarskiego [8] dokładność w próbie ściskania betonu rzędu około 10% uzyskuje się przy liczności próbek min 6, dlatego przy ocenie betonu w konstrukcji oprócz czynników ekonomicznych należy wziąć pod uwagę wiarygodność uzyskiwanych wyników badań. Przeprowadzona analiza statystyczna oraz metoda symulacyjna potwierdziła, że zaproponowana przez L. Brunarskiego w [8] liczność $n=6$ jest próbą optymalną ze względów zarówno wiarygodności, jak i ekonomii.

6. Wnioski

Oceny istniejących konstrukcji, które mają być modernizowane, przeprojektowywane lub zostały uszkodzone dokonuje się zwykle poprzez zastosowanie metod statystycznych. Norma PN-EN 13791 zaleca szacowanie wartości wytrzymałości charakterystycznej na

podstawie kryteriów zawierających współczynnik k (zaproponowany a priori), którego wartość uzależniona jest od liczebności próby. Procedura ta różni się od procedur zalecanych w PN-EN 1990, Załącznik D „Projektowanie wspomagane badaniami”, na podstawie metod statystycznych. Numeryczne symulacje przeprowadzone dla rozkładu normalnego o średniej 33 MPa i odchyleniu standardowym 4,86 MPa wskazują, że wartości charakterystyczne wytrzymałości na ściskanie otrzymane według EN 13791 są porównywalne do wartości określonych zgodnie z metodami statystycznymi zalecanymi w PN-EN 1990.

Procedury obliczeniowe zaproponowane w normach PN-EN 13791 oraz PN-EN 1990 różnią się od siebie, jednak oszacowane wartości wytrzymałości charakterystycznej na ściskanie są porównywalne, co może świadczyć o spójności zaproponowanych zaleceń oraz procedur szacowania wartości wytrzymałości na ściskanie. Otrzymane różnice wytrzymałości charakterystycznej na ściskanie są porównywalne i nie mają wpływu na bezpieczeństwo i niezawodność projektowanych konstrukcji budowlanych.

Literatura

- 1 PN-EN 13791:2008 Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach i prefabrykowanych wyrobach betonowych
- 2 PN-EN 1990 Eurokod: Projektowanie konstrukcji
- 3 PN-EN 1992 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu
- 4 PN-EN 206-1:2003 Beton. Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność
- 5 ISO 13822 ISO 13822:2010, Bases for design of structures - Assessment of existing structures
- 6 ISO 12491:1997, Statistical methods for quality control of building materials and components
- 7 PN ISO 2394 Ogólne zasady niezawodności konstrukcji budowlanych, kwiecień 2000
- 8 Brunarski L., Metody badawcze stosowane przy ocenie konstrukcji budowlanych - oszacowanie wytrzymałości betonu in situ. Sesja Naukowo-Techniczna Instytutu Techniki Budowlanej: Diagnostyka i Wzmacnianie Konstrukcji Żelbetowych, Warszawa 15 marca 1994
- 9 Czarnecki L., Beton wg Normy PN-EN 206-1 Komentarz, Polski Cement, 2007
- 10 Firkowicz S., Statystyczne badanie wyrobów, WNT, Warszawa 1970
- 11 Holicky M., Jung K., Sykora M., Estimation of concrete strength from small samples, 5 -th IPW, Ghent 2007, s.232-239

Estimation of the characteristic compressive strength value of concrete based on the current code recommendations

Izabela Skrzypczak¹

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

Abstract: The use of cores is an integral part of the assessment of existing structures that are modernized, redesigned or have been damaged. Evaluation of the test results and the estimation of characteristic values of compressive strength can be performed according to the statistical method proposed by the Annex D of the PN-EN 1990 [1] standard, and also according to the PN-EN 13791 [2]. The procedures recommended in these both documents are different which can lead to various assessments of the characteristic values. The author has been verified whether the empirical relationships, defined in PN-EN 13791 [2], lead to obtaining larger values of characteristic strength and, consequently, to estimation at the unsafe region. The characteristic compressive strength was determined in accordance with the recommendations of the PN-EN 13791 code [2] and the PN-EN 1990 - Annex D [1].

Keywords: concrete characteristic strength, estimation, recommendations of codes

Zmodyfikowany rozmyty system ekspertowy wspomagający wnioskowanie o jakości betonu

Izabela Skrzypczak¹

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

Streszczenie: Jakość jest nieodłącznym parametrem procesu produkcji betonu towarowego. Zapewnienie dobrej jakości betonu wymaga podjęcia odpowiednich działań w wytwórni. Kontrola produkcji wg [1,3] obejmuje działania konieczne do uzyskania i zachowania właściwości betonu zgodnie z określonymi wymaganiami, w szczególności:

- doboru materiałów;
- projektowania betonu;
- produkcji betonu;
- weryfikacji i badań (składników mieszanki betonowej i betonu oraz sprzętu);
- kontroli sprzętu stosowanego do transportu mieszanki betonowej;
- kontroli zgodności.

Ważnym, zagadnieniem jest przyjęcie odpowiedniej procedury pozwalającej sprowadzić oceny cząstkowe kontroli produkcji betonu do jednej syntetycznej oceny jakości betonu towarowego.

Celem niniejszego artykułu jest zaprezentowanie podejścia w analizie i ocenie jakości przy produkcji betonu towarowego opartego na teorii zbiorów rozmytych. Zagadnienia podjęte w artykule są pogłębieniem tematyki poruszanej w artykule prezentowanym na 58 Konferencji Krynickiej [2]. Rozmyty system ekspertowy wspomagający wnioskowanie o jakości betonu uzupełniono o zmodyfikowaną rozmytą funkcję wyjścia oraz zaproponowano matematyczną formułę umożliwiającą określenie jakości jako wartości zdeterminowanej.

Słowa kluczowe: beton, jakość, wnioskowanie, zbiory rozmyte

1. Wprowadzenie

Wprowadzenie pojęcia zbiorów rozmytych umożliwiło matematyczny opis wielkości, które mają charakter wieloznaczny i nieprecyzyjny. Dane dotyczące produkcji betonu towarowego weryfikowane są na podstawie próby o małej liczebności ($n = 3-15$), tak więc w analizach i ocenach jakości betonu napotyka się na problem z wadami metod statystycznych. Niepewności związane zarówno z oceną jak i klasyfikacją betonu mają więc rozmyty, nielosowy charakter.

W teorii zbiorów rozmytych, funkcja charakterystyczna przyporządkowuje każdemu x z obszaru rozważań X wartość z przedziału $[0; 1]$, a nie jak w przypadku zbiorów ostrych z dwuelementowego zbioru $\{0; 1\}$.

Funkcja:

$$A=[(\mu_A(x), x] \quad \mu_A: X \rightarrow [0; 1] \quad (1)$$

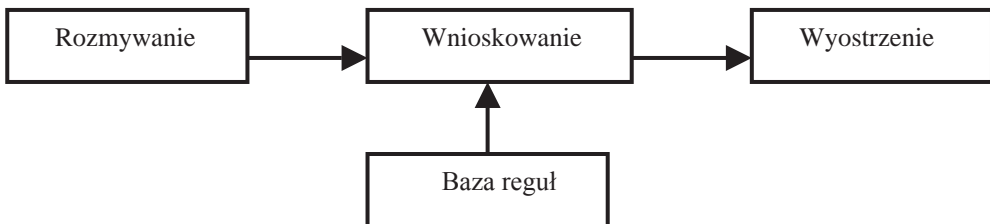
Funkcja ta nazywana jest funkcją przynależności. Jej wartość dla danego x interpretuje się jako stopień, w jakim x należy do zbioru rozmytego. Każdy element x z obszaru rozważań X należy do zbioru rozmytego A zdefiniowanego w tym obszarze z pewnym stopniem przynależności (stopniem zaufania) określonym przez $\mu_A(x)$.

Podstawowymi operacjami na zbiorach rozmytych są suma OR oraz iloczyn AND [4, 5, 6, 7, 8].

Systemy wnioskowania rozmytego opierają się na tzw. bazie reguł typu „jeżeli (przesłanka) to (konkluzja)”.

Procedura budowy modelu rozmytego obejmuje (rys. 1):

- rozmywanie danych (fuzzyfikację), przekształcanie zmiennych wejściowych do modelu w postaci rozmytej za pomocą założonych funkcji przynależności i ich parametrów;
- utworzenie bazy reguł oraz założenie modelu wnioskowania rozmytego (np. model Mamdaniego, Talagi-Sugeno);
- agregacja reguł (grupowanie) oraz wnioskowanie; interpretację na podstawie reguły globalnej;
- wyostrzenie (defuzzyfikację), znajdowanie jednoznacznych wyników końcowych, jeśli wyjściem z modelu jest wartość rozmyta;
- denormalizację, powrót do początkowego zakresu danych, prezentację, przedstawienie wyników w postaci czytelnej dla odbiorcy [4, 5, 6, 7, 8].



Rys. 1. Schemat wnioskowania rozmytego

2. Rozmyty system ekspertowy

Jakość oraz jej parametry bardzo często przedstawiane są za pomocą zmiennych typu lingwistycznego np. jakość zalecana, dobra, bardzo dobra, znakomita. W wielu przypadkach wartości kryterialne przyjęcia poszczególnych wartości skali (parametrów jakości czy samej jakości) są różnie przyjmowane i interpretowane przez ekspertów. Mając szeroką, ale jednocześnie subiektywną, ekspercką wiedzę dotyczącą jakości produkowanego betonu towarowego można zbudować rozmyty model analizy jakości, który pozwoli na wykorzystanie w całości wszystkich informacji i na tej podstawie podjęcie odpowiednich decyzji w procesie zarządzania jakością.

W przyjętym modelu wartościami wejściowymi były parametry kontrolowane tj. średnia wartość wytrzymałości betonu na ścislenie oraz gęstość pozorną, natomiast wyjściem jest wartość jakości.

Zaproponowano zmodyfikowanie parametru wyjściowego, którym jest jakość betonu (w odniesieniu do propozycji [2]). Zdefiniowana funkcja rozmyta umożliwi po dokonaniu wyostrzenia określenie jakości jako wartości zdeterminowanej.

Do analizy jakości przy produkcji betonu towarowego zaproponowano następujące typy funkcji przynależności:

- funkcje typu Trapezowego

$$\mu(x) = \begin{cases} 0 & \text{dla } x \leq a \\ \frac{x-a}{b-a} & \text{dla } a < x \leq b \\ 1 & \text{dla } b < x \leq c \\ \frac{d-x}{d-c} & \text{dla } c < x < d \\ 0 & \text{dla } x \geq d \end{cases} \quad (2)$$

- funkcje typu Gama

$$\mu(x) = \begin{cases} 0 & \text{dla } x \leq a \\ \frac{x-a}{b-a} & \text{dla } a < x \leq b \\ 1 & \text{dla } b < x \leq c \end{cases} \quad (3)$$

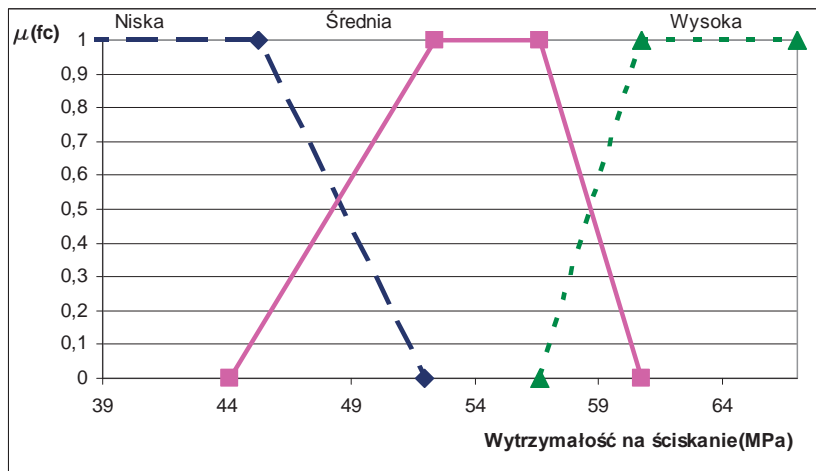
- funkcje typu L

$$\mu(x) = \begin{cases} 1 & \text{dla } x \leq c \\ \frac{d-x}{d-c} & \text{dla } c < x < d \\ 0 & \text{dla } x \geq d \end{cases} \quad (4)$$

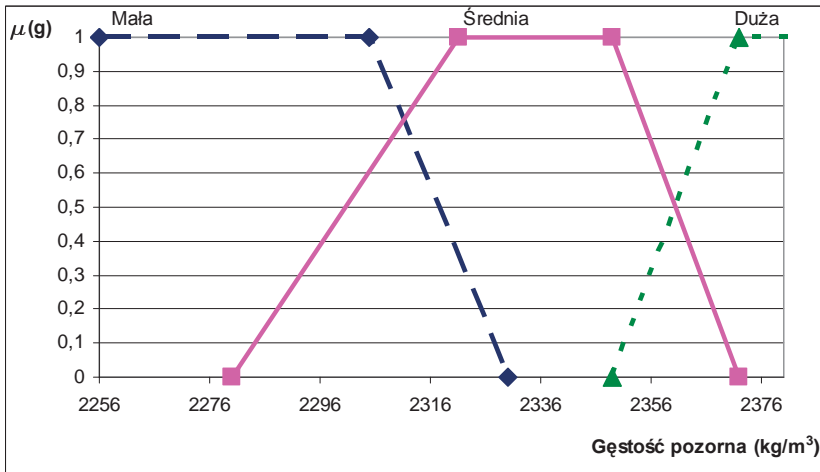
w których: x - zmienna (liczba rozmyta),

a, b, c, d – parametry funkcji przynależności.

Na podstawie histogramów analizowanych cech betonu przyjęto funkcje rozmyte typu trapezowego oraz typu gama i L [2] dla poszczególnych parametrów wejściowych oraz parametru wyjściowego (rys. 2-4).

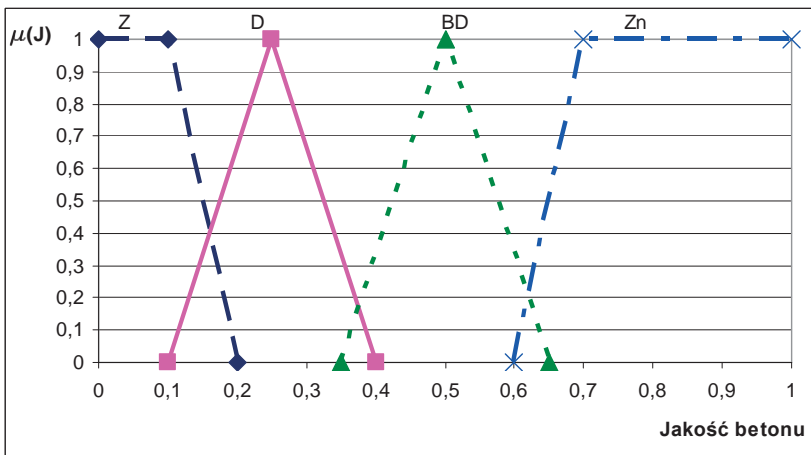


Rys.2. Funkcja rozmyta wytrzymałości na ściskanie



Rys. 3. Funkcja rozmyta dla gęstości pozornej

Wartość jakości produkowanego betonu towarowego przedstawiono jako zbiór, którego elementami były podzbiory rozmyte opisane za pomocą zmiennych lingwistycznych ($j = \{ Z - \text{zalecana}, D - \text{dobra}, BD - \text{bardzo dobra}, Zn - \text{znakomita} \}$). Zmienne te opisano za pomocą funkcji przynależności, których charakterystykę przedstawiono na rysunku 4.



Rys. 4. Zmodyfikowana funkcja przynależności jakości betonu

3. Przykład liczbowy

Analizę jakości produkowanego betonu przeprowadzono w odniesieniu do wytrzymałości betonu na ściskanie oraz gęstości pozornej (w odniesieniu do betonu mostowego klasy C 25/30), w rzeczywistości parametrów tych może być więcej.

W założonym modelu wartościami wejściowymi były wartości parametrów wpływających na jakość produkowanego betonu towarowego, które zdefiniowano w postaci zbiorów rozmytych (rys. 2 i 3), natomiast wyjściem była wartość jakości (rys.4).

Wartości zmiennych wejściowych to średnia wytrzymałość na ściskanie oszacowana na podstawie próby o liczebności $n=3$ wynosi 45MPa oraz gęstość pozorna 2354 kg/m³, a odczytane z rys. 2 i 3. stopnie przynależności do poszczególnych klas wynoszą:

Tabela 1. Stopnie przynależności do poszczególnych klas

Lp.	Wytrzymałość betonu na ściskanie 45,0 MPa	Gęstość pozorna 2354 kg/m ³
1	$\mu(fc)_N = 1,00$	$\mu(g)_M = 0,00$
2	$\mu(fc)_S = 0,18$	$\mu(g)_S = 0,80$
3	$\mu(fc)_W = 0,00$	$\mu(g)_D = 0,20$

Poszczególnym wartościom parametrów przypisano odpowiednie wartości funkcji przynależności, co stanowiło proces rozmywania danych wejściowych otrzymując macierz danych w postaci rozmytej:

$$J = \begin{vmatrix} \mu(fc)_N & \mu(fc)_S & \mu(fc)_W \\ \mu(g)_M & \mu(g)_S & \mu(g)_D \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 1,00 & 0,18 & 0,00 \\ 0,00 & 0,80 & 0,20 \end{vmatrix} \quad (5)$$

W celu przeprowadzenia procesu wnioskowania należy zdefiniować bazę reguł. Proces ten przeprowadzono w oparciu o wiedzę ekspertów. Przyjęto następującą bazę reguł, którą przedstawiono w poniższej tabeli (Tabela 2).

Tabela 2. Baza reguł do analizy jakości

Nr reguły	Opis
1	Jeśli wytrzymałość jest wysoka i gęstość jest mała, to jakość jest Zalecana
2	Jeśli wytrzymałość jest średnia i gęstość jest mała, to jakość jest Dobra
3	Jeśli wytrzymałość jest niska i gęstość jest mała, to jakość jest Dobra
4	Jeśli wytrzymałość jest wysoka i gęstość jest średnia, to jakość jest Zalecana
5	Jeśli wytrzymałość jest średnia i gęstość jest średnia, to jakość jest Bardzo Dobra
6	Jeśli wytrzymałość jest niska i gęstość jest średnia, to jakość jest Znakomita
7	Jeśli wytrzymałość jest wysoka i gęstość jest duża, to jakość jest Zalecana
8	Jeśli wytrzymałość jest średnia i gęstość jest duża, to jakość jest Znakomita
9	Jeśli wytrzymałość jest niska i gęstość jest duża, to jakość jest Znakomita

Kolejny etap to wykonanie działań implikacji przesłanek poszczególnych reguł. W tym celu wykorzystano operator T-normy w postaci iloczynu algebraicznego.

Proces agregacji reguł polega na połączeniu reguł o tej samej konkluzji tj. w analizowanym przypadku odpowiedniego poziomu jakości (Z – zalecana, D – dobra, BD – bardzo dobra, Zn – znakomita). Reguły łączone są za pomocą spójnika lub, stąd otrzymano grupy reguł postaci:

- Jakość Zalecana:

Jeśli wytrzymałość jest wysoka i gęstość jest mała, to jakość jest Zalecana

Jeśli wytrzymałość jest wysoka i gęstość jest średnia, to jakość jest Zalecana

Jeśli wytrzymałość jest wysoka i gęstość jest duża, to jakość jest Zalecana

- Jakość Dobra:

Jeśli wytrzymałość jest średnia i gęstość jest mała, to jakość jest Dobra

Jeśli wytrzymałość jest niska i gęstość jest mała, to jakość jest Dobra

- Jakość Bardzo Dobra:

Jeśli wytrzymałość jest średnia i gęstość jest średnia, to jakość jest Bardzo Dobra

- Jakość Znakomita:

Jeśli wytrzymałość jest niska i gęstość jest średnia, to jakość jest Znakomita

Jeśli wytrzymałość jest średnia i gęstość jest duża, to jakość jest Znakomita

Jeśli wytrzymałość jest niska i gęstość jest duża, to jakość jest Znakomita

Następny etap to określenie stopnia przynależności poszczególnych przesłanek - im wyższy stopień spełnienia przesłanki (wyższy stopień przynależności), tym wyższy jest udział danej reguły w wyznaczeniu końcowego wniosku na podstawie bazy reguł. W celu wykonania działania w każdej grupie reguł spójnik *lub* zastąpiono operatorem S-normy

typu max. W analizowanym przykładzie wartości funkcji przynależności poszczególnych reguł wynosiły:

$$\mu(J_Z) = \max \{ \mu(fc)_W, \mu(g)_M; \mu(fc)_W, \mu(g)_S; \mu(fc)_W, \mu(g)_D \} = 0,80$$

$$\mu(J_D) = \max \{ \mu(fc)_W, \mu(g)_M; \mu(fc)_S, \mu(g)_M \} = 0,00$$

$$\mu(J_{BD}) = \max \{ \mu(fc)_S, \mu(g)_S \} = 0,18$$

$$\mu(J_{Zn}) = \max \{ \mu(fc)_W, \mu(g)_S; \mu(fc)_W, \mu(g)_D; \mu(fc)_S, \mu(g)_D \} = 0,18$$

Wynikowe funkcje przynależności charakteryzują stopień przynależności do poszczególnych poziomów jakości:

- jakość zalecana $\mu(J_Z)=0,80$
- jakość dobra $\mu(J_D)=0,00$
- jakość bardzo dobra $\mu(J_{BD})=0,18$
- jakość znakomita $\mu(J_{Zn})=0,18$.

Przedstawione wartości na tym etapie charakteryzują jakość produkowanego betonu towarowego w sposób rozmyty, aby otrzymać zdeterminowaną wartość jakości należy przeprowadzić proces wyostżenia (zamiana wartości rozmytych w wartość zdeterminowaną). Transformację zbioru rozmytego przeprowadzono metodą singeltonów zgodnie z następującą formułą:

$$J = \frac{\sum_{i=1}^3 J_{sr} \cdot \mu(J_i)}{\sum_{i=1}^3 \mu(J)} \quad (6)$$

w której:

J_{sr} – wartość jakości (dla każdego poziomu), przyjęta jako wartość środkowa przedziału wg rys. 4

$\mu(J_i)$ – wartość funkcji przynależności poszczególnych reguł.

W wyniku wyostżenia wartość wyjściowa dla weryfikowanej partii betonu na podstawie dwóch cech: wytrzymałości na ściskanie oraz gęstości pozornej, będąca oceną jakości betonu towarowego wyniosła $J=0,27$. Weryfikując wytrzymałość betonu na ściskanie na podstawie próby o liczebności $n=3$, przy otrzymanym wyniku wartości średniej 45 MPa i gęstości pozornej 2354 kg/m³ produkowany beton można sklasyfikować jako beton dobrej jakości.

4. Wnioski

Do kompletnej analizy i oceny jakości produkowanego betonu towarowego wymagana jest obszerna baza różnorodnych danych dotyczących mieszanki betonowej oraz stwardniałego betonu, jak również procesu produkcji. Jeżeli nie jest możliwe uzyskanie dokładnych i kompletnych danych statystycznych, potrzebne dane można otrzymać od ekspertów, którzy na podstawie swojej wiedzy, doświadczenia i danych literaturowych oceniają wartości poszczególnych parametrów jakości. Otrzymane w ten sposób dane stanowią bazę ocen subiektywnych, które mogą być podstawą do rozmytego modelowania jakości.

Przedstawiony system ekspercki weryfikacji jakości betonu został opracowany na podstawie uzyskanych wyników badań z produkcji betonu, który był stosowany przy realizacji obiektów mostowych. Algorytm ten stanowi koncepcję systemu wspomagającego wnioskowanie o jakości betonu na podstawie zdefiniowanych poprzez funkcje rozmyte dwóch cech betonu: wytrzymałości na ściskanie oraz gęstości pozornej. Rozmyty system ekspercki wspomagający wnioskowanie o jakości betonu uzupełniono o zmodyfikowaną rozmytą funkcję wyjścia oraz matematyczną formułę umożliwiającą określenie jakości jako wartości zdeterminowanej. Zaproponowana zmodyfikowana procedura weryfikacji jakości betonu umożliwia kontrolę betonu nie tylko jakościowo, ale również umożliwia określenie jakości jako wartości zdeterminowanej.

Zalecenia normowe PN-EN 206-1 zakładają ocenę zgodności produkowanego betonu dla każdej z cech osobno (konsystencji, wytrzymałości na ściskanie, gęstości pozornej, itd.), a na końcową dobrą jakość, wpływ mają wspólnie wszystkie uzyskiwane parametry.

Zaproponowany system ekspertowy wspomagający wnioskowanie o jakości betonu przy wykorzystaniu zbiorów rozmytych uwypuklił fakt, że wzrost wytrzymałości betonu na ściskanie przy tej samej wartości parametru gęstości nie implikuje polepszenia jakości betonu. Wykorzystanie zaproponowanej metody do kontroli jakości może znacząco wspomagać proces optymalizacji technologii wytwarzania tak, by przy określonym zakresie akceptacji, minimalizować koszty inwestycji.

Literatura

- 1 PN-EN 206-1: 2003 Beton. Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność. PKN
- 2 Bajorek G., Kiernia-Hnat M., Skrzypczak I., Rozmyty system ekspertowy wspomagający wnioskowanie o jakości betonu, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, z 59 (nr 3/2012/III), Rzeszów, 2012, s. 181-187
- 3 Czarnecki L.: Beton według normy PN-EN 206-1 – komentarz, praca zbiorowa, Polski Cement, Kraków, 2004
- 4 Czogała E., Pedrycz W.: Elementy i metody teorii zbiorów rozmytych, PWN, Warszawa, 1985
- 5 Kosko B., Isaka S.: Logika rozmyta, Świat Nauki, Nr 9, 1993, s. 60-66
- 6 Moller B., Beer M.: Fuzzy Randomness, Uncertainty in Civil Engineering and Computational Mechanics, Springer, Berlin, 2004
- 7 Mrózek A., Płonka L.: Analiza danych metodą zbiorów przybliżonych. Zastosowania w ekonomii, medycynie i sterowaniu, Akademicka Oficyna Wydawnicza PLJ, Warszawa, 1999.
- 8 Yager R., Filev D.: Podstawy modelowania i sterowania rozmytego, WN-T, Warszawa, 1995.

Modified fuzzy expert system supporting inference on concrete quality

Izabela Skrzypczak¹

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

Abstract: Quality is an inherent parameter of the production of ready-mixed concrete. Providing good quality concrete needs taking appropriate action in the concrete mixing plant. Production control includes the activities necessary to achieve and maintain the properties of concrete in accordance with specified requirements, in particular:

- Composition of materials,
- Specification of concrete,
- Production of concrete,
- Verification and testing (fresh and hardened concrete),
- Control equipment for the transport of concrete,
- Conformity control.

An important question is the adoption of an appropriate procedure to bring the evaluation of partial control of the concrete production to the one synthetic evaluation of concrete quality. The purpose of this article is to present an approach to the analysis and evaluation of the quality in the production of ready-mixed concrete based on the theory of fuzzy sets. The issues raised in this article are supposed to develop the themes addressed in the paper presented at the 58 Conference of Krynicka [2]. Fuzzy expert system supporting the inference on the quality of the concrete was supplemented with a modified fuzzy output function and proposition of a mathematical formula for specifying the quality as a determined value.

Keywords: concrete, quality, fuzzy sets

Interpretacja wyników pomiarów zawartości lodu w zamrażanych zaprawach przy użyciu metody DSC

Piotr Stępień¹, Zbigniew Rusin², Przemysław Świercz³

Katedra Budownictwa Ogólnego, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Świętokrzyska,
e-mail: e-mail: ¹zbigniew.rusin@tu.kielce.pl, ²pswiercz@tu.kielce.pl, ³p.stepien@tu.kielce.pl

Streszczenie: Przedstawiono wyniki badań strumieni ciepła rejestrowane w niskotemperaturowym skaningowym kalorymetrze różnicowym (DSC) podczas zamrażania nasączonych wodą zapraw cementowych. Analizie poddano sposoby wydzielania części efektów cieplnych powiązanych wyłącznie z przemianą fazową wody, a następnie metody obliczania masy krystalizującej wody i odniesienia tego procesu do konkretnej temperatury w której zjawisko zachodzi. Stwierdzono, że opisywane w literaturze technicznej założenia obliczeniowe, a także ograniczenia techniczne kalorymetru mogą prowadzić do istotnie odmiennych wyników określania masy powstającego lodu.

Słowa kluczowe: przemiana fazowa wody, zawartość lodu, DSC, zaprawy.

1. Wprowadzenie.

Określenie ilości lodu powstającego w porach betonu (zaprawy) podczas zamrażania otwiera możliwość głębszej analizy charakterystyki porów i jej powiązania z mrozoodpornością. Ogólnie rozpowszechnione skaningowe kalorymetry różnicowe (DSC) pracujące w niskich temperaturach umożliwiają wykonywanie badań zaczynów cementowych na relatywnie małych próbkach (o masie kilkuset miligramów). Przydatność tych kalorymetrów do analizy przemiany fazowej wody w lód w kontekście badań mrozoodporności betonów lub zapraw jest z tego względu ograniczona. Zaprawa a w szczególności beton są materiałami makroskopowo niejednorodnymi i nie jest możliwe przygotowanie tak małych próbek. Porowatość i jej cechy szczególne (rozmiary porów i ich ułożenie w przestrzeni) są odmienne w betonie czy zaprawie od czystego zaczynu cementowego. Stąd możliwość wykonania badań na próbkach o zdecydowanie większych wymiarach pozwala na obserwowanie zjawisk, których charakter jest bliższy rzeczywistym warunkom jakie panują w konstrukcjach betonowych.

W badaniach wykorzystano kalorymetr niskotemperaturowy umożliwiający badanie próbek o objętości 12ml (odwiercane walce o wymiarach: $\phi=13,5\text{mm}$, $h=70\text{mm}$).



Rys. 1. Porównanie naczyń pomiarowych stosowanych do badań kalorymetrycznych a) naczynie dla próbek o wadze kilkuset miligramów b) naczynie zastosowane w badaniach

Określenie rzeczywistej zawartości lodu umożliwia weryfikację wyników badań cech geometrycznych porów oraz zachowania materiału podczas zamrażania (np. jego odkształceń liniowych lub objętościowych).

W prezentowanym referacie autorzy przedstawiają metodykę badań i ich interpretację w zakresie przemiany fazowej wody w lód w porach zapraw cementowych wykonanych z cementu CEMI ($w/c=0,37; 0,45$ oraz $0,53$).

Istotną częścią opracowania jest próba przedstawienia komplikacji związanych z jednoznacznością interpretacją rejestrowanych w urządzeniu strumieni ciepła w kategoriach powstającego w porach lodu. Zwrócono uwagę na dwa problemy:

- oddzielenie efektów cieplnych, które są powiązane wyłącznie z przemianą fazową wody, od sumarycznych efektów cieplnych;
- obliczenie rzeczywistej masy krystalizującej wody i odniesienie tego procesu do konkretnej temperatury w której zjawisko zachodzi.

2. Przygotowanie elementów próbnych i realizacja pomiaru.

Badania wykonano na próbkach zapraw wykonanych z cementu CEMI 32,5 o w/c równym $0,37; 0,45$ oraz $0,53$. Świeże mieszanki zapraw poddano odpowietrzeniu. Formowano kostki o wymiarach $150 \times 150 \times 150$ mm, które po rozformowaniu przechowywano przez 7 dni w wodzie, a następnie przez 80 dni w warunkach powietrzno-suchych (temp. $20 \pm 2^\circ\text{C}$, wilg. względna powietrza $50 \pm 5\%$). Następnie odwiercono próbki do badań kalorymetrycznych ($\varnothing 13,5 \times 70$ mm). Próbki przed badaniami wysuszono w temperaturze 105°C i nasączono metodą próżniową, stosując odgazowaną wodę destylowaną. Oznaczono również podstawowe cechy fizyczne: nasiąkliwość objętościową metodą próżniową, porowatość, gęstość, gęstość objętościową. W tabeli 1 zestawiono wybrane dane.

Tabela 1. Wybrane właściwości zapraw

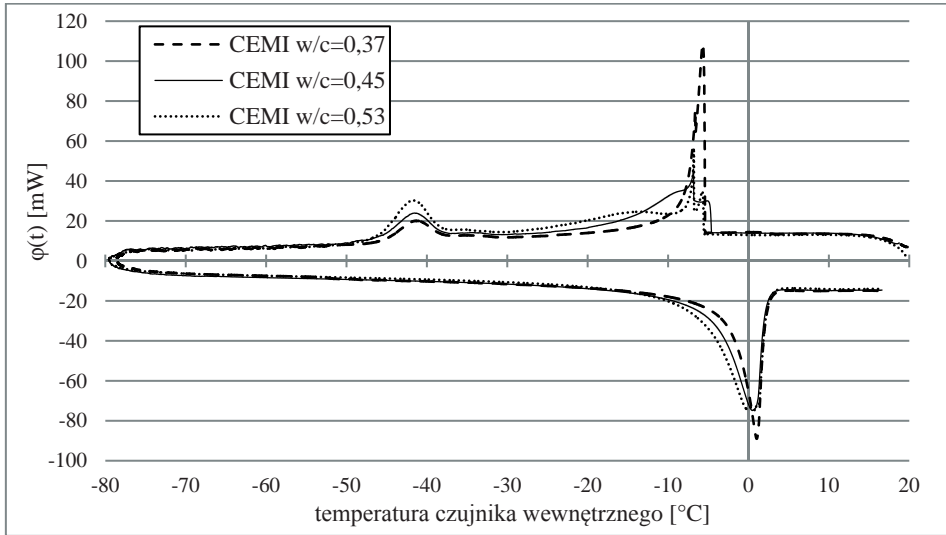
Właściwość	$w/c=0,37$	$w/c=0,45$	$w/c=0,53$
porowatość [%]	21,2	23,9	25,1
gęstość objętościowa [g/cm^3]	2,14	2,07	2,04
nasiąkliwość objętościowa (próżnia) [%]	17,2	18,0	19,2
stopień wypełnienia porów wodą [%]	81	75	77

Pomiaru dokonano przy użyciu różnicowego kalorymetru skaningowego BT2.15CS (SETARAM). Program skanowania obejmował schłodzenie próbki od temperatury $+20^\circ\text{C}$ do -80°C , następnie po półgodzinnej stabilizacji w temp. -80°C próbkę ponownie ogrzano do temperatury $+20^\circ\text{C}$. Blok kalorymetryczny schładzany był za pomocą ciekłego azotu. Tempo schładzania i ogrzewania wynosiło $0,09^\circ\text{C}/\text{min}$ ($5,4^\circ\text{C}/\text{h}$). Próbki przed włożeniem do komory kalorymetru zostały zważone oraz owinięte folią teflonową w celu uniknięcia odparowywania wody. Po wykonaniu badania próbki ponownie ważono. Ubytek masy wody po badaniu wyniósł odpowiednio $2,8\%; 2,7\%$ oraz $2,6\%$ przy $w/c=0,37; 0,45$ i $0,53$.

3. Analiza wyników i obliczenie masy powstającego lodu.

3.1. Obliczenie energii przemiany fazowej

W wyniku pomiarów zarejestrowano różnicę wartości strumienia ciepła $\varphi(t)$ przechodzącego przez ścianki pojemnika zawierającego próbkę nasączoną wodą, oraz pojemnika z suchą próbką wzorcową (rys. 2). W celu określenia ilości energii związanej z przejściem fazowym wody w lód odjęto od $\varphi(t)$ część strumienia ciepła zależną od ciepła właściwego wody i lodu. Wykorzystano do tego celu dwie różne procedury opisane w pracach [1, 2, 3].

Rys. 2. Wyniki pomiaru strumienia ciepła $\varphi(t)$

Pierwszym krokiem w obydwóch metodach było przekształcenie funkcji $\varphi(t)$ zależnej od czasu, w funkcję zależną od temperatury $\varphi(T)$ (rys.3). W tym celu skorzystano z równania (1) [1,4]:

$$\varphi(T) = \frac{\varphi(t)}{V_t(t) \cdot m_s} \quad (1)$$

Gdzie: $\varphi(t)$ – wartość różnicy strumienia ciepła dla danego czasu t [mW]

$V_t(t)$ – prędkość zmiany temperatury czujnika wewnętrznego [°C/s]

m_s – masa suchej próbki [g]

W celu określenia ilości energii, związanej z przejściem fazowym wody w lód, skonstruowano odpowiednią krzywą odniesienia $\varphi_1(T)$. Krzywa ta umożliwia obliczenie części wartości strumienia ciepła przypadającego na przemianę fazową wody (po odjęciu od wartości całkowitej strumienia ciepła, jego części odpowiadającej ciepłu właściwemu wody i lodu).

W pierwszej z metod krzywą odniesienia konstruowano na podstawie przekształconej funkcji strumienia ciepła rejestrowanego podczas ochładzania próbki (rys.3) [1]. Początkowo połączono linią prostą wartości $\varphi(T)$ dla punktu początku zamarzania T_{sn} i dla temperatury -55°C otrzymując odcinek $\varphi_0(T)$. Kolejnym etapem było obliczenie ilości energii $E_0(-55)$ przypadającej na pole znajdujące się między prostą odniesienia $\varphi_0(T)$ oraz $\varphi(T)$.

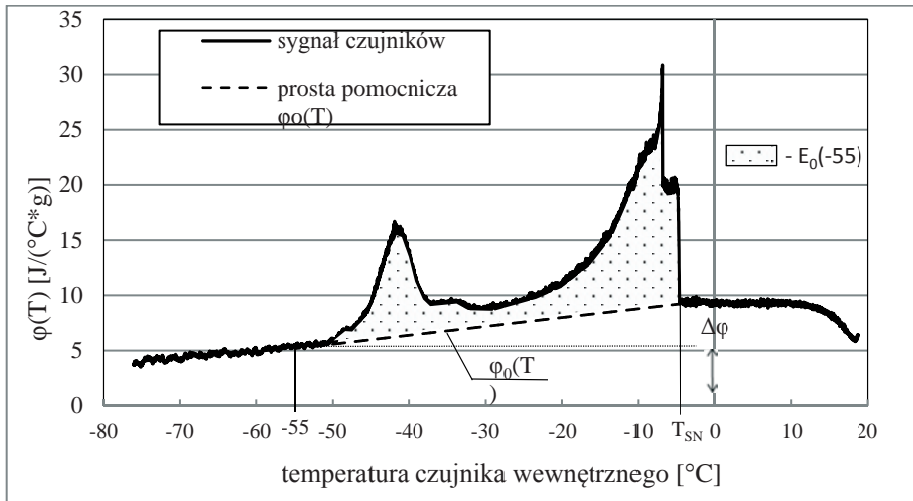
$$E_0(-55) = m_s \cdot \int_{T_{sn}}^{-55} (\varphi(T) - \varphi_0(T)) dT \quad (2)$$

Pomiędzy wartościami zarejestrowanej funkcji $\varphi(T)$ dla punktu T_{sn} oraz -55°C jest różnica wynosząca $\Delta\varphi$ (rys.3). Założono, że zmiana wartości funkcji odniesienia $\varphi_1(T)$, odpowiadać będzie części $\Delta\varphi$ określonej za pomocą iloczynu ilości energii nad prostą $\varphi_0(T)$ dla danej temperatury do $E_0(-55)$ zgodnie z [2].

$$\varphi_1(T) = \varphi(T_{sn}) - \Delta\varphi * \frac{m_s \int_{T_{sn}}^T (\varphi(T) - \varphi_0(T)) dT}{E_0(-55)} \quad (3)$$

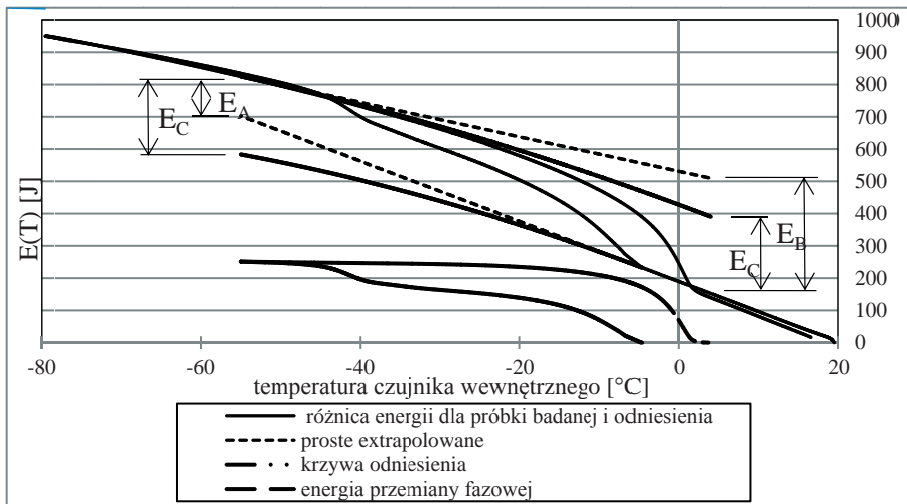
Krzywa odniesienia $\varphi_1(T)$ posłużyła do określenia rzeczywistej ilości energii przemiany fazowej $E_p(T)$ w danych temperaturach.

$$E_p(T) = m_s \cdot \int_{T_{sn}}^T (\varphi(T) - \varphi_1(T)) dT \quad (4)$$

Rys. 3. Wartości funkcji $\varphi(T)$ dla CEMI w/c=0,45

Nieco odmienny sposób wyznaczenia krzywej odniesienia zaproponował Johannesson [3]. W metodzie tej wykorzystuje się odcinek wykresu $E(T)$ zarówno dla ochładzania, jak i ogrzewania próbki.

$$E(T) = m_s \cdot \int_{T_{SN}}^T \varphi(T) dT \quad (5)$$



Rys. 4. Różnica odebranej/dostarczonej energii cieplnej między próbką badaną a próbką odniesienia dla CEMI w/c=0,45 (na podstawie [3])

Punktem wyjściowym jest określenie ilości energii przypadającej na przemianę fazową wody w lód. Wyznacza się ją poprzez ekstrapolację liniowego odcinka $E(T)$ występującego od temperatur dodatnich do momentu początku nukleacji, na obszar od początku nukleacji do temperatury -55°C . Następnym etapem jest wyliczenie różnicy energii dla punktu znajdującego się na końcu odcinka ekstrapolowanego a wartością energii odnotowanej dla próbki. Analogicznie konstruuje się drugą prostą przy ogrzewaniu. Prostoliniowy odcinek określony dla zakresu temperatur od -80°C do -55°C , przeciąga się od temperatury -55°C do temperatury końca przemiany fazowej wody i wyznacza się różnicę wartości energii między końcem odcinka ekstrapolowanego a zmierzoną wartością dla próbki (rys.4).

Jak widać wartości energii określone przy ogrzewaniu E_A oraz ochładzaniu E_B próbek są różne, dlatego uśrednia się je $E_C = (E_A + E_B)/2$. Wartość uśrednioną nanosi się jak na rys.4. Następnie prowadzi się krzywe odniesienia. Dopiero różnica między krzywymi odniesienia a wartościami zarejestrowanymi w kalorymetrze pozwala wyliczyć energię przemiany fazowej.

3.2. Określenie ilości lodu.

Dla tak obliczonych krzywych energii przemiany fazowej obliczono masę lodu m_l oraz proporcję masy lodu do początkowej masy wody zawartej w porach próbek (m_l/m_w).

$$m_l(T) = \int_{T_z}^{-55} \frac{E_p(T)}{L(T)} dT \quad [g] \quad (6)$$

Trudność w dokładnym określeniu ilości lodu polega na właściwym dobraniu ciepła przemiany fazowej odpowiednio do temperatury w której przemiana następuje. Jak wskazuje Efimov [5] ciepło przemiany fazowej wody $L(T)$ w ośrodkach porowatych maleje wraz ze spadkiem temperatury. Wykorzystano dwie formuły obliczeniowe:

$$\text{wg [1, 4]} \rightarrow L(T) = 333,6 + 2,22T \quad [J/g] \quad (7)$$

$$\text{wg [6]} \rightarrow L(T) = 0,0556T^2 + 7,42T + 332 \quad [J/g] \quad (8)$$

Jak widać w zależności od przyjętej funkcji energii przemiany fazowej wody oraz formuły wyliczania masy lodu końcowe wartości (tab. 2) mogą się znacznie różnić.

Tabela 2. Ilość lodu w stosunku do początkowej zawartości wody w zależności od wykorzystanej formuły obliczeniowej

Próbka	Ilość lodu m_l/m_w			
	$L(T)=333,6T+2,22T$		$L(T)=0,0556T^2+7,42T+332$	
	-25°C	-55°C	-25°C	-55°C
	Metoda graficzna			
w/c=0,37	0,286	0,468	0,366	0,698
w/c=0,45	0,271	0,489	0,333	0,759
w/c=0,53	0,257	0,572	0,328	0,944
	Metoda analityczna			
w/c=0,37	0,342	0,534	0,409	0,780
w/c=0,45	0,293	0,496	0,361	0,755
w/c=0,53	0,259	0,543	0,331	0,881

Jak wynika z danych zawartych w tabeli 2 przy każdej wartości w/c i każdej temperatury otrzymujemy po 4 różne wyniki m_l/m_w . Różnice między nimi są znaczne. Wynika stąd wniosek, że założenia obliczeniowe mają istotny wpływ na końcowy rezultat.

Większość autorów różnych publikacji jest zgodna co do faktu, że ciepło przemiany fazowej woda-lód, maleje wraz z temperaturą, by w okolicach -45°C osiągnąć wartości bliskie 0. Brakuje zgodności co do uznania wartości ciepła przemiany w poszczególnych temperaturach. We wcześniejszych publikacjach wykorzystywano formułę liniową (7). Wprowadzenie formuł nieliniowych umożliwiło uwzględnienie sugestii co do możliwości większego spadku ciepła przemiany fazowej a niżeli wynikało by to z obliczeń według formuły (7).

Należy podkreślić, iż sam pomiar DSC utrudnia precyzyjne określenie ilości lodu w porach materiału. Termopary nie rejestrowały temperatury wewnątrz próbki, lecz temperaturę pomiędzy naczyniami pomiarowymi. Nie uwzględniono również różnicy wpływu egzotermicznego charakteru przemiany fazowej na sygnał $\varphi(t)$, który rejestrowany był z pewnym, nieokreślonym bliżej opóźnieniem w czasie.

4. Podsumowanie

Interpretacja rejestrowanych strumieni ciepła w kryteriach rzeczywistego procesu przemiany fazowej wody w lód w badanych zaprawach, jest zadaniem trudnym ze względu na brak jednoznacznych informacji o wartości ciepła właściwego wody oraz parametrów opisujących ciepło przemiany fazowej w temperaturach ujemnych.

Największy wpływ na wartość wskaźnika m_i/m_w miało przyjęcie funkcji określającej ciepło przemiany fazowej wody. Jednocześnie można stwierdzić, że zaprezentowane metody obliczeniowe energii przemiany fazowej wody w lód $E_p(T)$ dają relatywnie zbliżone rezultaty.

W wielu publikacjach przyjmuje się, że poniżej -55°C nie następuje dalsze krzepnięcie wody bądź też przemianie fazowej ulega nieznaczna ilość bezefektów egzotermicznych [8, 9]. Jak zostało pokazane w [6, 7] odnotowywany pik egzotermiczny poniżej -40°C związany jest z przemianą fazową wody silnie adsorbowanej w najmniejszych porach.

Literatura

- 1 Jacobsen S., Sellevold E. J., Matala S. Frost Durability of High Strength Concrete: Effect of Internal Cracking on Ice Formation. *Cement and Concrete Research* 26 (1996) 919-931.
- 2 Kozłowski T. Low temperature exothermic effects on cooling of homoionic clays. *Cold Regions Science and Technology* 68 (2011) 139-149.
- 3 Johannesson B. Dimensional and ice content changes of hardened concrete at different freezing and thawing temperatures. *Cement & Concrete Composites* 32 (2010) 73-83.
- 4 Le Sade de Fontenay C., Sellevold E. J., Ice Formation in Hardened Cement Paste-I. Mature Water-Saturated Pastes, *Durability of Building Materials and Components*, ASTM STP 691 (1980) 425-428.
- 5 Efimov S. S. Temperature dependence of heat of crystallization of water. *Journal of Engineering Physics* 49 (1985) 1229-1233.
- 6 Preece D. M., Zahir B. A study of the porosity of water-plasticised polyacrylonitrile films by thermal analysis and microscopy. *Thermochimica Acta* 249 (1995) 351-366.
- 7 Snyder K.A., Bentz D.P. Suspended hydration and loss of freezable water in cement pastes exposed to 90% relative humidity. *Cement and Concrete Research* 34 (2004) 2045-2056.
- 8 Bager D. H., Hansen T. B., Influence of water-binding on the ice formation and freeze/thaw damage in cement paste and concrete. *Nordic Concrete Federation* (1999). 155-168.
- 9 Jacobsen S., Sellevold E. J., Matala S. Frost Durability of High Strength Concrete: Effect of Internal Cracking on Ice Formation. *Cement and Concrete Research* 26 (1996) 919-931.

Interpretation of measurements results of ice content in freezing mortars using DSC method.

Piotr Stępień¹, Zbigniew Rusin², Przemysław Świercz³

Department of Building Engineering, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Kielce University of Technology, e-mail: ¹zbigniew.rusin@tu.kielce.pl, ²pswiercz@tu.kielce.pl, ³p.stepien@tu.kielce.pl

Abstract:

The results of investigations of heat flows recorded at the low temperature differential scanning calorimeter (DSC) in the freezing cement mortars soaked with water are presented. Methods for extracting the thermal effects associated with the phase change of water as well as the methods for calculating the weight of ice with reference to the specific process temperature at which the phenomenon occurs are analyzed. It is found that computation assumptions and technical limitations of the calorimeter described in the technical literature can lead to significantly different results of determining the mass of formed ice.

Keywords: phase transition of water, ice content, DSC, mortars.

Właściwości cementów popiołowo – żuźlowych o nienormowym składzie, zawierających popiół lotny wapienny

Katarzyna Synowiec¹

¹ Katedra Inżynierii Materiałów i Procesów Budowlanych, Wydział Budownictwa, Politechnika Śląska, e-mail: katarzyna.synowiec@polsl.pl

Streszczenie: W pracy zaprezentowano wyniki badań właściwości cementów popiołowo - żuźlowych o nienormowym składzie. Stosowano popiół lotny wapienny w postaci naturalnej (nieprzetworzonej) i aktywowany przez przemiał. Stwierdzono, że popiół lotny wapienny, obok granulowanego żużla wielkopieczowego, może być składnikiem cementów o niskiej zawartości klinkieru portlandzkiego (ok. 40%). Cementy te, w porównaniu do cementu portlandzkiego CEM I, charakteryzują się niskim ciepłem hydratacji i opóźnionym początkiem czasu wiązania, oraz niekorzystnym wpływem na konsystencję zapraw i jej utrzymanie w czasie. Wytwarzanie cementów popiołowo-żuźlowych jest możliwe w klasie wytrzymałości 32,5 N gdy składnikiem jest popiół wapienny w stanie naturalnym oraz w klasach 32,5 N, 32,5 R oraz 42,5 N gdy stosowany jest popiół zmielony. Popiół poddany aktywacji przez przemiał charakteryzuje się wyższą aktywnością.

Słowa kluczowe: popiół lotny wapienny, granulowany żużel wielkopieczowy, cement, cementy popiołowo – żuźłowe

1. Wprowadzenie

Współczesny przemysł cementowy kształtują działania na rzecz ograniczenia emisji CO₂, oszczędności surowców naturalnych, zmniejszenia nakładów energetycznych, itp. Jednym z ważniejszych kierunków zmian jest stosowanie dodatków mineralnych jako składnika cementów powszechnego użytku. Ograniczanie zawartości klinkieru portlandzkiego w cemencie, a zatem stosowanie coraz większej ilości składników nieklinkierowych, wpisuje się w strategię zrównoważonego rozwoju. Najczęściej stosowanymi dodatkami są popiół lotny krzemionkowy, granulowany żużel wielkopieczowy oraz kamień wapienny. Dostępny w kraju w dużych ilościach popiół lotny wapienny nie jest aktualnie powszechnie stosowany w produkcji cementu [1÷3]. Ten rodzaj popiołu powstaje w wyniku spalania węgla brunatnego i wyróżnia się bogatszym niż popioły lotne krzemionkowe składem chemicznym i mineralnym. Zaliczany jest do materiałów charakteryzujących się aktywnością hydrauliczną i/lub pucolanową. O przydatności popiołów wapiennych do produkcji cementu decyduje m.in. wysoka, przekraczająca 25% masy zawartość reaktywnej krzemionki i reaktywnego CaO (powyżej 10%). Cechą charakterystyczną popiołu lotnego wapiennego jest duża zmienność składu chemicznego, szczególnie widoczna w przypadku zawartości SiO₂, CaO, SO₃. Popiół ten wykazuje ponadto zmienność składu chemicznego i mineralnego w zależności od wymiaru ziaren. [1, 2, 4, 5].

Dotychczas ukazało się stosunkowo niewiele prac badawczych na temat wykorzystania popiołów lotnych wapiennych do produkcji cementu. Powoduje to ograniczony dostęp do wyników badań kompleksowo opisujących efekty stosowania popiołów lotnych wapiennych w składzie cementów powszechnego użytku, zwłaszcza w aspekcie doświadczeń z zastosowań praktycznych [1, 3]. W ramach projektu *Innowacyjne spoiwa cementowe i betony z wykorzystaniem popiołu lotnego wapiennego* realizowany jest program badawczy, którego celem jest m.in. opracowanie wytycznych technologicznych zastosowania popiołu lotnego wapiennego jako składnika cementu [1].

W europejskim Komitecie Normalizacyjnym trwają prace nad zwiększeniem ilości cementów powszechnego użytku w normie PN - EN 197-1 lub ustanowieniem nowej

normy dla grupy cementów aktualnie określanych mianem CEM X (nowe, pozanormowe cementy) [2, 9]. Prace badawcze prowadzone przez różne zespoły [7÷10] dowodzą, że cementy zawierające w swoim składzie, obok znacznych ilości (30÷60%) granulowanego żużla wielkopieczowego (S), np. zmielony wapień (L, LL) w ilości od 6 do 30%, charakteryzują się właściwościami zbliżonymi do cementu portlandzkiego wapiennego CEM II/B-LL oraz cementu hutniczego CEM III/B [7, 10]. W tym zakresie, brak jest badań nad zastosowaniem popiołu lotnego wapiennego jako składnika cementów nowej grupy. Celem przedstawionych badań było sprawdzenie takiej możliwości.

2. Możliwości rozwoju asortymentu cementów

Aktualna norma cementowa PN-EN 197-1 [6] rozróżnia szeroki asortyment cementów (27 rodzajów), pozostawiając przy tym jeszcze wiele możliwości kształtowania składu cementów nie objętych jej zakresem [2, 7]. Rozszerzenie asortymentu cementów powszechnego użytku objętego zakresem normy wymaga określenia wartości granicznych, które zapewnią stałość parametrów zarówno cementu, jak i w efekcie betonu [8]. Rozpatrując potencjalne możliwości rozszerzenia zakresu stosowanych normowych składników cementu, zwrócono uwagę na niewielkie wykorzystanie popiołu lotnego wapiennego, mimo znacznych jego zasobów (przemysł energetyczny wytwarza ponad 4 mln ton rocznie tego materiału), jak i interesujące jego właściwości. [1, 2]

Równoczesne wykorzystanie popiołu lotnego wapiennego z innymi składnikami nieklinkierowymi jest możliwe zgodnie z aktualną normą PN-EN 197-1 [6] w ograniczonym zakresie. W cementach portlandzkich wieloskładnikowych CEM II, gdzie sumaryczna zawartość składników nieklinkierowych nie przekracza 35% oraz w cementach pucolanowych CEM IV, w których maksymalna, sumaryczna zawartość składników o własnościach pucolanowych może wynosić 55% masy cementu. Norma PN-EN 197-1 [6] nie dopuszcza zatem jednoczesnego stosowania w cementach o niskiej zawartości klinkieru portlandzkiego (poniżej 65 % masy cementu) popiołu lotnego wapiennego oraz granulowanego żużla wielkopieczowego.

W niniejszym artykule przedstawiono wyniki badań podstawowych właściwości cementów popiołowo - żużlowych o niskiej zawartości klinkieru portlandzkiego (ok. 40%) zawierających popiół lotny wapienny (W).

3. Skład cementów i zakres badań

Badane cementy przygotowano w laboratorium wykorzystując w odpowiednich proporcjach (tabela 3) cement portlandzki CEM I 52,5 R, zmielony granulowany żużel wielkopieczowy (S) oraz popiół lotny wapienny (W). Cementy otrzymano w wyniku homogenizacji składników. Skład chemiczny stosowanych materiałów przedstawiono w tabeli 1, a właściwości fizyczne w tabeli 2.

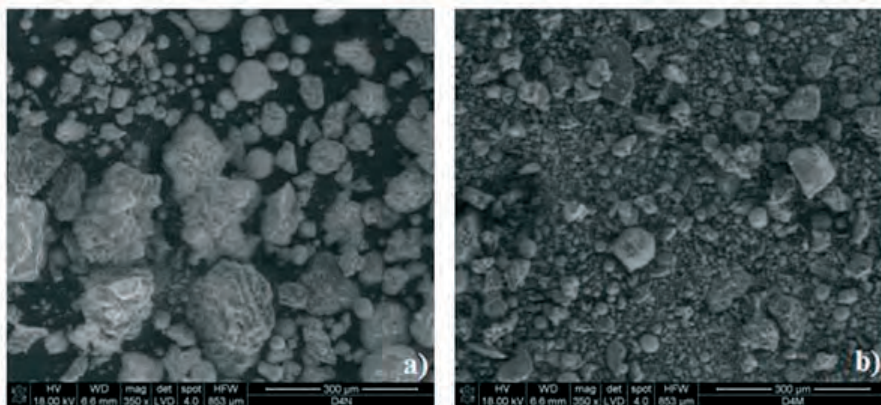
Tabela 1. Skład chemiczny stosowanych materiałów

Składnik	Zawartość składnika [% masy]										
	Strata prażenia	Cz.n.	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	Na ₂ O	K ₂ O	Cl
CEM I 52,5R	2,80	0,52	20,05	5,35	2,61	63,42	1,46	2,81	0,18	0,86	0,071
Popiół lotny wapienny (W)	2,67	-	45,17	20,79	4,58	20,60	1,49	2,96	0,23	0,19	0,000
Granulowany żużel wielkopieczowy (S)	-	-	37,63	6,84	1,48	45,63	5,33	0,08	0,55	0,56	0,053

Tabela 2. Właściwości fizyczne stosowanych materiałów

Właściwość	CEM I 52,5 R	Granulowany żużel wielkopieczowy (S)	Popiół lotny wapienny	
			stan dostawy (W)	zmielony (W+)
Gęstość [g/cm ³]	3,07	2,93	2,55	2,71
Powierzchnia właściwa [cm ² /g]	4410	4160	1900	4700

Popiół lotny wapienny jako składnik badanych cementów stosowany był w dwóch postaciach: w stanie naturalnym W (w postaci nieprzetworzonej po odebraniu z elektrofiltra) oraz aktywowany mechanicznie W+ (przemiał w laboratoryjnym młynie kulowym, czas mielenia 20 minut). W efekcie przemiału zmieniła się morfologia ziaren popiołu lotnego wapiennego (rys. 1a, 1b), ziarna popiołu w stanie naturalnym (rys. 1a) mają rozwiniętą powierzchnię z dużą ilością porów otwartych, po zmieleniu popiół uległ znacznemu rozdrobnieniu, a powierzchnia właściwa popiołu zwiększyła jeszcze się ponad 2-krotnie (rys. 1b, tabela 2).



Rys. 1. Morfologia ziaren popiołu lotnego wapiennego: a) w stanie naturalnym, b) zmielonego

Pierwszą partię cementów (tabela 3, cementy P 1 ÷ P 5) przygotowano z wykorzystaniem popiołu lotnego wapiennego w stanie naturalnym (W), do przygotowania drugiej partii (tabela 3, cementy PM 1 ÷ PM 5) użyto popiołu lotnego wapiennego zmielonego (W+).

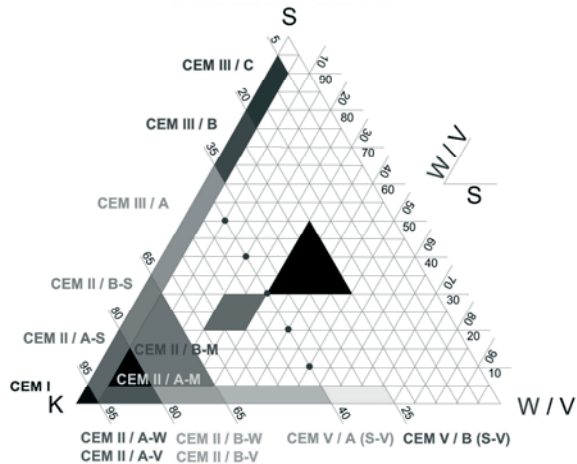
Zawartość cementu portlandzkiego CEM I 52,5 R ustalono na poziomie 40% we wszystkich cementach, udziały popiołu lotnego wapiennego i granulowanego żużel wielkopieczowy w składzie badanych cementów zmieniały się w zakresie 10 - 50% masy (rys. 2, tabela 3). Dodatek gipsu, jako regulatora czasu wiązania, stosowano w takiej ilości, aby uzyskać stałą zawartość SO_3 , we wszystkich badanych cementach równą 2,81%.

W ramach badań określono następujące właściwości cementów:

- gęstość oraz powierzchnię właściwą metodą Blaine'a;
- wodozadržność, stałość objętości i początek czasu wiązania (wg PN-EN 196-3);
- wytrzymałość na ściskanie (wg PN-EN 196-1);
- ciepło hydratacji metodą izotermiczną;
- konsystencję zapraw wg PN-EN 1015-3 oraz zmiany konsystencji w czasie.

Tabela 3. Skład badanych cementów

Cementy Partia 1	Zawartość składnika [%]			Cementy Partia 2	Zawartość składnika [%]		
	CEM I 52,5 R	Granulowany żużel wielkopieczowy (S)	Popiół lotny wapienny (W) (stan naturalny)		CEM I 52,5 R	Granulowany żużel wielkopieczowy (S)	Popiół lotny wapienny (W+) (zmielony)
P 1	40	50	10	PM 1	40	50	10
P 2	40	40	20	PM 2	40	40	20
P 3	40	30	30	PM 3	40	30	30
P 4	40	20	40	PM 4	40	20	40
P 5	40	10	50	PM 5	40	10	50



Rys. 2. Układ kompozycji składników badanych cementów

4. Wyniki badań i ich omówienie

W tabelach 4 i 5 zestawiono wyniki badań właściwości fizycznych cementów. Na rys. 3 przedstawiono wyniki badania wytrzymałości na ściskanie cementów partii 1 (rys. 3a) i partii 2 (rys. 3b).

Tabela 4. Właściwości fizyczne cementów (popiół lotny wapienny w stanie naturalnym W)

Cement	Skład	Gęstość [g/cm ³]	Powierzchnia właściwa [cm ² /g]	Wodoządnosc [%]	Początek czasu wiązania [min]	Stalosc objętości [mm]
P 1	S50 W10	2,92	3910	31	315	1
P 2	S40 W20	2,90	3840	30	285	2
P 3	S30 W30	2,86	3860	32	380	1
P 4	S20 W40	2,81	3730	33	395	1
P 5	S10 W50	2,79	3750	34	380	0

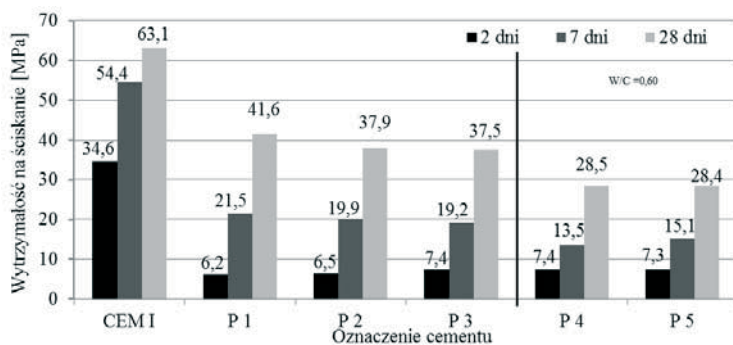
Tabela 5. Właściwości fizyczne cementów (popiół lotny wapienny zmielony W+)

Cement	Skład	Gęstość [g/cm ³]	Powierzchnia właściwa [cm ² /g]	Wodoządnosc [%]	Początek czasu wiązania [min]	Stalosc objętości [mm]
PM 1	S50 W+10	2,95	4030	31	325	0
PM 2	S40 W+20	2,92	4100	31	300	1
PM 3	S30 W+30	2,90	4380	32	410	0
PM 4	S20 W+40	2,86	4370	33	385	1
PM 5	S10 W+50	2,82	4430	34	340	1

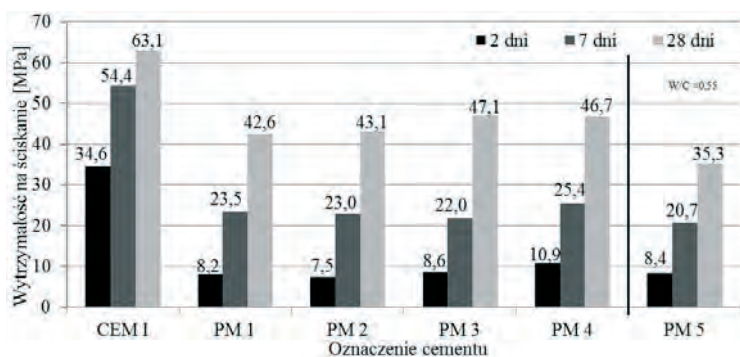
Wzrost zawartości popiołu lotnego w składzie cementu skutkuje obniżeniem gęstości cementów. Wraz ze wzrostem ilości popiołu wapiennego w składzie cementu obserwuje się nieznaczny wzrost wodoządnosci, a także opóźnienie początku czasu wiązania, większe dla cementów partii 2, zawierających popiół zmielony (początek wiązania cementu CEM I 52,5 R nastąpił po 190 minutach). Wodoządnosc cementów obu partii kształtuje się na poziomie 30 ÷ 34% (tabele 4, 5), dla porównania wodoządnosc cementu CEM I 52,5 R wynosi 33%. Wymaganie stalosci objętości (≤ 10mm wg PN-EN 197-1 [6]) zostało spełnione przez wszystkie badane cementy.

Cementy obu partii charakteryzują się niską wytrzymałością wczesną i znacznym przyrostem wytrzymałości w późniejszym okresie (rys. 3, 4). Cementy partii 1 (rys. 3)

osiągają niższe wytrzymałości niż odpowiadające im cementy partii 2 (rys. 4) we wszystkich badanych terminach. Zaobserwowano przy tym spadek wytrzymałości wraz ze wzrostem zawartości popiołu w cementach partii 1 (popiół w stanie naturalnym) oraz wzrost wytrzymałości wraz ze zwiększającą się zawartością popiołu zmielonego w cementach partii 2. Fakty te należy wiązać ze wzrostem aktywności popiołu lotnego wapiennego wskutek zastosowanej aktywacji mechanicznej [3, 11]. Cementy zawierające popiół lotny w stanie naturalnym (partia 1) w ilości do 30% masy (P1 ÷ P3) spełniają wymagania dla klasy wytrzymałościowej cementu 32,5 N. Należy przy tym zaznaczyć, że cementy partii 1 zawierające ponad 40% popiołu lotnego wapiennego (P4, P5), ze względu na napotkane trudności w prawidłowym zagęszczaniu zaprawy, były formowane przy stosunku $w/c = 0,60$. Spośród cementów partii 2, zawierających zmielony popiół lotny wapienny, wymagania klasy 32,5 N spełniają cementy PM 1 ÷ PM 3 oraz PM 5, natomiast cement PM 4 (zawierający 40% popiołu lotnego W+, 20% zmielonego granulowanego żuźla wielkopieczowego S, 40% cementu portlandzkiego CEM I 52,5 R) spełnia wymagania dla klas wytrzymałościowych 32,5 R i 42,5 N. W przypadku cementów partii 2 również napotkano trudności w zagęszczaniu zapraw normowych, z tego powodu, cement o 50% zawartości popiołu lotnego zmielonego, zarabiano przy stosunku w/c wynoszącym 0,55. Spowolniony przyrost wytrzymałości we wczesnych terminach dojrzewania, determinuje potrzebę oznaczenia wytrzymałości na ściskanie w terminach późniejszych. Zaplanowany program badań uwzględniła oznaczenie wytrzymałości po 90 i 360 dniach dojrzewania, aczkolwiek przygotowane próbki nie osiągnęły jeszcze założonego terminu badania.



Rys. 3. Wytrzymałość na ściskanie zapraw z cementów zawierających popiół lotny wapienny w stanie naturalnym



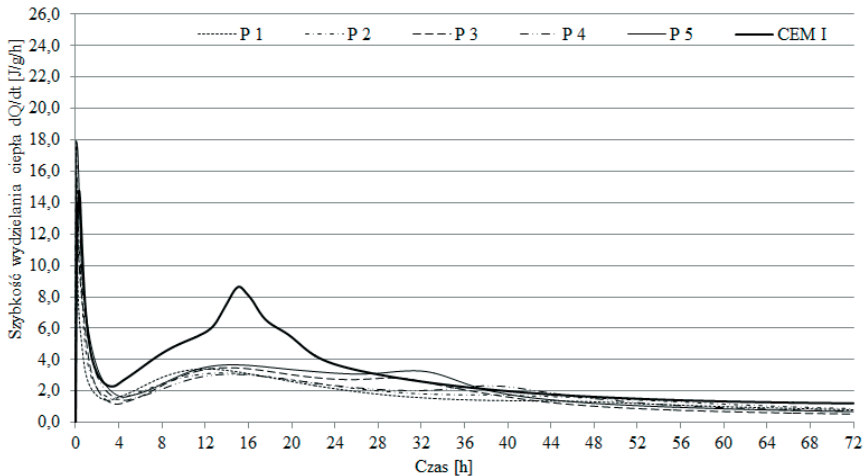
Rys. 4. Wytrzymałość na ściskanie zapraw z cementów zawierających popiół lotny wapienny zmielony

Wyniki badania ciepła hydratacji zestawiono w tabeli 6. Wraz ze zwiększającą się zawartością popiołu lotnego w składzie cementu, wzrasta sumaryczna ilość wydzielonego ciepła po 72h badania. Zaobserwowana zależność wynika głównie z egzotermicznym efektem w początkowym okresie procesu hydratacji cementów. W tym czasie proces

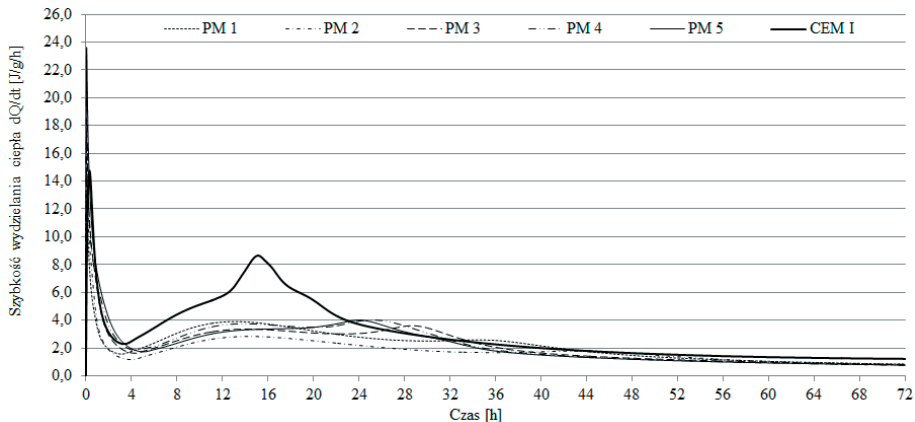
wydzielania ciepła przebiega bardzo intensywnie. Ilość wydzielonego ciepła badanych cementów po 5 minutach jest średnio 3-krotnie wyższa niż dla cementu CEM I 52,5 R, po czym ulega spowolnieniu (rys. 5, 6). Spowodowane jest to prawdopodobnie wysokim ciepłem zwilżania oraz hydratacją najbardziej reaktywnych składników popiołu lotnego wapiennego, tj. wolnego wapna i faz glinianowych. Wyższe wartości zaobserwowano w przypadku cementów partii 2, zawierającej zmielony popiół lotny (rys. 6), co wynika ze zwiększonej aktywności popiołu zmielonego.

Tabela 6. Ciepło hydratacji cementów

Cementy Partia 1	Ilość wydzielonego ciepła [J/g] w procesie hydratacji					Cementy Partia 2	Ilość wydzielonego ciepła [J/g] w procesie hydratacji				
	Czas						Czas				
	5min	1 h	12 h	24 h	72 h		5min	1 h	12 h	24 h	72 h
P 1	1,1	6,3	33,3	67,4	129,2	PM 1	0,9	6,7	36,2	77,5	157,7
P 2	1,4	9,5	35,0	69,1	141,2	PM 2	1,0	8,1	29,7	60,9	129,7
P 3	0,9	8,6	33,3	71,6	138,0	PM 3	1,2	10,1	38,3	76,6	155,5
P 4	1,0	9,7	35,0	68,7	142,5	PM 4	1,4	10,4	42,2	85,8	162,7
P 5	1,1	11,5	40,9	82,4	161,1	PM 5	1,5	12,3	42,4	84,1	157,9
CEM	0,36	10,5	54,1	127,3	217,4						

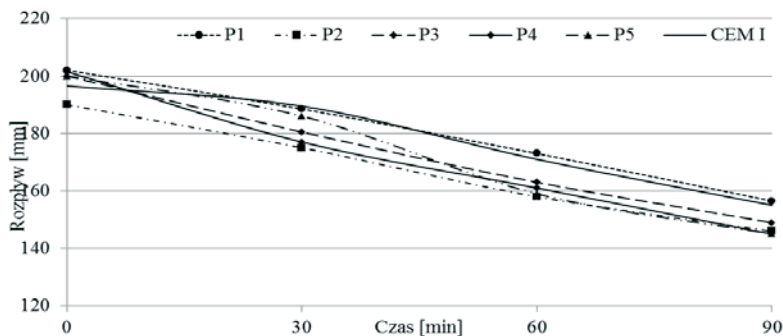


Rys. 5. Szybkość wydzielania ciepła cementów zawierających popiół lotny wapienny w stanie naturalnym

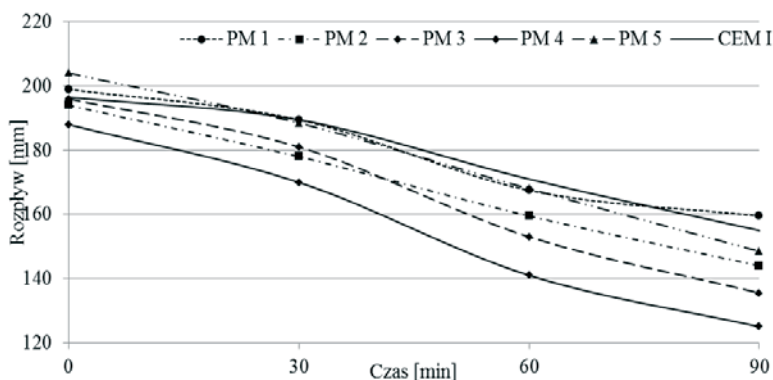


Rys. 6. Szybkość wydzielania ciepła cementów zawierających popiół lotny wapienny zmielony

Wyniki oznaczenia konsystencji zapraw i zdolności do jej utrzymania w czasie przedstawiono na rys. 7 i 8. Uzyskanie konsystencji na poziomie zaprawy normowej z cementu CEM I 52,5 R ($w/c = 0,50$), regulowano odpowiednim dozowaniem ilości wody (w/c). Cementy partii 1 wykazywały większe zapotrzebowanie na wodę, niż odpowiadające im cementy partii 2. Zaobserwowano ponadto zależność między zawartością popiołu lotnego wapiennego w składzie cementu, a ilością wody niezbędnej do uzyskania konsystencji normowej. Wzrost zawartości popiołu skutkuje zwiększeniem zapotrzebowania na wodę.



Rys. 7. Utrzymanie konsystencji zapraw w czasie (cementy zawierające popiół w stanie naturalnym)



Rys. 8. Utrzymanie konsystencji zapraw w czasie (cementy zawierające popiół zmielony)

Badane cementy charakteryzowały się szybszym tempem utraty plastyczności w czasie w porównaniu do zaprawy normowej na cemencie portlandzkim CEM I 52,5 R. Ponadto, po 60 i 90 minutach badania, cementy zawierające popiół zmielony - partia 2, charakteryzowały się znacznie mniejszym rozplywem niż cementy partii 1 (rys. 7, 8).

5. Podsumowanie

Podsumowując wyniki badań stwierdzono, że popiół lotny wapienny, obok granulowanego żużla wielkopieczowego, może być cennym składnikiem cementów wieloskładnikowych CEM X. Cementy popiołowo – żużlowe zawierające ok.40% klinkieru portlandzkiego oraz popiół wapienny w stanie naturalnym, w ilości do 30% masy, mogą być produkowane w klasie wytrzymałości 32,5 N. Zastosowanie popiołu wapiennego zmielonego pozwala na uzyskanie cementów wieloskładnikowych CEM X w klasie 32,5 N, 32,5 R oraz 42,5 N. Stwierdzono przy tym, że cementy popiołowo – żużlowe charakteryzują się niskim ciepłem hydratacji (prawdopodobnie cementy LH) i wydłużonym czasem początku wiązania. Negatywną stroną stosowania popiołu lotnego wapiennego w składzie cementu jest wzrost wodożądności i pogorszenie jego parametrów reologicznych.

Badania współfinansowane ze środków Europejskiego Funduszu Rozwoju Regionalnego w ramach Programu Operacyjnego Innowacyjna Gospodarka, nr projektu

POIG.01.01.02-24-005/09 „Innowacyjne spoiwa cementowe i betony z wykorzystaniem popiołu lotnego wapiennego”.

Literatura

- 1 Garbacik A., Giergiczny Z., Glinicki M., Gołaszewski J. Założenia Projektu Strukturalnego Programu Operacyjnego Innowacyjna Gospodarka „Innowacyjne spoiwa cementowe i betony z wykorzystaniem popiołu lotnego wapiennego” Konferencja Energia i środowisko w technologiach materiałów budowlanych, ceramicznych szklarskich i ogniotrwałych, Opole 2010 (materiały konferencyjne s. 173-185)
- 2 Giergiczny Z. Nowe cementy i technologie wytwarzania spoiw alternatywnych Konferencja Dni Betonu, Wisła 2012 (materiały konferencyjne s. 513-526)
- 3 Giergiczny Z., Garbacik A. Właściwości cementów z dodatkiem popiołu lotnego wapiennego Cement Wapno Beton 4/2012 s.217-224
- 4 Baran T., Drożdż W., Pichniarczyk P. Zastosowanie popiołów lotnych do produkcji cementu i betonu Cement Wapno Beton 1/2012 s.50-56
- 5 Giergiczny Z. Rola popiołów lotnych wapienowych i krzemionkowych w kształtowaniu właściwości współczesnych spoiw budowlanych i tworzyw cementowych Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 2006
- 6 PN-EN 197-1:2012 Cement - Część 1: Skład, wymagania i kryteria zgodności dotyczące cementów powszechnego użytku
- 7 Haerdtl R. Evaluation of the performance of multi-component cements Zement Kalk Gips 4/2012 s. 66-79
- 8 Haerdtl R., Koc I. A test of strength World Cement, November 12 s. 141-144
- 9 Wolter A. “Composition limits of CEM VI” Ad-hoc group CEM X, Materiały CEN niepublikowane, 2011
- 10 Mueller Ch., Severins K., Hauer B. New findings concerning the performance of cements containing limestone, granulated blast furnace slag and fly ash as main constituents Cement International 3/2010 - Part 1 s. 81-86, 4/2010 - Part 2 s. 83-93
- 11 Dziuk D., Giergiczny Z., Adamski G., Garbacik A. Cement portlandzki wieloskładnikowy CEM II/B-M (V-W) 32,5R – skład, właściwości i możliwości zastosowania w budownictwie Materiały Budowlane 5 2012 (nr 444) s.37-39

Properties of non-standard fly ash – slag cements containing calcareous fly ash

Katarzyna Synowiec¹

¹ *Department of Building Materials and Processes Engineering, Faculty of Civil Engineering, Silesian University of Technology, e-mail: katarzyna.synowiec@polsl.pl*

Abstract: The paper presents the tests results of the properties of non - standard fly ash - slag cements composition. Both natural (unprocessed) and activated by grinding calcareous fly ash was used. It was found that the calcareous fly ash next to the granulated blast furnace slag may be a component of low - clinker cements (ca. 40%). Those cements are characterized by low heat of hydration and overdue of initial setting time in comparison with Ordinary Portland Cement, moreover they have an unfavorable effect on consistency and its upkeep in time. Production of fly ash - slag cements is possible for strength class 32,5 N when the component of cement is raw fly ash, and for strength classes 32,5 N, 32,5 R and 42,5 N when ground fly ash was used. Fly ash activated by grinding was characterized by higher activity.

Keywords: calcareous fly ash, blast furnace slag, cement, fly ash - slag cements

Kryterium zgodności wytrzymałości betonu na ściskanie opracowane na podstawie statystyk porządkowych

Elżbieta Szczygielska¹, Wiktor Tur²

Institut Budownictwa, Zakład Budownictwa, Państwowa Szkoła Wyższa im. Papieża Jana Pawła II w Białej Podlaskiej, e-mail: ¹e.szczygielska@dydaktyka.pswbp.pl, ²vvtur@bstu.by

Streszczenie: Kontrola zgodności wytrzymałości betonu na ściskanie według obowiązujących przepisów normowych PN EN 206-1:2003 jest kontrolą wyrwykową opartą na ocenie liczbowej. Spełnienie podwójnych kryteriów z uwzględnieniem przyjętego planu statystycznej kontroli jakości potwierdza zgodność badanej partii betonu z deklarowaną klasą wytrzymałości, zdefiniowaną przez wytrzymałość charakterystyczną. Zalecane według tej normy kryteria zgodności na etapie produkcji początkowej nie są pozbawione wad i są krytycznie oceniane przez wielu autorów. W artykule przedstawiono nowe kryterium zgodności oparte na statystykach porządkowych. Dokonano wstępnej oceny opracowanego kryterium dla serii o małej liczbie wyników z wykorzystaniem prawdopodobieństwa akceptacji wyznaczonego metodą Monte Carlo przy założonej stałej wadliwości 5%. Analiza wyników wykazała, że przedstawione kryterium nie zależy od dyspersji wyników a prawdopodobieństwo akceptacji utrzymuje się na stałym poziomie, zbliżonym do poziomu właściwego na etapie produkcji ciągłej.

Słowa kluczowe: beton, wytrzymałość, kryterium zgodności, statystyki porządkowe

1. Wprowadzenie

Przy budownictwie obiektów na obszarach wiejskich zwykle stosuje się niewielkie objętości betonu względnie nie wysokich klas (do C20/25), którego dostawcami mogą być małe przedsiębiorstwa produkujące beton.

Według normy PN EN 206-1:2003 [1] obowiązują podwójne kryteria zgodności wytrzymałości betonu na ściskanie, które są sformułowane z uwzględnieniem dwóch etapów produkcji, początkowej i ciągłej. Małe przedsiębiorstwa, gdzie mamy do czynienia z produkcją epizodyczną betonu, stosujące plan i częstotliwość pobierania próbek opisaną w normie PN EN 206-1:2003 [1] pozostają zwykle na etapie produkcji początkowej i mogą nie mieć możliwości przejścia na produkcję ciągłą. Jak podano w [3-6] kryteria dla produkcji początkowej są niedostatecznie uzasadnione. Produkcja betonów niewysokich klas przy spełnieniu kryteriów opisanych w przytaczanej normie może okazać się nieekonomiczna dla producenta [5].

W artykule przedstawiono nową procedurę opracowania kryterium zgodności wytrzymałości betonu na ściskanie opartą na statystykach porządkowych.

2. Kryteria oceny zgodności z uwzględnieniem planów pobierania próbek

Jak wynika z § 9.1. PN EN 206-1:2003 [1], proces kontroli produkcji (ang. production control) obejmuje szereg działań podejmowanych w celu zapewnienia kontroli jakości produkcji betonu, w tym kontrolę zgodności.

Zgodnie z koncepcją przyjętą w tej normie, producent betonu powinien ponosić odpowiedzialność za to, że materiał dostarczony na rynek odpowiada specyfikacji i spełnia określone wymagania. Jest to ogólny wymóg Dyrektywy 106/EC, zmierzający do wykluczenia dostaw materiałów niespełniających norm według przyjętych kryteriów zgodności. W pracy [2] zwrócono uwagę na paradoksalną sytuację, mającą miejsce w przypadku dostaw betonu: producent dostarczając mieszankę betonową musi zagwarantować jakość stwardniałego (w późniejszym okresie) betonu. Kompromis w tej sprawie

został osiągnięty w umowie, że beton trafia na rynek z zadeklarowaną klasą wytrzymałości na ściskanie według specyfikacji a producent (dostawca) jest zobowiązany do poinformowania wykonawcy (odbiorcy) o sytuacji, kiedy w późniejszych badaniach wytrzymałości betonu zostanie stwierdzona niezgodność, aby uniknąć szkodliwych konsekwencji wykrytej niezgodności (§ 8.4. PN EN 206-1:2003 [1]). Tak więc zasady kontroli jakości betonu według EN 206-1 oparte są na koncepcji, w której to producent przeprowadza kontrolę zgodności. Niemniej jednak postanowienia normy EN 206-1 pozwalają wykonawcy (odbiorcy) na przeprowadzenie badań dostarczonego betonu według kryterium identyczności deklarowanej klasy.

Zgodnie z § 8.2.1.3. PN EN 206-1:2003 [1] potwierdzenie zgodności wytrzymałości na ściskanie uzyskuje się na próbkach badanych w 28 dniu dojrzewania. Uznaje się, że zgodność dotycząca wytrzymałości betonu na ściskanie jest potwierdzona, jeśli spełnione są jednocześnie oba kryteria, przedstawione w tabeli 1.

Tabela 1. Kryteria zgodności dotyczące wytrzymałości na ściskanie

Produkcja	Liczba „n” wyników badań wytrzymałości na ściskanie w zbiorze	Kryterium 1	Kryterium 2
		Średnia z „n” wyników (f_{cm}) N/mm ²	Dowolny pojedynczy wynik badania (f_{ci}) N/mm ²
Początkowa	3	$\geq f_{ck} + 4$	$\geq f_{ck} - 4$
Ciągła	15	$\geq f_{ck} + 1,48\sigma$	$\geq f_{ck} - 4$

Uwaga. Odchylenie standardowe σ określa się na podstawie co najmniej 35 kolejnych wyników badań wykonanych w okresie dłuższym niż trzy miesiące, uzyskanych w okresie bezpośrednio poprzedzającym okres produkcji, podczas którego ma być sprawdzana zgodność

Źródło: [1]

Wielkość f_{ck} oznacza wytrzymałość charakterystyczną zdefiniowaną jako kwantyl rzędu 0,05 rozkładu wytrzymałości w populacji generalnej.

W przypadku produkcji początkowej, obowiązujące kryteria wydają się być niedostatecznie uzasadnione [3,4] a przyjęte współczynniki oceniane są krytycznie przez wielu autorów [np. 5,6]. Produkcja betonów niewysokich klas przy spełnieniu kryteriów opisanych w przytaczanej normie może okazać się nieekonomiczna dla producenta.

Do opracowania kryteriów właściwych na etapie produkcji ciągłej wykorzystano krzywe charakterystyczno-operacyjne i plany kontroli produkcyjnej. Kryteria te zostały opracowane przez Taerwe L. i obszernie opisane [np. 7].

Jak wynika z komentarzy do EN 206-1, opublikowanych w różnych źródłach [5,7-10], zasady oceny wytrzymałości betonu na ściskanie według kryteriów zgodności zostały opracowane w oparciu o przetwarzanie danych otrzymanych w wyniku komputerowo wygenerowanych losowych wartości (metoda symulacji) i analizę rzeczywistej produkcji kilku konkretnych zakładów w Europie.

3. Ocena ryzyka stosowania statystycznych kryteriów zgodności wytrzymałości betonu na ściskanie

Według autorów [5] analiza ryzyka związanego ze stosowaniem kryteriów zgodności zawartych w PN EN 206-1:2003 [1] prowadzi do następujących wniosków: w przypadku analizy małych zbiorów wyników ($n = 3$) na etapie produkcji początkowej „zalecane kryterium podwójne prowadzi do paradoksu, polegającego na zwiększaniu prawdopodobieństwa akceptacji zgodności partii betonu ze wzrostem niejednorodności wytrzymałości betonu” [5, s.25]. Zdaniem autorów [5] może to zniechęcać producentów do podejmowania działań zmierzających do zapewnienia jednorodności produkcji kosztem zwiększania wytrzymałości średniej i zwiększa ryzyko odbiorcy związane ze skutkami zakupu partii betonu o zaniżonej jakości. Z przeprowadzonych przez Wolińskiego S. i Skrzypczak I. [5] analiz wynika, że „bardzo często stosowanym sposobem zmniejszenia ryzyka dyskwalifikacji partii betonu jest zwiększenie wytrzymałości średniej zamiast redukcji jej rozrzutu. Takie postępowanie jest nieekonomiczne i nieracjonalne” [5, s.24].

Na etapie produkcji początkowej ($n = 3$) ocena średniej arytmetycznej budzi pewne kontrowersje. Co prawda kontroli podlega jeszcze minimalny wynik, ale gdy w serii danych znajdzie się wynik mniejszy od wartości wytrzymałości charakterystycznej f_{ck} o nie więcej niż 4 MPa i kryterium 1 (tab.1.) ma być spełnione, to oznacza, że w danej serii musi się też znaleźć wynik „duży”, który zniweluje wpływ tego pierwszego, tak aby otrzymana średnia przekroczyła wartość f_{ck} o co najmniej 4 MPa. Sytuacja taka świadczy o zwiększaniu prawdopodobieństwa akceptacji wraz ze wzrostem dyspersji wyników. Potwierdzenie tych spostrzeżeń znajdujemy w [5], gdzie przy wykorzystaniu metody symulacji Monte Carlo autorzy poddali ocenie kryteria zgodności, wyznaczając prawdopodobieństwa akceptacji z uwzględnieniem odchylenia standardowego.

Dysproporcje uzyskanych wartości prawdopodobieństw akceptacji w zależności od odchylenia standardowego przedstawione są w tabeli 2.

Tabela 2. Prawdopodobieństwo akceptacji dla podwójnego kryterium zgodności wg PN EN 206-1:2003 przy stałej wadliwości partii $w=0,05$

Liczebność próby	Typ produkcji	Prawdopodobieństwo akceptacji dla odchylenia standardowego [MPa]				
		2	3	4	5	6
n=3	początkowa	0,267	0,707	0,863	0,917	0,939
n=15	ciągła	0,715	0,711	0,708	0,705	0,702

Źródło: [5, s.25]

Lepiej w ocenie ryzyka wypadają kryteria podwójne dla prób o liczebności 15 stosowane na etapie produkcji ciągłej. Spełniają one bowiem podstawowe warunki racjonalności kryteriów zgodności, tj. ze wzrostem liczebności próby i wzrostem jednorodności betonu następuje zwiększenie prawdopodobieństwa akceptacji zgodności wytrzymałości badanej partii betonu z wytrzymałością projektowaną.

Krytycznie do współczynników testowych przyjętych w aktualnej normie [1] odniósł się też Brunarski L. [6]. Szczególnie dotyczy to współczynnika $k = 1,48$ występującego w kryterium 1 dla produkcji ciągłej (tab.1) oraz dopuszczenia warunku $f_{ci,min} < f_{ck}$. Ponadto Brunarski L. podkreśla znaczenie zaleceń podanych w ISO 12491:1997 [11] dotyczących przyjmowanego poziomu ufności. Zaleca się, aby współczynnik ten był na poziomie nie mniejszym niż 0,75 i nigdy nie niższym niż 0,5. Wymagania takiego nie umieszczono w aktualnej normie [1]. Według Brunarskiego L. przy współczynniku $k = 1,48$ w kryterium 1 poziom ufności jest nie wyższy niż 0,3 co zwiększa ryzyko odbiorcy [6, s.59].

4. Ocena kwantyli nieznanego rozkładu z wykorzystaniem statystyk pozycyjnych

4.1. Ocena położenia kwantyli w przedziałach wyznaczonych przez wartości wytrzymałości

Głównymi problemami statystycznej kontroli jakości betonu, produkowanego w małych ilościach są: mała ilość badanych próbek (pomiarów x_i), co pociąga za sobą małą dokładność otrzymanych oszacowań oraz brak dostatecznej informacji *a priori* o przedmiocie kontroli, co z kolei nie pozwala upewnić się co do założeń dotyczących postaci rozkładu prawdopodobieństwa $F(x)$ mierzonej wytrzymałości x .

W tych warunkach stosowanie powszechnie znanych metod analizy statystycznej jest mało efektywne. Alternatywną metodą może być zastosowanie nieparametrycznych przedziałów ufności, konstruowanych w oparciu o statystyki pozycyjnych, które po pierwsze nie zależą od typu rozkładu zmiennej losowej a po drugie mają opracowane funkcjonale zastosowania [12,13].

Metoda taka jest rekomendowana w ISO 12491:1997 [11]. W rozdziale 6.6 tego dokumentu opisana jest prosta procedura oceny kwantyli oparta na statystykach porządkowych. Uzyskane pomiary x_1, x_2, \dots, x_n należy przekształcić w szereg uporządkowany $X_{1:n} \leq X_{2:n} \leq \dots \leq X_{n:n}$ a następnie określić oszacowanie kwantyli X_p rzędu p jako $X_p = X_{k+1:n}$, gdzie k jest liczbą całkowitą spełniającą nierówność $k \leq np < k + 1$.

Przedstawiony dalej związek między funkcją gęstości rozkładu kwantyla, w rzeczywistości nie ma zastosowania w praktyce, ponieważ wykorzystuje funkcję gęstości

prawdopodobieństwa rozkładu populacji generalnej. Jeśli chodzi o rozważaną populację, to jej parametry *a priori* są nieznanne a populacja, jak wcześniej wspomniano jest hipotetyczna. W dalszej części rozdziału 6.6 sformułowane są zalecenia dotyczące oceny kwantyla nawet dla małych prób, oparte znowu na założeniu o normalności rozkładu populacji a więc nie mające żadnego związku z matematycznym narzędziem statystyk porządkowych.

Należy zauważyć, że gdy $np < 1$ oszacowaniem kwantyla zawsze będzie najmniejsza wartość w szeregu uporządkowanym, czyli $X_{1:n}$ i będzie to wartość raczej zawyżona. Kwantyl X_p prawie zawsze będzie mniejszy niż minimalna wartość w próbie. Aby żądać, że kwantyl X_p wejdzie w zakres obejmujący pomiary z prawdopodobieństwem 0,5, konieczne jest spełnienie warunku $n \geq \log 0,5 / \log(1-p)$. Dla typowej wartości $p = 0,05$ otrzymujemy $n \geq 14$. Praktyczne znaczenie ma jednak zadanie, polegające na znalezieniu przynajmniej mediany w rozkładzie położenia kwantyla na podstawie analizy znacznie mniejszych prób.

Propozycję rozwiązania tego problemu autorzy niniejszego artykułu przedstawili w [14]. Proponują użycie metody przedziałowego oszacowania kwantyli, opartej na własnościach statystyk pozycyjnych.

Niech wyniki pochodzą z populacji o nieznannej dystrybuancie F oraz w szeregu uporządkowanym nie występują rangi wiązane (tzn. rangi są liczbami całkowitymi). Wówczas:

$$P\left(X_{r:n} \leq F^{-1}(p) \leq X_{s:n}\right) = \sum_{i=r}^{s-1} \binom{n}{i} p^i (1-p)^{n-i} \quad (1)$$

Jeśli r oraz s są wybrane w taki sposób, że:

$$\sum_{i=r}^{s-1} \binom{n}{i} p^i (1-p)^{n-i} \geq \gamma, \text{ to } (X_{r:n}, X_{s:n}) \text{ jest nieparametrycznym przedziałem ufności}$$

dla kwantyla X_p rzędu p na poziomie ufności co najmniej γ [13].

W szczególności, jeśli końce przedziałów są kolejnymi statystykami $X_{r:n}$ i $X_{r+1:n}$ to:

$$P\left(X_{r:n} \leq X_p \leq X_{r+1:n}\right) = \binom{n}{r} p^r (1-p)^{n-r} \quad (2)$$

Natomiast jeśli kwantyl wykroczy poza zakres wartości pomiarowych wówczas:

$$\begin{aligned} P\left(X_p < X_{1:n}\right) &= (1-p)^n \\ P\left(X_p > X_{n:n}\right) &= p^n. \end{aligned} \quad (3)$$

W tabeli 3 przedstawiono rozkład położenia kwantyla rzędu 0,05 dla próby o liczebności $n=6$.

Tabela 3. Rozkład położenia kwantyla rzędu 0,05 dla serii wyników $n=6$

Położenie kwantyla	poniżej $X_{1:6}$	$(X_{1:6}, X_{2:6})$	$(X_{2:6}, X_{3:6})$	$(X_{3:6}, X_{4:6})$	$(X_{4:6}, X_{5:6})$	$(X_{5:6}, X_{6:6})$	powyżej $X_{6:6}$
Prawdop. P	0,735	0,232	0,031	0,002	8,46E-05	1,78E-06	1,56E-08

Źródło: obliczenia własne

Jednostronnym nieparametrycznym przedziałem ufności dla kwantyla $X_{0,05}$ na poziomie ufności 0,735 jest przedział $(-\infty, X_{1:6})$, dla przedziału $(-\infty, X_{2:6})$ poziom ufności wynosi już co najmniej 0,95 (faktyczne prawdopodobieństwo pokrycia to 0,967).

Ponieważ mediana rozkładu położenia kwantyla znajduje się poza zakresem uporządkowanego szeregu wartości, a dokładnie poniżej minimalnego wyniku, więc powstaje problem oszacowania wartości mediany.

4.2. Oszacowanie kwantyli spoza zakresu próby empirycznej

Kwantyle niewysokich rzędów ($p \leq 0,05$) odpowiadają zakresowi najmniejszych możliwych, tzn. ekstremalnie niskich wartości wytrzymałości betonu (które

w rzeczywistości są krytycznymi z punktu widzenia odrzucenia partii betonu). Ekstremalne rozkłady statystyczne pozwalają na dobrą aproksymację tzw. „mocnymi” prawami. Dlatego logiczne jest przyjęcie założenia, że rozkład $G(X_i)$ położenia kwantyla X_p również można aproksymować w obszarze małych x , tzn. w lewym „ogonie” rozkładu $F(x)$.

Funkcję $G(X_i)$ określającą prawdopodobieństwo tego, że kwantyl X_p nie przekroczy i -tej wartości $X_{1:n}, X_{2:n}, \dots, X_{n:n}$ (tzn. „trafi” poniżej $X_{i:n}$ dla $i=1$ lub między $X_{i-1:n}$ a $X_{i:n}$ dla $i > 1$) zdefiniowano jako:

$$G(X_i) = P(X_p < X_{i:n}) \text{ dla } i = 1, 2, \dots, n \quad (4)$$

Wartości funkcji $G(X_i)$ obliczane są na podstawie wzorów (2) i (3).

Niech prawdopodobieństwo β_i będzie określone wzorem:

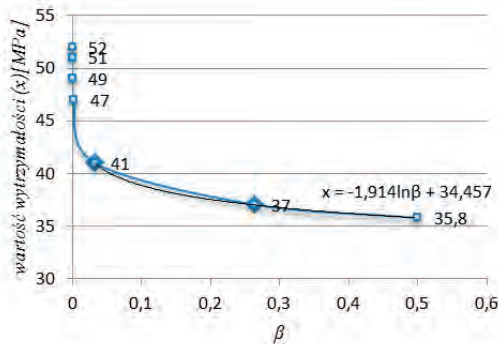
$$\beta_i = 1 - G(X_i) = P(X_{i:n} \leq X_p) \quad (5)$$

Ponieważ prawdopodobieństwo „trafienia” kwantyla do zakresu wartości uporządkowanego szeregu jest niewielkie (dla $n = 6$ wynosi 0,265), więc dolne oszacowanie kwantyla rzędu p przy dość wysokim poziomie ufności $\beta = 1 - G$ (np. $\beta = 0,5$ będzie odpowiadać medianie w rozkładzie położenia kwantyla) można otrzymać za pomocą odpowiedniej ekstrapolacji otrzymanej zależności.

Dolne oszacowanie mediany w rozkładzie położenia kwantyla można otrzymać na podstawie dwóch najmniejszych wartości w serii wyników przy pomocy prostej ekstrapolacji logarytmicznej:

$$\hat{X}_{p;\beta} = \hat{a}_1 \ln \beta + a_2 \text{ przyjmując } \beta = 0,5. \quad (6)$$

Na rysunku 1 przedstawiono zależność parametru x określającego wytrzymałość betonu od prawdopodobieństwa β_i otrzymaną dla następujących przykładowych wyników pomiaru wytrzymałości 6 próbek betonu: 41, 52, 37, 49, 47 i 51 MPa wraz z dolnym oszacowaniem mediany rozkładu na poziomie 35,8 MPa.



Rys. 1. Wykorzystanie rozkładu prawdopodobieństwa β kwantyla X_p rzędu $p=0,05$ do dolnego oszacowania mediany metodą ekstrapolacji logarytmicznej

Warto zauważyć, że w prezentowanej metodzie ekstrapolacji nie brano pod uwagę największych wartości wytrzymałości, a tylko dwie najmniejsze. Fakt ten oznacza, że na położenia kwantyla niskiego rzędu decydujący wpływ ma tylko lewa część rozkładu $F(x)$ mierzonego parametru x . Natomiast powszechnie stosowane metody przedziałowego oszacowania kwantyli oparte są na miarach klasycznych (średniej, wariancji), które to zależą od wszystkich wartości występujących w próbie.

Postępując zgodnie z metodami estymacji przedziałowej kwantyli według ISO 12491:1997 [11], w przypadku określenia wartości charakterystycznych wytrzymałości konstrukcyjnych materiałów budowlanych dolna granica przedziału ufności kwantyla rozkładu normalnego rzędu p wynosi: $X_{p,est} = x_{\hat{s}r} - k_n s$. Dla podanych wyżej przykładowych danych otrzymujemy średnią ($x_{\hat{s}r}$) na poziomie 46,17 MPa z odchyleniem standardowym

(s) 5,95 MPa. Odczytany z tablic [6, s.75] współczynnik $k_n = 1,75$ dla $n = 6$ i $\gamma = 0,5$ pozwala wyznaczyć dolną granicę przedziału ufności kwantyla na poziomie około 35,8 MPa. Wynik ten jest zgodny z otrzymaną wartością nieparametrycznego oszacowania, jednakże na jego wartość mają wpływ zmiany wyników w „górnej” części szeregu. Na przykład wzrost tych wartości spowoduje wzrost dyspersji i obniży wartość oszacowania kwantyla. Najwyraźniej efekt ten można wyeliminować, jeśli obliczenia oparte będą na statystykach pozycyjnych a dyspersja będzie oceniana tylko w „lewej” części uporządkowanego szeregu.

5. Kryterium zgodności opracowane w oparciu o statystyki porządkowe

Kryterium zgodności wytrzymałości betonu na ściskanie opracowane w oparciu o statystyki porządkowe dla liczby wyników w serii $n < 14$ ma postać:

$$kf_{c1} + (1-k)f_{c2} \geq f_{ck} \quad (7)$$

gdzie f_{ck} oznacza wytrzymałość charakterystyczną betonu, $f_{c1} = X_{1:n}$ oraz $f_{c2} = X_{2:n}$ oznaczają dwie najmniejsze wartości w uporządkowanej serii wyników takie, że $f_{c1} < f_{c2}$

Współczynnik k zależy od liczby wyników w serii (n) i przyjmuje wartości przedstawione w tabeli 4.

Tabela 4. Wartości współczynnika k w zależności od liczby wyników w serii n

n	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
k	1,421	1,384	1,344	1,304	1,264	1,223	1,183	1,143	1,103	1,062	1,021	0,980	0,938

Źródło: obliczenia własne

Lewa strona w nierówności (7) jest oszacowaniem wartości kwantyla rzędu $p = 0,05$ w rozkładzie wyników w populacji. Znajdując oszacowanie kwantyla przyjęto ekstrapolację logarytmiczną:

$$\tilde{X}_{0,05;\beta} = \hat{a}_1 \ln \beta + \hat{a}_2 \quad (8)$$

gdzie:

$$\hat{a}_1 = \frac{f_{c1} - f_{c2}}{\ln \frac{\beta_1}{\beta_2}}; \hat{a}_2 = \frac{f_{c2} \ln \beta_1 - f_{c1} \ln \beta_2}{\ln \frac{\beta_1}{\beta_2}}; \beta_i = 1 - G(X_i) \text{ dla } i = 1, 2.$$

Po przekształceniach (8) kładąc $k = \frac{\ln 0,5}{\ln \frac{\beta_1}{\beta_2}}$ otrzymano żądane oszacowanie:

$$\tilde{X}_{0,05;0,5} = kf_{c1} + (1-k)f_{c2} \quad (9)$$

Analizując wartości współczynnika k zawarte w tabeli 5, można zauważyć, że oszacowanie kwantyla rzędu 0,05 dla $n < 14$ znajdują się poniżej najmniejszego wyniku $f_{c,min}$, co oznacza, że zgodność nie zostanie potwierdzona gdy $f_{c,min} < f_{ck}$.

Dla $n \geq 14$ oszacowanie kwantyla położone jest w przedziale $(X_{1:n}, X_{2:n})$, czyli kryterium może potwierdzić zgodność wytrzymałości charakterystycznej nawet jeśli $f_{c,min} < f_{ck}$.

Sformułowane nowe kryterium zgodności (7) dla małych prób poddano ocenie, obliczając prawdopodobieństwo akceptacji. Wykorzystano w tym celu metodę symulacji Monte Carlo. W oparciu o metodę [15] wygenerowano po 100 000 serii liczb losowych o liczebności $n = 3$ zgodnych ze standardowym rozkładem normalnym. Przyjmując jako model beton klasy C25/30 i założoną stałą wadliwość partii $w = 0,05$ oraz zmienne odchylenie standardowe ($\sigma = 2, 3, 4, 5$ i 6 MPa), otrzymano 5 różnych rozkładów. Przy ustalonej frakcji wad obliczono prawdopodobieństwa akceptacji dla podwójnego kryterium

zgodności wg normy EN 206-1 w postaci $f_{cm} \geq f_{ck} + 4$ i $f_{c,min} \geq f_{ck} - 4$ oraz kryterium opisanego warunkiem (7). Wyniki obliczeń przedstawiono w tabeli 5.

Tabela 5. Prawdopodobieństwo akceptacji dla kryterium zgodności przy stałej wadliwości partii $w=0,05$ i liczebności próbek $n=3$

Kryterium	Prawdopodobieństwo akceptacji dla odchylenia standardowego [MPa]				
	2	3	4	5	6
PN EN206-1	0,2693	0,7049	0,8651	0,9264	0,9372
Nowe kryterium	0,7053	0,7047	0,7053	0,7050	0,7053

Źródło: obliczenia własne

W przypadku oceny kryterium zgodności wg PN EN 206-1 otrzymano wartości prawdopodobieństw akceptacji bardzo zbliżone do wyników, jakie przedstawili Woliński S. i Skrzypczak I. w [5] (por. tab.2).

Analizując wartości prawdopodobieństw akceptacji otrzymanych dla zaproponowanego kryterium zgodności można zauważyć, że prawdopodobieństwo akceptacji utrzymuje się na stałym poziomie około 0,705 i nie zależy od odchylenia standardowego. Ponadto uzyskane wartości są zbliżone do prawdopodobieństw akceptacji wyznaczonych dla produkcji ciągłej wg PN EN 206-1 (por. tab.2).

Porównanie wyników przeprowadzonych analiz pozwala stwierdzić, że zaproponowane kryterium zgodności wypadło w ocenie lepiej, niż obecnie obowiązujące. Nie ma ono bowiem tej wady co kryterium przedstawione w PN EN 206-1, tzn. ze wzrostem rozrzutu nie wzrasta prawdopodobieństwo akceptacji, a wręcz utrzymuje się na stałym poziomie.

Dodatkową zaletą przedstawionego kryterium jest to, że przy ocenie zgodności nie wymaga się znajomości typu rozkładu w populacji i kontrolowania odchylenia standardowego.

6. Podsumowanie

Wstępna weryfikacja przedstawionej w artykule metody oszacowania kwantyli oraz kryterium zgodności opartego na statystykach pozycyjnych pozwala na sformułowanie następujących wniosków:

1. Oszacowanie wytrzymałości charakterystycznej otrzymane metodą statystyk porządkowych nie wymaga znajomości *a priori* rozkładu wytrzymałości w populacji generalnej.
2. Oszacowanie kwantyla rzędu 0,05 w rozkładzie wytrzymałości otrzymane metodą statystyk porządkowych nie zależy od wszystkich wyników w serii a na jego wartość mają wpływ tylko dwa najmniejsze wyniki.
3. Prawdopodobieństwo akceptacji dla podwójnego kryterium dla serii o liczebności $n = 3$ przy wadliwości 5% utrzymuje się na stałym poziomie około 0,705 i nie zależy od dyspersji wytrzymałości.
4. Wartości prawdopodobieństw akceptacji dla kryterium zgodności dla serii o liczebności $n = 3$ wyznaczone przy stałej wadliwości 5% są zbliżone do prawdopodobieństw akceptacji wyznaczonych dla produkcji ciągłej wg PN EN 206-1:2003 [1].

Przedstawione w artykule kryterium zgodności oparte na statystykach porządkowych wymaga jeszcze sprawdzenia pod wieloma względami (np. porównanie krzywych OC dla różnych licznosci próbek, różnych rozkładów itp.).

Literatura

- 1 PN EN 206-1:2003. Beton – Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
- 2 Tur W., Derechennik S. Kryteria oceny sootwietstwa proczności betonu w podchodach europejskich i amerykanskich standartow. Wiestnik BrGTU 1(2012) 173–178.
- 3 Beal A.N. Concrete strength testing - are the code writers getting it right? The Structural Engineer 87 (10) (2009) 73.

- 4 Beal A.N. Concrete Cube Strength - what use are Statistics? ICE Proc. Part 2, December (1981) 1037–1048.
- 5 Woliński S., Skrzypczak I. Kryteria statystyczne zgodności wytrzymałości betonu na ściskanie. *Materiały Budowlane* 2 (2006) 20–25.
- 6 Brunarski L. Podstawy matematyczne kształtowania kryteriów zgodności wytrzymałości materiałów, ITB, 2009.
- 7 Taerwe L. Analysis and modeling of autocorrelation in concrete strength series, w: *Proceeding 4th International Probabilistic Symposium, 12–13 October 2006.* (ed. Proske D., Mehdianpours M.) Berlin, Germany 2006, s. 57–70.
- 8 Caspeele R., Taerwe L. Variance reducing capacity of concrete conformity control in structural reliability analysis under parameter uncertainties, w: *Application of Statistics and Probability in Civil Engineering.* (ed. Faber, Kohler) 2011, s. 2509–2516.
- 9 Blaut H. Sampling inspection plan and operating characteristics for concrete (1977). *Deutscher ausschuss für stahlbeton* (233), 1973.
- 10 Caspeele R. Probabilistic Evaluation of Conformity Control and the Use of Bayesian Updating Techniques in the Framework of Safety Analysis of Concrete Structures. PhD thesis, Ghent University, Ghent, Belgium 2010, s. 129
- 11 ISO 12491:1997 Statistical methods for quality control of building materials and components. European Standard, CEN.
- 12 Dawid G. *Poriadkowyje statistiki.* Nauka, 1979.
- 13 Kendall M. Stewart A. *Statisticzeskie wywody I swiazi .* Nauka, 1973.
- 14 Tur W., Derechennik S., Szczygielska E. Niekotoryje problemy oceny sootwiestwia procznosti betona soglasno normy EN 206-1:2000, w: *Problemy sovremennowo betona i zelezobetona.* (ed. Markowski M.) Mińsk 2011.
- 15 Taerwe, L. Evaluation of compound compliance criteria for concrete strength. *Materials and Structures* 21(1) (1988) 13-20.

The study of the conformity criterion for compressive strength of concrete based on order statistics

Elżbieta Szczygielska¹, Wiktor Tur²

Institute of Civil Engineering, Department of Civil Engineering, Pope John Paul II State School of Higher Education in Biala Podlaska, e-mail: ¹e.szczygielska@dydaktyka.pswbp.pl, ²vvtur@bstu.by

Abstract: The test of concrete compressive strength conformity with current regulations PN EN 206-1:2003 is the sampling inspection based on a numerical evaluation. Satisfying the compound criteria, including the adoption of statistical quality control plan, confirms the conformity of the examined batch of concrete defined by the declared class of compressive strength defined by characteristic value of compressive strength. The conformity criteria recommended by EN 206-1 for the initial production are not without flaws and they are critically evaluated by many authors. This paper presents a new criterion of conformity based on order statistics. A preliminary evaluation of the criterion was made for the series with a small number of the test results with the use of probability of acceptance determined by means of the Monte Carlo method with the assumed 5% fraction defective. The analysis of the results showed that the presented criterion does not depend on the dispersion of results whereas the probability of acceptance is maintained at a constant level approached to the appropriate one at the stage of continuous production.

Keywords: concrete, compressive strength, conformity criterion, order statistics.

Procesy korozyjne w wieżach chłodniczych – badania stali zbrojonych w środowisku wody chłodniczej, uzdatnionej solami amonowymi

Teresa Szymura¹, Wojciech Adamczyk²

¹ *Katedra Inżynierii Procesów Budowlanych i Inwestycyjnych, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e-mail t.szymura@pollub.pl*

² *Katedra Budownictwa Ogólnego, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e-mail: w.adamczyk@pollub.pl*

Streszczenie: Przeprowadzono badania korozji stali zbrojonych w uszkodzonych płaszczach chłodni kominowej w środowisku wody chłodniczej, uzdatnianej związkami siarczanu i chlorku amonu. Badania prowadzono normową metodą grawimetryczną i elektrochemiczną z wykorzystaniem potencjostatu. Badania wykazały, że odporność korozyjna w roztworach zawierających sole amonu o stężeniu 0,15 mola/dm³, obliczona na podstawie szybkości korozji, była podobna i wyniosła 6 (w skali od 1 do 10). Stal S235JRG2 wykazała nieco wyższą odporność w tych środowiskach.

Słowa kluczowe: układy chłodnicze, woda chłodnicza, korozja metali, korozja żelbetu, inhibitory korozji.

1. Wprowadzenie

Chłodzenie wodą jest podstawowym procesem technologicznym w energetyce i wielu innych gałęziach przemysłu. W krajach uprzemysłowionych blisko połowę całkowitego zużycia wody pochłaniają instalacje chłodnicze. Gdy istnieją odpowiednie warunki hydrologiczne chłodzenie odbywa się w układach przepływowych, gdzie woda jest czerpana ze zbiorników wodnych lub rzek i po pobraniu ciepła w wymiennikach odprowadzana jest tam i z powrotem. Często podgrzana woda nie spełnia norm ochrony środowiska i wtedy wymaga dodatkowego schładzania na zrzutach do odbiorników.

W układach częściowo zamkniętych tzw. recyrkulacyjnych, w obiegu znajduje się pewna stała objętość wody, a efekt chłodniczy uzyskuje się poprzez odparowanie jej części w chłodniach wieżowych bądź wentylatorowych, basenach rozpryskowych albo w tzw. skraplaczach ciekowo-wyparnych. W tego typu układach należy uzupełniać straty wody wynikłe z odparowania, unoszenia wody i odmulania. W małych układach chłodniczych stosowane są całkowicie zamknięte obiegi, gdzie wodę schładza się w dodatkowych chłodnicach. Ewentualne ubytki wody pochodzą z nieszczelności układu i odparowania w odbiornikach zimna. Oszczędności wody w przeliczeniu na jednostkę wynoszonego z instalacji ciepła wynoszą ponad 90% w porównaniu z systemem przepływowym.

Wadą systemów zamkniętych i recyrkulacyjnych jest konieczność uzdatniania wody uzupełniającej. Do uzupełniania układów wykorzystuje się dostępną lokalnie wodę. Razem z wodą do instalacji wprowadzane są zanieczyszczenia w postaci nierozpuszczalnych ciał stałych, rozpuszczonych soli mineralnych, składników organicznych oraz agresywnych gazów np. O₂ i CO₂. Powstają przy tym niekorzystne zjawiska jak: korozja rurociągów i urządzeń chłodzonych i chłodzących, korozja obiektów budowlanych, stanowiących nośną konstrukcję układu chłodniczego jak i zbiorników na wodę chłodzącą, odkładanie się kamienia i szlamu, rozwój mikroorganizmów i glonów.

Wszystkie te czynniki obniżają sprawność energetyczną systemu, zaś urządzenia chłodni wymagają okresowego czyszczenia i remontów. Przy braku prewencji przed wyżej wymienionymi zjawiskami, usuwanie skutków powstałych osadów może odbywać się przy pomocy urządzeń mechanicznych lub agresywnych kwasów, co pogarsza funkcjonalność zastosowanych materiałów konstrukcyjnych.

Proponowane przez rynek preparaty mogą uzdatnić wodę realizując program ochrony przed osadzaniem kamienia i kontroli korozyjnej. Jednak wysoka cena preparatów jak też rozległe badania przystosowawcze do konkretnych warunków układu chłodniczego, często wyklucza ich powszechne stosowanie.

1.1. Właściwości korozyjne wód chłodniczych

Agresywność korozyjną wobec metali i betonów wykazują wody miękkie i kwaśne, zawierające rozpuszczony tlen oraz duże stężenie substancji rozpuszczonych.

W środowisku wodnym może przebiegać korozja elektrochemiczna metali, a powodem tej korozji są mikroogniwa, które tworzą się na niejednorodnych powierzchniach. Korodowany metal jest anodą, a inna faza stała (np. tlenki metalu) pełnią rolę katody.

1.2. Problemy korozyjne w instalacjach chłodniczych

Przemysłowe wodne instalacje chłodnicze narażone są na silną korozję, zwłaszcza elektrochemiczną, ponieważ zasolona woda pełni rolę elektrolitu. Stwarza to szereg trudnych do opanowania problemów technicznych i znacznie podnosi koszty eksploatacji tych urządzeń. Trwałość stalowych wymienników ciepła, bez odpowiednich zabezpieczeń przed korozją, osiąga okres $0,5 \div 2$ lata. Oprócz strat wywołanych bezpośrednią korozją materiałów konstrukcyjnych, powstają dodatkowe uszkodzenia pod tworzącymi się w chłodnicach osadami kamienia kotłowego i szlamami biologicznymi.

Elementy konstrukcyjne w otwartych instalacjach recyrkulacyjnych mogą być wykonane z różnych materiałów, np.: stali miękkiej, stali ocynkowanej, stali nierdzewnej, stali stopowej, miedzi i jej stopów, czasami z aluminium. Metale te mogą ulegać korozji chemicznej i elektrochemicznej, wżerowej i szczelinowej oraz pękaniu wskutek naprężeń.

Na korozję wymienników ciepła mają wpływ następujące czynniki: tlen rozpuszczony w wodzie, agresywny dwutlenek węgla, sole mineralne, mikroorganizmy.

Zminimalizowanie korozji powierzchni metalowych oraz stali zbrojeniowych w obiektach żelbetowych można osiągnąć poprzez stosowanie inhibitorów korozji w wodach chłodniczych. Jako inhibitory korozji, znalazło zastosowanie wiele nieorganicznych związków chemicznych, do nich należą chromiany, molibdeniany i związki cynku, również niemetaliczne jak, fosforany (polifosfory i ortofosforany), krzemiany i sole azotynowe. Wśród związków organicznych jako inhibitory, zwłaszcza dla miedzi i jej stopów, stosowane są azole [1] oraz wiele innych związków, które mają właściwości antykorozyjne, ale także antyosadowe, na przykład sole kwasu karboksylowego [2].

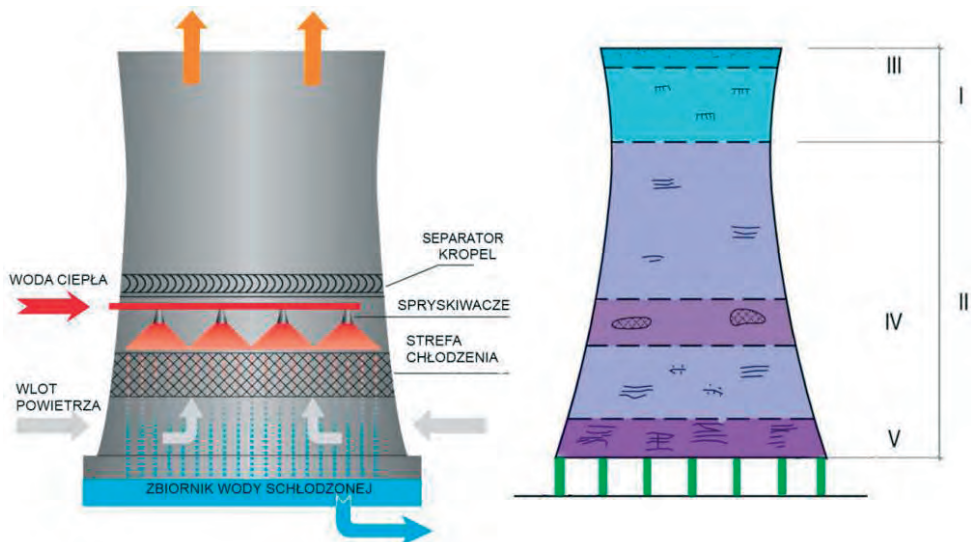
Obecnie z punktu widzenia technicznego wymaga się od inhibitorów korozji stosowanych do obiegów chłodniczych, aby były skuteczne przy szerokim zakresie zmian parametrów wody, ekologicznie bezpieczne, ekonomiczne i wielofunkcyjne. Wielofunkcyjne to znaczy zabezpieczające przed korozją różne metale, zapobiegające odkładaniu się osadów, nie powodujące przyspieszenia rozwoju mikroorganizmów w wodzie oraz posiadające synergetyczne właściwości przy mieszaniu z innymi związkami [3].

Wybór skutecznych i tanich technologii uzdatniania wody chłodniczej, wzbogaciły badania nad zastosowaniem soli amonowych mocnych kwasów jako składników preparatu uzdatniającego [4]. Pozwoliło to na wyeliminowanie stosowania silnych kwasów w procesach uzdatniania wody. Liczne badania przemysłowe udowodniły, że siarczan amonu, ulegając hydrolizie, reaguje z wodorowęglanem wapnia, zawartym w wodzie obiegowej, powodując jego rozkład, a także z wytrąconym węglanem wapnia w postaci kamienia, powodując jego rozpuszczanie.

2. Część badawcza

Celem badań było określenie wpływu środowiska agresywnego, reprezentowanego przez wodne roztwory chlorku amonu (NH_4Cl) i siarczanu amonu ($(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$) na szybkość korozji stali konstrukcyjnej i stali zbrojeniowej w uszkodzonej otulinie betonowej, wystawionych na bezpośrednie oddziaływanie tego środowiska. Roztwory te symulowały oddziaływanie wód chłodniczych, uzdatnianych preparatem zawierającym sole amonowe,

na konstrukcje wież chłodniczych w części IV i V wg rys. 1, zawierających elementy stalowe i żelbetowe.



Rys. 1. Strefy korozji w chłodniach kominowych. I - liczne przecieki wody z wnętrza przez szczeliny. II - obszar odsłoniętego zbrojenia na skutek odpadania otuliny, III - szczególnie silne oddziaływanie skondensowanej pary wodnej (korozja ługująca), IV i V - silnie korodujące środowisko napowietrzanej wody chłodniczej [5].

Badania korozyjne zostały przeprowadzone dwoma metodami: grawimetryczną i potencjostaticzną, zgodnie z wymaganiami zawartymi w normach [6], [7], [8], [9], [10].

2.1. Badania korozji stali metodą grawimetryczną

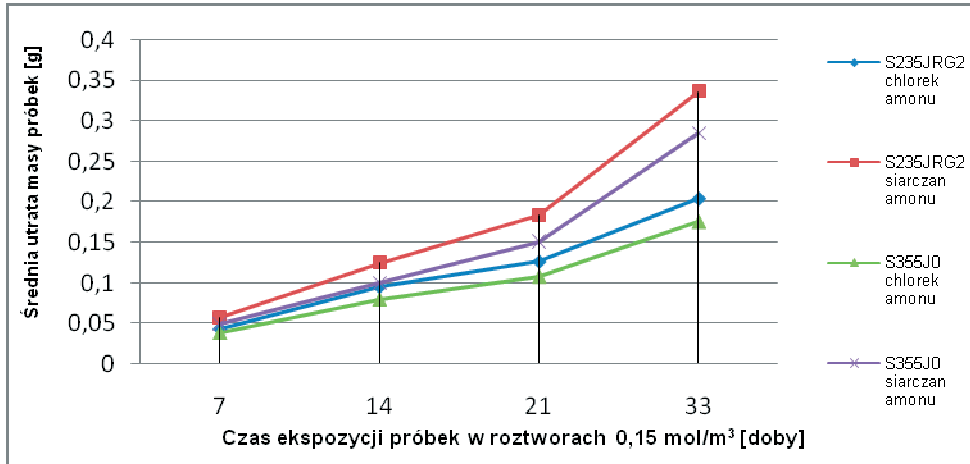
W badaniach korozji metodą grawimetryczną dokonywano pomiaru różnicy mas próbek przed i po zakończeniu procesu korozyjnego w przeliczeniu na jednostki powierzchni i czasu. Badania polegały na umieszczeniu próbek badanej stali w roztworach korozyjnych w temperaturze 298K na określony czas: 7, 14, 21 oraz 33 doby.

Po zakończeniu ekspozycji próbek w roztworach poddawano je kąpieli trawiącej w roztworze przygotowanym zgodnie z normą [7], następnie ważono w celu określenia strat korozyjnych. W trakcie badań dodatkowo dokonywano pomiaru zmian pH roztworów, aby w pełniejszy sposób zobrazować przebieg korozji.

Badaniom poddano 24 próbki wykonane ze stali: zwykłej niskowęglowej S235JR oraz 24 próbki stali niskostopowej o podwyższonej wytrzymałości S355J0. Próbki w kształcie płytek o wymiarach 50x20x3mm zostały wycięte z arkuszy odpowiednich blach. Na potrzeby badań sporządzono dwa rodzaje roztworów: chlorku amonu NH_4Cl i siarczanu amonu $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$ w trzech stężeniach. W niniejszym opracowaniu przedstawiono badania w roztworach o najwyższym stężeniu 0,15 mola/dm³.

2.1.1. Wyniki badań korozyjnych

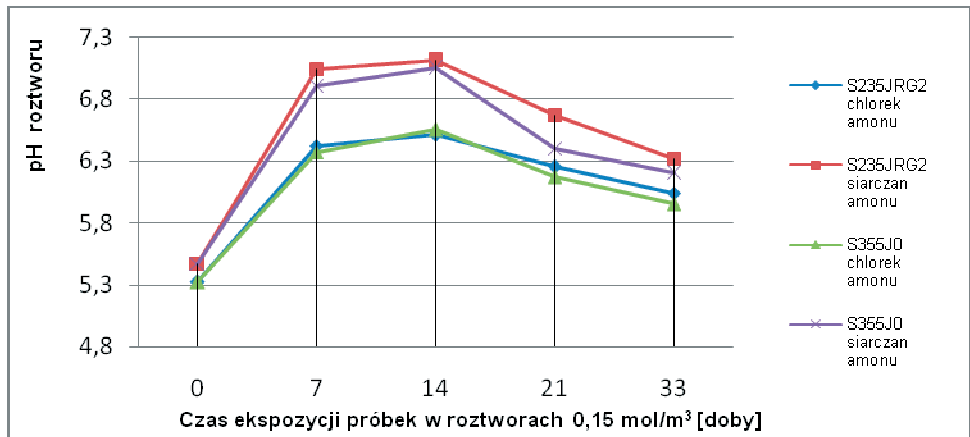
Wyniki badań korozyjnych metodą grawimetryczną pozwoliły na określenie szybkości korozji zgodnie z normą [9]. Na rys. 2 przedstawiono ubytek masy badanych gatunków stali zbrojeniowych w roztworach siarczanu i chlorku amonu o stężeniu 0,15 M.



Rys. 2. Średnia utrata masy próbek stali S235JRG2 i S355J0 po ekspozycji w roztworach NH_4Cl i $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$ o stężeniu $0,15 \text{ mola/dm}^3$

Rejestracja zmian wartości pH roztworów w czasie badań dodatkowo informowała o procesach niszczenia próbek (rys. 3).

Na podstawie analizy wykresów przedstawiających szybkość korozji próbek w roztworach chlorku amonu i siarczanu amonu i zmiany wartości pH można stwierdzić, że w przypadku obu cieczy proces korozji stalowych płytek przebiegał w podobny sposób. Jedno i drugie środowisko miało odczyn kwaśny, gdyż na skutek hydrolizy obu soli w roztworach przybyło jonów H^+ , co sprzyjało korozji stali. Zniszczenie metalu następuje zawsze w obszarze anodowym na skutek działania mikroogniw korozyjnych. W trakcie pracy ogniów korozyjnych przez metal przepływa prąd, a bieguny ogniwa ulegają polaryzacji, dzięki czemu proces katodowy i anodowy zostaje zahamowany. Jednak w procesach korozji elektrochemicznej działają depolaryzatory np. tlen czy jony wodorowe.



Rys. 3. Zmiana odczynu pH roztworów NH_4Cl i $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$ o stężeniu $0,15 \text{ mola/dm}^3$ w badaniach stali S235JRG2 i S355J0

Anodą w takim układzie jest zawsze metal, który oddając elektrony walencyjne przechodzi do roztworu w postaci jonów (utlenianie):



W procesach korozyjnych największe znaczenie mają dwie reakcje katodowe: depolaryzacja wodorowa:



depolaryzacja tlenowa:



Na skutek tych dwóch reakcji w trakcie wykonywania badań nastąpił wzrost wartości pH po 7 dniach ekspozycji próbek w obu roztworach. W następnych tygodniach obserwowano stały spadek tej wartości. Powodem tego były reakcje jonów OH^- z kationami żelaza:



Powstały w ten sposób wodorotlenek żelaza (II) utlenia się w obecności tlenu do trudno rozpuszczalnego wodorotlenku żelaza (III):



Mieszanka obu tych wodorotlenków tworzy produkty korozji, które zostały wytworzone w trakcie ekspozycji stalowych próbek w obu roztworach. Ich obecność potwierdziła analiza widmowa zarówno próbki umieszczonej w roztworze chlorku jak i siarczanu amonu.

2.1.2. Wnioski z badań grawimetrycznych

Na podstawie obserwacji wzrokowych i wyników badań grawimetrycznych można stwierdzić, że:

- na próbkach umieszczonych w obu roztworach wystąpiła korozja równomierna, przy czym większą intensywność tego procesu zaobserwowano w roztworze siarczanu amonu;
- przybliżone wartości i dynamika zmian pH dla obu roztworów mogą świadczyć o tym, że zachodziły podobne procesy korozyjne;
- stal S235JRG2 użyta do badań wykazała nieco mniejszą odporność korozyjną niż stal S355J0, aczkolwiek dla obydwu gatunków obliczona na podstawie szybkości korozji odporność korozyjna była taka podobna i wyniosła 6 (w skali od 1 do 10);
- różnice w szybkości korozji dla stężeń 0,05; 0,10 (nie publikowanych w niniejszej pracy) i 0,15 mola/dm³ obu roztworów były niewielkie, zwiększenie zróżnicowania stężeń roztworów mogłoby wpłynąć na większe zróżnicowanie szybkości korozji.

2.2. Badania korozyjne próbek stalowych metodą elektrochemiczną

Metoda elektrochemiczna w badaniach korozyjnych polegała na kontrolowanych zmianach potencjału elektrody (materiał badany) i pomiarze prądu płynącego w układzie przy zadanym potencjale. Na podstawie kształtu i przebiegu charakterystyk w obszarze polaryzacji anodowej określono zakres potencjałów, przy którym występowało aktywne rozpuszczanie metalu, ewentualne powstawanie pasywnych warstw ochronnych czy rozwój korozji wżerowej (rys. 4).

Do badań elektrochemicznych przygotowano po 6 próbek o średnicy 4 cm i grubości 3 mm każda, wykonanych z badanych stali. Użyto takich samych roztworów co w metodzie grawimetrycznej, czyli: chlorku amonu NH_4Cl , siarczanu amonu $(\text{NH}_4)_2\text{CO}_4$. Prąd korozyjny wyznaczono metodą bezpośrednią, która polegała na ekstrapolacji prostych Tafela, będącymi stycznymi do krzywych polaryzacji reakcji anodowej i katodowej korozji metalu (rys. 5). Szybkość korozji metalu wyznaczono na podstawie I prawa Faraday'a (tabela 1).

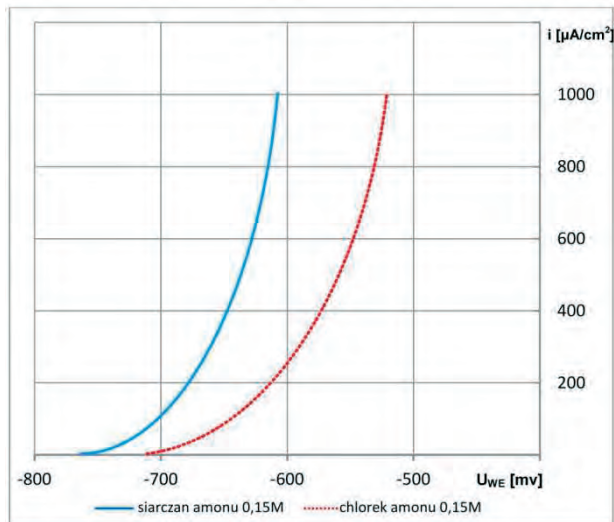
W ramach badań przeprowadzono trzy rodzaje pomiarów:

- pomiar potencjału stacjonarnego próbki stalowej (E_0);
- pomiar potencjału korozyjnego próbki (E_{kor}), oraz prądu korozyjnego i_{kor} ;
- pomiar krzywych polaryzacji w zakresie od -800mV do 200 mV.

Cały układ elektrochemiczny został połączony z urządzeniem ATLAS 053. Pomiaru dokonywano z liniową prędkością narastania potencjału 20mV/min oraz gęstością pomiaru 1mV. Dane te były podstawą do wyliczenia szybkości korozji próbek.

2.2.1. Wyniki pomiarów

Krzywe polaryzacji stali S235JRG2 w roztworach chlorku i siarczanu amonu o stężeniu $0,15 \text{ mola/dm}^3$ przedstawiono na rys. 4.

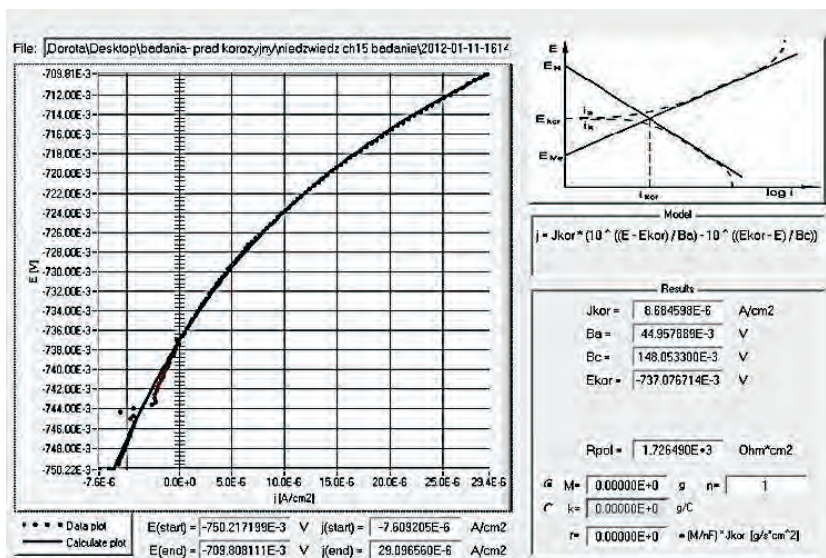


Rys. 4. Krzywe polaryzacji stali S235JRG2 w roztworach chlorku i siarczanu amonu o stężeniu $0,15 \text{ mola/dm}^3$

Porównując krzywe polaryzacji próbek stalowych, można stwierdzić, że w żadnym przypadku nie doszło do pasywacji powierzchni badanych gatunków stali.

Sam proces korozji dla każdej z próbek przebiegał w bardzo podobny sposób, przy czym korozja w roztworach siarczanu amonu zachodziła ponad dwa razy szybciej.

Wykres potencjału korozyjnego oraz prądu korozyjnego próbki ze stali S235JRG2 w roztworze chlorku amonu o stężeniu $0,15 \text{ mola/dm}^3$ przedstawiono na rys. 5.



Rys. 5. Analiza pomiaru potencjału korozyjnego oraz prądu korozyjnego próbki ze stali S235JRG2 w roztworze chlorku amonu o stężeniu $0,15 \text{ mola/dm}^3$

Badania potencjodynamiczne wykazały, że szybkość korozji stali S235JRG2 w środowisku chlorku amonu wynosi 0,101 mm/rok, natomiast w siarczanie amonu - 0,275 mm/rok. Szybkość korozji stali S355J0 w środowisku chlorku amonu okazała się nieco niższa i wyniosła 0,090 mm/rok, natomiast w siarczanie amonu ponad dwukrotnie wyższa: 0,605 mm/rok (tab. 1).

Tabela 1. Szybkość korozji próbek ze stali S235JRG2 i S355J0 w roztworach chlorku i siarczanu amonu o stężeniu 0,15 mola/dm³

Roztwór o stężeniu 0,15 mol/dm ³	stal S235JRG2			stal S355J0		
	i_{kor}	V_m^{obl}	V_p^{obl}	i_{kor}	V_m^{obl}	V_p^{obl}
	[$\mu\text{A}/\text{cm}^2$]	[$\text{g}/\text{m}^2 \cdot \text{rok}$]	[mm/rok]	[$\mu\text{A}/\text{cm}^2$]	[$\text{g}/\text{m}^2 \cdot \text{rok}$]	[mm/rok]
Chlorek amonu	8,68	792,2	0,101	7,74	706,6	0,090
Siarczan amonu	23,65	2158,5	0,275	52,01	4746,9	0,605

3. Wnioski końcowe

Próbki stalowe umieszczone na w roztworach siarczanu amonu ulegały szybszej korozji niż próbki eksponowane w roztworach chlorku amonu. Przykładowe zestawienie wyników szybkości korozji stali S235JRG2 i S355J0 w obydwu badanych roztworach według metody grawimetrycznej i elektrochemicznej przedstawiono w tablicy 2.

Tabela 2. Szybkość korozji próbek ze stali S235JRG2 w roztworach chlorku i siarczanu amonu o stężeniu 0,15 mola/dm³ według metody grawimetrycznej i elektrochemicznej

Roztwór o stężeniu 0,15 mol/dm ³	Metoda grawimetryczna			Metoda elektrochemiczna		
	i_{kor}^{obl}	V_m	V_p	i_{kor}	V_m^{obl}	V_p^{obl}
	[$\mu\text{A}/\text{cm}^2$]	[$\text{g}/\text{m}^2 \cdot \text{rok}$]	[mm/rok]	[$\mu\text{A}/\text{cm}^2$]	[$\text{g}/\text{m}^2 \cdot \text{rok}$]	[mm/rok]
Chlorek amonu	12,361	1128,182	0,144	8,68	792,216	0,101
Siarczan amonu	20,339	1856,338	0,236	23,650	2158,513	0,275

Na podstawie przeprowadzonych badań, można sformułować ogólne wnioski:

1. W środowisku badanych roztworów soli amonowych stal S235JRG2 wykazała się nieco wyższą odpornością korozyjną od stali S355J0.
2. Metoda grawimetryczna jest dosyć prostą i dokładną metodą pomiaru szybkości korozji, wymaga jednak prowadzenia badań w znacznie dłuższym czasie i nie pozwala na dokładny wgląd w mechanizmy korozyjne. Rejestr zmian pH w trakcie badań, analiza powierzchni skorodowanych oraz analiza chemiczna produktów korozji pozwoliła na bardziej szczegółowy opis procesów korozyjnych w środowisku wody chłodniczej, zawierającej chlorek i siarczan amonu.
3. Badania korozji metodą elektrochemiczną są szybkie i dokładne - otrzymane krzywe polaryzacji dały wgląd w przebieg procesów korozji badanych stali, na podstawie których można wywnioskować, że stale w badanych środowiskach ulegają systematycznemu niszczeniu, bez możliwości powstawania pasywujących je produktów pośrednich.
4. Badania korozji obiema metodami wykazały, że roztwór siarczanu amonu okazał się być bardziej agresywnym środowiskiem dla badanych stali niż roztwór chlorku amonu.
5. Obliczona szybkość korozji próbek stali w przypadku obu metod jest zbliżona, a na jej podstawie oszacowana odporność badanych stali wynosi 6/10.

Podziękowania

Wyniki prac były finansowane w ramach środków statutowych Ministerstwa Nauki i Szkolnictwa Wyższego nr S/63/2012 i S/14/2012.

Literatura

- 1 May R.C., Cheng L., Given K.M., Higginbotham P.R.: New Corrosion inhibitor Resist Chlorine, Power Engineering, July 1998
- 2 Hefter G.T., North N.A., Tan S.H.: Organic Corrosion Inhibitors in Neutral Solutions Part 1 – Inhibition of Steel, Copper and Aluminium by Straight Chain carboxylates, Corrosion – NACE, vol 53, No. 8, 1997
- 3 Kubicki J.: Wybrane problemy korozyjne w instalacji wody chłodzącej, Prace Nauk. I-26 P. Wr., Nr 41, Wyd. P. Wr., Wrocław 1994.
- 4 Szymura T.; Deposits In Water - Based Cooling Systems *Physicochemical Problems of Mineral Processing*, 42, 2008, pp. pp.131-140.
- 5 Szymura T., Adamczyk W.; Korozja chłodni kominowych, *Chłodnictwo*, 11, 2012, pp.52-56.
- 6 PN-70/H-04600 Korozja metali. Badanie odporności korozyjnej metali i stopów. Ogólne wytyczne.
- 7 PN-76/H-04601 Korozja metali. Badania laboratoryjne w cieczach i roztworach w temperaturze otoczenia.
- 8 PN-78/H-04608 Korozja metali. Skala odporności metali na korozję.
- 9 PN-78/H-04610 Korozja metali. Metody oceny badań korozyjnych.
- 10 PN-86/B-01810 Antykorozyjne zabezpieczenia w budownictwie. Właściwości ochronne betonu w stosunku do stali zbrojeniowej. Badania elektrochemiczne.

Corrosion processes in cooling towers

Teresa Szymura¹, Wojciech Adamczyk²

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

² *Department of General Construction of Buildings, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: w.adamczyk@pollub.pl*

Abstract: Corrosion testing was performed on structural steel of a cooling tower in the environment of cooling water containing ammonium sulfates and ammonium chloride. The test were performed using gravimetric and electrochemical methods with the application of a potentiostat. The analyses clearly showed that the corrosion rate is higher in solutions that contain ammonium sulfate and that the S235JRG2 steel exhibits higher corrosion resistance in this environment.

Keywords: Cooling water, corrosion metals and concrete construction, cooling system, inhibitors

Wpływ wybranych czynników na wyniki badania nasiąkliwości betonu

Jerzy Wawrzeńczyk¹, Agnieszka Molendowska³, Adam Klak³

Katedra Technologii i Organizacji Budownictwa, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Świętokrzyska, e-mail: ¹ zmsjw@tu.kielce.pl, ² agam@tu.kielce.pl, ³ adamklak@tu.kielce.pl

Streszczenie: Badanie nasiąkliwości betonu, pomimo że jest oznaczeniem prostym technicznie budzi jednak dyskusje ze względu na poprawność uzyskiwanych wyników. Brak jednoznacznego opisu procedury badania powoduje, że wyniki uzyskiwane w różnych laboratoriach mogą nie być porównywalne.

W referacie przedstawiono wyniki badania nasiąkliwości 5 serii betonów wykonanych z trzema różnymi cementami, o trzech różnych stosunkach W/C. Badania prowadzono na kostkach sześciennych o boku 10 i 15 cm, które były długotrwale nasycane i suszone. Z przeprowadzonych badań wynika, że decydujący wpływ na wyniki oznaczeń nasiąkliwości wagowej ma wielkość badanej próbki oraz czas suszenia próbek, który znacznie przekracza minimalny czas określony w normie dla prefabrykatów betonowych.

Słowa kluczowe: nasiąkliwość, czas nasycania, czas suszenia.

1. Wprowadzenie

Niektóre normy przedmiotowe nakazują ograniczenie nasiąkliwości wagowej betonu do pewnego poziomu np. $n_w \leq 4\%$ wg Zaleceń GDDPiA [1]. Jest to warunek często trudny do uzyskania w warunkach produkcji przemysłowej, co wynikać może z nieodpowiedniego składu betonu. Wiadomo, że nasiąkliwość zaczynu cementowego (zakładając brak nasiąkliwości kruszywa) jest zależna od ilości cementu, stosunku W/C oraz stopnia hydratacji cementu (czasu i warunków dojrzewania).

W wielu przypadkach brak spełnienia warunku nasiąkliwości stanowić może podstawę do kwestionowania poprawności wykonania i odbioru robót oraz rozliczeń finansowych. Z tego też powodu dosyć często spotkać można opinie kwestionujące potrzebę brania pod uwagę nasiąkliwości jako istotnego i potrzebnego kryterium w ocenie jakości betonu.

Można przyjąć za poprawne założenie, że nasiąkliwość ma znaczenie drugorzędne w przypadku betonów napowietrzonych, gdzie odpowiednia struktura porów powietrznych decyduje o mrozoodporności (Amerykanie napowietrzają nawet betony BWW). W przypadku betonów nienapowietrzonych (dość często spotykane w Polsce) o mrozoodporności decyduje ograniczenie porowatości kapilarnej związane bezpośrednio z ograniczeniem porowatości otwartej a tym samym nasiąkliwości.

Badanie nasiąkliwości jest oznaczeniem prostym technicznie, a jednak często dyskutowanym biorąc pod uwagę poprawność uzyskanych wyników [2][3][4][5]. Nasiąkliwość wagowa n_w definiowana jest jako stosunek masy wody m_w wnikałej do nasyconego materiału do jego masy suchej m_s , co jest równoważne stosunkowi nasiąkliwości objętościowej n_o do gęstości pozornej g_s . Opis sposobu oznaczania nasiąkliwości zawiera norma PN-88/B-06250 [6]. Dopuszcza ona stosowanie próbek różnej wielkości i kształtu: próbki regularnych kształtów o objętości min. 1 dm³ lub nieregularne o objętości min. 2 dm³. W praktyce stosuje się najczęściej próbki-kostki formowane o boku 10 cm lub 15 cm. Próbki te nasyca się w wodzie do „stałej masy”, a następnie suszy w temperaturze 105 °C do „stałej masy”. Uzyskanie stałej masy występuje w momencie, gdy kolejne ważenia wykazują różnicę poniżej 0,2% masy próbek. Dyskusyjną kwestią jest czy taki opis można uznać za jednoznaczny i czy badania nasiąkliwości przeprowadzane w ten sposób są zawsze wiarygodne oraz gwarantują powtarzalność wyników w różnych laboratoriach.

W normie PN-EN 13369:2005 [7] dotyczącej prefabrykatów betonowych przyjmuje się, że okres nasycania próbek wodą wynosi minimum 3 dni oraz czas ich suszenia również minimum 3 dni. Przyjmuje się, że próbka osiągnęła stałą masę, jeżeli dwa kolejne wyniki ważenia nie wykazują różnicy większej niż 0,1%.

W niniejszej pracy analizowano wpływ wybranych czynników: wielkości kostek (10 i 15 cm), 3 rodzaje cementu, 3 różne stosunki W/C, długie czasy nasycania a następnie suszenia próbek na wyniki oznaczeń nasiąkliwości.

Przedstawione w pracy wyniki badań mogą stanowić do dyskusji na temat potrzeby wprowadzenia zmian (jednoznacznego opisu procedury) co gwarantowałyby większą wiarygodność i powtarzalność wyników oznaczeń nasiąkliwości.

2. Cel i zakres badań własnych

Celem badań własnych było określenie wpływu wybranych czynników, takich jak: rodzaj cementu, stosunek W/C, wielkość badanej próbki oraz długość czasu nasycania i suszenia na wyniki oznaczeń nasiąkliwości wagowej. Program badań obejmował wykonanie 5 serii betonów, różniących się składem jakościowym i ilościowym:

- cement - CEM I 42,5, CEM II/B-V 32,5, CEM III/A HSR/LH/NA 42,5;
- stosunek W/C - 0,38, 0,44, 0,50;
- wielkość próbki – kostka o boku 10 cm, kostka o boku 15 cm.

Skład i wybrane właściwości betonów przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Skład i wybrane właściwości mieszanek betonowych

Seria	Cement	W/C	Cement [kg/m ³]	Kruszywo [kg/m ³]	SPL [% m.cem.]	ρ_b [kg/m ³]
A1		0,50	343	2014	0,43	2530
A2	CEM I 42,5	0,44	367	1997	0,40	2526
A3		0,38	412	2025	0,57	2596
B1	CEM II /B-V 32,5	0,50	331	1941	0,41	2438
C1	CEM III/A 42,5 HSR/LH/NA	0,50	314	1849	0,58	2322

3. Opis badań

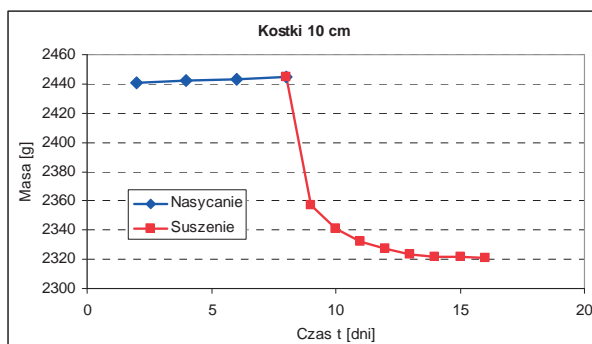
Badanie nasiąkliwości wykonano w oparciu o normę PN-88/B-06250 na próbkach sześciennych o boku 10 cm i 15 cm. Badania przeprowadzono po 28 dniach dojrzewania próbek. Próbki rozformowano po 24 godzinach i do 7 dni przechowywano w wodzie, a następnie przez 21 dni próbki znajdowały się w powietrzu. Badane kostki układano w naczyniu wannowym, tak aby odległość między próbkami wynosiła co najmniej 15 mm i ich podstawa nie stykała się z dnem naczynia. Naczynie wypełniano wodą o temperaturze około 20°C do poziomu równego połowie wysokości próbek. Po 24 godzinach próbki zalewano wodą do takiego poziomu, aby lustro wody znajdowało się minimum 20 mm nad górną powierzchnią próbek. Co drugi dzień próbki były wyjmowane z naczynia, osuszone i ważone na wadze laboratoryjnej o dokładności 1g. Nasycanie próbek trwało tak długo, aż kolejne wyniki ważenia nie wykazywały zmian masy. Po zakończeniu nasycania próbki umieszczano w suszarce laboratoryjnej Pol-Eko SLW 400 o parametrach:

Parametr	Wartość
Obieg powietrza	wymuszony
Pojemność komory [l]	424
Drzwi	pełne
Zakres temperatury pracy [°C]	5 powyżej temp. otoczenia +250
Moc znamionowa [W]	3900
Regulacja temperatury [°C]	co 0,1
Stabilność temperatury w +105°C [°C]	±0,5
Ilość pótek standard/max	3/14

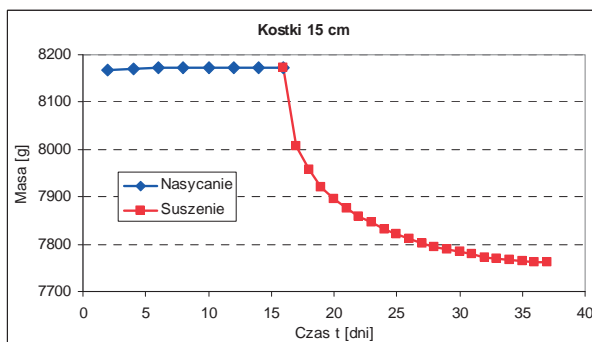
Próbki suszono w stałej temperaturze 105°C aż do uzyskania stałej masy. W przypadku znacznego przekroczenia założonego czasu suszenia badanie przerywano, gdy różnica kolejnych pomiarów masy wynosiła około 3-4 g. Kostki o boku 10 cm suszone były w ilości do 16 sztuk a kostki o boku 15 cm – 9 sztuk.

4. Wyniki badań i ich analiza

Na rysunkach 1 i 2 przedstawiono przebieg procesu nasycania oraz suszenia kostek o boku 10 cm i 15 cm. Przyrost masy próbki 10 cm podczas nasycania w czasie między 2 a 8 dniem badania jest niewielki i wynosi 3-5 g. W przypadku kostek 15 cm przyrost masy pomiędzy 2 a 15 dniem nasycania wynosi 5-10 g. Ubytek masy przy suszeniu kostek 10 cm pomiędzy 2 a 8 dniem suszenia jest znaczny i wynosi 20-35 g, zaś ubytek masy kostek 15 cm pomiędzy 2 a 20 dniem suszenia wynosi 140-196 g.



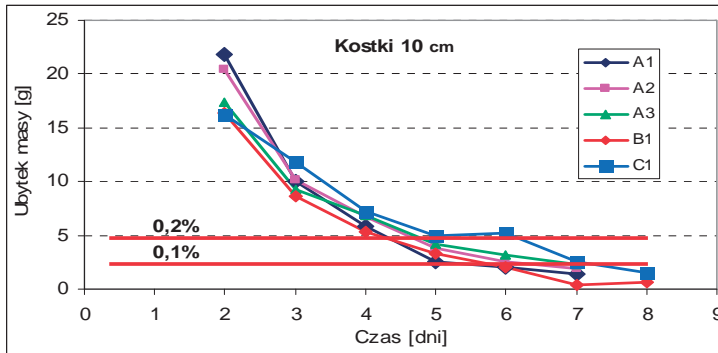
Rys. 1. Przebieg procesu nasycania i suszenia kostek o boku 10 cm



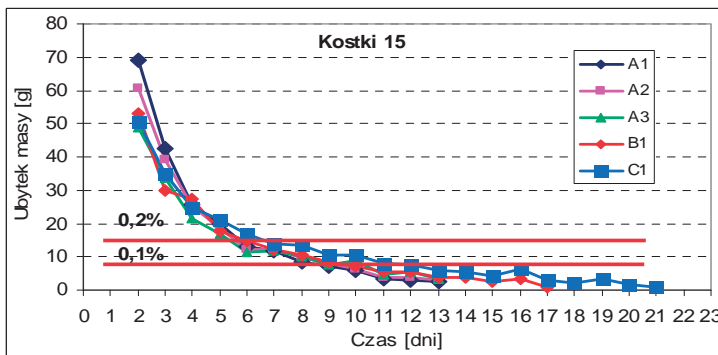
Rys. 2. Przebieg procesu nasycania i suszenia kostek o boku 15 cm

Na rysunkach 3 i 4 przedstawiono ubytki masy kostek 10 cm i 15 cm poddanych procesowi suszenia. Pomiar masy próbek wykonywano codziennie. Na wykresach zaznaczono czas, w którym zmiana masy próbek spełniała warunki normowe. Ponadto kostki suszono do momentu, aż nie wykazywały w ogóle ubytków masy, czyli 7-8 dni w przypadku kostek 10 cm oraz 13-21 dni w przypadku kostek 15 cm.

W tabeli 2 przedstawiono długość czasu nasycania oraz suszenia próbek, aby spełnić kryterium normy PN-88/B-06250, czyli zmiana masy próbki mniejsza niż dokładność wagi = 0,2% oraz kryterium normy PN-EN 13369:2005, czyli zmiana masy próbki poniżej 0,1%.



Rys. 3. Ubytek masy kostek o boku 10 cm poddanych procesowi suszenia



Rys. 4. Ubytek masy kostek o boku 15 cm poddanych procesowi suszenia

Tabela 2. Minimalny czas nasycania i suszenia kostek

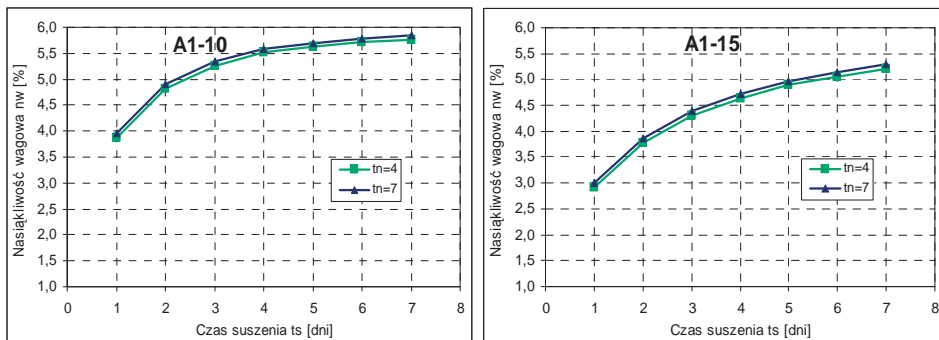
Seria	Czas nasycania [dni] zmiana masy < 0,2 % zmiana masy < 0,1 %		Czas suszenia [dni] zmiana masy < 0,2 %		Czas suszenia [dni] zmiana masy < 0,1 %	
	Kostki 10	Kostki 15	Kostki 10	Kostki 15	Kostki 10	Kostki 15
A1	4	4	5	6	6	8
A2	4	4	5	6	7	9
A3	4	4	5	6	7	9
B1	4	4	5	6	6	9
C1	4	4	6	7	8	11

Na rysunkach 5, 6, 7, przedstawiono wpływ czasu suszenia kostek 10 cm i 15 cm na wyniki oznaczeń nasiakliwości wagowej po czasie nasycania t_n wynoszącym 4 i 7 dni dla betonów o różnym stosunku W/C, wykonanych z cementem CEM I.

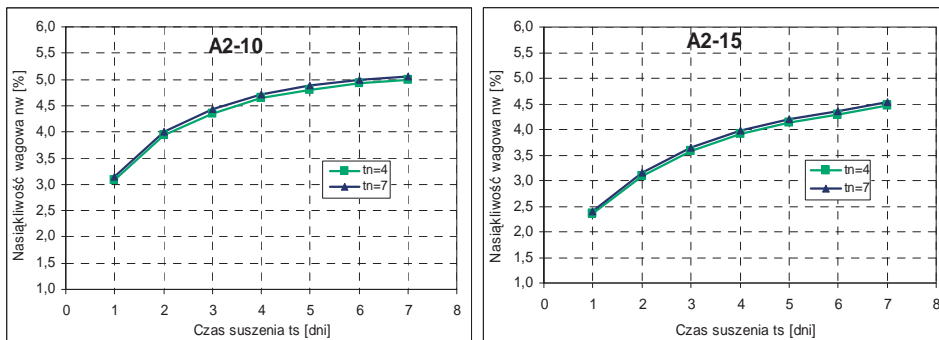
Rysunek 8 pokazuje wpływ czasu suszenia na wyniki nasiakliwości wagowej próbek A1, B1, C1 o stosunku W/C=0,50 wykonanych z trzema różnymi cementami.

Z przeprowadzonych badań wynika, że nasycanie próbek można zakończyć po 4 dniach, zarówno w przypadku kostek 10 cm i 15 cm. Nie zaobserwowano wpływu rodzaju cementu, stosunku W/C ani wielkości próbki na długość czasu nasycania kostek betonowych. Decydujący wpływ na wyniki oznaczeń nasiakliwości wagowej ma czas suszenia próbek, który znacznie przekracza minimalny czas określony w normie na prefabrykaty, czyli 3 dni. Czas suszenia kostek betonowych 10x10x10 cm, aby spełnić kryterium zmiany masy poniżej 0,2% wynosi od 5 do 6 dni a kostek 15x15x15 cm 6-7 dni. W przypadku stosowania kryterium zakończenia badania według normy dla prefabrykatów, czyli zmiana masy poniżej 0,1%, próbki o boku 10 cm należało suszyć 6-8 dni a kostki o boku 15 cm 8-11 dni.

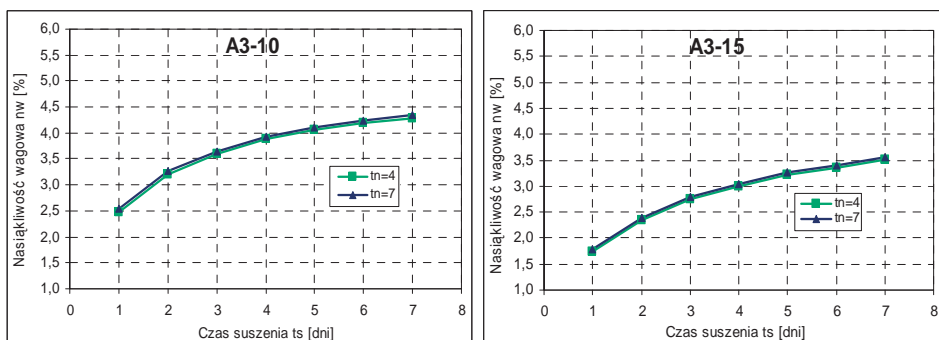
Z badań wynika więc, że na długość czasu suszenia wpływ ma wielkość badanej próbki. Nie zaobserwowano natomiast znaczącego wpływu stosunku W/C na przebieg procesu suszenia próbek. W przypadku betonu C1 wykonanego z cementem CEM III zaobserwowano wydłużenie czasu suszenia kostek o 1-2 dni.



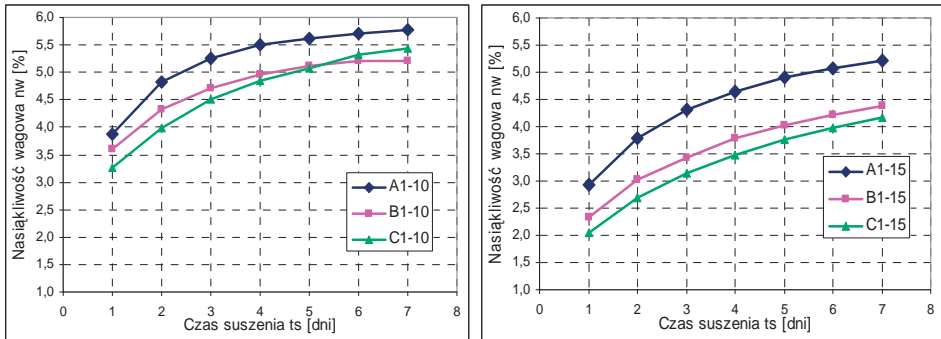
Rys. 5. Wpływ czasu suszenia na wyniki nasiąkliwości wagowej próbek serii A1 przy różnych czasach nasycania



Rys. 6. Wpływ czasu suszenia na wyniki nasiąkliwości wagowej próbek serii A2 przy różnych czasach nasycania



Rys. 7. Wpływ czasu suszenia na wyniki nasiąkliwości wagowej próbek serii A3 przy różnych czasach nasycania



Rys. 8. Wpływ czasu suszenia na wyniki nasiąkliwości wagowej próbek A1, B1, C1 o stosunku W/C=0,50

Na rysunkach 9-13 porównano wyniki oznaczeń nasiąkliwości przy następujących kryteriach zakończenia czasu badania:

- 3 dni nasycania próbek i 3 dni suszenia próbek;
- nasycanie i suszenie próbek do czasu, aż zmiana masy między kolejnymi pomiarami (co 24h) wyniesie $< 0,2\%$;
- nasycanie i suszenie próbek do czasu, aż zmiana masy między kolejnymi pomiarami (co 24h) wyniesie $< 0,1\%$.

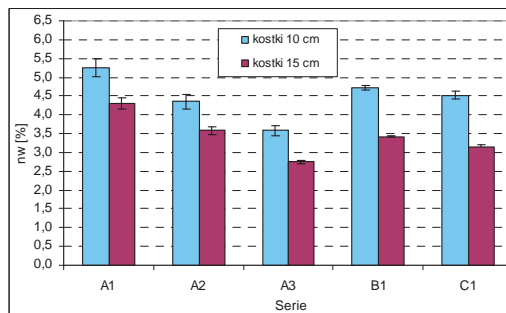
W przypadku wszystkich serii betonów uzyskano niższe nasiąkliwości wagowe na kostkach 15 w porównaniu z wynikami dla kostek 10 cm (rys. 9- 11). Różnice sięgają:

- 18-30% w przypadku kryterium zakończenia badania po 3 dniach nasycania i 3 dniach suszenia;
- 10-22% w przypadku kryterium zakończenia badania $< 0,2\%$ zmiany masy próbek;
- 5-14% w przypadku kryterium zakończenia badania $< 0,1\%$ zmiany masy próbek.

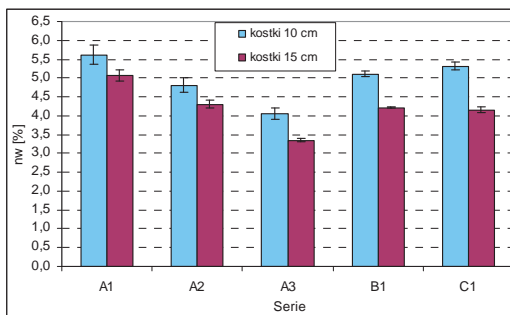
Najmniejsze różnice zaobserwowano dla betonu A1 wykonanego z cementem CEM I o stosunku W/C=0,50, zaś największe dla betonu C1 wykonanego z cementem CEM III.

Wykresy 12 i 13 pokazują, że różnica w wynikach nasiąkliwości w zależności od czasu nasycania i suszenia (przyjętego kryterium) jest znacznie większa dla kostek 15 cm niż w przypadku kostek o boku 10 cm. W przypadku kostek 10 cm wyniki nasiąkliwości przy przyjęciu kryterium zakończenia badania 0,2 % są 2-5% niższe niż w przypadku kryterium 0,1%. Dla kostek 15 cm analogiczna różnica w wynikach nasiąkliwości wynosi 7-12%.

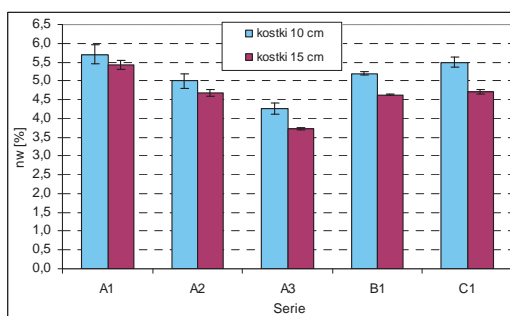
Na rysunkach zaznaczono także odchylenie standardowe oznaczeń nasiąkliwości, które wynosi od 0,04 do 0,28 % w przypadku kostek 10 cm oraz od 0,01 do 0,15 % dla kostek o boku 15 cm.



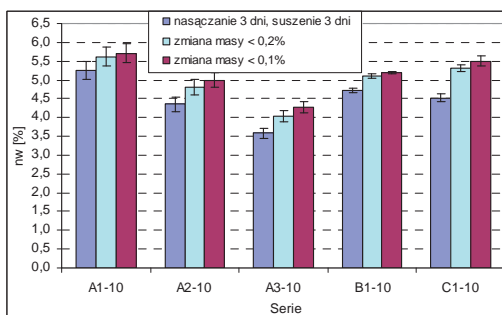
Rys. 9. Porównanie nasiąkliwości wagowej kostek 10 cm i 15 cm po 3 dniach nasycania i 3 dniach suszenia próbek



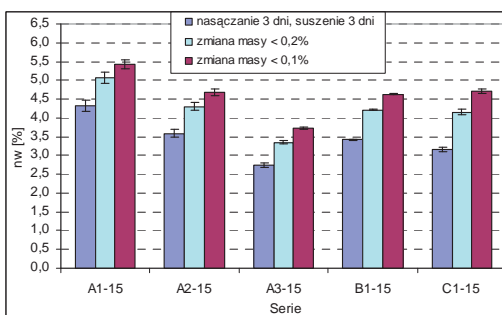
Rys. 10. Porównanie nasiąkliwości wagowej kostek 10 cm i 15 cm przy kryterium zakończenia badania: zmiana masy próbki <math>< 0,2\%</math>



Rys. 11. Porównanie nasiąkliwości wagowej kostek 10 cm i 15 cm przy kryterium zakończenia badania: zmiana masy próbki <math>< 0,1\%</math>



Rys. 12. Porównanie nasiąkliwości wagowej kostek 10 cm dla trzech kryteriów zakończenia badania



Rys. 13. Porównanie nasiąkliwości wagowej kostek 15 cm dla trzech kryteriów zakończenia badania

5. Podsumowanie

Z przeprowadzonych badań wynika, że nasycanie próbek można zakończyć po 4 dniach, zarówno w przypadku kostek 10 cm i 15 cm. Nie zaobserwowano wpływu rodzaju cementu, stosunku W/C (dla cementu CEM I) ani wielkości próbki na długość czasu nasycania kostek betonowych.

Decydujący wpływ na wyniki oznaczeń nasiąkliwości wagowej ma czas suszenia próbek, który znacznie przekracza minimalny czas określony w normie na prefabrykaty, czyli 3 dni. Próbki o boku 10 cm należy suszyć od 5 do 8 dni, w zależności od przyjętego kryterium zakończenia badania, zaś kostki 15 cm od 6 do 11 dni. W przypadku betonu wykonanego z cementem CEM III czas suszenia kostek należy wydłużyć o 1-2 dni, co związane jest z drobniejszą strukturą porów kapilarnych.

Dla wszystkich serii betonów uzyskano niższe nasiąkliwości wagowe na kostkach 15 w porównaniu z wynikami dla kostek 10. Różnice wynoszą od 5 do 22% w zależności od przyjętego kryterium zakończenia badania (zmiana masy $< 0,2\%$ lub $< 0,1\%$). Największe różnice zaobserwowano dla próbek z cementem CEM III.

W przypadku kostek o boku 10 cm wyniki nasiąkliwości przy przyjęciu kryterium zakończenia badania $0,2\%$ są 2-5% niższe niż w przypadku kryterium $0,1\%$. Dla kostek 15 cm analogiczna różnica w wynikach nasiąkliwości wynosi 7-12%.

Literatura

- 1 Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie.
- 2 Glinicki M.A. Widmo nasiąkliwości. Budownictwo Technologia Architektura nr 3/2007, s. 50-53.
- 3 Glinicki M.A. Zagadnienia trwałości mostów betonowych w normach europejskich. Międzynarodowa konferencja EKO-MOST 2006, s.115-124.
- 4 Tracz T., Śliwiński J. Wpływ zawartości zaczynu cementowego i wskaźnika w/c na nasiąkliwość betonu. Cement Wapno Beton 3/2012, s.131-137.
- 5 Golda A., Kaszuba S. Nasiąkliwość betonu – wymagania a metody badawcze. Cement Wapno Beton 6/2009, s. 308-313.
- 6 PN-88/B-06250 Beton zwykły.
- 7 PN-EN 13369:2005 Wspólne wymagania dla prefabrykatów z betonu.

Results of concrete absorption test related to some particular factors

Jerzy Wawrzeńczyk¹, Agnieszka Molendowska², Adam Kłak³

Department of Building Engineering Technologies and Organization, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Kielce University of Technology,

e-mail:¹ zmsjw@tu.kielce.pl, ² agam@tu.kielce.pl, ³ adamklak@tu.kielce.pl

Abstract: In spite of the fact that common concrete absorption tests are technically simple, the correctness of received results is still very disputable. The lack of unequivocal procedures makes it impossible to compare the results obtained in various laboratories. The paper presents the research results received in 5 series of concrete with three different cements and various w/c ratios. The investigations were conducted on cube specimens with dimensions of 10cm and 15cm, all cubes were soaked and dried in long terms. The object of the research was to identify the effect of specimens dimensions and soaking time on the concrete absorption. Soaking time applied to investigations vastly exceeds the common soaking time described in standards concerning precast concrete elements.

Keywords: absorption, soaking time, drying time.

Historyczny żuraw na przekonstruowanym fragmencie oryginalnej estakady jako pomnik Stoczni Gdańskiej

Jacek Chróścielewski¹, Mikołaj Miśkiewicz², Łukasz Pyrzowski³

Katedra Mechaniki Budowli i Mostów, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Politechnika Gdańska, e-mail: ¹ jacek.chroscielewski@wilis.pg.gda.pl, ² mikolaj.miskiewicz@wilis.pg.gda.pl, ³ lukasz.pyrzowski@wilis.pg.gda.pl

Streszczenie: W pracy omówiono wybrane zagadnienia z przeprowadzonych badań mających na celu ocenę możliwości pozostawienia historycznego żurawia 642-24 na estakadzie B-5 w obecnej lokalizacji po modyfikacji jej schematu statycznego. Zmiana miałaby polegać na skróceniu konstrukcji jedenastoprzęsłowej do dwóch lub jednego przęsła. W referacie zawarto: ocenę aktualnego stanu technicznego obiektu, prezentację zakresu obliczeń MES, opis przyjętych schematów obciążeń, przedstawienie wyników obliczeń statycznych i wymiarowania elementów ustroju, sprawdzenie globalnej i lokalnej stateczności oraz charakterystyk dynamicznych konstrukcji.

Słowa kluczowe: dźwig, Stocznia Gdańska, MES, ekspertyza.

1. Wprowadzenie

Stocznia Gdańska jest symbolem nie tylko miasta, w którym jest zlokalizowana, ale również przemian które miały swój początek w sierpniu 1980 roku. W ostatnich dekadach była kilkakrotnie restrukturyzowana i przekształcana, co miało i ma nadal wpływ zarówno na samo przedsiębiorstwo jaki i na przemysłowy krajobraz Gdańska, w którego panoramę od dawna wtopione są żurawie stoczniowe. Niestety w ciągu kilku ostatnich lat wiele z tych charakterystycznych dźwigów zostało zdemontowanych. Do przykładów można zaliczyć zełomowany największy, 150-tonowy żuraw Kone przy pochylni nr 2, czy też jedyny w swoim rodzaju pływający dźwig Jurand.

Obecnie zagospodarowanie dużej części terenów stoczniowych i bezpośrednio z nimi sąsiadujących obszarów się zmienia. Największy wpływ mają na to już realizowane dwa duże projekty: dzielnica Młode Miasto oraz trasa Nowa Wałowa.

Jednym z zamierzeń dążących do zachowania w tożsamości wizualnej dziedzictwa portowego Gdańska (stocznia i dźwigi portowe) jest opracowanie w 2012r. przez Biuro Rozwoju Gdańska „*Studium krajobrazowego Młodego Miasta ze szczególnym uwzględnieniem dźwigów*” [1]. W treści tego studium określono obiekty stoczniowe o wartościach kulturowych oraz strefy ochrony ekspozycji. Dodatkowo wyszczególniono dźwigi zakwalifikowane jako najczęściej postrzegane z większości punktów widokowych Gdańska. We wnioskach dokumentu określono najważniejsze obiekty tworzące charakterystyczną panoramę miasta. Zaliczono do nich między innymi, analizowany w pracy, pomarańczowy dźwig 642-24 usytuowany na estakadzie B-5, stwierdzając [1] iż tworzy on integralną grupę widokową z budynkiem dawnej traserni na którym widnieje napis „Stocznia Gdańska”.

Aktualnie nieeksploatowana od lat estakada, na której znajduje się historyczna dźwignica długości 278m, blokuje znaczny teren, któremu przypisane są już nowe funkcje. UM Gdańsk w poszukiwaniu kompromisowego rozwiązania powierzył zespołowi z Katedry Mechaniki Budowli i Mostów Politechniki Gdańskiej opracowanie odpowiedniej ekspertyzy [2]. Głównym jej celem miała być odpowiedź, czy jest możliwe bezpieczne skrócenie konstrukcji z ustroju 11-przęsłowego do 2- lub 1-przęsłowego. W opinii ekspertów UM Gdańsk zabieg ten pozwoliłby na zachowanie walorów widokowych przy znacznie mniejszych gabarytach nieeksploatowanej estakady.

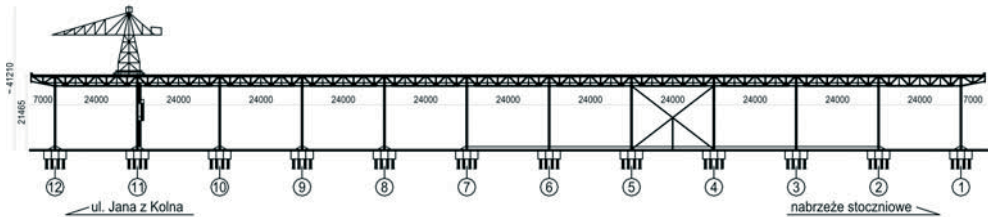
Praca przedstawia ocenę możliwości pozostawienia żurawia 642-24 na estakadzie B-5 w obecnej lokalizacji po modyfikacji schematu statycznego. W ramach zrealizowanego

zadania szczegółowo zinventaryzowano cały obiekt i oceniono jego stan techniczny. Wykonano obliczenia sprawdzające wykorzystując formalizm MES oraz przeprowadzono wariantowe wymiarowanie na podstawie norm PN i PN-EN, ogólnobudowlanej i mostowej.

2. Lokalizacja i charakterystyka obiektu

Estakada B-5 oraz znajdująca się na niej dźwignica zlokalizowane są na terenie nabrzeża Stoczni Gdańskiej przy ul. Jana z Kolna.

Aktualnie konstrukcję nośną estakady stanowi 11-przęsłowy nitowany stalowy ustrój kratowy z jazdą górą o długości całkowitej $278m$ ($7m + 11 \times 24m + 7m$) oparty na wykratowanych stalowych słupach o wysokości około $20m$ (rys. 1, 2). W dokumentacji archiwalnej określono mianem „części starej” konstrukcję pomiędzy podporami 1 a 9 oraz „części nowej” pomiędzy podporami 9 a 12. Obie części są niemalże identyczne, różnią się tylko detalami w przekrojach prętów. Termin powstania estakady wg. dostępnej dokumentacji archiwalnej [3, 4] oszacowano na około 1946 r, niestety nie znaleziono komentarza odnośnie roku budowy „części nowej”.



Rys. 1. Schematyczny widok z boku konstrukcji



Rys. 2. Estakada B-5 oraz dźwignica od strony ul. Jana z Kolna (fot. Ł. Pyrzowski)

Konstrukcję przęseł estakady stanowią dźwigary kratowe. Pasy górne dźwigarów wykonane są z nitowanego przekroju złożonego blachownicowego, natomiast krzyżulce, słupki i pasy dolne zbudowane są z zestawu kątowników. Poszczególne kształtowniki połączone są przewiązkami. Dźwigary połączone są ze sobą przy pomocy wykratowań poziomych (wiatrownicy). W płaszczyźnie równoległej do dźwigarów głównych znajdują się wykratowania drugorzędne, które wspólnie z konstrukcją główną tworzą strukturę przestrzenną. W pojedynczym przęśle estakady znajdują się dwa stężenia poziome oraz dwa stężenia pionowe łączące dźwigary główne. Pomiedzy słupami nr 4 i 5 usytuowane są stężenia pionowe całej estakady w płaszczyźnie równoległej do jej osi. W poziomie szyn zamontowane są dwa pomosty drewniane. Poniżej tego poziomu przy dźwigarze lewym (patrzac od strony podpory 1 w stronę podpory 12) zlokalizowany jest trzeci pomost drewniany. Do estakady głównej od słupa nr 4 do 9 przymocowana jest konstrukcja małej estakady. Przy słupach nr 6 i 11 znajdują się schody drabiniaste.

Podpory obiektu stanowią stalowe, nitowane słupy o wysokości ok. 20m i szerokości ok. 5m. Składają się one z dwóch gałęzi skratowanych ze sobą w płaszczyźnie poprzecznej do osi estakady. U szczytu słupy łączą się z dźwigarami, a dołem są zamocowane w żelbetowych stopach fundamentowych łączonych parami przewiązką. Podpory posadowione są na żelbetowych stopach fundamentowych usytuowanych na palach Franki.

W rejonie podpory 11 znajduje się na estakadzie unieruchomiona na stałe dźwignica (rys. 2), tj. stoczniovy żuraw wieżowy o ciężarze własnym 85.76 t, której nadano numer inwentarzowy 642-24.

3. Aktualny stan techniczny obiektu

W listopadzie 2012 r. wykonano szczegółowe oględziny techniczne tzw. „części nowej” estakady – typowanej do pozostawienia, tj. pomiędzy podporami 9 a 12.

Ogólnie mówiąc, na stalowych dźwigarach kratowych, słupach i konstrukcyjnych elementach dźwignicy stwierdzono głównie występowanie lokalnych ognisk korozyjnych i ubytków powłok malarskich (rys. 3). W przypadku stóp fundamentowych występują spękania i lokalne ubytki betonu oraz rozwarstwienia blach węzłowych. Na pomoście dla obsługi lokalnie występują przegnicia i ubytki oraz naloty organiczne. Zabytkowe stężenia w przęśle 4-5, które docelowo muszą być przeniesione do „części nowej”, są z powodu miejscowych braków powłok malarskich skorodowane w największym stopniu.



Rys. 3. Typowe stwierdzone uszkodzenia konstrukcji

Pomimo zauważonych usterek w odniesieniu do konstrukcji stalowej nie stwierdzono występowania objawów, które mogłyby świadczyć o znacznym spadku nośności czy przeciężeniu „części nowej” estakady.

Z uwagi na brak wymaganych informacji w dostępnej dokumentacji archiwalnej [3, 4] nt. materiałów, z których wykonana jest estakada wykonano szczegółowe badania materiałowe stali (skład chemiczny, ocena spawalności, własności mechaniczne), pomiary grubości powłok malarskich oraz badanie sklerometryczne betonu stóp fundamentowych.

4. Symulacje MES, obciążenia

Obliczenia przeprowadzono metodą elementów skończonych (MES). Ustrój potraktowano jako układ belkowo-kratowy. W dyskretyzacji MES uwzględniono daleko idącą zgodność przyjętych elementów skończonych z rzeczywistymi częściami konstrukcji w ich aktualnym zinwentaryzowanym stanie. Z uwagi na niejednoznaczny schemat statyczny, niezależnie analizowano warianty warunków brzegowych odpowiadające utwierdzeniu i przegubowemu podparciu słupów w fundamencie. Założono, że złożone z tych wariantów obwiednie będą ograniczeniami od góry i od dołu stanu wyężenia występującego w rzeczywistym schemacie podparcia.

W obliczeniach zastosowano dwa typy elementów skończonych:

- 1 – wymiarowe, 2 – węzłowe przestrzenne prętowe (belkowe) elementy skończone typu Timoszenko. Są to elementy klasy C^0 o liniowych funkcjach kształtu i wzbogaconym stanem odkształceń, uwzględniające efekt ścinania oraz mimośród osi belki;
- 1 – wymiarowe, 2 – węzłowe przestrzenne elementy typu kratowego (klasy C^0 o liniowych funkcjach kształtu).

Badania miały odpowiedzieć, czy zmiana schematu statycznego konstrukcji estakady nie doprowadzi do przekroczenia stanu granicznego nośności w elementach konstrukcyjnych, nie spowoduje utraty globalnej/lokalnej stateczności oraz czy nie zaburzy charakterystyk dynamicznych układu. Aby mieć porównanie pracy estakady przed i po modyfikacji w obliczeniach MES rozważano trzy niezależne schematy:

M1 - cała konstrukcja, tj. 11 przęseł w układzie przegubowym i utwierdzonym (rys. 4),

M2 - tylko dwa przęsła pomiędzy podporami 10 a 12 w układzie przegubowym i utwierdzonym (rys. 5),

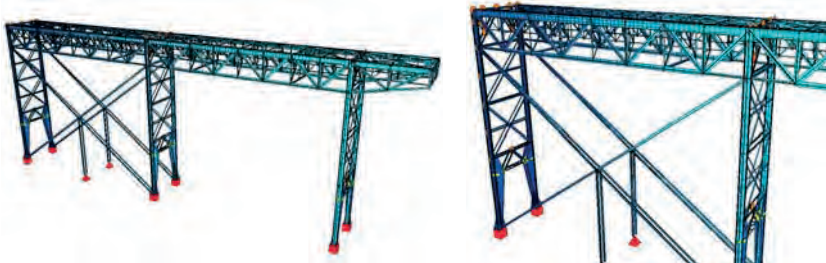
M3 - pojedyncze przęsło skrajne konstrukcji pomiędzy podporami 11 a 12 w układzie przegubowym i utwierdzonym.

W schemacie M2 (2 przęsła) oraz M3 (1 przęsło) w celu zapewnienia sztywności przestrzennej konstrukcji założono wbudowanie historycznych stężeń przeniesionych z pola pomiędzy podporami 4 a 5 wraz z występującym słupkiem (rys. 5).

Charakterystyki opracowanych modeli MES przedstawia tabela 1.



Rys. 4. Wizualizacja schematu obliczeniowego konstrukcji M1 (cała estakada)



Rys. 5. Wizualizacja schematu obliczeniowego konstrukcji M2 (po modernizacji, podpory 10-12)

Zabytkowy charakter istniejącej konstrukcji i docelowa jej modernizacja spowodowały, iż obliczenia przeprowadzono w dwóch wersjach, tj. z wykorzystaniem normatywów ogólnobudowlanych oraz mostowych. Ponieważ, wraz z modernizacją i zmianą schematu pracy układu, nastąpi także zmiana jego funkcji, potraktowano obiekt jako nową budowlę i pominięto jego wymiarowanie z uwzględnieniem norm archiwalnych. Nowy ustrój, który powstanie w wyniku modyfikacji istniejącego, powinien spełniać wymogi aktualnie obowiązujących przepisów. Obliczenia desygnowanej do pozostawienia części konstrukcji przeprowadzono z uwzględnieniem aktualnego stanu jej poszczególnych elementów.

Tabela 1. Charakterystyki modeli MES

Element modelu MES	model M1	model M2	model M3
Węzły	11 186	2 367	1 432
Elementy skończone	13 989	2 937	1 760
Więzy kinematyczne	72	18	12
Warunki podporowe	78 lub 156	24 lub 48	18 lub 36

W analizach przyjęto przypadki obciążenia obejmujące: ciężar własny, wyposażenie, dźwignicę, oblodzenie, wiatr oraz temperaturę. Do zebrania obciążenia posłużono się następującymi normami ogólnobudowlanymi: obciążenia stałe – PN-EN-1991-1-1,

oblodzenie – PN-87/B-02013, wiatr – PN-B-02011:1977/Az1:2009 oraz normą mostową: PN-85/S-10030. W obliczeniach uwzględniono wszystkie wskazane w przepisach związanych układy obciążeń z odpowiednimi współczynnikami obliczeniowymi i scenariuszami oddziaływania.

Ostatecznie po dokonaniu szczegółowego przeglądu „części nowej” tj. przęsła pomiędzy podporami 9 a 12 i inwentaryzacji całej konstrukcji w tym po rozpoznaniu aktualnej lokalizacji dźwignicy odrzucono schemat M3 (1-przęsło) jako niemożliwy do realizacji ze względu na narzucone uwarunkowania poza konstrukcyjne.

5. Rezultaty obliczeń statycznych

W analizach uwzględniono różny sposób podparcia słupów oraz różną liczbę przęsła estakady (w istniejącym układzie 11-przęsłowym oraz w docelowym 2-przęsłowym). Wyniki przedstawiono dla wybranych, najbardziej wyťažonych, elementów konstrukcyjnych estakady. Zaliczają się do nich elementy dźwigara takie jak: pas górny (PG) w przekroju przywęzłowym i przęsłowym, pas dolny (PD), krzyżulec (K) skrajny i przedskrajny, wieszak (W) i słupek (S) oraz dla słupa pojedyncza gałąź w przekrojach przypodporowym oraz na wysokości 6,57m od podstawy. Poglądowe rezultaty wyrażone naprężeniami wyznaczonymi zgodnie z hipotezą HMH bezpośrednio z programu obliczeniowego zaprezentowano w tabeli 2 dla kombinacji powodującej największe wyężenie: 100% wiatr, 25% oblodzenie.

Tabela 2. Naprężenia HMH [MPa] z programu obliczeniowego, obciążenia wg. normy ogólnobudowlanej dla kombinacji 100% wiatr 25% oblodzenie

Element konstrukcji	Słupy utwierdzone w podstawie		Słupy oparte w sposób przegubowy	
	Cała estakada	Dwa przęsła	Cała estakada	Dwa przęsła
PG (p. przywęzłowy)	93	93	93	93
PG (p. przęsłowy)	105	104	103	103
PD	64	63	65	64
K skrajny (rozciągany)	56	57	56	57
K przedskrajny (ściskany)	60	60	60	60
W (rozciągany)	30	30	30	30
S (ściskany)	38	38	38	38
Słup (p. przypodporowy)	140	139	94	71
Słup (p. na wys. 6,57m)	70	68	95	102

Uwzględniając wyznaczone siły wewnętrzne we wskazanych powyżej elementach konstrukcyjnych przeprowadzono wymiarowanie na podstawie normatywów ogólnobudowlanych (PN-EN 1990:2004, PN-EN 1993-1-1:2006, PN-EN 1993-1-5:2008, PN-EN 1993-3-1:2008). Stopnie wyężenia najbardziej obciążonych elementów estakady przedstawiono w tabeli 3.

Tabela 3. Wyężenie najbardziej wykorzystanych elementów wg normy ogólnobudowlanej

Element konstrukcji	Słupy utwierdzone w podstawie		Słupy oparte w sposób przegubowy	
	Cała estakada	Dwa przęsła	Cała estakada	Dwa przęsła
PG (p. przywęzłowy)	65%	64%	64%	64%
PG (p. przęsłowy)	93%	89%	92%	88%
PD	25%	24%	25%	24%
K skrajny (rozciągany)	23%	24%	23%	24%
K przedskrajny (ściskany)	37%	37%	37%	37%
W (rozciągany)	6%	6%	6%	6%
S (ściskany)	2%	2%	2%	2%
Słup (p. przypodporowy)	99%	97%	72%	74%
Słup (p. na wys. 6,57m)	38%	37%	52%	52%

Wyniki obliczeń zgodnie z normatywami mostowymi zaprezentowano analogicznie jak w tab. 2 i 3. Pierwsze są to rezultaty poglądowe bezpośrednio z programu obliczeniowego w postaci naprężeń zredukowanych zgodnie z hipotezą HMM (tab. 4). Z kolei w tab. 5 przedstawiono stopnie wyężenia najbardziej obciążonych elementów konstrukcji estakady z procedury wymiarowania wg. PN-82/S-10052.

Na podstawie analizy stanu naprężeń stwierdzono, że w schemacie docelowym (2 przęsa rys. 5), uwzględniając różne schematy podparcia słupów, w żadnym z analizowanych, najbardziej wyężonych elementów estakady nie dochodzi do przekroczenia nośności użytego do jej budowy materiału.

Tabela 4. Naprężenia HMM [MPa] z programu obliczeniowego, obciążenia wg. normy mostowej

Element konstrukcji	Słupy utwierdzone w podstawie		Słupy oparte w sposób przegubowy	
	Cała estakada	Dwa przęsa	Cała estakada	Dwa przęsa
PG (p. przywzłowy)	125	126	123	127
PG (p. przęsłowy)	132	130	131	130
PD	83	82	84	83
K skrajny (rozciągany)	72	67	69	67
K przedskrajny (ściskany)	76	73	74	72
W (rozciągany)	57	57	57	57
S (ściskany)	38	38	38	38
Słup (p. przypodporowy)	287	229	151	152
Słup (p. na wys. 6,57m)	128	113	163	159

Tabela 5. Wyężenie najbardziej wykorzystanych elementów wg normy mostowej

Element konstrukcji	Słupy utwierdzone w podstawie		Słupy oparte w sposób przegubowy	
	Cała estakada	Dwa przęsa	Cała estakada	Dwa przęsa
PG (p. przywzłowy)	68%	68%	69%	67%
PG (p. przęsłowy)	78%	74%	77%	76%
PD	54%	57%	55%	55%
K skrajny (rozciągany)	34%	31%	33%	32%
K przedskrajny (ściskany)	50%	50%	50%	49%
W (rozciągany)	46%	44%	46%	45%
S (ściskany)	16%	16%	16%	16%
Słup (p. przypodporowy)	120%	79%	61%	61%
Słup (p. na wys. 6,57m)	53%	47%	72%	72%

6. Stateczność konstrukcji

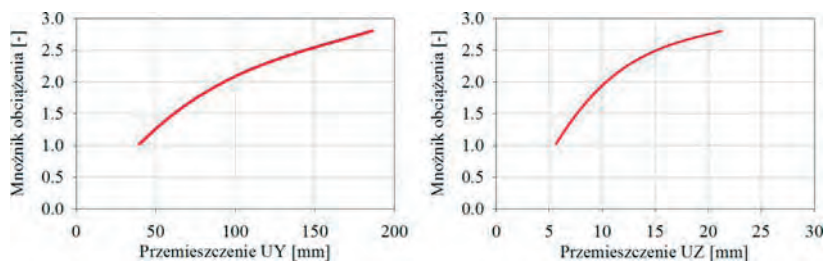
W celu oszacowania lokalnej i globalnej stateczności estakady w zmienionym schemacie pracy, niezależnie od wymiarowania zgodnego z normami, przeprowadzono analizę nieliniową geometrycznie i materiałowo. Wyznaczono tzw. ścieżki równowagi opisującej nieliniowe zachowanie się konstrukcji w formie zależności wybranego parametru kontrolnego, tutaj pewnej składowej wektora przemieszczenia q_n , od parametru obciążenia konstrukcji λ .

W rozwiązaniu nieliniowym sterowano parametrem wzrostu obciążenia wiatrem λ ujętym w następującej regule opisującej wektor obciążenia całkowitego układu

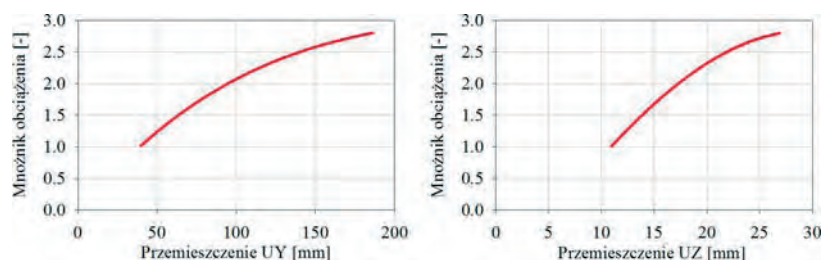
$$\mathbf{g} + \lambda \mathbf{p}_{ref} \quad (1)$$

gdzie wektor \mathbf{g} reprezentuje obciążenia stałe układu, wektor \mathbf{p}_{ref} ujmuje obciążenie charakterystyczne konstrukcji wiatrem, a λ jest mnożnikiem jego zmiany/wzrostu. Zgodnie z wytycznymi prof. K. Wysiatskiego przyjmuje się w obszarze mostownictwa, że jeśli układ dla obciążenia typu (1) przy $\lambda > 2.2$ nie wykazuje oznak i tendencji do nadmiernych deformacji, to konstrukcję można uznać jako zabezpieczoną przed utratą stateczności.

Na rys. 6 oraz rys. 7 przedstawiono uzyskane dla analizowanej konstrukcji śledzone ścieżki równowagi. Analizy wskazały, że konstrukcję można uznać za odporną na utratę stateczności ($\lambda > 2.2$).



Rys. 6. Przemieszczenia poziome UY i pionowe UZ punktu na szczycie słupa 11



Rys. 7. Przemieszczenia poziome UY (prostopadle do estakady) i pionowe UZ punktu na pasie górnym dźwigara 11-12 w środku rozpiętości

7. Charakterystyki dynamiczne układu

Aby sprawdzić dynamiczne właściwości konstrukcji przeprowadzono analizę drgań własnych wyznaczając sześć pierwszych postaci i odpowiadających im częstotliwości drgań. Rezultaty obliczeń zawarto w tabeli 6. Obliczenia wykazały, iż zmiana schematu statycznego ma tylko nieznaczny wpływ na charakterystykę dynamiczną układu, negatywny zmniejszając wartość najniższej częstotliwości drgań, zaś w przypadku kolejnych częstotliwości nawet ją poprawia podwyższając ich wartości.

Tabela 6. Częstotliwości drgań własnych konstrukcji [Hz]

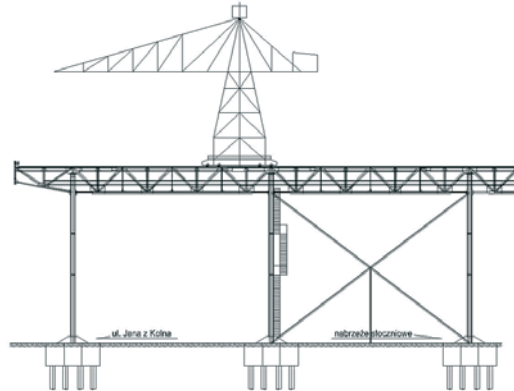
Częstotliwość	Słupy utwierdzone w podstawie		Słupy oparte w sposób przegubowy	
	Cała estakada	Dwa przęsła	Cała estakada	Dwa przęsła
f_1	1,71	1,72	1,52	1,52
f_2	2,01	3,17	1,85	2,86
f_3	2,67	3,32	2,31	3,41
f_4	2,71	3,54	2,35	5,18
f_5	2,82	3,88	2,45	5,30
f_6	2,96	4,94	2,59	5,89

8. Podsumowanie

Na podstawie przeprowadzonej oceny stanu technicznego i wykonanych analiz statyczno-wytrzymałościowej i dynamicznej estakady B-5 zespół KMBiM PG stwierdził, że po spełnieniu wskazanych zaleceń istnieje możliwość modernizacji konstrukcji zgodnie z oczekiwaniem UM Gdańsk. Obejmuje to zmianę aktualnego schematu statycznego z układu 11-przęsłowego na 2-przęsłowy z zachowaniem lokalizacji dźwigni w jej aktualnej pozycji oraz bezwzględną koniecznością przeniesienia zabytkowych stężeń wzdłużnych tak, aby w każdej fazie budowy zapewniona była stateczność modyfikowanego układu.

Należy jednak mieć na uwadze, że utrzymanie jednej z wizytówek Gdańska wymaga poniesienia nakładów na bezpieczną modyfikację schematu konstrukcji i jej remont. Działania te dają jednak możliwość chociaż częściowego pozostawienia historycznego obiektu, który na pewno będzie wzbogacał krajobraz powstającej nowej dzielnicy Gdańska (rys. 8) i przypominał kolejnym pokoleniom o pierwotnym charakterze tej części miasta.

Po remoncie i przystosowaniu pozostawionej części konstrukcji do założeń koncepcji architektonicznej dopuszcza się możliwość zaadoptowania obiektu do nowej funkcji, np. tarasu widokowego.



Rys. 8. Schematyczny widok z boku układu po przekonstruowaniu estakady

Literatura

- 1 Gackowska E. Studium krajobrazowe Młodego Miasta ze szczególnym uwzględnieniem dźwigów. Biuro Rozwoju Gdańska, Gdańsk, 2012.
- 2 Ekspertyza techniczna dot. możliwości pozostawienia żurawia 642-24 na estakadzie B-5 (PK3, 291-46) w obecnej lokalizacji tj. od strony ul. Jana z Kolna po modyfikacji schematu statycznego. Opracowanie: KMBiM, Politechnika Gdańska. Gdańsk 2012.
- 3 Orzeczenie techniczne n/t możliwości przeniesienia dodatkowego obciążenia przez estakadę B-5 w przypadku zainstalowania żurawia nr 27 o ciężarze ok. 85T. Inwentaryzacja. Opracowanie: Centrum Techniki Wytwarzania Przemysłu okrętowego PROMOR. Gdańsk 1976.
- 4 Ocena stanu technicznego konstrukcji stalowej żurawia 642-24 zlokalizowanego na estakadzie PK3. Opracowanie: L. Marciniak, F. Szwałkowski. Gdańsk 1999.

Historical crane on the redesigned original trestle bridge as a memorial of Gdansk Shipyard

Jacek Chróścielewski¹, Mikołaj Miśkiewicz², Łukasz Pyrzowski³

Department of Structural Mechanics and Bridges, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Gdansk University of Technology, e-mail: ¹ jacek.chroscielewski@wilis.pg.gda.pl, ² mikolaj.miskiewicz@wilis.pg.gda.pl, ³ lukasz.pyrzowski@wilis.pg.gda.pl

Abstract: The paper includes selected aspects of the study, whose goal is to hold the historical crane 642-24 in its current location after the modification of trestle bridge static scheme. The scope of the paper includes the assessment of current technical condition of the object, a presentation of FEM analyses, a description of the assumed load cases, results of the static calculations, checking the effort of construction elements, global and local structure stability and its dynamic characteristics.

Keywords: crane, Gdansk Shipyard, FEM analysis, expert opinion.

Diagnostyka Bramy Nizinnej w Gdańsku w kontekście procesu rewitalizacji

Jakub Kołodziejczak¹, Michał Gołębiowski², Magdalena Rucka³

Katedra Mechaniki Budowli i Mostów, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Politechnika Gdańska, e-mail: ¹ kuba.kolodziejczak@gmail.com; ² michal.golebiowski@pg.gda.pl, ³ magdalena.rucka@pg.gda.pl

Streszczenie: W artykule przedstawiono kontekst historyczny, historię powstania i użytkowania Bramy Nizinnej w Gdańsku. Następnie omówiono jej obecny stan techniczny oraz przedstawiono przeprowadzone badania dynamiczne. W ostatniej części pracy przedstawiono wnioski dotyczące przyczyn złego stanu technicznego Bramy oraz szanse na przeprowadzenie działań mogących polepszyć ten stan.

Słowa kluczowe: obiekty zabytkowe, drgania komunikacyjne, badania dynamiczne, mury ceglane.

1. Wprowadzenie

Gdańsk na skutek działań wojennych pod koniec II Wojny Światowej doznał ogromnych zniszczeń. Jednakże, niektóre obszary miasta szczęśliwie zachowały się bez poważniejszych uszkodzeń. Jednym z nich jest Stare Przedmieście, w którym część obiektów zabytkowych zachowała się w autentycznym otoczeniu. Mimo to, od ponad 60 lat wciąż czekają na kompleksowe działania konserwatorskie. Jednym z najbardziej zagrożonych zabytków architektury jest Brama Nizinna, która już 387 lat pełni swoją pierwotną funkcję, choć w żaden sposób nie jest dostosowana do współczesnego ruchu komunikacyjnego.

Rewitalizacja obiektów zabytkowych, tak cennych dla dziedzictwa kulturowego jak Brama Nizinna, wymaga uwzględnienia zarówno kontekstu historycznego jak i urbanistycznego [1], zaś dobór metod i środków technicznych zastosowanych w procesie rewitalizacji musi zostać poprzedzony dokładnym zbadaniem stanu konstrukcji, przyczyn powstawania uszkodzeń oraz analizą historycznych technologii zastosowanych w czasie budowy danego obiektu [2, 3].

Celem niniejszej pracy jest diagnoza stanu Bramy Nizinnej. Aby ustalić kierunek niezbędnych prac konserwatorskich wykonano wstępną ocenę stanu technicznego, poszerzoną o pomiary i analizy wpływu ruchu komunikacyjnego na konstrukcję i statykę obiektu Bramy Nizinnej w Gdańsku.

2. Charakterystyka Bramy Nizinnej

Koniec XVI wieku przyniósł Rzeczypospolitej długotrwały konflikt zbrojny ze Szwecją. Bezpośrednie zagrożenie wojenne spowodowało, że władze Gdańska postanowiły ufortyfikować miasto zgodnie z najnowszą w tym czasie sztuką obronną. Na podstawie ogólnej koncepcji sporządzonej przez włoskiego inżyniera wojskowości Hieronima Ferreiro, w latach 1619-1620 odbył się konkurs na opracowanie szczegółowych planów fortyfikacji Gdańska. Powstały dwa projekty: Jana Strakowskiego i Corneliusa van den Boscha. Oba zakładały opasanie miasta systemem potężnych bastionów i fos opartym na rozwiązaniach staroholenderskich. Wygrała koncepcja van den Boscha, ale sporządzenie projektów bram miejskich przyznano Strakowskiemu.

Brama Nizinna została umieszczona w kurtynie między Bastionem Żubr i Bastionem św. Gertrudy, który stanowi południowo-zachodni narożnik fortyfikacji miejskich. Układ Bramy podobnie jak Bramy Żuławskiej (również zaprojektowanej przez J. Strakowskiego) i Bramy św. Jakuba sprowadza się do jednego szerokiego sklepionego przejazdu zamkniętego z obu stron trójosiowym założeniem: głównym centralnym przejazdem i bocznymi

przejściami dla pieszych. Z pośród tych trzech bram, Brama Nizinna została wykonana z największym rozmachem ukazującym bogactwo i siłę Gdańska. Szczególnie uznanie budzą wykończenie i detale obu fasad – południowej, wychodzącej na zewnątrz miasta i północnej – wewnątrzmięskiej.



Rys. 1. Rejon Bramy Nizinnej w roku 1835 [4] oraz po roku 1860 [5]

Południowa fasada została obłożona starannie wykonanymi kamiennymi blokami i sięgała lustra wody w fosie. Pomiedzy przejściami wykonano cztery ozdobne pilastry, nad którymi widnieje data 1626, a nad głównym przejazdem wykuto herb miasta. Elewacja mocno nawiązuje do ówczesnych wzorów bram północnowłoskich.

Północna elewacja jest zupełnie inna. Jest wyższa niż południowa na skutek zbudowanej nad potężną wartownią wystającej ponad koronę wału. Otrzymała wykończenie z czerwonej cegły i detalami z szarego piaskowca. Trzy wysokie okna służyły obserwacji dojścia do bramy od strony miasta. Z drugiej strony znajdują się o wiele mniejsze dwa okna usytuowane w jednej osi, które pozwalały śledzić ruch od strony podmiejskich osad. Wartownię wieńczy dwuspadowy dach i schodkowe atyki, których forma ma charakter renesansu gdańskiego. Do Bramy, od wewnętrznej strony wału, symetrycznie przy obu przejściach dla pieszych dobudowano dwa budynki dla wartowników przykryte dachami pulpitowymi.

Główny przejazd zamykano z obu stron dwiema parami potężnych drewnianych wrót, nabitych żelaznymi guzami. Przejścia dla pieszych otrzymały o wiele mniejsze, podobne, drzwi. Wrota, wraz z oryginalnymi elementami zamków i klamek, zachowały się do dzisiaj. Choć czas, pogoda i ciągły ruch komunikacyjny wywarły na nich swoje piętno, pod koniec 2012 roku zostały wyciągnięte w celu przeprowadzenia prac konserwatorskich.

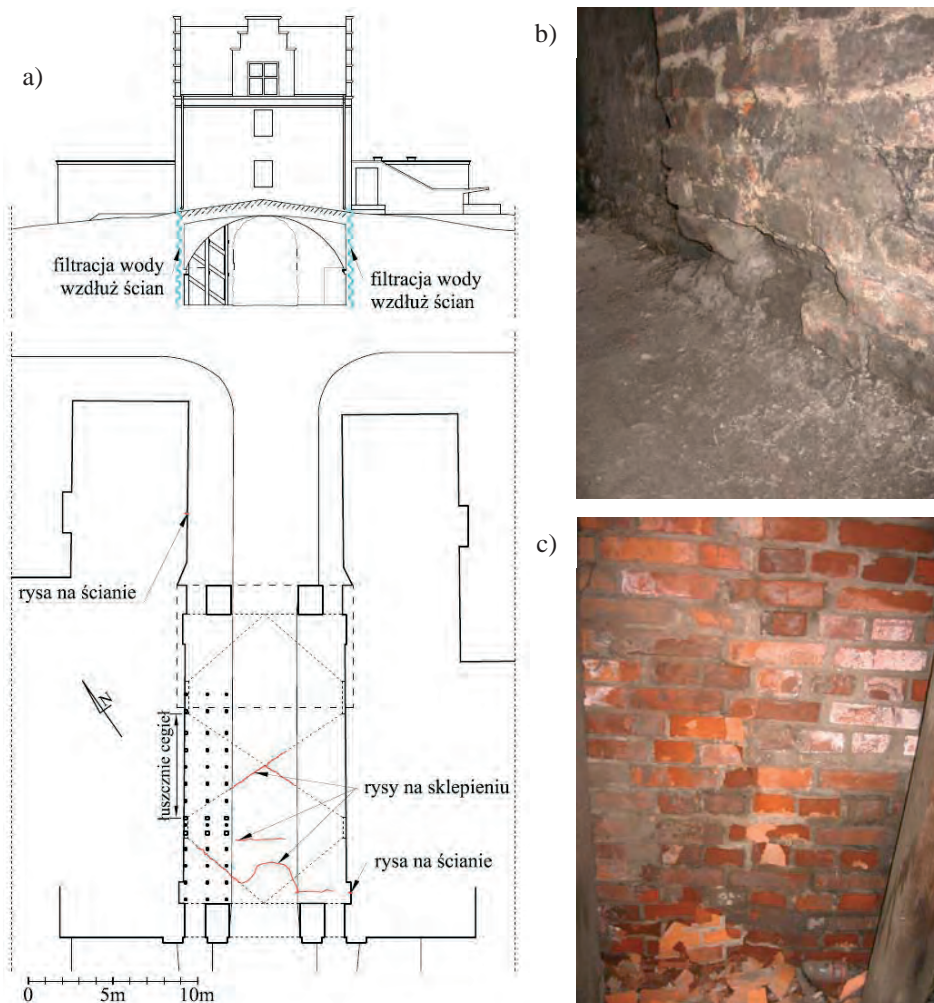
Drewniany most nad fosą został zlikwidowany około 1935 roku. Zastąpił go wał ziemny, po którym poprowadzono utwardzoną drogę, w wyniku czego dolna część kamiennej oprawy sięgająca fosy została przysypana [6, 7, 8, 9].

3. Stan obecny Bramy Nizinnej

Ze względu na przemyślany system fortyfikacji połączony z możliwością zalewania południowo-wschodnich obszarów otaczających Gdańsk, żadne działania wojenne na przestrzeni XVII – XIX wieku nie uszkodziły w widoczny sposób Bramy Nizinnej. Fotografie z początku XX wieku [10] pozwalają stwierdzić, że stan Bramy był wyjątkowo dobry. Stare Przedmieście nie zostało dotknięte skutkami II Wojny Światowej tak dotkliwie jak Główne Miasto, a Brama Nizinna doznała niewielu uszkodzeń, które zostały naprawione w trakcie generalnego remontu w 1947 roku.

Na początku lat 70. XX wieku sporządzono projekt podziału wysokiej wartowni na dwa piętra połączone klatką schodową wewnętrzną oraz zewnętrzną prowadzącą z poziomu podstawy wału. Niestety, nie wykonano żadnych prac na zewnątrz, mających na celu renowację zabrudzonych elewacji i uszkodzonych detali kamiennych. Jednakże wykonano drewnianą konstrukcję dla wsparcia kolebki przejazdu wewnątrz Bramy.

Sklepienie nad przejazdem Bramy jest silnie zarysowane (rys. 2a). Jak ustalono w orzeczeniu technicznym [11], rysy sięgają głęboko w mur i dzielą go na osobne części. Prowadzi to do niezależnej lub częściowo niezależnej pracy obu części Bramy, co może w dłuższej perspektywie czasowej prowadzić do zwiększania różnicy osiadania obu części Bramy.



Rys. 2. Brama Nizinna: a) rzut i przekrój przez przejazd, b) ubytek na ścianie przejazdu, c) łuszcząca się zachodnia ściana

Drewniana kratownica podpierająca kolebkę w jej zachodniej części została wykonana wadliwie. Czoła drewnianych słupów często podpierają kolebkę bezpośrednio lub przez małą drewnianą przekładkę, stanowiąc w istocie podpory punktowe. Ponadto drewniane słupy przenoszą drgania wywołane przejazdem samochodów na kolebkę. Na kolebce stropu w strefie podparcia drewnianą kratownicą widoczne są znaczne zniszczenia, zaś ściana przejazdu za kratownicą jest znacznie bardziej zdegradowana niż przeciwległa ściana (rys. 3).

W deszczowych okresach ściany przejazdu są stale wilgotne. Jak widać na rysunkach 4 i 2a system odprowadzania wody opadowej nie został prawidłowo zaprojektowany. Rury spustowe odprowadzają wodę na schody i cienką warstwę gruntu bezpośrednio nad ścianami przejazdu. Wskazuje to na brak lub bardzo zły stan izolacji przeciwwilgociowej tych ścian oraz wadliwe odprowadzanie wody z powierzchni wału nad i obok Bramy.



Rys. 3. Przejazd Bramy Nizinej z widoczną drewnianą kratownicą



Rys. 4. Wartownia z widocznymi rurami spustowymi oraz fragment korony wału nad przejazdem

Brak prawidłowych rozwiązań odprowadzania wody oraz zła izolacja przeciwwilgociowa połączone z ciągłym ruchem samochodów przez Bramę, bardzo rzadkim sprzątnięciem i czyszczeniem Bramy oraz jej okolic sprawiają, że fragmenty muru w rejonie przejazdu są w bardzo złym stanie. Na całej powierzchni kolebki oraz ścianach bocznych przejazdu widoczne są wykwity wapienne. Na ścianach przejazdu ubytki cegieł mają średnią głębokość około 4 cm i obejmują około 40% powierzchni ścian. Na rysunku 2b widoczny jest ubytek ścian przejazdu głębokości około 12 cm. Zachodnia ściana przejazdu łuszczy się i jak widać na rysunku 2c ze ściany odpadają kolejne płyty cegieł, a głębsze strefy cegieł są również mocno zdegradowane. Ściany przejazdu pokryte są grubą warstwą pyłów i brudu, co sprzyja utrzymywaniu wilgoci w murze i pogarsza stan konstrukcji.



Rys. 5. Wschodnia dobudówka Bramy Nizinej



Rys. 6. Zachodnia dobudówka Bramy Nizinej

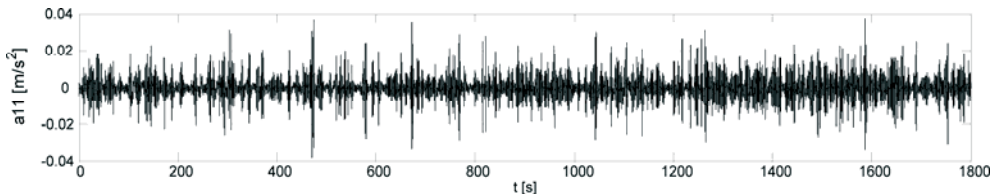
Ubytki na ścianach dwóch symetrycznych dobudówek (rys. 5 i 6) sięgają 12 cm głębokości, ich średnia głębokość wynosi około 6 cm, obejmują one około 65% powierzchni tych dobudówek. W czasie wcześniejszych napraw uzupełniano ubytki zaprawą cementową jednak bez usunięcia przyczyn postawiania ubytków. Na ścianach tych widoczne są także rysy.

4. Badania dynamiczne

W badaniach *in situ* dokonano pomiaru przyspieszeń na elewacji północnej. Przyspieszenia rejestrowano w 5 punktach konstrukcji. W każdym z punktów mierzono przyspieszenia w dwóch kierunkach poziomych (y – prostopadłym do elewacji, z – stycznym do elewacji) oraz w kierunku pionowym x . Kierunki badanych przyspieszeń (a_1 do a_{15}) zaznaczono na rys.7. Do pomiarów użyto akcelerometry trójosiowe PCB 356B18 oraz przemyślny system do pomiaru oraz analizy drgań i dźwięku LMS SCADAS.



Rys. 7. Brama Nizinna: a) rozmieszczenie punktów pomiarowych na elewacji północnej; b) wymuszenie dynamiczne; c) sprzęt pomiarowy



Rys.8. Sygnał przyspieszenia zarejestrowany na kierunku a11

W trakcie badań *in situ* odbywał się regularny ruch pojazdów kołowych pod bramą. Podczas pomiarów trwających 30 minut pod bramą przeszło 10 pieszych, przejechało 5 rowerzystów, 329 samochodów osobowych oraz 9 samochodów ciężarowych przekraczających dopuszczalną masę 3,5 t. Przykładowe przyspieszenia zarejestrowane na kierunku a11 (na ścianie nośnej, w poziomie otaczającego terenu) pokazane są na rys.8. Amplitudy przyspieszeń nie przekraczają $0,04 \text{ m/s}^2$. Według PN-85/B-02170 (Ocena szkodliwości drgań przekazywanych przez podłoże na budynki) zarejestrowane drgania można by zaliczyć do strefy I czyli drgania nieszkodliwe dla konstrukcji. Należy jednak zaznaczyć, iż w przypadku mierzonej bramy tj. obiektu o konstrukcji nietypowej zastosowanie skal SWD do oceny szkodliwości drgań nie jest poprawne gdyż zostały one sformułowane tylko dla pewnej klasy budynków murowych, która nie obejmuje budowli murowych takich jak np. kościoły czy inne masywne obiekty zabytkowe o nietypowej konstrukcji [12, 13].

5. Podsumowanie

Zgodnie z wcześniejszymi badaniami [11, 14] nie stwierdzono, aby przejazd pojazdów przez Bramę stanowił dla niej bezpośrednie zagrożenie. Problem jest bardziej złożony. Ciągły ruch komunikacyjny oraz zmienny poziom wód gruntowych powodują osiadanie fundamentów. Drgania komunikacyjne są zwiększane przez zły stan nawierzchni oraz ruch pojazdów przekraczających ustanowione w tym miejscu ograniczenia prędkości i masy.

Znaczne zawilgocenie murów i ich degradacja związana z osadzaniem pyłów i błota pośniegowego znacznie pogarszają stan konstrukcji.

Brama Nizinna jest w Gdańsku jedyną bramą, przez którą odbywa się stały ruch komunikacyjny. Przepisy drogowe przewidują możliwość przejazdu pojazdów o masie do 3,5 tony. Jednakże, jak zauważono w trakcie pomiarów, przepis ten jest łamany przez wielu kierowców. Zaostrzone przepisy nie zmieniają faktu, że sam ruch komunikacyjny powoduje ciągle uszkodzenia i uniemożliwia podjęcie kompleksowych działań konserwatorskich. Nadzieję budzą coraz bardziej realne plany całkowitego wykluczenia komunikacji samochodowej i przeprowadzenia nowej drogi nasypem kolejowym znajdującym się kilkadziesiąt metrów na wschód od Bramy. Konieczne jest również przeprowadzenie gruntownej rewitalizacji, zwłaszcza posadowienia obiektu, oraz uzupełnienia ubytków murów. Oprócz analizy stanu przedstawionej w niniejszym opracowaniu oraz w przytoczonych pracach [11, 14], rewitalizacja Bramy powinna być poprzedzona wykonaniem jej modelu numerycznego. Do kalibracji modelu mogą zostać wykorzystane wyniki pomiarów przedstawione w rozdziale 4, podobnie jak pokazano to w artykule [12]. Taki model ułatwi dobranie optymalnych technologii rewitalizacji poszczególnych elementów oraz umożliwi przewidywanie zachowania konstrukcji w przyszłości [15].

Literatura

- 1 Nowogońska B. Diagnoza stanu zachowania budynków w procesie rewitalizacji centrum Koźuchowa. *Czasopismo Techniczne*. z.3-B (2011) 229-240
- 2 Jasieńko J., Nowak T., Mroczek P., Bednarz Ł. Konserwacja konstrukcyjna z użyciem nowych technik na przykładzie kościoła pw. Św. Anny w Ząbkowicach Śląskich. *Wiadomości Konserwatorskie* 28 (2010) 18-30
- 3 Ottoni F., Coisson E., Blasi C. Empiricism reappraisal in ancient buildings structural analysis. The masonry domes, from historical debates to numerical models. *Wiadomości Konserwatorskie* 26 (2009) 197-206
- 4 Gdańsk. Plan miasta, fortyfikacja, 1835, z zasobu Archiwum Państwowego w Gdańsku, sygnatura APG: 300MP/4
- 5 Gdańsk. Umocnienia Gdańska i okolic (Pieper), po 1860, z zasobu Archiwum Państwowego w Gdańsku, sygnatura APG: 1121/166
- 6 Bukal G. (pod redakcją), *Fortyfikacje Gdańska*, wyd. II poszerzone, Nadbałtyckie Centrum Kultury, 2009
- 7 Stankiewicz J. Rozwój fortyfikacji miasta Gdańska w XVI i XVII w. na tle współczesnych osiągnięć sztuki fortyfikacyjnej w Europie, *Historia wojskowości, VIII Powszechny Zjazd Historyków Polskich*, Warszawa 1960
- 8 Friedrich J. *Gdańskie zabytki architektury do końca XVIII w.*, Wydawnictwo Uniwersytetu Gdańskiego, Gdańsk 1995
- 9 Cieślak E. *Historia Gdańska, tom II*, Wydawnictwo Morskie, Gdańsk 1982 r.
- 10 Kloeppele O. *Das Stadtbild von Danzig in den drei Jahrhunderten seiner großen Geschichte*, Gdańsk 1937
- 11 Orzeczenie techniczne dotyczące szkodliwości drgań wywołanych ruchem drogowym na konstrukcję Bramy Nizinnej w Gdańsku, Centrum Rewitalizacji Budowli Miejskich CURE, Gdańsk 2004
- 12 Kawecki J., Stypuła K. Błędy w prognozowaniu i diagnostyce wpływów dynamicznych na budynki. *Czasopismo Techniczne* z.1-M (2008) 127-136.
- 13 Karczmarczyk S., Kawecki J., Kozioł K., Stypuła K. Diagnostyka zabytkowego kościoła z uwzględnieniem wpływu drgań komunikacyjnych. *Czasopismo Techniczne*. z.3-B (2011) 153-161
- 14 Sprawozdanie z pomiaru wychyleń attyk Bramy Nizinnej, Okręgowe Przedsiębiorstwo Geodezyjno-kartograficzne „OPGK” Sp. z o.o., Gdańsk 2005
- 15 Roca P. Contribution of numerical modeling to the study of historical structures. *Wiadomości Konserwatorskie* 26 (2009) 207-217

Diagnostics of Lowland Gate in Gdansk in the context of the revitalization process

Jakub Kołodziejczak¹, Michał Gołębiewski², Magdalena Rucka³

*¹ Department of Structural Mechanics and Bridge Structures, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Gdansk University of Technology, e-mail: ¹ kuba.kolodziejczak@gmail.com,
² michal.golebiewski@pg.gda.pl, ³ magdalena.rucka@pg.gda.pl*

Abstract: This paper presents the historical context, and the story of the Lowland Gate in Gdansk. The current state and present studies are discussed. The final section provides conclusions regarding the causes of poor technical condition of the Gate and opportunities to carry out activities that may improve its condition.

Keywords: historic buildings, traffic vibration, dynamic testing, brick walls.

Zabytkowe piwnice ziemne w Pierzchnicy

Paweł Kossakowski¹

¹ *Katedra Wytrzymałości Materiałów, Wydział Budownictwa i Architektury,
Politechnika Świętokrzyska, e-mail: kossak@tu.kielce.pl*

Streszczenie: W artykule przedstawiono dość nietypowy obiekt zabytkowy jakim jest zespół piwnic ziemnych w Pierzchnicy. Jest to kompleks 82 piwnic zlokalizowanych na Górze Piwnicznej. Takie zgrupowanie tego typu obiektów w jednym miejscu stanowi ewenement w skali kraju. W artykule szczegółowo przedstawiono architekturę, konstrukcję i stan techniczny piwnic. Zamieszczono aktualną inwentaryzację obiektu z roku 2013, porównując ją z wynikami prac przeprowadzonych przez autora w 1997 roku. Przedstawiono także ogólne założenia koncepcji adaptacji piwnic w aspekcie możliwości rozwoju regionu pierzchnickiego, którego charakter jest typowo rolniczy.

Słowa kluczowe: Góra Piwniczna w Pierzchnicy, Pierzchnica, piwnice ziemne, zabytek architektury wiejskiej.

1. Wprowadzenie

Piwnice w Pierzchnicy to obiekt interesujący, a z uwagi na swą nietypowość unikalny w skali kraju, bo najprawdopodobniej nigdzie na tak małym terenie nie zlokalizowano tak dużej liczby piwnic. Piwnice tego typu budowano z reguły jako pojedyncze budynki gospodarcze przy zabudowaniach mieszkalnych i inwentarskich.



Rys. 1. Zespół zabytkowych piwnic w Pierzchnicy

Przez wiele dziesięcioleci piwnice były intensywnie użytkowane przez mieszkańców Pierzchnicy oraz sukcesywnie dobudowywane. Obecnie obiekt ten jest użytkowany w bardzo niewielkim zakresie i częściowo uległ zniszczeniu.

W artykule omówiono architekturę, konstrukcję i historię piwnic oraz ich obecny stan techniczny. Przedstawiono możliwości zagospodarowania piwnic, które po wykonaniu określonych prac adaptacyjnych oraz odpowiedniej promocji mogą być zarówno cenną i interesującą atrakcją turystyczną, jak również wciąż funkcjonującym obiektem o charakterze gospodarczym.

2. Lokalizacja obiektu

Piwnice zlokalizowane są we wschodniej części miejscowości Pierzchnica, za rzeką Pierzchnianką przy drodze do Osin (dawna ulica Osińska, obecnie Stawowa). Piwnice wybudowano na wzniesieniu o nazwie z nimi związanej – Górze Piwnicznej. Dojście do obiektu odbywa się ul. Stawową, prowadzącą z północno-wschodniego narożnika rynku

pierzchnickiego, przez mostek i bród na rzece Pierzchniance. Obszar na którym znajdują się obecnie piwnice ma kształt zbliżony do trapezu, ograniczonego od północy drogą do Osin, a od wschodu i południa sąsiadującego z pobliskimi posesjami mieszkalnymi (rys. 2).



Rys. 2. Lokalizacja piwnic (a) i widok z lotu ptaka (b).

3. Historia piwnic

Historia piwnic jest nierozdzielnie związana z dziejami samej Pierzchnicy, miejscowości o wielowiekowej historii. Świadczy o tym pierwsza wzmianka o Pierzchnicy, pochodząca z 1337 roku, kiedy to rejestrowano ją jako osadę płacącą świętopietrze. Pierzchnica w tym okresie była już znaczącym miastem, gdyż między 1359 a 1397 rokiem uzyskała prawa miejskie.

Na przestrzeni wieków osada ta była przede wszystkim niewielkim miastem rolniczym, w którym działało kilka warsztatów rękodzielniczych, a także odbywał się co najmniej jeden jarmark. Pierzchnica nie była dużym miastem, przykładowo w XVI wieku zlokalizowane było mniej niż 50 domów mieszczkańskich, ale działała również szkoła oraz dom szpitalny dla ubogich. Największym ciosem dla miasta był potop szwedzki, podczas którego Pierzchnica została spalona. Ważnym elementem powodującym rozwój osady było przyznanie Pierzchnicy w XIX wieku przywileju propinacyjnego, czyli monopolu na sprzedaż alkoholu. Jak wiele innych miast, w roku 1869 rozporządzeniem carskim Pierzchnica została pozbawiona praw miejskich za udział mieszkańców w Powstaniu Styczniowym.

Moment wybudowania pierwszych piwnic nie jest dokładnie znany i istnieje wiele hipotez na ten temat, które przedstawiono poniżej.

W opinii autora najstarsze piwnice mogły powstać już pod koniec XVIII wieku, z uwagi na fakt, że prawdopodobnie zostały one oznaczone na tzw. Mapie Galicji Zachodniej von Heldensvelda z lat 1801-1804 [1], której oryginał znajduje się w muzeum wojennym w Wiedniu, a autor miał wgląd do jej kopii. Kolejnym źródłem informacji na ten temat jest publikacja [2], w której podane jest, że w 2. połowie XIX stulecia zaczęto budować piwnice na wzgórzu piwnicznym. Natomiast według Karty Ewidencji Zabytków Architektury i Budownictwa z 1989 [3] jako okres powstania obiektu podawany jest wiek XIX-XX. Interesująca w tym względzie jest również rosyjska Mapa Królestwa Polskiego z 1839 roku [4], na której to dokładnie w miejscu odpowiadającym obecnej lokalizacji piwnic wyraźnie zaznaczono pojedynczy budynek murowany, co na rysunku 3 zaznaczono kolorem czerwonym. Budynek ten w istocie może odpowiadać skupisku piwnic zlokalizowanych na Górze Piwnicznej.

Jeśli chodzi o przeznaczenie piwnic to pewnym jest, że budowane one były do celów gospodarczych, jako pomieszczenia do składowania produktów rolno-spożywczych. Prawdopodobne jest także, że z uwagi na przywilej propinacyjny nadany miastu w XIX wieku, piwnice mogły służyć do przechowywania alkoholu, być może miodów pitnych, jako, że z przekazów wiadomo, że w Pierzchnicy właśnie produkowano ten szlachetny trunk.

4. Opis piwnic

4.1. Usytuowanie poszczególnych piwnic

Analizując rozmieszczenie poszczególnych piwnic (rys. 6) można stwierdzić, że większość z nich zlokalizowana jest na osi wschód-zachód, zaś pozostałe są rozmieszczone nieregularnie. Piwnice skierowane są elewacjami frontowymi do wewnętrznych i zewnętrznych dróg gruntowych stanowiących ciągi komunikacyjne.

Lokalizację poszczególnych piwnic dostosowywano do rzeźby terenu, czyli topografii wzgórze. Większość z nich budowano w ciągach na obrzeżach kompleksu i niektóre mają wspólne ściany wewnętrzne, co może świadczyć o ich podobnym wieku. Pozostałe piwnice grupowano bądź budowano pojedynczo, w zależności od możliwości terenowych.

4.2. Architektura i konstrukcja piwnic

Architektura piwnic nie jest szczególnie wyszukana, bo i być nie mogła. Są to obiekty murowane z dostępnego w okolicy materiału kamiennego, wykonane jak najniższym kosztem. Podstawowym elementem decydującym o architekturze piwnic była funkcja.

Wszystkie piwnice zbudowano na planie prostokąta o następujących wymiarach wewnętrznych:

- długość 140 ÷ 610 cm, średnio 300 cm,
- szerokość 120 ÷ 300 cm, średnio około 200 cm,
- wysokość 185 ÷ 345 cm, średnio około 280 cm.

Piwnice pierzchnickie to niewielkie obiekty o bardzo ubogiej formie, choć w dwóch przypadkach stwierdzono tylne ściany w kształcie absyd, stanowiących pewne urozmaicenie.

Piwnice od frontu są widoczne jedynie w partiach górnych, gdyż poziom ich posadzek znajduje się poniżej poziomu terenu.

Piwnice posiadają wejścia zlokalizowane po środku ściany frontowej o wymiarach około 70×60 cm z nadprożami kamiennymi z wapienia lub piaskowca. Niektóre otwory wejściowe posiadają glify rozszerzające się na zewnątrz. W celu zapewnienia bezpiecznego wchodzenia i wychodzenia z piwnic od strony wewnętrznej w ścianach frontowych pozostawiono kamienne występy w ilości 2-3, w zależności od wysokości piwnicy.



Rys. 5. Widok piwnic

W niektórych piwnicach nad wejściami wykonano niewielkie otwory wentylacyjne o wymiarach około 10×10 cm. Piwnice zamykane są za pomocą drzwi drewnianych spagowych lub plynowych oraz sporadycznie krat żelaznych.

Piwnice przykryte są sklepieniami kolebkowymi, na których zalega warstwa gruntu, porośnięta trawą i bylinami, co sprawia wrażenie „wrośnięcia” piwnic w całe wzgórze.

W ścianach tylnych piwnic wykonano odeskowane otwory o przekroju 30×30 cm, służące do zsytywania owoców rolnych składowanych w piwnicach. Otwory takie wykonano również w dwóch piwnicach w ścianach bocznych.



Rys. 6. Inwentaryzacja zabytkowego zespołu piwnic w Pierzchnicy wykonana przez autora w 2013 r. [7]

Prawie wszystkie ściany oraz sklepienia piwnic są nieotynkowane. Tynki trafiają się jedynie w kilku obiektach, wykonanych w okresie późniejszym (XX wiek). Tynki cementowo-wapienne, wykonywane zarówno wewnątrz jak i sporadycznie na zewnątrz piwnic. Grubość tynków różna, przeważnie około 2 cm.

We wszystkich piwnicach posadzki wykonano w formie klepisk z ubitego gruntu.

Analogicznie do architektury piwnic, również ich konstrukcja charakteryzuje się minimalizmem i prostotą. Są to budynki murowane z kamienia, o przysadzistych ścianach i sklepieniach.

W zasadzie nie można wyodrębnić fundamentów piwnic, gdyż wykonano je w jednym ciągu technologicznym jako spodnie części ścian.

Ściany piwnic są murowane z kamienia, przeważnie z łomów wapiennych oraz łomów z piaskowca różnego koloru, na zaprawie wapiennej. Grubość murów ścian piwnic waha się w granicach 40÷110 cm, a średnio wynosi 80 cm. Zastosowane wiązanie muru uzależnione było od dostępnego surowca, gdyż w obrębie jednej warstwy używano kamieni różnej grubości, uzyskując tym samym wiązanie „półdzikie”. W przypadku nowszych piwnic zaobserwować można również zastosowanie cegieł ceramicznych na zaprawie cementowo-wapiennej.

Konstrukcja sklepień wykonana została w postaci kolebek murowanych z kamieni wapiennych na zaprawie wapiennej, przy czym można stwierdzić dużo wyższą jakość ich wykonania w porównaniu do konstrukcji ścian. W przekroju, sklepienia wymurowano jako jednowarstwowe, z kamieni o jednakowej wysokości, odpowiadającej grubości całkowitej sklepień od 30 do 50 cm.

5. Obecny stan obiektu

Należy stwierdzić, że obecny stan techniczny 69 piwnic, a więc przeważającą większości jest zadowalający. Choć w ostatnim okresie Góra Piwniczna została w pewnym stopniu uporządkowana to należy stwierdzić, że od wielu lat obserwuje się postępujące niszczenie tego obiektu, obejmujące w zasadzie wszystkie zlokalizowane tam piwnice. Od roku 1989, kiedy to założona została karta obiektu, całkowitemu zniszczeniu uległo 8 piwnic, co świadczy o skali zjawiska.

W piwnicach, które znajdują się w dobrym stanie, nie stwierdzono uszkodzeń konstrukcji ścian czy sklepień, takich jak pęknięcia czy zarysowania. Ich dobry stan techniczny związany jest w pewnym stopniu z niewielkimi wymiarami, a co za tym idzie niewielkimi obciążeniami przekazywanymi na konstrukcję ścian i sklepień, które są bardzo masywne. Również sposób ich użytkowania, a więc składowanie artykułów rolno-spożywczych bezpośrednio na posadzce nie powoduje bezpośredniego obciążenia ich konstrukcji.

Piwnic zniszczonych jest 14, w tym jedna z nich jest najbardziej zdewastowana i zniszczona – brak sklepienia i ściany frontowej. W nie lepszym stanie znajduje się kolejnych 6 piwnic, których sklepienia zachowały się fragmentarycznie. W ścianach frontowych tych piwnic są także ubytki. Otwory wejściowe są zniszczone i nieczytelne. Piwnice są zagruzowane i zaśmiecone. Kolejnych 6 piwnic jest zapadniętych i zagruzowanych. Otwory wejściowe są zniszczone i przysypane gruntem i kamieniami. W wielu piwnicach brak drzwi wejściowych. Jedynie 6 z nich posiada drzwi drewniane, 7 piwnic posiada żelazne kraty. Otwory wejściowe większości piwnic są mniej lub bardziej zarośnięte trawą.

W nienajlepszym stanie znajdują się także są ścieżki, gdyż są zarośnięte i nierówne, co skutecznie uniemożliwia dostanie się do piwnic jakimkolwiek środkiem lokomocji oprócz ciągnika.

6. Koncepcja adaptacji obiektu

Piwnice pierzchnickie to obiekt może niezbyt spektakularny, jednakże z uwagi na swój charakter stwarzający pewne możliwości w zakresie jego obecnego wykorzystania. Najmocniejszym atutem piwnic pierzchnickich jest ich unikalność, bo wg wiedzy autora nigdzie w naszym kraju nie ma podobnego obiektu – nigdzie bowiem na tak małym obszarze nie zlokalizowano tylu piwnic.

Wydaje się, że optymalnym rozwiązaniem byłoby połącznie obecnego charakteru obiektu, a więc piwnic użytkowanych do składowania różnego rodzaju płodów rolnych z atrakcją turystyczną, która byłaby udostępniana do zwiedzania. Zorganizowanie tego rodzaju przedsięwzięcia wymaga oczywiście przeprowadzenia pewnych prac i poniesienia określonych kosztów związanych głównie z wykonaniem prac porządkowych jak również remontu niektórych obiektów oraz ich dostosowania do nowej funkcji.

Zakres niezbędnych prac jakie powinny być wykonane w obiekcie obejmuje w pierwszym rzędzie jego remont generalny i modernizację.

Przede wszystkim należy zacząć od uporządkowania Góry Piwnicznej – usunąć krzaki, zarośla, odsłonić otwory wejściowe do piwnic oraz wywieźć gruz i śmieci jakie zostały powrzucone do piwnic. Dopiero po uporządkowaniu terenu można przystąpić do prac remontowo-adaptacyjnych.

Kilka piwnic jest w bardzo złym stanie technicznym, należy je poddać pracom konserwatorskim. Te najbardziej zniszczone, tzn. bez sklepień i zapadnięte należy zabezpieczyć i pozostawić w stanie nie zmienionym. Inne, w których brak części sklepień, otwory wejściowe są zniszczone, należy wyremontować, a ewentualne braki uzupełnić.

Następnym etapem mogą być dopiero prace adaptacyjne.

Unikalne usytuowanie w jednym miejscu tak wielkiej liczby piwnic oraz ich gospodarcze przeznaczenie narzucają ograniczenia co do możliwości przebudowy oraz charakteru adaptacji tych obiektów. Także lokalizacja piwnic na wzniesieniu o dużych różnicach poziomów oraz dość małe odległości pomiędzy poszczególnymi piwnicami powodują, że pewne rozwiązania muszą być odrzucone z czysto technicznych przyczyn, gdyż nie ma tam na tyle miejsca, aby usytuować np. jakiś dodatkowy budynek. Najlepszym rozwiązaniem jest utrzymanie tradycyjnego, gospodarczego przeznaczenia pierzchnickich piwnic. Powinny być one użytkowane jako pomieszczenia składowe, gdyż nie powoduje to w zasadzie żadnych zmian architektonicznych samych piwnic, a jedynie ich modernizację. Wprowadzenie działalności do piwnic jest problematyczne, gdyż wiąże się z powiększeniem otworów wejściowych, wykuciem dodatkowych otworów i montażem okien oraz uzbrojeniem terenu i wykonaniem odpowiednich instalacji, co całkowicie zmienia wygląd i charakter obiektu, a więc jest nie do przyjęcia. Optymalnym zatem rozwiązaniem będzie zaadoptowanie części piwnic na pomieszczenia gospodarczo-składowe. Część piwnic może być, po uprzednim wyremontowaniu, udostępniona turystom do zwiedzania.



Rys. 7. Koncepcja adaptacji i modernizacji piwnic [opracowanie i rysunek autora]

Oprócz prac adaptacyjnych prowadzonych w samych piwnicach, zaleca się ogrodzenie całego kompleksu piwnic murem, najlepiej z kamienia łamanego, krytego gontem, architekturą nawiązującego go charakteru i wyglądu piwnic. Także bramy wejściowe powinny być wkomponowane architektonicznie w całe wzgórze. W obrębie samego wzgórza zaleca się wykonanie ciągów komunikacyjnych – ścieżek oraz dróg, najlepiej kamiennych lub żwirowych, także nawiązujących do architektury piwnic. Koncepcję adaptacji i modernizacji piwnic opracowaną przez autora pokazano na rysunku 7.

7. Podsumowanie

Piwnice w Pierzchnicy to obiekt interesujący i unikalny w skali kraju. Choć nie jest to zabytek, który oszałamia zwiedzających, z uwagi na swój charakter na pewno jest wart zwiedzenia – jest to po prostu lokalna ciekawostka.

Wpisując się w strategię promocji makroregionu, piwnice pierzchnickie mogą stanowić na pewno jeden z ciekawszych i unikalnych obiektów zabytkowych udostępnionych zwiedzającym. Przy odpowiedniej promocji, obiekt ten może na stałe wpisać się na listę zabytków odwiedzanych w regionie świętokrzyskim, tak jak inne odrestaurowane i zaadaptowane obiekty. Piwnice pierzchnickie mogą być jednym z najbardziej charakterystycznych obiektów kojarzonych zarówno z samą Pierzchnicą jak i całym regionem pierzchnickim, udanie łącząc przeszłość z terażniejszością.

Zaprezentowana w artykule propozycja koncepcji zagospodarowania obiektu i jego ewentualnej adaptacji, umożliwi połączenie jego dotychczasowej funkcji i przeznaczenia z możliwością ekspozycji części piwnic dla zwiedzających. Wydaje się, że przy pewnym nakładzie finansowym obiekt ten może nabrać nowego wyglądu stając się atrakcją turystyczną, o nie tylko lokalnym charakterze.

Literatura

- 1 Mayer von Heldensfeld A. Mapa Galicji Zachodniej z lat 1801-1804 (Carte von West-Gallizien), Wiedeń, 1808.
- 2 Kalina D., Mirowski R., Strojny W. Pierzchnica i okolice, P.U.H.P. Graf-Us Grzegorz Kraska, Kielce-Pierzchnica 2010.
- 3 Paprocki B., Wojtasik Z. Zespół piwnic na Górze Piwnicznej, Karta Ewidencyjna Zabytków Architektury i Budownictwa, Ośrodek Dokumentacji Zabytków w Warszawie, Warszawa 1989.
- 4 Topograficzna Karta Królestwa Polskiego, skala 1:126 000, 1839.
- 5 Mapa topograficzna Królestwa Galicji i Lodomerii (Originalaufnahme des Königreiches Galizien und Lodomerien), skala 1:28 800, 1779-1783.
- 6 Kossakowski P. Zespół zabytkowych piwnic w Pierzchnicy, Zeszyty Naukowe Politechniki Świętokrzyskiej. Seria Budownictwo, 38 (1999), 61-68.
- 7 Kossakowski P. Inwentaryzacja zespołu zabytkowych piwnic w Pierzchnicy, Kielce 2013.

The Historic Root Cellars in Pierzchnica

Paweł Kossakowski¹

¹ *Department of Strength of Materials and Concrete Structures, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Kielce University of Technology, e-mail: kossak@tu.kielce.pl*

Abstract: Paper presents a rather unusual object which is historic root cellars in Pierzchnica. It is a complex of 82 cellars located on the Cellar Hill. The grouping of cellars in one place is unique in the country. The article describes the architecture, design and condition of the cellars. The current inventory of the object made in 2013 is presented, comparing it with the results of the work carried out by the author in 1997. It also presents the concept of adaptation of cellars in terms of opportunities of development in the region.

Keywords: Cellar Hill in Pierzchnica, Pierzchnica, root cellars, monument of rural architecture.

Nowa szansa dla obiektów zabytkowych poprzez przeprowadzenie rewitalizacji i wprowadzenie funkcji użytkowych

Jan Wrana ¹, Aleksandra Jarocka-Mikrut ²

Samodzielna Pracownia Architektoniczna, Wydział Budownictwa i Architektury,
Politechnika Lubelska, e-mail: ¹janwrana@architekci.pl, ²a.jarocka@pollub.pl

Streszczenie : Autorzy przytaczają rysy historyczne zabudowań niszczących na terenie Lublina oraz wyniki badań stanu technicznego prezentowanych budynków. Na przykładzie wyników ekspertyzy pałacu Sobieskich w Lublinie ukazują problemy dotyczące zaniedbanych obiektów zabytkowych. Szansy na poprawę ich kondycji autorzy artykułu upatrują we wprowadzeniu do budowli nowego programu funkcjonalnego. Na poparcie założonej tezy prezentują oni zrealizowane dotychczas w Polsce zabiegi rewitalizacyjne poprzez wprowadzenie do zabudowań różnorodnych funkcji, takich jak mieszkaniowe i użyteczności publicznej.

Słowa kluczowe: rewitalizacja, dziedzictwo kulturowe, kontekst miejsca

1. Wprowadzenie

Polska, mimo zniszczeń, jakich doznała w wyniku wojen prowadzonych na jej terenie, może poszczycić się dużą liczbą zabytków o różnym stanie zachowania. Wiele obiektów niszczeje, zarówno poprzez brak działań konserwatorskich mających na celu poprawienie ich stanu technicznego, jak i nieumiejętne i przeprowadzane bez konsultacji z konserwatorem remonty, prowadzące do destrukcji substancji zabytkowych.

O tym, jak duże znaczenie dla rozwoju kultury mają obiekty zabytkowe, mogą świadczyć słowa Paula Philippota:

„Przepełnione przekazem z przeszłości historyczne pomniki po dziś dzień pozostają żywym dowodem wieloletnich tradycji całych pokoleń. Ludzie stają się coraz bardziej świadomi faktu jedności wartości ludzkich i postrzegają starożytne pomniki jako wspólne dziedzictwo, które należy zachować dla potomnych. Jest to więc naszym obowiązkiem przekazać je w jak najbardziej autentycznej postaci”. [1]

Autor cytatu zwraca uwagę na budowlę starożytne, aczkolwiek jego słowa można odnieść również do zabudowań o krótszej historii, które stanowią niepodważalną wartość zarówno estetyczną, jak i kulturową. Są one zatem swoistym symbolem osiągnięć danego miasta lub kraju. Wiele ośrodków zawdzięcza swój obecny rozwój i popularność odkrytym na ich terenach wielowiekowym budowlom. Warto zwrócić uwagę na fakt, iż obiekty te stały się wręcz symbolami, celami podróży.

Lublin, a w szczególności Stare Miasto, w ostatnim dziesięcioleciu uległo dość znaczącym przeobrażeniom. Pomimo, iż wiele zapomnianych obiektów zostało ponownie odkrytych i przywróconych do użytku, to na mapie miasta wciąż pozostało jeszcze wiele miejsc wymagających natychmiastowej interwencji. Przykładami mogą być wartościowe pod względem architektonicznym, jak i co ważne, znajdujące się w centralnej części miasta, budowle: Pałac Potockich, Pałac Sobieskich czy też kamienica zwana pałacem Pawęczkowskiego. Stan wymienionych budynków jest zły i kwalifikuje je do remontu, a co nie napawa optymizmem - pogarsza się z roku na rok.

2. Obecny stan budynków zabytkowych

Pałac Sobieskich, o którym to pierwsze wzmianki pojawiają się w Lustracji Lublina z 1565 r., znajduje się przy ul. Bernardyńskiej, w ścisłym centrum miasta. Przez lata pełnił on różnorakie funkcje i kilkakrotnie był przebudowywany. W 1618 r. budynek zostaje uwieczniony na medzjorycie Abrahama Hogenberga i Georga Brauna – najbardziej

znanego widoku miasta Lublina pochodzącego z sześciotomowego dzieła pt.: „*Theatrum praecipuarum totius mundi urbiurti (Przedstawienie wyróżniających się miast całego świata)*”, znanym pod nazwą „*Civitates orbis terrarum*” [2]. Opisywany obiekt, który w 1661 r. pełnił funkcję folwarku, przedstawiony jest z gotyckim szczytem oraz czworoboczną wieżą z wysoką kopułą. Jedną z ważniejszych przebudów następuje w latach 1835-36, kiedy to Dominik Boczarski przebudowuje obiekt na młyn. Następna przebudowa pałacu rozpoczyna się w 1884 r., kiedy to J. Strohociński decyduje się podwyższyć budynek o dwie kondygnacje oraz dodać dwie jego skrajne części. Wybudowano wtenczas symetryczne oficyny i kordegardy, dodano ogrodowy budynek na słupach z wozownią i ustępami. W 1895 r., kiedy to właścicielem budowli jest Bronisława Vetterowa, pałac zostaje podwyższony o oficynę, przez co zyskuje bardziej symetryczny wygląd.

W 1905 r. w murach budowli rozpoczyna działalność Prywatne Gimnazjum Żeńskie Heleny Czarneckiej, które funkcjonuje tam aż do wybuchu II wojny światowej. Poza wyżej wymienionymi rolami, budynki te przez lata pełniły także inne funkcje – mieszkania, sklepy, szpital wojskowy. W latach 1959-1963 miał miejsce remont na potrzeby WSI (Wieczorowa Szkoła Inżynierska, dziś Politechnika Lubelska), kiedy to zmieniono układ wewnątrz oraz usunięto budynek z dziedzińca ogrodowego. W 1970 r. odnowiona została elewacja, zaś w 1986 r. wykonano inne roboty elewacyjne, dekarско-blaharskie oraz instalacyjne [3].



Rys. 1. Pałac Sobieskich. Widok od ulicy Bernardyńskiej (stan istniejący). Autor zdj. A. Jarocka-Mikrut

Formę głównej bryły budynku stanowi prostopadłościan przenikający się z walcem. Elewacja frontowa posiada trzy kondygnacje nadziemne o bogatym wystroju architektonicznym, jednak wiele detali uległo uszkodzeniom i wymaga napraw. Ubytki tynku i muru w dość znaczącym stopniu szpecą obiekt, a co warto podkreślić, w dalszym ciągu podlegają destrukcji. W celu zapewnienia bezpiecznego użytkowania budowli, przed wejściem ustawiono prowizoryczny daszek, który również nie podnosi walorów estetycznych całego założenia. Nieszczęsne obróbki blacharskie sprawiły, iż w górnych częściach budynku, na skutek działania wody, ubytki są szczególnie widoczne. Przyczyniło się to do pogorszenia stanu tarasów, które ze względu na silne splekania, kwalifikują się do natychmiastowego remontu. Stolarka okienna wymaga wymiany. Stan pokrycia dachowego jawi się jako bardzo zły, co niestety wpływa również na stan wewnątrz. Korozja objęła dużą część pokrycia z blachy ocynkowanej, czego skutkiem są liczne zacieki na poddaszu.

Kolejny, często spotykany w obiektach zabytkowych fakt, to płytkie posadowienie fundamentów. Brak izolacji przeciwwilgociowej i przeciwwodnej dodatkowo pogarsza ich stan. Niektóre fragmenty fundamentów są na tyle skorodowane, że kwalifikują się do wymiany. Ponadto, poszczególne części pałacu były dobudowywane w różnych okresach na różnych poziomach, a ściany murowane również nie były dylatowane. Następnym powiększającym się problemem jest nierównomierne osiadanie budynku, które mogło spowodować zarysowania i pęknięcia murów [4].

Skutki opisanych braków izolacji oraz postępującej korozji pokryć dachowych widoczne są we wnętrzach. Liczne zacieki, kapilarne podciąganie wody, krystalizacja soli oraz ubytki tynku dotknęły praktycznie wszystkich pomieszczeń. Najtrudniejsze i najkosztowniejsze jest osuszanie murów w podziemnych częściach budynku, gdyż taki zabieg wymaga założenia izolacji poziomej ze względu na rosnące zawilgocenie, które może obniżyć nie tylko wytrzymałość materiałów, ale i nośność elementów konstrukcyjnych. Co

więcej, wzrost wilgotności prowadzi do powstania korozji biologicznej, która niszczy strukturę materiałów budowlanych [5]. W przypadku pałacu Sobieskich, wiele elementów drewnianych zostało zaatakowanych nie tylko przez pleśń, ale i przez owady. Ekspertyza budowlana z 2008 r. stwierdziła obecność dwóch z najbardziej szkodliwych i wyrządzających największe straty [6] owadów – kołatka domowego oraz spuszczała. Bytowanie szkodników i ich działalność doprowadziła do znacznego uszkodzenia więźby dachowej, która w dużej mierze kwalifikuje się do wymiany, np. stan techniczny dachu nad częścią południową jest tak zły, że w całości wymaga zastąpienia nowym. Komfort użytkownika obiektu jest pogorszony również przez obecność grzyba domowego właściwego (*Serpula lacrymans*), tworzącego niekorzystny mikroklimat objawiający się przykrym zapachem. Pasożyt może również doprowadzić do praktycznie całkowitego zniszczenia elementów drewnianych [4]. Występowanie grzyba i wspomniany powyżej mikroklimat przezeń tworzony może powodować występowanie szeregu chorób i dolegliwości [6].

Wszystkie wyżej wymienione czynniki w znaczącym stopniu wpłynęły na stan zachowania, wygląd i bezpieczeństwo użytkownika pałacu. Ugięcia stropów w poszczególnych pomieszczeniach, korozja elementów konstrukcyjnych, brak zabezpieczeń pożarowych, spękania i zarysowania, nie są jedynie czynnikami zaburzającymi odbiór założenia, lecz wręcz zagrożeniami mogącymi wpłynąć na bezpieczeństwo użytkowników.

Założenie Pałacowe „Sobieskich” jest jednym z wielu przykładów opisujących stan techniczny zabytków oraz problemów je dotyczących. Podobne kwestie można rozpatrywać we wspomnianym powyżej Pałacu Potockich, czy też kamienicy zwanej pałacem Pawęczkowskiego.

Pałac Potockich został zbudowany w połowie XVIII wieku przez starostę grabowieckiego, Jerzego Potockiego, a następnie rozbudowany został przez jego syna, Eustachego Potockiego, generała artylerii litewskiej. Budynek uformowany w kształcie podkowy, z czasem nabrał cech późnego baroku. Po trzecim rozbiorze istniało w nim więzienie, zaś od 1835 roku obiekt stał pusty. Przez kolejne lata mieściły się w nim m.in. szkoła muzyczna, czy biuro policmajstra miasta Lublina [7]. Od 1994 roku obiekt jest własnością Katolickiego Uniwersytetu Lubelskiego, który to od lat próbuje założenie sprzedać. Liczne przebudowania sprawiły, iż założenie zatraciło swój rezydencjonalny charakter. Stan techniczny, podobnie jak opisanego powyżej Pałacu Sobieskich jest niezadowolający. Opracowane na zlecenie Zarządu miasta Lublina rozpoznanie historyczne i wnioski konserwatorskie autorstwa J. Studzińskiego pokazały kierunek, w jakim należałoby prowadzić prace konserwatorskie, aby obiekt miał szansę znów stać się reprezentatywny. Autor wspomina o godnych uwagi pozostałościach detali, takich jak sklepienia kolebkowe w piwnicach, czy półkolumny w dawnej sali balowej. Niestety, duża część elementów wystroju, takich jak piece kaflowe, nie zachowała się [8]. Pałac jest kolejnym przykładem niedocenionego i zagrożonego destrukcją obiektu zabytkowego. Uszkodzenia tynku, lokalne zawilgocenia, czy też ubytki obramień okiennych można dojrzeć z łatwością.



Rys. 2. Pałac Potockich. Widok od ulicy Staszica. Autor zdj. A. Jarocka- Mikrut



Rys. 3. Kamienica Pawęczkowskiego. Elewacja frontowa. Autor zdj. A. Jarocka-Mikrut

Kamienica zwanej pałacem Pawęczkowskiego prezentuje się najgorzej ze wszystkich opisywanych budynków. Obiekt jest unikatowy, ponieważ jest nieukończonym kościołem trynitarzy [9]. Zarówno w tym, jak i w pozostałych opisywanych budynkach, fundamenty, ściany konstrukcyjne i ściany wewnętrzne są częściowo zawilgocone. Elewacja jest splekana, widoczne są ubytki tynku [10].

Szansą na rewitalizację nie tylko wyżej wymienionych, lecz również innych obiektów zabytkowych, może być ich adaptacja do współczesnych potrzeb. Poprzez nadanie nowych funkcji, można nie tylko doprowadzić do poprawy stanu technicznego budowli, ale i przywrócić im ich walory użytkowe, aby stały się cenne dla potencjalnych inwestorów. Mimo wielu korzyści, *„adaptacja obiektów zabytkowych do współczesnych funkcji użytkowych jest obecnie najpowszechniejszym, najważniejszym i najtrudniejszym problemem konserwatorskim”* [11], ponieważ projektant zmuszony jest chronić substancję zabytkową, jednocześnie dostosowując budynek do współczesnych norm i przepisów. Musi ponadto wziąć pod uwagę fakt, iż nie każda funkcja może być przypisana każdemu zabytkowi. Należy uszanować zastany układ funkcjonalno-przestrzenny i, w miarę możliwości, zachować go czytelnym [12]. Jest to niezmiernie trudne zadanie, gdyż im obiekty są starsze, tym dostosowanie ich do obecnych realiów i potrzeb bywa wręcz niemożliwe bez daleko idącej ingerencji w substancję zabytkową. Jak zauważa Piotr Molski, *„wzrastają tym samym sprzeczności pomiędzy kluczowymi w konserwacji zabytków dążeniami do zachowania ich autentyczności i integralności a koniecznymi przekształceniami i uzupełnieniami dostosowującymi je do nowych funkcji”* [13].

Warto jednak zauważyć, że poprzez nadanie nowych funkcji, rewitalizację można uznać szansą na poprawę, w wielu przypadkach niestety zatracającego, stanu budynków o niekwestionowanych walorach architektonicznych i historycznych. Działania takie zwracają uwagę na zapomniane i niszczące zabudowania. Dowodzą, że poprzez prawidłowo przeprowadzony proces konserwacji uzyskać można nie tylko spełniające obecne normy i poprawne funkcjonalnie, nowoczesne pod względem rozwiązań technicznych, ale i unikatowe w odbiorze budowle. Warto zwrócić uwagę na wartości, jakie posiadają takowe obiekty: nie tylko te stricte historyczne, czy artystyczne, ale i te niematerialne, które są silnie poszukiwane w świecie nastawionym na unifikację i powtarzalność, a które mogą prowadzić do wzrostu patriotyzmu lokalnego [14].

3. Przykłady projektów rewitalizacji w ostatniej dekadzie

Jednym ze zrealizowanych pozytywnych przykładów jest projekt modernizacji i rozbudowy zabytkowego zespołu pałacu Sobańskich został przygotowany przez A&D Wejchert Architects, Dublin: architekci: Andrzej Wejchert, Danuta Wejchert, Dawid Lanigan. Prace wiązały się z dobudową budynku biurowego w miejscu dawnej oficyny. Wzbudziło to niemałe kontrowersje, gdyż budowlę zaplanowano jako bardzo nowoczesną. Od kordegardy oddzielono budynek szklanym łącznikiem. Aluminiowo-szklana elewacja z zewnętrznymi żaluzjami [15] w wyraźny sposób wyróżnia się od zabytkowej substancji. Mimo dyskusyjnej dobudowy, rewaloryzacja przyczyniła się do znacznej poprawy stanu technicznego obiektu: osuszono fundamenty, dokonano częściowej wymiany stropów, naprawiono tynki oraz w całości wymieniono więźbę dachową. Dzięki pracom konserwa-

torskim, elewacja zyskała nowe życie. Pałac pełni funkcję Klubu Polskiej Rady Biznesu. Znalazło się w nim miejsce na kawiarnię z kuchnią, sale bankietowe, gabinety oraz inne pomieszczenia biurowe. Ponadto, dokonano rewaloryzacji ogrodu pałacowego, podkreślającej jego charakter. Obecnie obiekt stanowi ważny element na mapie miasta, a adaptacja została wyróżniona nagrodą SARP-u [16]. Powyższy przykład dowodzi, iż szanując zabytek, można wprowadzić do niego współczesne funkcje, a nawet dobudować nowy budynek, skalą przewyższający zastany obiekt, ale zarazem nie zaburzający jego odbioru.



Rys. 4. Pałac Sobańskich w Warszawie. Autor zdj. P. Stankiewicz

Bardzo ciekawym przykładem wprowadzenia nowych funkcji do obiektu zabytkowego jest projekt opracowany przez Pracownię Projektową Mariusz Wrzeszcz w budynku Starej Drukarni w Poznaniu. Jest to dwukondygnacyjna budowla z cegły klinkierowej z przełomu XIX i XX wieku. Bryłę obiektu odtworzono zgodnie z pierwowzorem, zaś wewnątrz zostało tak przeprojektowane, aby spełnić nową funkcję -Centrum Designu. Mimo dość radykalnej zmiany przeznaczenia industrialny charakter zabytku nadal jest odczuwalny. Poza funkcjami wystawienniczymi, biurowymi i gastronomicznymi w budynku zaplanowano park do prototypowania [17]. Autorzy projektu stosując nowoczesne technologie wykazali się zarazem ogromnym szacunkiem do substancji zabytkowej. Udowodnili, iż długa historia obiektu nie musi oznaczać jedynie trudności projektowych. Dzięki opisanemu powyżej projektowi budynek ma szansę stać się wizytówką Poznania, miejscem, jakich brakuje na mapie Polski.



Rys.5. Stara Drukarnia w Poznaniu. Autor zdj. M. Gołubiak

Odbiegającym od pozostałych pod względem funkcjonalnym, aczkolwiek równie interesującym przykładem adaptacji obiektu wpisanego do rejestru zabytków jest realizacja w Gliwicach, która polegała na zaaranżowaniu dawnego spichlerza na lofty mieszkalne. Budynek należy do zespołu budynków koszarowych dawnej Pruskiej Jednostki Wojskowej, który powstawał od 1895 roku, a pierwotnie funkcjonował jako magazyn zboża. Projekt przygotowany przez pracownię Medusagroup zakładał przekształcenie poprzemysłowych zabudowań na 30 loftów o różnych powierzchniach. Na parterze zaplanowano przestrzeń pod usługi, handel oraz funkcje biurowe w przestrzeniach typu *open space*, natomiast wnętrza pozostawiono w oryginalnym charakterze. Ponadto, dobudowano dwa

piony komunikacyjne o architekturze odróżniającej je od tkanki zabytkowej. Elewację poddano renowacji i konserwacji [18]. Należy zwrócić uwagę na fakt, iż projekt zakłada stworzenie zupełnie nowej przestrzeni mieszkalnej, docenianej na świecie, a dopiero co popularyzującej się w Polsce. Zabytkowy spichlerz znajduje się blisko centrum Gliwic, co dodatkowo podnosi wartość jego walorów użytkowych. Wprowadzenie do budynku nowych funkcji użytkowych poprzez renowację, w znaczący sposób podniosło walory estetyczne obiektu oraz po raz wtóry przywróciło go społeczeństwu. Szacunek architektów do substancji zabytkowej sprawił, że nie trudno jest odczytać pierwotną funkcję budowli, a Gliwice zyskały jednocześnie zupełnie nową przestrzeń.



Rys. 6. Spichlerz w Gliwicach. Autor zdj. M. Robek

4. Podsumowanie

Powyższe przykłady dowodzą, iż obiekty zabytkowe, które często pozostawione bez należytych remontów niszczeją, mogą poprzez odpowiednio przeprowadzone adaptacje stać się symbolami miast. Jako że przeprowadzenie rewitalizacji w większości przypadków wiąże się z kompleksowym remontem, ma to pozytywny wpływ na stan techniczny budowli. Mimo, iż nie jest to proces ani łatwy, ani też tani, warty jest uwagi. Istnieje wiele problemów, z którymi należy się zmierzyć. Często występujące zawilgocenia związane z brakiem izolacji, korozja biologiczna, niedostosowanie do aktualnych przepisów, to tylko niektóre z nich. Efektem finalnym jest jednak budynek o wartościach tak materialnych jak i niematerialnych, o ponadprzeciętnych walorach estetycznych, a zarazem nowoczesny i funkcjonalny.



Rys. 7. Rewaloryzacja i modernizacja dawnego Pałacu Sobieskich ul. Bernardyńska 13 w Lublinie. Gotowe projekty budowlane (wraz z pozwoleniem na budowę) oraz wykonawcze zakończone w sierpniu 2009r., ze względu na przedłużające się wyjaśnienia prawne związane z istniejącym obiektem, złożono w archiwum uczelni oraz odłożono czas realizacji tej inwestycji [19]. (animacje komputerowe stanu docelowego - zespół Prof. ASP A. Gettera).

Autorzy w przedmiotowym artykule przytaczają przykłady zabytkowych lubelskich zabudowań wymagających remontu. Zarówno pałac Sobieskich, Pałac Potockich, czy też kamienicę zwaną pałacem Pawęczkowskiego charakteryzuje podobny stan techniczny oraz tkwiący w nich duży potencjał.

Szansy na rewitalizację zarówno tych, jak i innych budowli, autorzy upatrują w adaptacji z wprowadzeniem nowych funkcji użytkowych. Na poparcie postawionej tezy przedstawiają oni już zrealizowane przedsięwzięcia. Opisane zabudowania nie tylko spełniają zamierzone funkcje, ale również łączą w sobie wartości zarówno estetyczne, jak i historyczne. Fakt, iż w obydwu przypadkach zdecydowano się na dodanie elementów współczesnych dowodzi, że szanując zastane otoczenie, można wpisać nowoczesne zabudowania do zabytkowego środowiska, nie burząc tym samym jego charakteru i odbioru. Poprzez otrzymane nagrody, opisywane budynki stały się rozpoznawalne popularyzując tym samym miasta, w których się znajdują.

Literatura

- 1 Falset M. S., Lipp W., Tomaszewski A., Conservation and preservation, Interactions between Theory and Practice. In memoriam Alois Riegl (1858 – 1905), wyd. Edizioni Polistampa, Firenze 2010, 22-23.
- 2 Kiszka A., Widoki Lublina- miedzioryt Hogenberga i Brauna (1618), witryna internetowa Teatru NN w Lublinie, [aktualizacja 27.07.2012 (dostęp: 30.03.2013)]; dostępny w Internecie: http://teatrn.pl/leksykon/node/343/widok_lublina_hogenberga_i_brauna_1618
- 3 Janus K., Pałac Sobieskich w Lublinie, witryna internetowa Teatru NN w Lublinie, [aktualizacja 27.07.2011 (dostęp: 30.03.2013)]; dostępny w Internecie: http://teatrn.pl/leksykon/node/2490/pa%C5%82ac_sobieskich_w_lublinie
- 4 Fronczyk J. S., Ekspertyza budowlana o stanie technicznym budynku (Pałac Sobieskich), Lublin, ul. Bernardyńska 13, Biuro Usług Projektowych „Budoprojekt” inż. Janusz Fronczyk, Lublin 2008.
- 5 Rogalska M., Sole budowlane, w: Wybrane zagadnienia ochrony i konserwacji zabytków architektury, Wydawnictwo Politechniki Lubelskiej, Lublin 2007, 127-137.
- 6 Trochonowicz M., Korozja biologiczna w obiektach budowlanych, w: Wybrane zagadnienia ochrony i konserwacji zabytków architektury. Wydawnictwo Politechniki Lubelskiej, Lublin 2007, 103-125.
- 7 Denys M., Wyszowski M., Lublin i okolice. Przewodnik, Idea Media, Lublin 2000.
- 8 Studziński J., Kamienica Staszica 3, d. Pałac Potockich, d. Stary Kryminal : Rozpoznanie historyczne i wnioski konserwatorskie, Opracowane na zlecenie Zarządu m. Lublina, Lublin 1994 (dostęp: 30.03.2013); dostępny w Internecie: <http://biblioteka.teatrn.pl/dlibra/Content/20655/staszica3.pdf>
- 9 Mącik H., Kościół trynitarzy w Lublinie (nieistniejący), witryna internetowa Teatru NN w Lublinie, [aktualizacja 07.02.2012 (dostęp: 30.03.2013)]; dostępny w Internecie: http://teatrn.pl/leksykon/node/1976/ko%C5%9Bci%C3%B3%C5%82_trynitarzy_w_lublinie_nieistnie%C4%85cy
- 10 Strona internetowa Lubelskiej Fundacji Odnowy Zabytków (dostęp: 30.03.2013); dostępny w Internecie: <http://panel.lfoz.lublin.pl/index/show/id/1494/nazwa/lublin-palac-paweczковского#IconSrcDescr>
- 11 Szmygin B., Analiza obiektu zabytkowego jako element adaptacji do współczesnych funkcji użytkowych – metodologia światowego dziedzictwa, w: Adaptacja obiektów zabytkowych do współczesnych funkcji użytkowych, Wydawnictwo Politechniki Lubelskiej, Warszawa – Lublin 2009, 129.
- 12 Tajchman J., Podstawowe zagadnienia metody konserwacji i restauracji dziedzictwa architektonicznego w zakresie zabytkowych budowli, w: Współczesne problemy teorii konserwatorskiej w Polsce, Wydawnictwo Politechniki Lubelskiej, Warszawa – Lublin 2009, 155-167.
- 13 Molski P., Adaptacja- formy i uwarunkowania, (w): Adaptacja obiektów zabytkowych do współczesnych funkcji użytkowych, Wydawnictwo Politechniki Lubelskiej, Warszawa – Lublin 2009, 87.

- 14 Witwicki M., Kryteria oceny wartości zabytkowej, w: Postęp i nowoczesność w konserwacji zabytków. Problemy – perspektywy, Wydawnictwo Politechniki Lubelskiej, Lublin 2005, 187-200.
- 15 Majewski J.S., Pałac Sobańskich, Architektura Murator, Nr 2, (2005) 12.
- 16 René A., Pałac Sobańskich kontrowersyjna adaptacja, Renowacje i Zabytki. Kwartalnik Ogólnopolski. Nr 1 (2002) 59-63.
- 17 Wrzeszcz M., Budynek Starej Drukarni- przyszłe Centrum Designu [online], (dostęp 30.03.2013); dostępny w Internecie: <http://www.pro-design.com.pl/index.php/projekt-arch-budynku.html>
- 18 Łukasik P., Zagała Ł., Adaptacja dawnego spichlerza w Gliwicach na lofty. ArchiVolta. Architektura. Wnętrza. Materiały. Technologie. Kwartalnik Nr 4 (2009) 26-31.
- 19 Wrana J., Tożsamość miejsca. Kryterium w projektowaniu architektonicznym, Wydawnictwo Politechniki Lubelskiej, Lublin 2011.
- 20 Przesmycka E., Wschodnie Innowacyjne Centrum Architektury w Lublinie, PAN o/Lublin, Teka Kom. Arch. Urban. i Studiów Krajobrazowych, Tom IV B, Lublin 2008,.
- 21 Przesmycka E., Wrana J., Janus K., Kwiatkowski B., Mysiak M., Przesmycka N., Pytlarz E., Kierownik zespołu J. Wrana. Koncepcja architektoniczna przebudowy zespołu pałacowego Sobieskich, Lublin 2008.
- 22 Wrana J., Jarocka A., Nowa szansa rewaloryzacji i modernizacji dawnego pałacu Sobieskich przy ulicy Bernardyńskiej 13 w Lublinie, Budownictwo i Architektura vol. 11 (2) (2012) 55-63.

New chances given to historic buildings by implementing revitalisation projects and adapting the premises to serve new functions

Jan Wrana ¹, Aleksandra Jarocka-Mikrut ²

*Independent Laboratory of Architecture, Faculty of Civil Engineering and Architecture,
Lublin University of Technology, e-mail: ¹janwrana@architekci.pl, ²a.jarocka@pollub.pl*

Abstract: The article concerns the issue of revitalizing historical buildings by assigning new functions to them. The authors of the writing provide examples of constantly dilapidating edifices in Lublin and their brief historical outlines. Basing on the expert's report concerning Sobiescy Palace in Lublin, the writers present problems resulting from the technical condition of this as well as other historical buildings. Chances for improving the conditions of such properties by including them in a completely new functional programme are seen by authors. In order to support this thesis, the writers present already implemented revitalization projects in Poland by assigning various new ones, e.g. living and public utility functions to the buildings.

Key words: revitalization, cultural heritage, context of place