

Politechnika Lubelska
Wydział Budownictwa i Architektury

BUDOWNICTWO I ARCHITEKTURA

Vol. 16(3) 2017

Politechnika Lubelska
Lublin, 2017

Politechnika Lubelska
Wydział Budownictwa i Architektury

BUDOWNICTWO I ARCHITEKTURA



Vol. 16(3) 2017

Politechnika Lubelska
Lublin, 2017

Rada Naukowa

Tomasz Bajda (AGH Kraków)
Ivan Baláž (University of Economics in Bratislava)
Mykola Bevz (National University Lviv Polytechnic)
Grażyna Dąbrowska-Milewska (Politechnika Białostocka)
Wiesława Głodkowska (Politechnika Koszalińska)
Adam Goliger (The Council for Scientific and Industrial Research - CSIR)
Zbyněk Keršner (Brno University of Technology)
Halit Cenani Mertol (Atılım University)
Carlos M. Mozos (University of Castilla - La Mancha)
Adam Nadolny (Politechnika Poznańska)
Sandro Parrinello (Pavia University)
Stanislav Pospíšil (Institute of Theoretical and Applied Mechanics)
Wojciech Radomski (Politechnika Łódzka i Politechnika Warszawska)
Elżbieta Radziszewska-Zielina (Politechnika Krakowska)
Petro Rychkov (National University of Water Management and Nature Resources Use)
Shamsher Bahadur Singh (Birla Institute of Technology and Science)
Anna Sobotka (AGH Kraków)
Thomas Thiis (Norwegian University of Life Sciences)
Viktor Tur (Technical University of Brest)
Tim K.T. Tse (The Hong Kong University of Science and Technology)

Kolegium Redakcyjne

Redaktor naczelny: **Wojciech Franus**
Zastępca redaktora naczelnego: **Tomasz Lipecki**
Zastępca redaktora naczelnego: **Łukasz Borowski**
Sekretariat: **Agnieszka Woszek, Olga Skoczylas**

Adres redakcji:

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

Strona czasopisma:

www.bud-arch.pollub.pl

Indeksacja:

Arianta, PBN/POLON, Index Copernicus JML, BazTech

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

© Copyright by Politechnika Lubelska 2017

ISSN 1899-0665

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

SPIS TREŚCI CONTENTS

Mariusz Żółtowski, Krzysztof Napieraj:

Experimental modal analysis in research 5

Radosław Oleszek, Mirosław Wyrzykowski, Krzysztof Grej, Jerzy Bąk:

Ocena dynamiczna projektowanego kratowniczowego mostu kolejowego w świetle Eurokodów

The evaluation of dynamic of designed truss railway bridge in the light of Eurocodes standards 13

Mariusz Żółtowski, Krzysztof Napieraj:

Evaluation of degradation of bricks using FRF 25

Maksim Votinov, Olga Smirnova:

Innovative buildings and structures as a means of humanization of urban space 37

Andrzej Szymon Borkowski:

Importowanie mapy zasadniczej do modelu BIM

Importing the basic map to the BIM model 45

Jerzy Kukiłka:

Cechy mechaniczne matryc cementowych i cementowo-asfaltowych z dodatkiem miazgi gumowego

Mechanical properties of cement and cement-asphalt matrices with rubber powder 53

Svitlana Linda, Olga Mykhaylyshyn:

Visual symbols of new identity in cities of modern Ukraine during the interwar period

Symbole wizualne nowej tożsamości w miastach dzisiejszej Ukrainy w okresie międzywojennym 65

Tomasz Zybała:

Wpływ stanu zachowania materiału konstrukcyjnego na nośność zabytkowych drewnianych słupów, w żuławskich domach podcieniowych, z XVIII i XIX wieku

The impact of maintenance on wood column capacity of the XVIIIth to XIXth century of arcaded houses from the Żuławy region 77

Daniel Pietras, Tomasz Sadowski:

Numerical modelling of hydraulically bonded mixture with rubber admixture due to applied mechanical loadings 95

Marcin Samborski, Marta Słowik:

Belka czy płyta? Klasyfikacja elementów konstrukcyjnych w świetle teorii wytrzymałości materiałów oraz literatury inżynierskiej

A beam or a slab? Classification of structural members according to the theory of solid mechanics and engineering literature 103

Jakub Gontarz, Jerzy Podgórski, Marek Kalita, Michał Siegmund:

Podsumowanie badań laboratoryjnych piaskowca pod kątem analizy wyrywania kotwy
Summary of laboratory tests of sandstone for pull-out test analysis 113

Dominika Franczak-Balmas:

Analiza wpływu szorstkości powierzchni styku jako parametru kształtującego
 nośność styku zespolonych elementów betonowych
*An analysis of the impact surface roughness of concrete substrate as a factor
 influencing the bond strength in composite concrete elements* 125

Lukasz Borowski, Agnieszka Lal, Krzysztof Nepelski:

Analiza osiadania wybranych typów znaków osnowy geodezyjnej
The analysis of the settlement of the various types of geodetic benchmarks 135

Lucjan Gazda:

Skąły Lubelszczyzny w budownictwie i architekturze regionu – glaukonit
Lubelszczyzna rocks in the construction and architecture of the region – glaukonityte 143

Stanisław Fic, Andrzej Szewczak:

Porównanie charakterystyk różnych wytrzymałości betonu żwirowego o zmiennym
 wskaźniku w/c
Comparison of different strength characteristics of gravel concrete with variable index w/c 155

Experimental modal analysis in research

Mariusz Żóltowski, Krzysztof Napieraj

University of Technology and Life Sciences, Bydgoszcz, Poland, e-mail: mazolto@utp.edu.pl

Abstract: Experimental modal analysis has grown steadily in popularity since the advent of the digital FFT spectrum analyser in the 1970's. This days impact testing has become widespread as a fast and economical means of finding the vibration modes of a machine or structure. Its significantly use ascending roles can be seen also in the civil engineering industry [6]. This paper reviews the main topics associated with experimental modal analysis including making FRF measurements, modal excitation techniques, and modal parameter estimation from a set of FRFs.

Keywords: experimental modal analysis, FRF function, vibration modes, testing.

1. Introduction

Modes are used as a simple and efficient means of characterizing vibrations. The majority of structures can be made to resonate. That is, under the proper conditions, a structure can be made to vibrate with excessive, sustained, oscillatory motion [1,9].

Vibrations are caused by an interaction between the inertial and elastic materials properties within a structure. Resonant vibration is often the cause, or at least a contributing factor to many of the vibration related problems that occur in civil engineering structures.

To better understanding a structural of vibration problems, the resonances of a structure need to be identified and quantified. A common way of doing this is to define the structure's modal parameters [4].

2. Vibration types

All vibration is a combination of both forced and resonant vibration. Forced vibration can be due to:

- internally generated forces,
- unbalances,
- external loads,
- ambient excitation.

Resonant vibration occurs when one or more of the resonances or vibration natural modes of a structure is excited. Resonant vibration typically amplifies the vibration response far beyond the stress level, and strain caused by static loading.

3. Modes and operating definition shape description

Modes are inherent properties of a structure. Resonances are determined by the material properties (mass, stiffness, and damping properties), and boundary conditions of the structure. Each mode is defined by a natural (modal or resonant) frequency, modal damping, and a mode shape. If either the material properties or the boundary conditions of a

structure change, its modes will change. For instance, if mass is added to a vertical pump, it will vibrate differently because its modes have changed [2,10].

At or near the natural frequency of a mode, the overall vibration shape (operating deflection shape) of a building structure will tend to be dominated by the mode shape of the resonance.

An operating deflection shape (ODS) is defined as any forced motion of two or more points on a structure. Specifying the motion of two or more points defines a shape. Stated differently, a shape is the motion of one point relative to all others. Motion is a vector quantity, which means that it has both a location and a direction associated with it. Motion at a point in a direction is also called a Degree Of Freedom, or DOF [3,6].

That is, experimental modal parameters are obtained by artificially exciting a structure, measuring its operating deflection shapes (motion at two or more DOFs), and post-processing the vibration data.

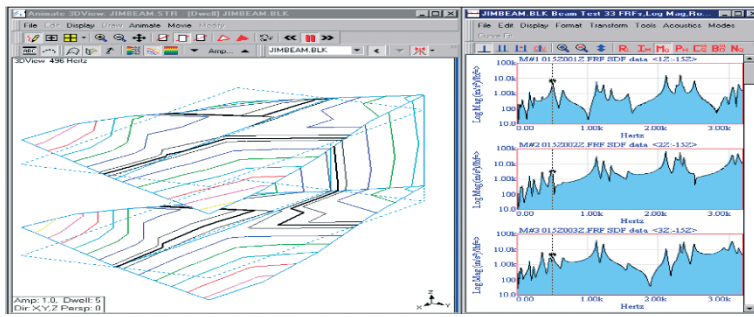


Fig. 1. Frequency Domain ODS From a Set of FRFs

The figure above shows an ODS being displayed from a set of FRF measurements with the cursor located at a resonance peak. In this case, the ODS is being dominated by a mode and therefore is a close approximation to the mode shape.

Modes are further characterized as either rigid body or flexible body modes. All structures can have up to six rigid body modes, three translational modes and three rotational modes. If the structure merely bounces on some soft springs, its motion approximates a rigid body mode [5,6].

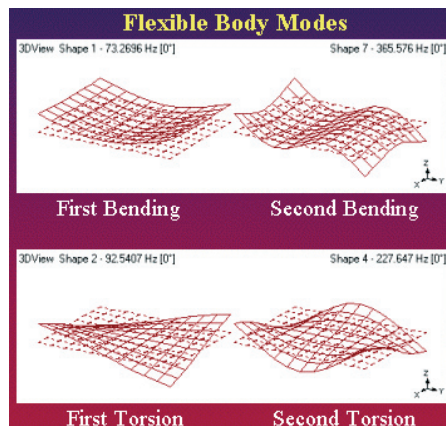


Fig. 2. Flexible Body Modes

Many vibration problems are caused, or amplified by the excitation of one or more flexible body modes. Figure 2 shows some of the common fundamental (low frequency) modes of a plate [6].

4. FRF measurements

The Frequency Response Function (FRF) is a fundamental measurement that isolates the inherent dynamic properties of a structure. Experimental modal parameters (frequency, damping, and mode shape) are also obtained from a set of FRF measurements.

The FRF describes the input-output relationship between two points on a structure as a function of frequency, as shown in Figure 3. Since both force and motion are vector quantities, they have directions associated with them. Therefore, an FRF is actually defined between a single input DOF (point & direction), and a single output DOF [1,3,6].

An FRF is a measure of how much displacement, velocity, or acceleration response a structure has at an output DOF, per unit of excitation force at an input DOF.

Figure 3 also indicates that an FRF is defined as the ratio of the Fourier transform of an output response ($X(\omega)$) divided by the Fourier transform of the input force ($F(\omega)$) that caused the output [2,6].

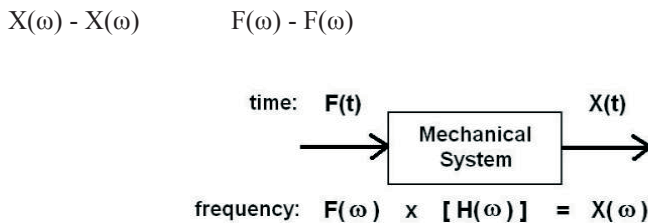


Fig. 3. Block Diagram of an FRF

Depending on whether the response motion is measured as displacement, velocity, or acceleration, the FRF and its inverse can have a variety of names:

- Compliance \Leftrightarrow (displacement / force)
- Mobility \Leftrightarrow (velocity / force)
- Inertance or Receptance \Leftrightarrow (acceleration / force)
- Dynamic Stiffness \Leftrightarrow (1 / Compliance)
- Impedance \Leftrightarrow (1 / Mobility)
- Dynamic Mass \Leftrightarrow (1 / Inertance)

An FRF is a complex valued function of frequency that is displayed in various formats, as shown in Figure 4.

Figure 5 points out another reason why vibration is easier to understand in terms of modes of vibration. It is a plot of the Log Magnitude of an FRF measurement (the solid curve), but several resonance curves are also plotted as dotted lines below the FRF magnitude. Each of these resonance curves is the structural response due to a single vibration mode [6,8].

The overall structural response (the solid curve) is in fact, the summation of resonance curves. The overall response of a structure at any frequency is a summation of responses due to each of its modes. It is also evident that close to the frequency of one of the resonance peaks, the response of one mode will dominate the frequency response.

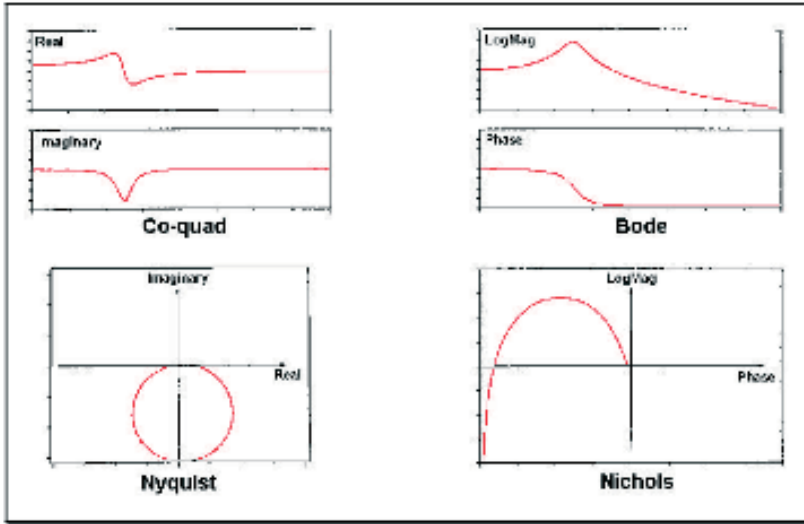


Fig. 4. Alternate Formats of the FRF

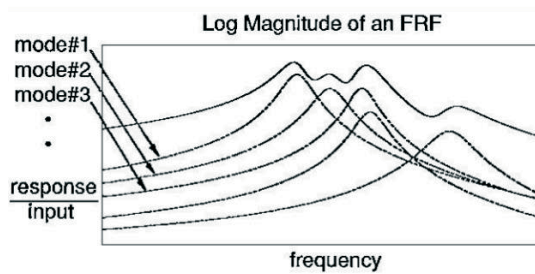


Fig. 5. Response as Summation of Modal Responses

FRF CALCULATION

Although the FRF was previously defined as a ratio of the Fourier transforms of an output and input signal, it is actually computed differently in all modern FFT analyzers. This is done to remove random noise and non-linearity's (distortion) from the FRF estimates.

Tri-Spectrum Averaging

The measurement capability of all multi-channel FFT analyzers is built around a tri-spectrum averaging loop, as shown in Figure 6. This loop assumes that two or more time domain signals are simultaneously sampled. Three spectral estimates, an Auto Power Spectrum (APS) for each channel, and the Cross Power Spectrum (XPS) between the two channels, are calculated in the tri-spectrum averaging loop. After the loop has completed, a variety of other cross channel measurements (including the FRF), are calculated from these three basic spectral estimates.

In a multi-channel analyzer, tri-spectrum averaging can be applied to as many signal pairs as desired. Tri-spectrum averaging removes random noise and randomly excited nonlinearity's from the XPS of each signal pair. This low noise measurement of the effective linear vibration of a structure is particularly useful for experimental modal analysis [2,4,6].

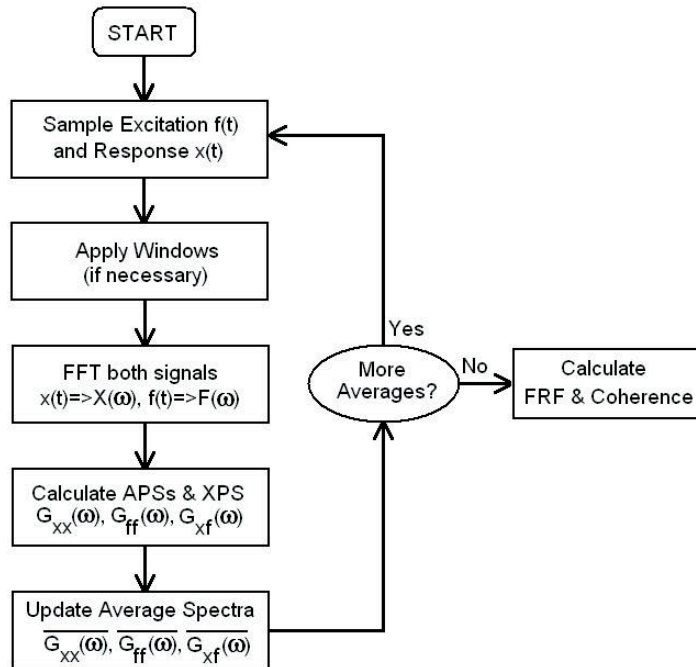


Fig. 6. Tri-Spectrum Averaging Loop

THE FRF MATRIX MODEL

Structural dynamics measurement involves measuring elements of an FRF matrix model for the structure, as shown in Figure 6. This model represents the dynamics of the structure between all pairs of input and output DOFs [6].

The FRF matrix model is a frequency domain representation of a structure's linear dynamics, where linear spectra (FFTs) of multiple inputs are multiplied by elements of the FRF matrix to yield linear spectra (FFTs) of multiple outputs.

FRF matrix columns correspond to inputs, and rows correspond to outputs. Each input and output corresponds to a measurement DOF of the test structure.

Modal Testing

FRF measurements are usually made under controlled conditions, where the test structure is artificially excited by using either an impact hammer, or one or more shakers driven by broadband signals. A multi-channel FFT analyzer is then used to make FRF measurements between input and output DOF pairs on the test structure [6,7,8].

Measuring FRF Matrix Rows or Columns

Modal testing requires that FRFs be measured from at least one row or column of the FRF matrix. Modal frequency & damping are global properties of a structure, and can be estimated from any or all of the FRFs in a row or column of the FRF matrix. On the other hand, each mode shape is obtained by assembling together FRF numerator terms (called residues) from at least one row or column of the FRF matrix.

Impact Testing

When the output is fixed and FRFs are measured for multiple inputs, this corresponds to measuring elements from a single row of the FRF matrix. This is typical of a roving hammer impact test.

Shaker Testing

When the input is fixed and FRFs are measured for multiple outputs, this corresponds to measuring elements from a single column of the FRF matrix. This is typical of a shaker test.

Single Reference (or SIMO) Testing

The most common modal testing type is done with either a single fixed input or a single fixed output. A roving hammer impact test using a single fixed motion transducer is a common example of single reference testing. The single fixed output is called the reference in this case.

When a single fixed input (such as a shaker) is used, this is called SIMO (Single Input Multiple Output) testing. In this case, the single fixed input is called the reference.

Multiple Reference (or MIMO) Testing

When two or more fixed inputs are used, and FRFs are calculated between each of the inputs and multiple outputs, then FRFs from multiple columns of the FRF matrix are obtained. This is called Multiple Reference or MIMO (Multiple Input Multiple Output) testing. In this case, the inputs are the references [6,9,10].

When two or more fixed outputs are used, and FRFs are calculated between each output and multiple inputs, this is also multiple reference testing, and the outputs are the references.

Multi-reference testing is done for the following reasons:

- the structure cannot be adequately excited from one reference,
- all modes of interest cannot be excited from one reference,
- the structure has repeated roots, modes that are so closely coupled that more than one reference is needed to identify them.

5. Exciting modes with impact testing

With the ability to compute FRF measurements in an FFT analyser impact testing was developed during the late 1970's, and has become the most popular modal testing method used today. Impact testing is a fast, convenient, and low cost way of finding the modes of machines and structures [6,8].

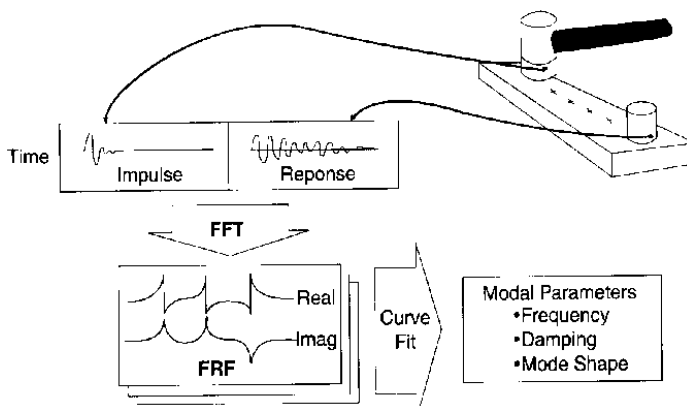


Fig. 7. Impact Testing

Impact testing is depicted in Figure 7. The following equipment is required to perform an impact test:

- an impact hammer with a load cell attached to its head to measure the input force,
- an accelerometer to measure the response acceleration at a fixed point & direction,
- a 2 or 4 channel FFT analyzer to compute FRFs,
- post-processing modal software for identifying modal parameters and displaying the mode shapes in animation.

A wide variety of structures and machines can be impact tested. Of course, different sized hammers are required to provide the appropriate impact force, depending on the size of the structure; small hammers for small structures, large hammers for large structures. Realistic signals from a typical impact test are shown in Figure 8.

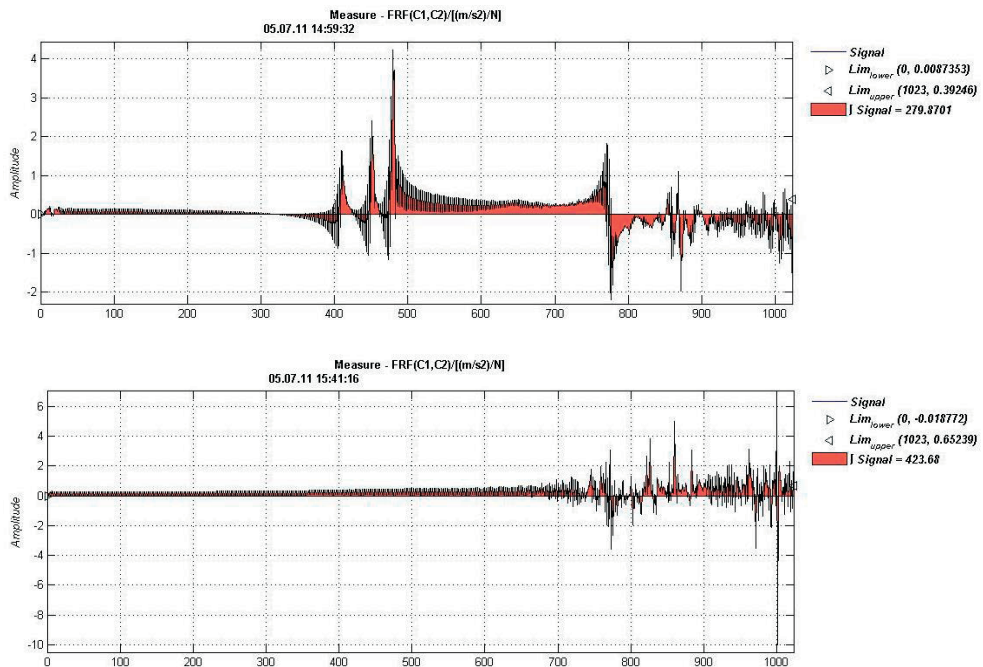


Fig.8. Realistic FRF signals from an impact test of wall bricks

6. Conclusions

Modern experimental modal analysis techniques have been reviewed in this paper. The three main topics pertaining to modal testing; FRF measurement techniques, excitation techniques, and modal parameter estimation (curve fitting) methods were covered. FRF based modal testing started in the early 1970's with the commercial availability of the digital FFT analyser, and has grown steadily in popularity since then. The modern modal testing techniques presented here are just a brief summary of the accumulation of the past 30 years of progress.

References

1. Formenti D., Richardson M.H., *Global curve fitting of frequency response measurements using the Rational Fraction Polynomial method*, 3rd International Modal Analysis Conference, Orlando, FL, January 1985.
2. Formenti D., Richardson M.H., *Global frequency & damping from frequency response measurements*, 4th International Modal Analysis Conference, Los Angeles, CA, February 1986.
3. Potter R., Richardson M.H., *Identification of the modal properties of an elastic structure from measured transfer function data*, 20th International Instrumentation Symposium, Albuquerque, New Mexico, May 1974.
4. Rocklin G.T., Crowley J., Vold H., *A comparison of H1, H2, and HV frequency response functions*, 3rd International Modal Analysis Conference, Orlando FL, January 1985.
5. Richardson M.H., *Modal analysis using digital test systems*, Seminar on Understanding Digital Control and Analysis in Vibration Test Systems, Shock and Vibration Information Center Publication, Naval Research Laboratory, Washington D.C. May 1975.
6. Schwarz B.J., Richardson M.H., *Experimental modal analysis*, CSI Reliability Week, Orlando 1999.
7. Vold H., Rocklin G.T., *The numerical implementation of a multi-input estimation method for mini-computers*, 1st International Modal Analysis Conference, Orlando, FL, September 1982.
8. Żółtowski M., Liss M., Żółtowski B., Melcer J., *Truss harbour cranes modal design elements research*, Polish Maritime Research 22 4(88) (2015).
9. Żółtowski M., Żółtowski B., *The use of modal analysis to examine the bricks walls elements*, Journal of Vibroengineering 2014.
10. Żółtowski M., *Investigations of harbour brick structures by using operational modal analysis*, Polish Maritime Research 1 (2014).

Ocena dynamiczna projektowanego kratowniczowego mostu kolejowego w świetle Eurokodów

Radosław Oleszek¹, Mirosław Wyrzykowski², Krzysztof Grej², Jerzy Bąk²

¹ Zakład Mostów, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska,

e-mail: r.oleszek@il.pw.edu.pl

² Pomost S.C, biuro projektowe,

e-mail: m.wyrzykowski@pomost.com.pl, k.grej@pomost.com.pl, j.bak@pomost.com.pl,

Streszczenie: Według nowelizacji Rozporządzenia „kolejowego” z czerwca 2014 obiekty inżynierskie należy projektować na podstawie systemu norm PN-EN (Eurokodów), które rozszerzyły zakres analiz obliczeniowych na etapie projektowania konstrukcji o zagadnienia dynamiczne. Obejmują one teoretyczną analizę modalną (rozwiązanie zagadnienia własnego) wraz z oceną wrażliwości ustroju na wybrane formy drgań, sprawdzenie komfortu podróży oraz analizę czasową (całkowanie równań ruchu przy obciążeniu normowymi modelami pociągów szybkobieżnych HSLM). W niektórych przypadkach, przy planowanych prędkościach ruchu pociągów $v \leq 200$ km/h, obliczenia dynamiczne można ograniczyć do analizy modalnej. W opracowaniu przedstawiono ocenę projektowanego kolejowego mostu kratowniczowego o rozpiętości $L_t = 75,0$ m pod względem dynamicznym, w świetle wymagań Eurokodów. Skomentowano wpływ zastosowanych rozwiązań konstrukcyjnych na charakterystyki modalne obiektu.

Słowa kluczowe: most kratownicowy, obiekt kolejowy, analiza dynamiczna, analiza modalna, Eurokody, MES.

1. Wprowadzenie

Według nowelizacji Rozporządzenia „kolejowego” [6] z czerwca 2014 obiekty inżynierskie należy projektować na podstawie systemu norm PN-EN (Eurokodów) [4, 5]. W stosunku do dotychczasowych zasad, aktualne przepisy [6], standardy kolejowe [2, 3] i normy PN-EN [4, 5] rozszerzyły zakres analiz obliczeniowych na etapie projektowania konstrukcji o zagadnienia dynamiczne [7÷12, 14, 16÷20]. Współcześnie, pierwszym etapem analizy dynamicznej jest rozwiązanie problemu własnego, tj. wyznaczenie dominujących częstotliwości i form drgań własnych konstrukcji (teoretyczna analiza modalna [8, 9, 15]). W oparciu o te wielkości określa się zakres i dokładność kompleksowej analizy dynamicznej. W normie PN-EN 1991-2 [5] zamieszczono graficzny algorytm postępowania określający czy wymagana jest zaawansowana analiza czasowa (wyznaczenie odpowiedzi konstrukcji np. poprzez numeryczne całkowanie równań ruchu [9÷11, 15÷20]) dla typowych, nieskomplikowanych obiektów mostowych obciążonych pociągami poruszającymi się z prędkościami do 200 km/h. W przypadku prędkości $v > 200$ km/h taka analiza jest obligatoryjna. W niektórych jednak przypadkach obliczenia dynamiczne obiektu można ograniczyć do analizy modalnej.

W artykule przedstawiono ocenę konstrukcji projektowanego kolejowego mostu kratowniczowego pod względem dynamicznym w świetle wymagań Eurokodów [4, 5]. Obiekt inżynierski o rozpiętości $L_t = 75,0$ m nad rzeką Drawą, został zaprojektowany w ramach

modernizacji linii kolejowej E59 na odcinku Poznań Główny – Szczecin Dąbie. Na rozpatrywanym odcinku Krzyż – Dobiegniew (Lot D) prędkość projektowa wynosi $v = 140$ km/h, z możliwością przyszłego zwiększenia do $v = 150$ km/h. Most zaprojektowano na klasę $k + 3$ ($\alpha_k = 1,33$) według [5, 6].

Ocenę dynamicznych własności projektowanej konstrukcji kratownicowej wykonano zgodnie z wymaganiami Załącznika A, poz. A2.4.4 normy PN-EN 1990 [4] oraz według poz. 6.4.4 PN-EN 1991-2 [5], stosowanie do wytycznych [1÷3, 6]. Sprawdzenie ustroju obejmowało:

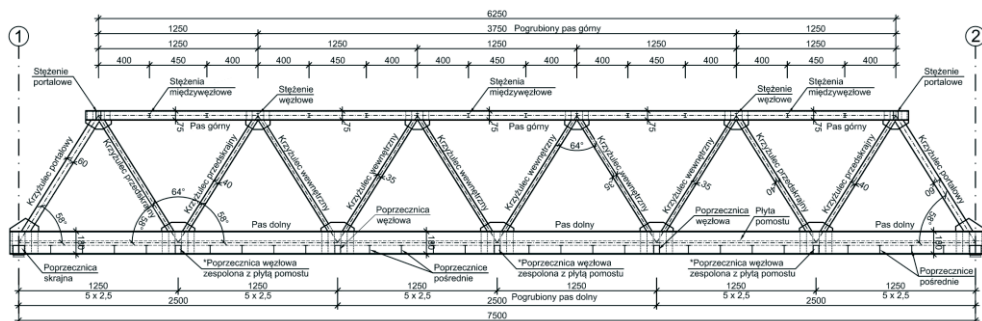
- określenie zakresu i dokładności wymaganej analizy dynamicznej według poz. 6.4.4 PN-1991-2 [5] (nomogram na Rys. 6.9), tj. sprawdzenie czy wymagana jest analiza czasowa (całkowanie równań ruchu) konstrukcji obciążonej normowymi modelami pociągów szybkobieżnych HSLM,
- wyznaczenie dominujących częstotliwości i form drgań własnych "kratownicy" o węzłach sztywnych,
- sprawdzenie wrażliwości na drgania giętne poziome z uwagi na możliwość wężykowania taboru i uderzeń bocznych zestawów kołowych o szyny według poz. A2.4.4.2(3) PN-EN 1990 [4] (określenie pierwszej częstotliwości bocznych drgań własnych przęsła f_{hmin}),
- sprawdzenie wrażliwości ustroju na skrętne formy drgań według poz. 6.4.4(1) PN-EN 1991-2 [5],
- sprawdzenie konstrukcji w zakresie przyspieszeń w pudłach wagonów odpowiadających bardzo dobremu komfortowi podróży ($b_v \leq 1,0$ m/s²) według poz. A2.4.4.3.2 PN-EN 1990 [4],
- sprawdzenie ugięć konstrukcji u_z wywołanych modelem obciążenia LM-71, w nawiązaniu do ograniczeń uwzględniających standard utrzymania toru, przedstawionych w opracowaniu [15], tj. $\delta_{stat} \leq L/(15v-400)$.

Na podstawie przeprowadzonej oceny ustroju pod względem dynamicznym, na etapie sporządzania projektu wprowadzono odpowiednie korekty sposobu konstruowania szczegółów.

2. Charakterystyka obiektu

Obiekt zaprojektowano w postaci jednoprzęsłowej kratownicy przestrzennej, w układzie wolnopodpartym o rozpiętości teoretycznej $L_t = 75,0$ m (Rys. 1). Elementy ustroju przyjęto ze stali klasy S 355, beton koryta balastowego (płyty pomostu) C35/45, a jego zbrojenie ze stali BST500S (A-IIIN). Węzły kratownicy skonstruowano jako sztywne.

Kratownica składa się z sześciu „przedziałów” (odcinki między węzłami, licząc przy pasie dolnym) o długości 12,50 m każdy. Pod względem geometrycznym „przedziały” kratownicy stanowią trójkąty równoramienne. Wysokość osiowa konstrukcji (odległość pomiędzy osią pasa dolnego i górnego) wynosi 10,0 m. Ustrój nośny obiektu stanowią dwa dźwigary kratowe płaskie w rozstawie osiowym 5,70 m. Pasy dolne kratownic połączone są za pomocą skrzynkowych poprzecznic węzłowych $b \times h = 0,50$ m \times 0,70 m i dwuteowych poprzecznic międzywęzłowych $b \times h = 0,30$ m \times 0,70 m oraz skratowań typu K (tężniki), a górą za pomocą stężeń poprzecznych i skratowań typu X. Połączenia elementów kratownicy zaprojektowano w postaci węzłów sztywnych (przenoszą siły osiowe, momenty zginające w dwóch kierunkach i momenty skrcające). Układ tak połączonych prętów tworzy przestrzenny ustrój prętowo-ramowy. Wysokość geometryczna kratownicy wynosi 11,30 m, a szerokość 6,30 m.



Rys. 1. Geometria projektowanej konstrukcji (widok z boku)

Pasy górne to przekroje skrzynkowe typu "π" o wymiarach zewnętrznych $b \times h = 0,60 \text{ m} \times 0,75 \text{ m}$. Pasy dolne przyjęto w formie blachownic dwuteowych o jednakowej szerokości pasów i gabarytach zewnętrznych $b \times h = 0,60 \text{ m} \times 1,80 \text{ m}$. Ze względu na konieczność oparcia konstrukcji kratowej na łożyskach o wymiarach około $0,80 \text{ m} \times 0,80 \text{ m}$ i występowanie blachy nadłożyskowej dolna półka blachownic w rejonie podpór (pas dolny kratownicy) została poszerzona do $1,0 \text{ m}$. Pasy dolne kratownic stężone są za pomocą poprzecznicy węzłowych (przekroje skrzynkowe $b \times h = 0,50 \text{ m} \times 0,70 \text{ m}$), międzywęzłowych (dwuteowniki $b \times h = 0,30 \text{ m} \times 0,70 \text{ m}$) oraz skratowania typu K (dwuteownik). Krzyżulce zaprojektowano w formie zamkniętych przekrojów skrzynkowych. Krzyżulce portalowe przyjęto o obrysie zewnętrznym $b \times h = 0,60 \text{ m} \times 0,60 \text{ m}$, krzyżulce przedskrajne $b \times h = 0,60 \text{ m} \times 0,40 \text{ m}$, a krzyżulce pośrednie (wewnętrzne) $b \times h = 0,60 \text{ m} \times 0,35 \text{ m}$.

Przy podporach konstrukcji ukształtowano ramy portalowe pełniące rolę elementu zapewniającego stateczność globalną całego ustroju. Rygiel ramy portalowej przyjęto o przekroju skrzynkowym $b \times h = 0,40 \text{ m} \times 0,75 \text{ m}$.

W obiekcie zastosowano układ łożyskowania zapewniający symetryczne przekazywanie reakcji poziomej na łożyska. Na podporze P-1 (Rys. 1), pod dźwigarami występują łożyska wielokierunkowo przesuwne. W środku odległości między dźwigarami, na poprzecznicę podporowej przyjęto łożysko z przesuwem w kierunku osi podłużnej obiektu x oraz w kierunku pionowym z (nie przenosi reakcji pionowej). W tym łożysku zablokowany jest przesuw w kierunku poprzecznym y obiektu. Na podporze P-2, pod dźwigarami (kratownicami) występują zewnętrzne łożyska wielokierunkowo przesuwne. W środku odległość pomiędzy kratownicami przyjęto punkt stały przenoszący reakcje poziome w kierunku poprzecznym i podłużnym obiektu, pełniący rolę łożyska stałego (nie przenosi reakcji pionowej). Przyjęte rozwiązanie ma istotny wpływ na parametry modalne przęsła.

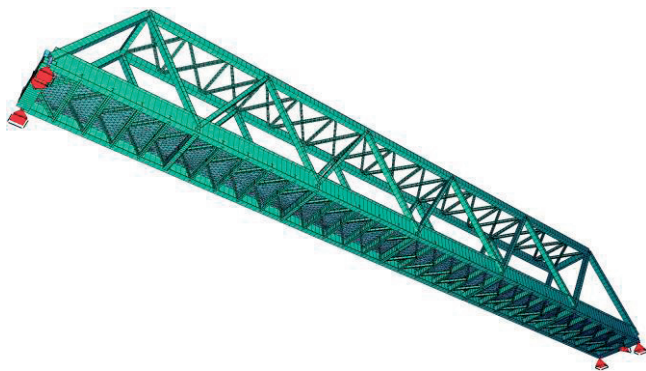
Specjalną uwagę zwrócono na wyężenie płyty pomostu (koryta balastowego). Element ten pracuje pod obciążeniem lokalnym (konstrukcją torowiska, modele pociągów), ale w pewnym stopniu współuczestniczy w globalnej pracy całego ustroju. Dodatkowe siły wewnętrzne występują w nim wskutek oddziaływań termicznych i skurczu betonu. Z uwagi na chęć zminimalizowania stopnia współpracy koryta balastowego z pasem dolnych kratownic (element ten przy zespoleniu z każdą z poprzecznicy doznaje dodatkowych odkształceń wynikających z rozciągania pasów dolnych kratownicy) dokonano podziału (dylatacji) płyty na trzy niezależne sekcje długości około $25,0 \text{ m}$ oraz zespolenia tylko na skrzynkowych poprzecznicach węzłowych. Umożliwia to ograniczenie wyężenia koryta balastowego wywołanego oddziaływaniami termicznymi i skurczowymi oraz zablokowaniem swobody odkształceń podłużnych w porównaniu z wariantem pełnego zespolenia na wszystkich poprzecznicach. Zastosowane rozwiązanie wpływa jednak na charakterystyki dynamiczne konstrukcji.

3. Model numeryczny konstrukcji

Model numeryczny ustroju nośnego (Rys. 2) wykonano w postaci trójwymiarowej struktury belkowo-powłokowej (klasy e^1+e^2 , p^3) w środowisku MES SOFiSTiK. Modelem „kratownicy” o węzłach sztywnych jest rama przestrzenna (węzły sztywne w miejscu połączeń elementów). Pręty ustroju modelowano elementami belkowymi typu *Timoszenko*.

Koryto balastowe torowiska (płyta i burty) zamodelowano za pomocą trzech oddylatowanych sekcji paneli powierzchniowych, dyskretyzowanych skończonymi elementami powłokowymi typu *Mindlina-Raissnera* (uwzględniają stan zgięciowy i tarczowy oraz wpływ odkształceń postaciowych). Pełne zespolenie każdej sekcji płyty koryta występuje tylko na jednej poprzecznicy węzłowej. Na pozostałych poprzecznicach koryto opiera się swobodnie, z możliwością przesuwu po osi x i y . Tylko przy dylatacjach sekcji zablokowane zostały przesuwu w kierunku y (poprzecznym). Zespolenie i swobodne podparcie płyty koryta zamodelowano za pomocą więzów (połączeń) kinematycznych.

Stężenia górne typu X oraz stężenia dolne typu K, zamodelowano za pomocą belkowych elementów skończonych z obustronnymi przegubami. Poprzecznice i stężenia górne poprzeczne (prostopadłe do osi podłużnej obiektu) zamodelowano za pomocą elementów belkowych połączonych na sztywno z pasami. Krzyżulce połączone są z pasami kratownicy w sposób sztywny.



Rys. 2. Wizualizacje modelu numerycznego konstrukcji (klasy e^1+e^2 , p^3)

Układ łożyskowania obiektu odwzorowano odbierając odpowiednie stopnie swobody (translacyjne lub rotacyjne) węzłom podporowym, które zlokalizowano w poziomie spodu dolnego pasa kratownic i poprzecznic podporowych (rzeczywiste usytuowanie łożysk).

4. Metoda obliczeń dynamicznych

Teoretyczną analizę modalną (określenie częstotliwości i odpowiadających im form drgań własnych) konstrukcji kratownicowej wykonano w module ASE środowiska MES SOFiSTiK. W zagadnieniach drgań własnych nie występują wymuszenia zewnętrzne [8,9,15]. Wektor obciążeń przyjmuje wartość zerową i pomija się tłumienie. Zgodnie z zasadą *d'Alamberta*, w równaniu równowagi, siły bezwładności uwzględnia się jako część sił masowych. Różniczkowe równanie ruchu (równanie równowagi dynamicznej) opisuje zależność (1). W ogólnym przypadku, jego rozwiązanie polega na znalezieniu pierwiastków równania charakterystycznego (zagadnienie własne) opisanego wzorem (2).

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = 0 \quad (1)$$

$$\det|\mathbf{K} - \omega^2\mathbf{M}| = 0 \quad (2)$$

We wzorach (1) i (2) przyjęto oznaczenia: \mathbf{M} – macierz mas (bezwładności), \mathbf{K} – macierz sztywności, ω – częstość kołowa (poszukiwana częstotliwość $f = \omega/2\pi$), $\ddot{\mathbf{u}}(t)$ – wektor przyspieszeń, $\mathbf{u}(t)$ – wektor przemieszczeń.

Z uwagi na znaczną liczbę dynamicznych stopni swobody (DSS) układu, w obliczeniach wykorzystano wydajny numerycznie iteracyjny algorytm wektorów *Lanczosa*, przystosowany do poszukiwania kilku spośród wielu wartości rozwiązania [8÷11, 13]. W tym celu wykorzystuje się transformację zagadnienia do postaci uogólnionej:

$$\mathbf{K}\Phi_u - \mathbf{M}\omega^2\Phi_u = 0 \Rightarrow \mathbf{K}\Phi_u = \mathbf{M}\omega^2\Phi_u \quad (3)$$

$$\lambda = \omega^2 \Rightarrow \mathbf{K}\Phi_u = \lambda\mathbf{M}\Phi_u \quad (4)$$

gdzie: Φ_u – wektor postaci drgań własnych (wektor amplitud uogólnionych drgań swobodnych), λ – poszukiwana wartość własna, \mathbf{M} – macierz mas, \mathbf{K} – macierz sztywności.

Metoda *Lanczosa* polega na transformacji zagadnienia własnego, sformułowanego w ujęciu uogólnionym według równania (4), do postaci standardowej z macierzą trójdziagonalną \mathbf{T} , opisaną zależnością:

$$\mathbf{T} = \mathbf{Q}_j^T \mathbf{M} \mathbf{K}^{-1} \mathbf{M} \mathbf{Q}_j \quad (5)$$

w której: $\mathbf{Q}_j = [\mathbf{q}_1, \mathbf{q}_2, \dots, \mathbf{q}_j]$ – macierz prostokątna $n \times j$ zawierająca wektory *Lanczosa*, przy czym n oznacza liczbę iteracji (kroków) metody, \mathbf{q}_j to j -ty wektor *Lanczosa*.

Wartości własne macierzy \mathbf{T} są odwrotnościami wartości własnych zagadnienia własnego według równania (4). Metoda ma charakter iteracyjny (kolejnych przybliżeń), co oznacza, że w j -tym przybliżeniu uzyskuje się wymaganą liczbę par wartość własna i odpowiadający jej wektor własny, tj.: $(\omega_1^2, \mathbf{q}_1)$, $(\omega_2^2, \mathbf{q}_2)$, ..., $(\omega_n^2, \mathbf{q}_n)$. Wektory własne ostatecznie określone są z wykorzystaniem macierzy transformacji \mathbf{s}_k według zależności:

$$\Phi_u = \mathbf{Q}_j \mathbf{s}_k \quad (6)$$

Algorytm *Lanczosa* stosuje się powszechnie do rozwiązywania zagadnień drgań własnych konstrukcji o znacznej liczbie dynamicznych stopni swobody w większości dostępnych systemów MES. Jest efektywny obliczeniowo, a wprowadzone w ostatnich latach poprawki i uzupełnienia powodują, że procedura jest stabilna numerycznie.

W obliczeniach drgań własnych uwzględniono ciężary elementów niekonstrukcyjnych (wyposażenie – podsypka tłuczniowa, podkłady, szyny), dokonując konwersji obciążeń powierzchniowych na równoważne masy węzłowe.

5. Wyniki symulacji numerycznych

5.1. Analiza modalna

Na podstawie wykonanego przestrzennego modelu belkowo-powłokowego konstrukcji kratownicowej (klasy e^1+e^2, p^3) wyznaczono podstawowe częstotliwości i odpowiadające im formy drgań własnych. Wizualizacje postaci własnych i wartości częstotliwości zestawiono w tab.1.

Zakres dopuszczalnych częstotliwości, przy których nie jest wymagana analiza czasowa określono zgodnie z wytycznymi normowymi według poz. 6.4.4 PN-EN 1991-2 [5]:

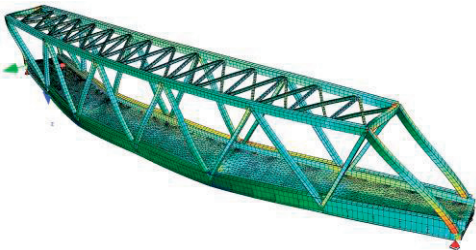


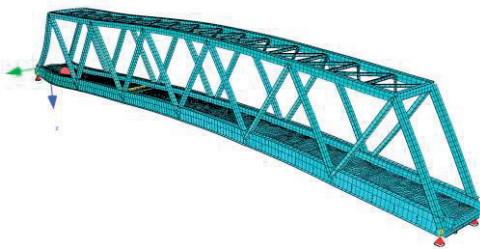
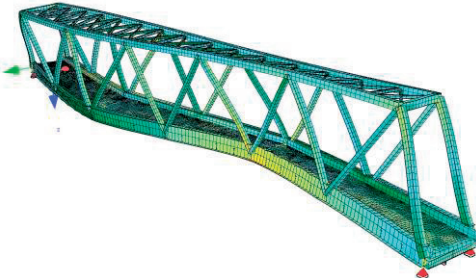
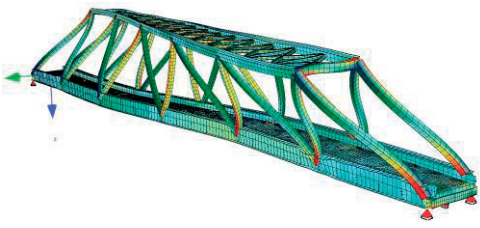
- górna granica częstotliwości n_{0g} , będąca wynikiem nadwyżek dynamicznych uwzględniających nierówności toru:

$$n_{0g} = 94,76 \times L^{-0,748} = 94,76 \times 75^{-0,748} = 3,75 \text{ Hz},$$

- dolna granica częstotliwości n_{0d} , będąca wynikiem nadwyżek dynamicznych uwzględniających dynamiczne oddziaływanie taboru:

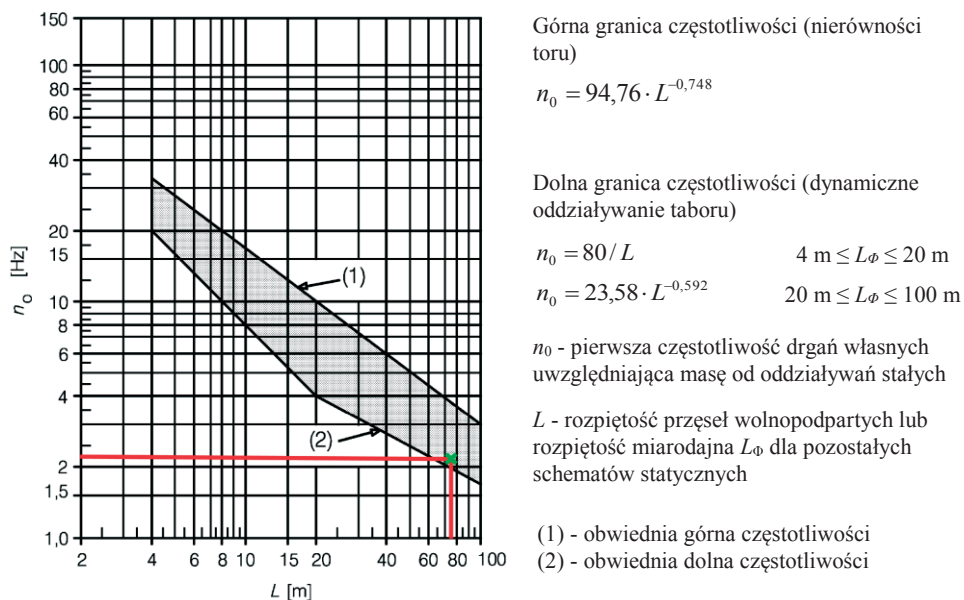
$$n_{0d} = 23,58 \times L^{-0,592} = 23,58 \times 75^{-0,592} = 1,83 \text{ Hz}.$$

Tabela 1. Zestawienie podstawowych częstotliwości i form drgań własnych konstrukcji z modelu MES

| | |
|--|---|
| <p>1. $f = 1,24 \text{ Hz}$ Pierwsza forma drgań giętych poziomych (bocznych), fala pojedyncza, forma symetryczna</p>  | <p>2. $f = 2,23 \text{ Hz}$ Pierwsza forma drgań giętych pionowych, fala pojedyncza, forma symetryczna</p>  |
| <p>3. $f = 2,83 \text{ Hz}$ Drgania gięte poprzeczne kratownicy (ramy) i skłębne pomostu, forma symetryczna</p>  | <p>4. $f = 3,47 \text{ Hz}$ Pierwsza forma drgań podłużnych (osiowych) kratownicy z giętną formą drgań pasa dolnego i krzyżulców</p>  |
| <p>5. $f = 3,78 \text{ Hz}$ Druga forma drgań giętych poziomych (bocznych) kratownicy</p>  | <p>6. $f = 4,93 \text{ Hz}$ Trzecia forma drgań giętych poziomych z stowarzyszoną antysymetryczną formą drgań poprzecznych, fala podwójna</p>  |

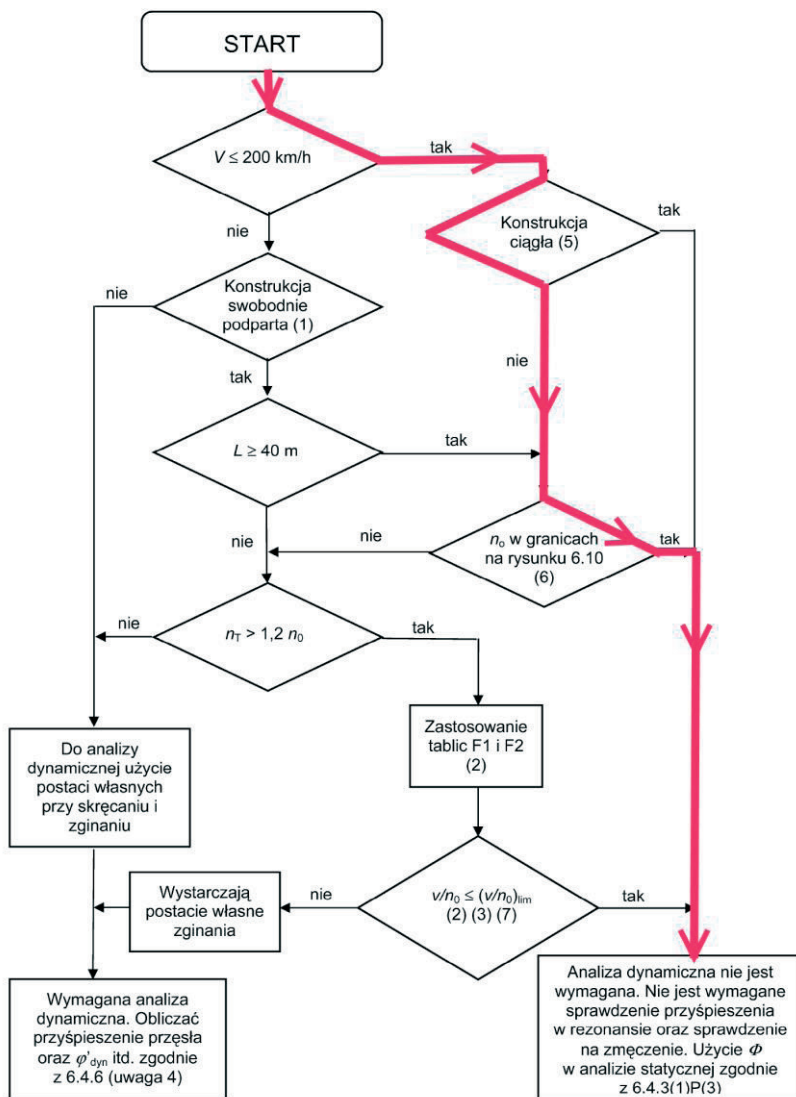
Częstotliwość pierwszej giętej postaci drgań własnych konstrukcji z modelu MES wynosi $n_0 = 2,23$ Hz i mieści się w zakresie $1,83 \div 3,75$ Hz (nomogram na Rys. 3). Na Rys. 4 przedstawiono diagram zgodny z poz. 6.4.4 PN-EN 1991-2 [5], określający czy w przypadku rozpatrywanej konstrukcji kratownicowej konieczna jest zaawansowana analiza dynamiczna (całkowanie równań ruchu ustroju obciążonego pociągami szybkojezdnymi HSLM) oraz obliczenia zmęczeniowe. Zidentyfikowane teoretyczne częstotliwości i formy drgań oraz ich proporcje, przy zakładanej prędkości ruchu pociągów $v = 150$ km/h, umożliwiają ograniczenie obliczeń dynamicznych kratownicy do analizy modalnej (rozwiązania zagadnienia własnego). Poza tym częstotliwość drgań bocznych giętych $f_{hmin} = 1,24$ Hz $> f_{h0} = 1,20$ Hz, co oznacza, że w świetle poz. A2.4.4.2(3) PN-EN 1990 [4] konstrukcja jest niewrażliwa na drgania boczne, wywołane np. wężykowaniem taboru. Proporcja częstotliwości form skrętnych i giętych $n_T = 2,83$ Hz $> 1,2 \cdot n_0 = 2,68$ Hz, wskazuje, że ustrój jest niewrażliwy, z niewielkim zapasem rzędu 5,6%, na skrętne postacie drgań pomostu.

Przyjęte rozwiązania konstrukcyjne determinują charakterystyki częstotliwościowe modelu numerycznego konstrukcji i wpływają na jej wrażliwość na wybrane formy drgań. Zastosowany układ łożyskowania jest korzystny z punktu widzenia równomiernego (symetrycznego) przekazywania reakcji poziomej od sił hamowania, przyspieszania i parcia wiatru na przyczółki. Zastosowanie łożyska stałego usytuowanego mimośrodowo w stosunku do osi symetrii podłużnej konstrukcji powodowałoby powstawanie dodatkowych reakcji poziomych w kierunku poprzecznym, z uwagi na mimośród wypadkowej względem punktu stałego. Niestety, w kontekście dynamicznego zachowania się ustroju, zwiększa się jego wrażliwość na poziome formy drgań (zmniejsza się częstotliwość giętych drgań poziomych dążąc do wartości granicznej, tj. $f_{h0} \rightarrow f_{hmin} = 1,20$ Hz), które mogą zostać wzbudzone na skutek wężykowania taboru (uderzeń bocznych zestawów kołowych o szyny). Ma to szczególne znaczenie w konstrukcjach wolnopodpartych o dużych rozpiętościach, jak rozpatrywany most.



Rys. 3. Określenie zakresu częstotliwości form giętych konstrukcji na podstawie Rys. 6.10 PN-EN 1991-2 [5]

EN 1991-2:2003



Rysunek 6.9 – Algorytm wyznaczania czy wymagana jest analiza dynamiczna

Rys. 4. Określenie czy wymagana jest zaawansowana analiza dynamiczna konstrukcji (analiza czasowa - całkowanie równań ruchu) oraz obliczenia zmęczeniowe według poz. 6.4.4 PN-EN 1991-2 [5]

Zdylatowanie i podział płyty pomostu (koryta balastowego) na trzy odcinki o długościach $\sim 25,0 \text{ m}$ jest korzystne ze względów statyczno-wytrzymałościowych. Umożliwia swobodę odkształceń i znaczne ograniczenie wyężenia płyty, związanego z rozciąganiem pasa dolnego kratownic przy wariacie z pełnym zespoleniem oraz następstw zjawisk termicznych i skurczowych. Płyta pomostu stanowi tarczę żelbetową nadającą sztywność konstrukcji w płaszczyźnie poziomej, w kierunku poprzecznym. Podział płyty na trzy

odcinki i zespolenie z jedną poprzecznicą powoduje redukcję globalnej sztywności kratownicy w kierunku poziomym. Podobnie jak w przypadku łożysk, efektem jest obniżenie częstotliwości drgań bocznych (poziomych). W celu zwiększenia sztywności poziomej należało zablokować przesuw koryta balastowego w kierunku poprzecznym przy dylatacjach. Zabieg ten spowodował, że $f_{h0} > 1,20$ Hz, co jest zgodne z PN-EN 1990 [4]. W analizowanej konstrukcji podjęto próby zwiększenia sztywności poprzecznej, tak aby $f_{h0} \gg f_{hmin}=1,20$ Hz, poprzez zastosowanie silniejszych stężeń typu K usytuowanych w poziomie pasa dolnego i stężeń typu X przy górnych pasach kratownic, ale skuteczność tego zabiegu była niewielka.

Proporcje i wartości częstotliwości $n_T = 2,83$ Hz $> 1,2 \cdot n_0 = 2,68$ Hz świadczą, że zgodnie z Eurokodem w analizowanej konstrukcji nie powinny zostać wymuszone drgania skrętne. Skrętne formy drgań są szczególnie niekorzystne w mostach dwutorowych, gdzie zostają wzbudzone przez obciążenia pionowe od taboru poruszającego się po jednym z torów. W przypadku ustrojów jednotorowych, jak rozpatrywany most, drgania skrętne mogą być wywołane przez pewne specyficzne oddziaływania taboru kolejowego, np.: uderzenia boczne kół o szyny (wężykowanie), z uwagi na mimośrodowe przyłożenie sił poziomych w stosunku do środka ciężkości pomostu, oddziaływanie boczne wiatru na tabor kolejowy (niesymetryczne obciążenie kół pociągów). W obiektach skośnych lub zakrzywionych w planie szczególnie niebezpieczne może być nakładanie się giętych i skrętnych postaci drgań.

W przypadku gdyby nie udało się spełnić warunków na częstotliwość n_0 zawartą w granicach z Rys. 3 (6.10 w normie [5]) oraz $n_T > 1,2 \cdot n_0$ projektowana konstrukcja nie była by zdyskwalifikowana pod względem dynamicznym. Konieczne byłoby jednak przeprowadzenie zaawansowanej analizy dynamicznej (czasowej – całkowanie równań ruchu) konstrukcji, obciążonej modelami pociągów szybkojeźdźczych HSLM, z uwzględnieniem postaci drgań giętych i skrętnych.

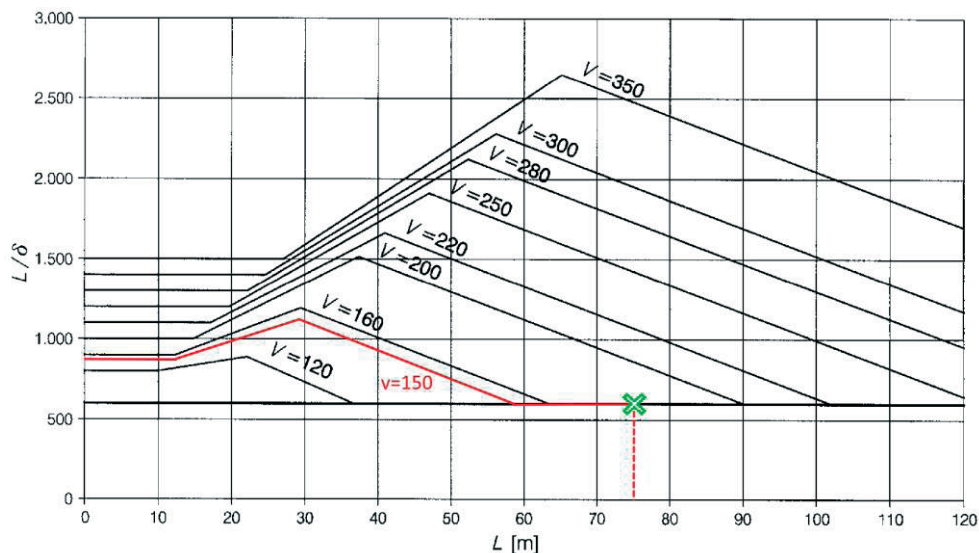
5.2. Sprawdzenie komfortu podróży

Zgodnie z wymaganiami A2.4.4.3 PN-EN 1990 [4] komfort pasażera zależy od przyspieszenia pionowego b_v wewnątrz pojazdu (pudła wagonu). W tablicy A2.9 podano zalecane poziomy komfortu i odpowiadające im graniczne wartości przyspieszeń w pudłach wagonów b_v , przy czym $b_v = 1,0$ m/s² – bardzo dobry poziom komfortu, $b_v = 1,3$ m/s² – dobry, $b_v = 2,0$ m/s² – dostateczny. Przyspieszenie b_v wewnątrz pojazdu może być oszacowane dwoma metodami:

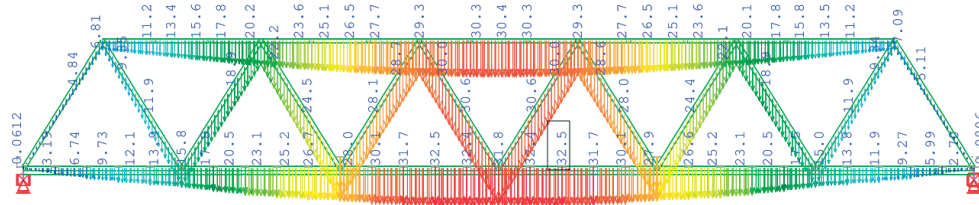
- na podstawie dynamicznej analizy czasowej (całkowanie równań ruchu) współdziałania pociągu o resorowanym zawieszeniu z konstrukcją mostu i z uwzględnieniem parametrów lekko-sprężystych torowiska, przy czym ten typ analizy wymaga zaawansowanych procedur numerycznych i znajomości rodzaju taboru przewidzianego na danym odcinku linii kolejowej oraz charakterystyk sprężysto-tłumiących zawieszenia pociągów i torowiska,
- z wykorzystaniem ograniczeń ugięć pionowych prześła u_{zmax} , wywołanych statycznym modelem obciążenia klejowego LM-71 według PN-EN 1991-2 [5] (poz. 6.3.2) mnożonym przez współczynnik dynamiczny Φ oraz współczynnik sklasyfikowanego obciążenia pionowego $\alpha_k = 1,0$, przy czym ugięcia dopuszczalne δ_{dop} , będące funkcją prędkości ruchu pociągów v , schematu statycznego i rozpiętości prześła mostu, określa się na podstawie nomogramu na Rys. A2.3 PN-EN 1990 [4].

Wartości L/δ_{dop} przedstawione na Rys. A2.3 [4] dotyczą szeregu belek swobodnie podpartych, z co najmniej 3 przęsłami. W przypadku pojedynczego przęsła wartości L/δ_{dop} odczytane z nomogramu na Rys A2.3 należy mnożyć przez 0,7, ale tylko przy $L/\delta_{dop} > 600$. Wartości L/δ_{dop} na Rys. A2.3 dotyczą przęseł o długościach $L < 120$ m.

Na Rys. 5. określono wartości ugięć dopuszczalnych, zapewniających bardzo dobry poziom komfortu podróżnych ($b_v < 1,0$ m/s²), przy planowanej prędkości ruchu pociągów $v = 150$ km/h. Na Rys. 6 przedstawiono obwiednię wartości ugięć u_z , wywołanych modelem obciążenia statycznego LM-71 $\times \Phi \times \alpha_k$.



Rys. 5. Określenie ugięć dopuszczalnych δ_{dop} zapewniających bardzo dobry komfort podróżnych (przyspieszenia w pudłach wagonów $b_v = 1,0$ m/s²) na podstawie Rys. A2.3. PN-EN 1990 [4]



Rys. 6. Ugięcia pionowe u_z [mm] wywołane modelem obciążenia statycznego LM-71 $\times \Phi \times \alpha_k$ (obwiednia)

Zgodnie z poz. A2.4.4.3 PN-EN 1990 [4] przy prędkości $v = 150$ km/h i rozpiętości konstrukcji $L_t = 75,0$ m, stosunek $L/\delta_{dop} = 600$, natomiast ugięcia dopuszczane przy bardzo dobrym komforcie podróżnych $\delta_{dop} = (7500 \text{ cm}/600) = 12,5$ cm. Ustrój spełnia warunek ugięć, tj. $u_{zmax}(\text{LM-71} \times \Phi \times \alpha_k) = 3,25 \text{ cm} < \delta_{dop} = 12,5 \text{ cm}$.

W Eurokodzie 1990 [4] (Załącznik A2) określono minimalne warunki ugięć mostów zapewniające określony poziom komfortu podróżnych. Wytyczne te nie uwzględniają standardu utrzymania konstrukcji torowiska (podsypka, szyny, podkłady, złącza itp.). W opracowaniu [15] podano ostrzejsze ograniczenia ugięć w funkcji prędkości ruchu

pociągów, zapewniające komfort podróżnych: $v < 80 \text{ km/h}$ $\delta_{stat} \leq L/800$, $80 \leq v \leq 200 \text{ km/h}$ $\delta_{stat} \leq L/(15v-400)$. Przy prędkości $v > 200 \text{ km/h}$ należy wykonać dokładne obliczenia dynamiczne (analiza czasowa), ale $\delta_{stat} \leq L/2600$. Rozpatrywana konstrukcja spełnia przytoczone wymagania, tj. $u_{zmax} = \delta_{stat} = 3,25 \text{ cm} \leq L/(15v-400) = 7500 \text{ cm}/(15 \cdot 150-400) = 4,05 \text{ cm}$, z zapasem rzędu 20%.

6. Podsumowanie

Przeprowadzona teoretyczna analiza modalna kolejowej konstrukcji kratownicowej w nawiązaniu do wytycznych Eurokodów [4, 5] umożliwiła wyciągnięcie, na etapie prac projektowych, istotnych wniosków odnośnie przewidywanego zachowania się obiektu pod obciążeniem dynamicznym od taboru kolejowego. Konstrukcja jest niewrażliwa na drgania boczne (giętne poziome) wywołane np. wężykowaniem taboru ($f_{hmin} = 1,24 \text{ Hz} > f_{h0} = 1,20 \text{ Hz}$) oraz na skrętne postacie drgań pomostu ($n_T = 2,83 \text{ Hz} > 1,2 \cdot n_0 = 2,68 \text{ Hz}$). Pierwsza giętna częstotliwość drgań własnych zawiera się w przedziale normowym granicznych częstotliwości ($n_0 = 2,23 \text{ Hz} \in <1,83 \text{ Hz}, 3,75 \text{ Hz}>$), przy których nie jest wymagana zaawansowana analiza dynamiczna odpowiedzi konstrukcji (analiza czasowa, tj. całkowanie równań ruchu pod obciążeniem modelami pociągów szybkobieżnych HSLM). W świetle nomogramu na Rys. 6.9 normy PN-EN 1991-2 [5] nie jest wymagane określenie przyspieszeń w rezonansie oraz sprawdzenie ustroju na zmęczenie. Umożliwia to wydatne ograniczenie zakresu obliczeń obiektu na etapie prac projektowych. Ugięcia statyczne wywołane modelem obciążenia $LM-71 \times \Phi \times \alpha_k$ zapewniają spełnienie normowego warunku ugięć dopuszczalnych $\delta_{dop}(v = 150)$ dla bardzo dobrego komfortu podróżnych przy $b_v = 1,0 \text{ m/s}^2$, zgodnie z poz. A2.4.4.3.2 PN-EN 1990 [4] oraz dodatkowe ograniczenia przedstawione w opracowaniu [15] ($u_{zmax} = 3,25 \text{ cm} < \delta_{statmax}(v) = 4,05 \text{ cm}$).

Projektowana konstrukcja kratownicowa spełnia wymogi stawiane w normach PN-EN kolejowym obiektom mostowym w zakresie obciążeń dynamicznych i nie jest wymagana zaawansowana analiza czasowa z użyciem modeli pociągów szybkobieżnych HSLM oraz obliczenia zmęczeniowe. Zdaniem autorów, mimo "formalnego" spełnienia wymagań współczesnych przepisów warto przeprowadzić badania dynamiczne zrealizowanej konstrukcji pod próbnym obciążeniem. Umożliwią one ostateczne potwierdzenie założeń przyjętych na etapie projektu, ocenę skuteczności procedur Eurokodów, a ponadto mogą stanowić cenny materiał przy projektowaniu podobnych obiektów.

Literatura

1. Specyfikacja Istotnych Warunków Zamówienia „Prace na linii kolejowej E59 na odcinku Poznań Główny – Szczecin Dąbie”, PKP PLK S.A., Poznań 2014.
2. Id-2 (D-2) Warunki techniczne dla kolejowych obiektów inżynierskich. PKP-PLK S.A., Załącznik do zarządzenia nr 29/2005 Zarządu PKP-PLK S.A. z dnia 18 maja 2005.
3. Standardy techniczne – Szczegółowe warunki techniczne dla modernizacji lub budowy linii kolejowych do prędkości $v_{max} \leq 200 \text{ km/h}$ i 250 km/h . Warszawa, 2010.
4. PN-EN 1990 Eurokod 0. Podstawy projektowania konstrukcji.
5. PN-EN 1991-2 Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 2: Obciążenia ruchome mostów.
6. Rozporządzenia MTiGM z dnia 10.09.1998 w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle kolejowe i ich usytuowanie (Dz. U. nr 151 z 1998r., poz. 987) wraz ze zmianami z dnia 05.06.2014.

7. UIC CODE 776-2. Design requirements for rail-bridges based on interaction phenomena between train, track and bridge. International Union of Railways, 2009.
8. Chmielowski T., Zembaty Z., *Podstawy dynamiki budowli*. Arkady, Warszawa, 1998.
9. He J., Fu Z.-F., *Modal Analysis*. BH, London, 2005.
10. Fryba L., *Dynamics of railway bridges*, T. Telford, 1996.
11. Goicolea J.M., Dominiguez J., Navarro J.A., Gabaldon F., *New dynamic analysis methods for railway bridges in codes IAPF and Eurocode 1*. Railway Bridges Design, Construction and Maintenance, Madryt, 2002.
12. Karaś S., Krasnowski A., *Dostosowanie obiektów mostowych na CMK do dużych prędkości pociągów w świetle badań teoretycznych i doświadczalnych*, Drogi i Mosty 12 (2013).
13. O'Brien E.J., Keogh L.D., *Bridge deck analysis*. E and FN Spon, London, 1999.
14. Oleszek R., *Analiza dynamiczna mostów kolejowych w świetle współczesnych przepisów*. Theoretical Foundations of Civil Engineering, OW PW, Warszawa, 2015.
15. Rakowski G., Kacprzyk Z., *Metoda elementów skończonych w mechanice konstrukcji*. OW PW, 2005.
16. Szafrąński M., Żółtowski K., *Modelowanie konstrukcji mostów pod kątem dynamicznym*. Seminarium Mosty Kolejowe, Warszawa-Jachranka 2013.
17. Szcześniak W., *Problemy ruchomych obciążeń w Polsce*. Przegląd podstawowych pozycji literatury. Theoretical Foundations of Civil Engineering, OW PW, Warszawa, 1993.
18. Tshumi M., *Railway bridges. basis of design of railway bridges*, Seminar "Bridge Design with Eurocodes", JRC-Ispra, 2012.
19. Zobel H., Zbiciak A., Oleszek R., Michalczyk R., Mossakowski P., *Numeryczna identyfikacja cech dynamicznych stalowo-betonowego mostu kolejowego*, Drogi i Mosty 13 (2014).
20. Yang Y.B., Yau J.D., Wu Y.S., *Vehicle-bridge interaction dynamics*. WSP, Singapore 2004.

The evaluation of dynamic of designed truss railway bridge in the light of Eurocodes standards

Radosław Oleszek¹, Mirosław Wyrzykowski², Krzysztof Grej², Jerzy Bąk²

¹ Department of Bridges, Faculty of Civil Engineering, Warsaw University of Technology,
e-mail: r.oleszek@il.pw.edu.pl

² Pomost S.C., bridge design office,
e-mail: m.wyrzykowski@pomost.com.pl, k.grej@pomost.com.pl, j.bak@pomost.com.pl,

Abstract: According to the amendment of the "railway" Regulation of June 2014, railway bridges should be designed on the basis of PN-EN (Eurocode) standards, which extended the scope of computational analysis at the stage of structural design with dynamic issues. It includes theoretical modal analysis (eigenvalue problem) along with assessment of structural sensitivity to selected forms of vibration, traveler comfort and time-step analysis (integration of traffic equations under standard HSLM trains). In some cases, at planned train speeds $v \leq 200$ km/h, the dynamic calculations of the system can be reduced to modal analysis. The study presents the evaluation of the design of the truss railway bridge with a span of $L_r = 75.0$ m in dynamic terms as required by Eurocodes. Moreover, the impact of applied construction solutions on the modal characteristics of the bridge is commented.

Keywords: truss bridge, railway bridge, dynamic analysis, modal analysis, Eurocodes, FEM.

Evaluation of degradation of bricks using FRF

Mariusz Żółtowski, Krzysztof Napieraj

University of Technology and Life Sciences, Bydgoszcz, Poland, e-mail: mazolto@utp.edu.pl

Abstract: The knowledge of the dynamic state and structure of system allows to describe its behavior, and allows a model of the system behavior in the function of dynamic evolution time, based on the model of the technical state symptoms growth. Most often, there are no known equations describing behaviors of the system in the function of dynamic evolution time, which accounts for the need to apply new tools to examine the dynamic state. In this article authors shows chosen problems of technical state diagnosis with the use of identification and technical diagnostics methods such as experimental modal analysis. Relations between methods of dynamic state evaluation and methods of technical state evaluation were indicated. Example modal analysis results illustrate the complexity of projecting dynamic state researches into diagnostic researches of state evaluation.

Keywords: technical diagnostics, identification, modeling, modal analysis.

1. Introduction

Destruction processes of technical systems force the need to supervise changes of their technical state. It is possible with the use of technical diagnostics methods. Methods and means of modern technical diagnostics are a tool of machine state diagnosis, which is the basis of decisions made at each stage of their existence.

Many previous works [1,2,3,4,5] clearly indicate connections between dynamics and technical diagnostics, especially vibration diagnostics. The bases of identification, modeling and concluding fully convince towards the dominating role of vibrations in machine state identification [6.7.8.9]. Properly planned and realized experiment is the base to obtain diagnostically sensitive signals which processed will determine state diagnosis procedures. The processing includes: creation of numerous signal measures in time domain, frequencies and amplitudes, selection and reduction of the number of signal measures, creation and analysis of effectiveness of cause-and-effect models, as well as evaluation of the righteousness of made diagnostic decisions.

2. Dynamics and diagnostics

Into quality measures of machine's technical state, i.e. its dynamics, included is the level of vibration amplitudes, as well of the machines as the lot, and also of relative vibrations of separate elements and parts. Overall vibrations of the machine can be perceived as an external symptom while they are responsible for the level of interferences emitted into the environment. Relative vibrations of separate elements, however, influence mainly the state of internal forces in the machine, i.e. at its level of dynamic stress amplitudes.

Identification can concern both the construction of models and the reconstruction of the examined model state, which leads straight to the problem of technical diagnostics.

The process of diagnostic identification includes: modeling (symptom or structural), identification experiment (simulation and/or real), estimation of diagnostic parameters (state features or symptoms), diagnostic concluding. The specificity of diagnostic identification tasks is different from general identification in the way that it includes a number of additional elements enhancing this process. They are:

- constructing models of diagnostic signals generation,
- choosing features of object structure state and diagnostic symptoms,
- modeling cause-and-effect relations,
- evaluating the accuracy of choosing variables for the model,
- determining boundary values of the symptoms,
- state classification and determining of periodicity a diagnosis.

Methods of identification can be divided concerning: the kind of identified model, the kind of experiment, identification criterion applied, as well as estimation procedure applied. In general these are: methods of analysis, time, frequency, correlation, regression, factor analysis, as well as iteration methods described in works of many authors [2,4,6,5,8].

For simple objects a good tool to evaluate their changeable dynamic state are methods of simple identification, which use amplitude - frequency spectrum. Searching resonance frequency and amplitude value in this frequency with the use of tests (impulse, harmonic and random) are relatively well mastered in research techniques of our enterprises [2,5].

Another way of describing and analyzing the dynamic state of machines is a modal analysis used as a theoretical, experimental and exploitation method. It uses frequencies of own vibrations, values of suppression and forms of vibrations to describe the changing machine state, and it is used to improve the finished elements method. The presented procedures are based on the knowledge of the system model, and the conclusions drawn from the actions on the models depend on their quality. Depending on the aim of the performed dynamic analysis of the object, different requirements are set for the constructed models, and their evaluation is conducted with different experimental methods.

3. Description of object state changes

The dynamic state of the object can be, in the easiest case, described with a model of 1 degree of freedom – Fig.1. A conventional description of this model are known relations indicating that vibrations well reflect the state of the machine. A description of this model can be achieved within m, k, c categories, or through a, v, x researches.

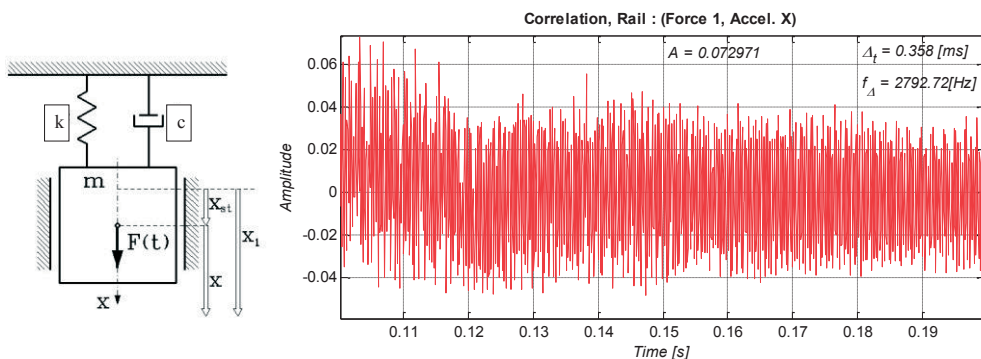


Fig. 1. System model of 1 degree of freedom and vibration signal of real system

“the state parameters $(m, k, c) = \text{vibration process } (a, v, x)$ ”

$$m \cdot \ddot{x} + c \cdot \dot{x} + k \cdot x = F(t) \quad (1)$$

$$v = \frac{dx}{dt} = A\omega \cos(\omega t + \phi) \quad (2)$$

$$x = A \sin(\omega \cdot t + \phi) \quad (3)$$

$$a = \frac{d^2x}{dt^2} = \frac{dV}{dt} = -A\omega^2 \sin(\omega t + \phi) \quad (4)$$

Identification of his model (Eq.1) from the experimental side is the a, v, x measurements for different time moments, which reflects the changes of the object state and is widely applied in vibration diagnostics. The solution of the task in the m, k, c , categories, however, requires a number of solution conversion of the equation (Eq. 1) for determining:

$$\begin{aligned} c_{kr} &= 2m\omega, \quad c_{kr} = 4\pi m f \\ k &= m \cdot \omega^2, \quad k = 4\pi^2 m f^2 \end{aligned} \quad (5)$$

Determining the value (5) requires realizing identification experiment from which the frequency f or frequency ω can be determined. Here is useful the simple identification or modal analysis directly giving the values of own frequencies ω from the stabilization diagram – Fig. 2.

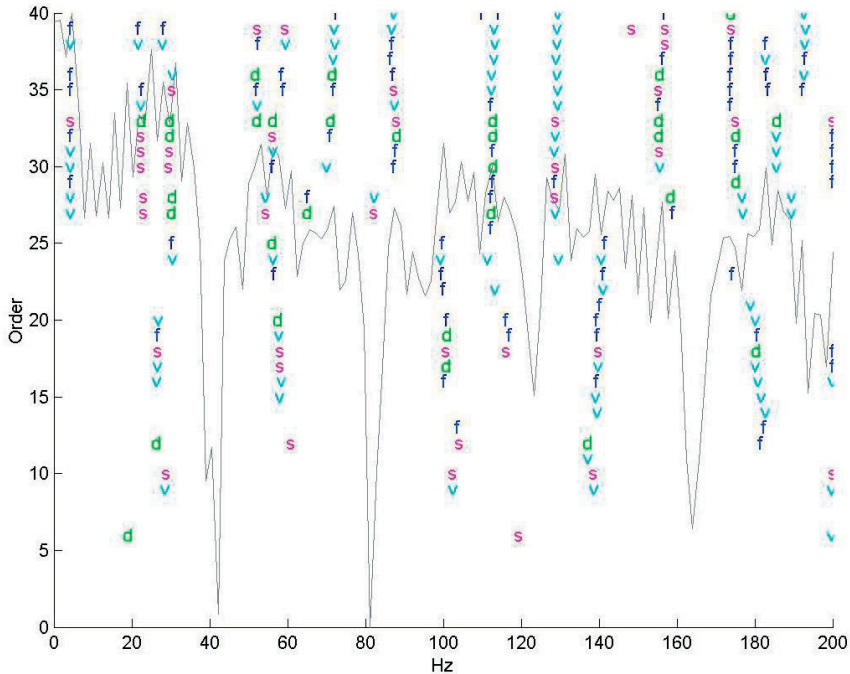


Fig. 2. Stabilization diagram for ω determination

The problem becomes more complicated for models of many degrees of freedom (more than 3). Here also the problem of object state identification can be solved from the measurement side (a, v, x), while from the side of determining m, k, c own problem needs to be solved.

$$(K - \omega^2 M) \cdot q_0 = 0 \quad (6)$$

Equation (Eq. 6) presents a linear system of homogeneous algebraic equations:

$$\begin{aligned} (k_{11} - \omega^2 m_{11})q_1 + (k_{12} - \omega^2 m_{12})q_2 + \dots + (k_{1n} - \omega^2 m_{1n})q_n &= 0 \\ (k_{21} - \omega^2 m_{21})q_1 + (k_{22} - \omega^2 m_{22})q_2 + \dots + (k_{2n} - \omega^2 m_{2n})q_n &= 0 \\ \dots \\ (k_{41} - \omega^2 m_{41})q_1 + (k_{42} - \omega^2 m_{42})q_2 + \dots + (k_{4n} - \omega^2 m_{4n})q_n &= 0 \end{aligned} \quad (7)$$

A solution for $q \neq 0$ exists when the main matrix determinant $(K - \omega^2 M) = 0$, i.e. $\det(K - \omega^2 M) = 0$. Solving the system of Eq. 7 own values can be determined, and from them the frequencies of own vibrations, indispensable for the object identification:

$$\left(\lambda = \omega^2 = \frac{k}{m} \right) \quad (8)$$

3.2. Environment of experimental modal analysis

For complex systems, nonlinear often used for identifying complex modern method of non-invasive test, which is the modal analysis. As a result of modal analysis is obtained modal model, which is an ordered set of its own frequency, the corresponding damping ratios and mode shapes. On the basis of knowledge of the modal model of the object can be predicted response to any disorder in both time and frequency domains [4,14,18].

Using the statement that the destruction of the state of the object (test material) can be described alternatively [instead of modelling the changes in terms of the (m, k, c) use the description of the vibration in terms of (a, v, x)] in the study of the development of the state of degradation of the structure or masonry vibration frequencies were evaluated, resulting directly from the application of modal analysis procedures.

The identification of the individual modal models for extortion in the test sub-element and further aggregating them for the whole structure of the object is obtained evolutionary model, clearly describing the changes estimators state variable load conditions. Is revealed by the fractal nature of energy conversion the processes, and perfecting possible ways to zoom description of the real world. In most practical applications require the analysis of a multi-modal experiment and the complex calculations associated with the processing of the measured signals and model parameter estimation. So welcome the possibility of applications allows us to distinguish the following types of modal analysis:

- theoretical MA, which requires the solution of the problem for the assumed its structural model of the object,
- experimental MA, controlled experiment requiring identification, during which forces the movement of an object (eg. Vibrations) and measures the force and

measure the responses in a number of measuring points distributed over the examined object,

- operational (exploitation) MA, based on a real experiment, in which measurements are made only in response to the many points of measurement, while the movement of the subject is due to the actual operating extortion.

The theoretical modal analysis is defined as the problem of self-dependent mass matrix, rigidity and damping. The theoretical modal analysis requires addressing issues of their own for the assumed of structural model. Here designated frequency sets its own frequency attenuation coefficients for their own forms of vibrations and allow the simulation of structural behaviour at any extortion, selection of controls, and other design modifications. It is used in the design process, when there is no possibility of carrying out studies on the subject. Modal analysis is widely applied resulting damages removing it from vibrations, modifying structure dynamics, updating analytical model or state control, and also used for monitoring vibrations in aircraft industry and civil engineering [7,9,12,19].

Theoretical modal analysis is defined as a matrix eigenvalue problem of a dependent matrices of mass, stiffness and damping. It requires the eigenvalue problems for an Assumed structural model of investigated structure to be solved [12,21]. The determined sets of natural frequencies, damping coefficients for the natural frequencies and forms of natural vibrations make it possible simulate behaviour of a structure under arbitrary excitations, choice of steering means, modifications and other structural issues.

Analysis of natural frequencies and vectors is obtained on the basis of motion equations (after neglecting terms which contain external damping matrix and load vector). Then the motion equation of natural vibrations help us obtains the form:

$$B\ddot{q} + Kq = 0 \quad (9)$$

For one d.o.f. system its solution is as follows:

$$q(t) = \bar{q} \sin(\varpi t + \varphi) \quad (10)$$

where: \bar{q} – vector of amplitudes of natural vibrations.

On substitution of the above given equation and 2nd derivative to the motion equation the following is obtained:

$$(-\varpi^2 B + K)\bar{q} \sin(\varpi t + \varphi) = 0 \quad (11)$$

The equation is to be satisfied for arbitrary instant t , then the set of algebraic equations is yielded as follows [14,19]:

$$(K - \varpi^2 B)\bar{q} = 0 \quad (12)$$

This way was produced the set of linear homogeneous algebraic equations, which has non-zero solution only when the condition is fulfilled:

$$\det(K - \varpi^2 B) = 0 \quad (13)$$

On transformations the n-order polynomial is obtained. Among its roots multifold ones may be present, and the vector built from the set of frequencies ϖ^2 ordered according to increasing value sequence is called the frequency vector, and the first frequency is called the fundamental one [19]:

$$\varpi = [\varpi_1, \varpi_2, \dots, \varpi_n] \quad (14)$$

In practice these measures be easily obtained in the experimental modal analysis, the essence of which is shown in Fig. 3, and further used for defining FRF [19].

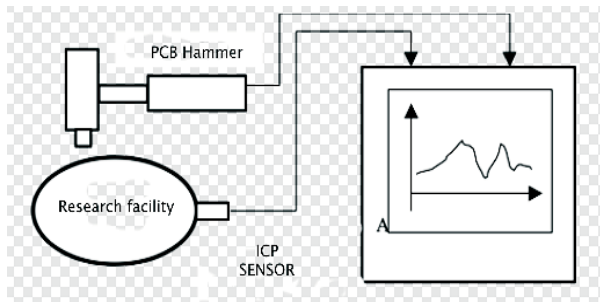


Fig. 3. A set of test equipment in the experimental modal analysis

4. Practice test items

4.1. Experiment modal analysis

Experiment to identify the state of the tested masonry destruction is the primary source information and on the basis of measurement values can be determined and the structure of the model. On the one hand, the quality of the experimental results obtained depend on the quality of the model, on the other hand the way the experiment determines the structure of the identified model.

The experiment of modal analysis can be divided into the following steps:

1. Planning the experiment:

- the choice of how to force vibration test piece and the points of application,
- selection of measurement points and vibration measuring equipment,
- selection of appropriate measuring equipment,
- selection of the model (reducing the number of degrees of freedom) of the system.

2. Calibration of the measurement path.

3. Acquisition and processing of the results of the experiment.

The aim of the experiment is to force modal analysis of the movement of the test piece masonry by providing energy and measuring the answer to extortion. The general procedure for carrying out studies of this work is shown in Figure 4.

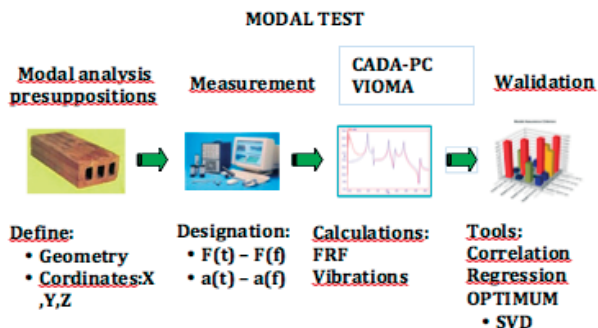


Fig. 4. The essence of the measurement channel using modal analysis [19]

The test piece subjected to forcing the forced wall corresponds to the vibration signal, proportional to the state of destruction. Forcing and response signal is used to determine the function of further FRF and the stabilization of the diagram, and the frequency of oscillations. By the way, these procedures are available for other interesting cognitive processes vibration estimators, which are also used in further studies. Test results after processing by different algorithms are subjected to statistical study. From the viewpoint of experimental modal analysis methods can be divided into:

- a method of forcing movement of the multiple actuators for the excitation of one form of vibration;
- the method of forcing movement of the one or more points in order to measure the transfer function.

The first group of methods is carried out manually moving the system in such a way as to force the vibration in accordance with one embodiment of the vibration. This requires a complex control system actuator to obtain the appropriate phase shifts force. The second group is used to force any depending on the type of the object. Set of equipment for the implementation of the experiment modal analysis is made up of components:

- measurement of the force of motion and response measurement
- signal conditioning system (pre-processing),
- the processing and collection of signals,
- forcing signal generation system,
- the vibration excitation.

The simplest due to maintenance solution is to use signal analyser, but the most modern giving the greatest potential solution is based on a workstation, and a specialized interface measurement. The basic operation performed by all applicable devices measuring modal analysis of signal to digital processing, which enables the use of digital signal processing techniques to determine the modal analysis required by the characteristics of estimators.

Modal studies do not care that the size of the kinematic motion measuring, as a response of the system. In practice, the displacement measurements give better results in terms of low frequency, and acceleration of the high frequency range. It is widely believed that the velocity measurements are the most optimal structural dynamics studies due to the fact that the effective value of the vibration velocity is in some sense a measure of the kinetic energy of vibration of the system. However, sensors for measuring displacement and velocity are relatively heavy and may affect the behaviour of the test object and the acceleration sensors have a considerably lower mass and therefore do not affect the motion of the system. An additional advantage of the acceleration sensor is that the acceleration signal a further signal can be obtained by integrating the velocity or displacement vibrations. Operation in the opposite direction, which consists of differentiation, can lead to large errors, especially in the higher frequencies.

On those grounds, acceleration sensors are the most commonly used transducers for studies of modal structure. Acceleration sensors built on the piezo-electric phenomena can be modelled as a system with one degree of freedom from suppression. The weight of this model is the seismic mass aggravating crystal piezoelectric material during movement. Due to the design of the sensors has its resonance, which reduces the frequency range in which they can be applied [21].

A very important factor influencing the modal test results associated with a variety of sensors, sensor mounting location. The sensors should be mounted in such a way as not to affect the vibration system and are secured at the characteristic behaviour of the structure. Currently, the vibration measurement during the examination of the structure modal con-

tactless sensors, are used and one of the feasibility of this type of sensor is the use of a laser beam. Such sensors enable the measurement of vibration velocity in the frequency range of 0 to 50 kHz, and amplitudes in the range of 0 to 100 mm/s. An important factor in the range of measured frequency of the sensor is no way for the study of the structure. The sensors can be attached to the test structure by means of a special wax, adhesive, magnet or screw with the screw.

Experimental modal analysis requires laboratory conditions for testing. Model is subject to advance well-known and established extortion. Forcing these may differ from those that operate on the object during normal operation. During the execution of the experiment may encounter difficulty in keeping in line with the reality of such boundary conditions, for example method of fixing the test object. In the case of large models the execution of the experiment is very expensive and often impossible.

5. Measurement software

For the measurement waveforms extortion and response system and determine the most used functions FRF measurement equipment purchased for the project company under the name of LMS LMS TEST.XPRESS. This software enables you to easily perform a modal analysis of brick elements, as well as any other building structures. For the purposes of measurement using experimental modal analysis you defined two measurement channels. According to the theoretical experimental modal analysis first sensor is reserved for the hammer modal (vibration force), and place 2 sensor piezoelectric sensor is connected (the answer key to force). Properties, that each sensor is connected to the segment defined by the window, visible on the right in the drawing. There are characteristic values of the sensors, which can change as needed.

The next step was to prepare the masonry. In the study, it was decided to check is it possible to see a difference in destruction state in bricks, with use of only FRF function. For this purpose, were use 2 types of the samples. There was a full brick tested, and for comparison a cracked full bricks were also measured. For a better visualization of the results of the investigation, the results are shown below separately – 5 times is shown the FRF function for good, and 5 times for destroyed brick element. In Figure 5 it is shown once the extortion, and the answer of signal in time domain, which allows to gain FRF function.

FRF – (*Frequency Response Function*) can be described as a quotient of the Fourier transform vibration exciting force $F(\omega)$, the Fourier transform of the response signal $A(\omega)$.

6. Results

During the tests it was able to generate a transfer functions of vibration signal by the structure (FRF function). The results are presented in real time in the center of a screen. It's allows visualizing the temporary courses of extortions and the answer, as well as the function the FRF and the function of coherence (Fig. 6).

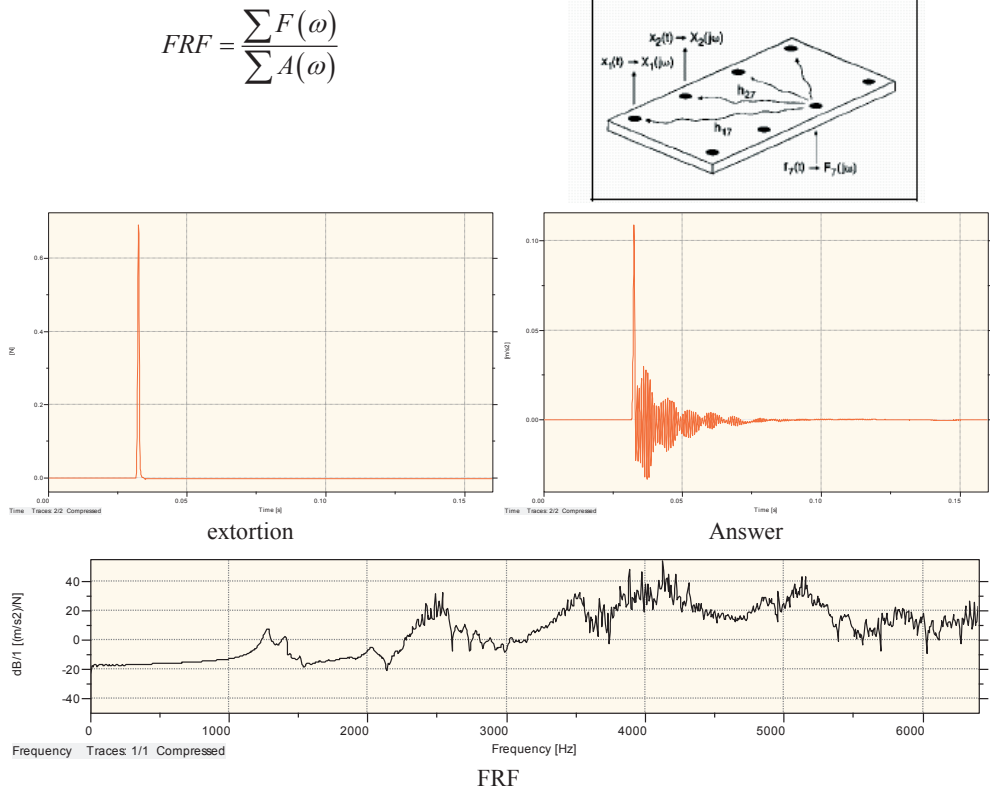


Fig. 5. Composition of results of measurements (the temporary course of extortion, temporary course of answer, function the FRF) the full brick in axis X

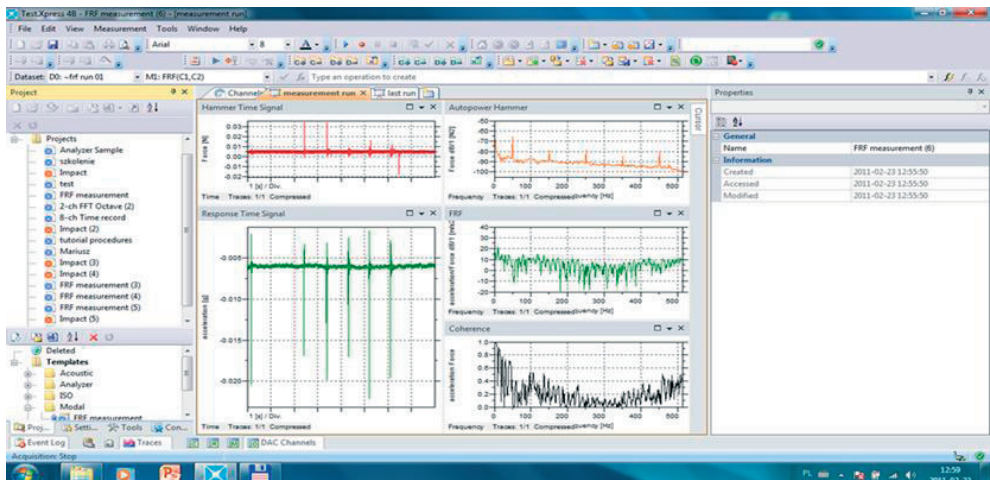


Fig. 6. Example exposition of results of measurement – the own study

Graphic results which shows FRF functions of good, and destroyed bricks measured in axel Y are show below in Figures 7 – 5 measurements for each material sample.

As it is shown from the resulting graphical waveforms of the FRF function it is possible (after the form of its waveforms) to evaluate the state of the given building material. In order to more precisely reproduce the waveforms of functions, it is necessary to carry out further studies in order to perform the inference and repetition of function shapes on a larger number of samples

The results clearly differentiate the state of degradation of bricks and in further research to indicate the usefulness of FRF be determined limit states in industrial research.

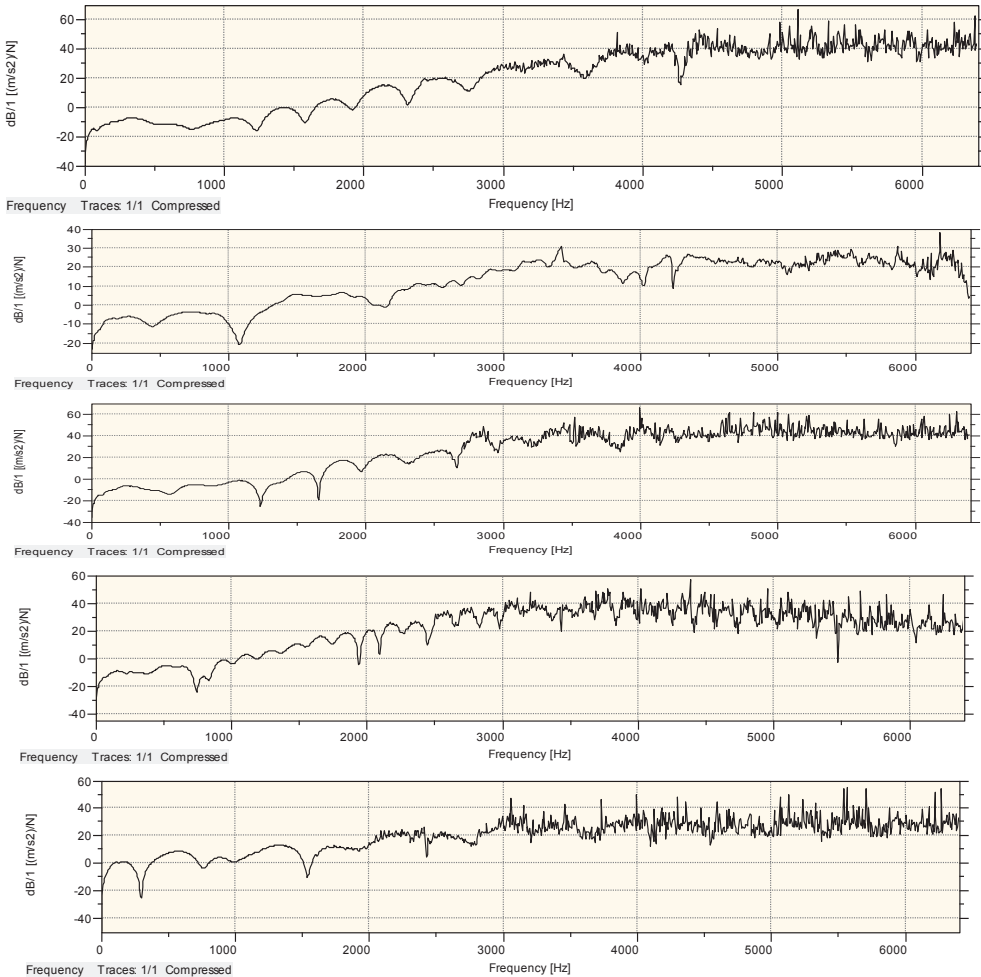


Fig. 7. Composition of FRF functions of full brick in axis Y (left) and destroyed full brick in axis Y

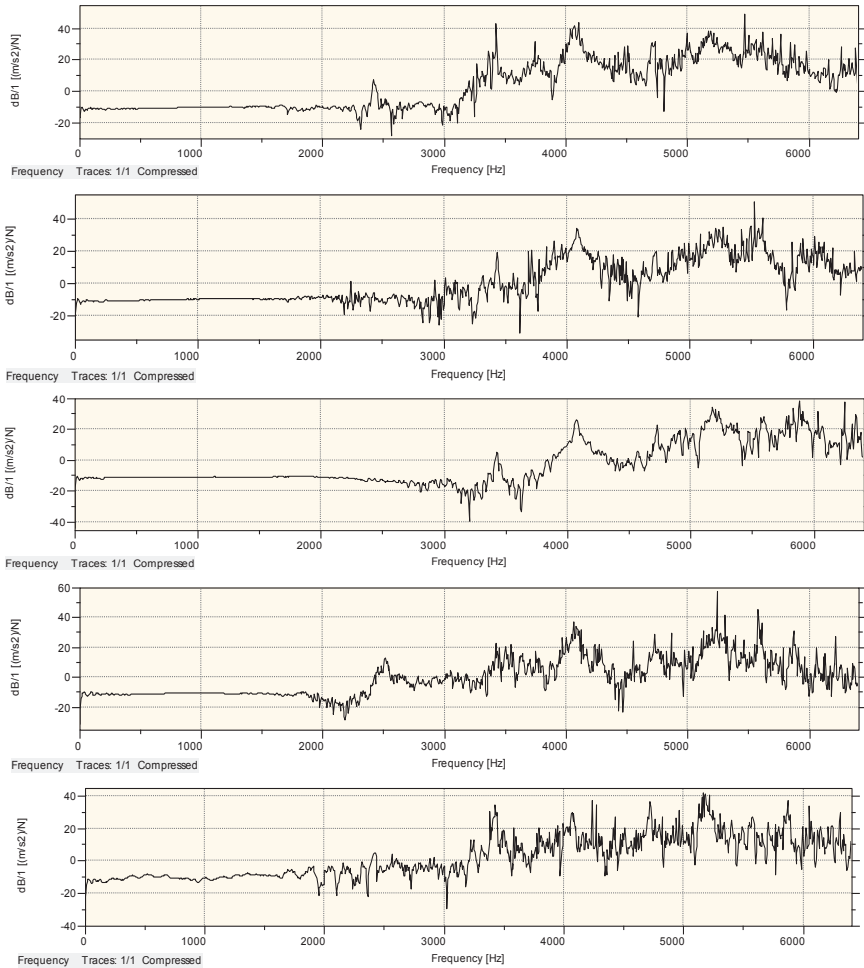


Fig. 7. Composition of FRF functions of full brick in axis Y (left) and destroyed full brick in axis Y

Conclusions

Methods of identification in the research building construction (including construction materials) are utility methods to estimate changes in operating structure. Modal analysis of the varieties for its realization is increasingly being used by civil engineers and modal model accurately reflects the destruction of objects.

Searching for mapping models with models of modal vibration, bench research and studies on real objects, allows assessing the similarity of the models, the relevance and effectiveness of decision methods. The search for methods of non-destructive testing of materials and structures indicates the possibility of using modal analysis in the assessment of their degradation, as shown in this study.

Practically verified susceptibility modal analysis of the degree of degradation of masonry shows to the satisfaction of practice differences between of the structure can bear and damaged. It is therefore possible to determine the risks of building structures on the basis of the study of natural frequencies and their characters, using operational modal analysis.

The results point to the fact that it is possible to distinguish between material properties, which has an impact on the ability to distinguish between their mechanical properties. The study also confirmed the usefulness of the LMS test apparatus using operational modal analysis performed on the actual building construction.

By obtaining graphical charts of FRF function, and a later their comparison it is possible to observe their diversity. These charts are different for materials that are in good condition, and damaged, which demonstrates the ability to assessment of the destruction of a brick element.

It practically verified the sensitivity of assessment of modal analysis to degree of brick structure degradation. It becomes possible to determine hazards to a building structure on the basis of examining values of frequencies.

References

1. Batel M., *Operational modal analysis – another way of doing modal testing*. Sound and Vibration 2002.
2. Bishop R., Johnson D., *The mechanics of vibration*. Cambridge University, Press, 1980.
3. Brandt S., *Analiza danych*. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 1999.
4. Cempel C., *SVD decomposition of symptom observation matrix as the help in a quality assessment of a group of applications*. Diagnostyka, nr 35, PTDT, Warszawa 2005.
5. Formenti D., Richardson M., *Parameter estimation from frequency response measurements using rational fraction polynomials (twenty years of progress)*. Proceedings of International Modal Analysis Conference XX, February 4-7, 2002 Los Angeles, CA.
6. Ibrahim S., Mikulcik E.A., *Method for the direct identification of vibration parameters from the free response*. Shock and Vibration Bulletin 47(4) 1977.
7. Peeters B., Ventura C., *Comparative study of modal analysis techniques for bridge dynamic characteristics*. Submitted to Mechanical Systems and Signal Processing, 2001.
8. Pickrel C.R., *Airplane ground vibration testing – nominal modal model correlation*. Sound and Vibration, 2002.
9. Richardson M., *Is it a mode shape or an operating deflection shape?* Sound and Vibration, 1997.
10. Richardson M., *Structural dynamics measurements. Structural Dynamics @ 2000: Current status and future directions*, Research Studies Press, Ltd. Baldock, Hertfordshire, England, 2000, p-341.
11. Shih C., Tsuei Y., Allemang, R., Brown D., *Complex mode indication function and its applications to spatial domain parameter estimation*. Proceedings of International Modal Analysis Conference VII, January 1989.
12. Uhl T., *Komputerowo wspomagana identyfikacja modeli konstrukcji mechanicznych*. WNT, Warszawa 1997.
13. Williams R., Crowley J., Vold H., *The multivariate mode indicator for function in modal analysis*. Proceedings of International Modal Analysis Conference III, January 1985.
14. Vold H., Schwarz B., Richardson M., *Display operating deflection shapes from non-stationary data*. Sound and Vibration, June 2000.
15. Vold H., Kundrat J., Rocklin G.A., *Multi-input modal estimation algorithm for mini-computers*. S.A.E. paper No. 820194, 1982.
16. Żółtowski B., Landowski, B., Przybyliński B., *Design of machine operation*, ITE - National Research Institute, Radom, 2012.
17. Żółtowski, B., Łukasiewicz M., Kałaczyński T., *Information technology in the research of machine condition*, Ed. UTP, Bydgoszcz, 2012.
18. Żółtowski B., *Virtual engineering methods in the study of, safety and environmental risks operated machines*, Ed. UTP, Bydgoszcz, 2012.
19. Żółtowski M., *Modal analysis in the testing of building materials*. ITE-PIB, Radom 2011.
20. Żółtowski M., Żółtowski B., Castaneda L., *Study of the state Francis Turbine*. Polish Maritime Research 2 (2013) 32-38.
21. Żółtowski M., *Investigations of harbour brick structures by using operational modal analysis*. Polish Maritime Research 1 (2014) 32-38.

Innovative buildings and structures as a means of humanization of urban space

Maksim Votinov¹, Olga Smirnova²

¹ Department of the Bases of Architectural Design and Illustration,
Faculty of Architecture, Design and Arts, O.M. Bekeov

National University of Urban Economy in Kharkiv, e-mail: votinely@ukr.net

² Department of the Architecture of Buildings and Structures and the Design of Architectural Environment, Faculty of Architecture, Design and Arts, O.M. Bekeov

National University of Urban Economy in Kharkiv, e-mail: o.l-y.a@mail.ru

Abstract: Innovative buildings and structures as a means of humanization of urban space are considered. Innovative buildings and structures are designed for various processes of human life. Innovative buildings are the objects of technologies, where the latest achievements in various fields of science and technology are realized. They were created gradually in the process of civilization development, but at all the stages of historical development they were distinguished by their novelty (they didn't have analogs), their unconventional constructive and compositional space-spatial solution which provides the individual artistic image of the object. These buildings should be differentiated into historical and modern. At each stage of historical development, they were architectural objects with new qualitative characteristics. The main patterns in the formation of innovative historical and modern objects are identified. The application of the phenomenological concept in the design of innovative buildings, when the architectural environment acquires its properties depending on the spatial – physical and utilitarian – needs of a human, where a person is viewed as a functioning object, as well as spiritual-aesthetic needs, where a person is considered as a perceiving subject, becomes urgent. The aspects of the humanization of the urban environment that innovative buildings should fulfill are determined.

Keywords: Innovative buildings, humanization, urban space.

1. Introduction

Innovative buildings and structures become an integral element of the urban environment. They are designed for various processes of human life. At present, the engineering and technical level of human life support has increased immeasurably, which requires qualitatively new approaches in improving of the formation of the urban environment, especially in view of humanization of its infrastructure.

It is necessary to search for effective ways of improvement of the living environment to create a high quality of life in the city.

Creating a high quality of life in the city – is the cumulative result of the integrated activities of economic and social planning, architectural and urban design as well as the entire sphere of implementation of decision-making. Therefore, urban environment is considered as an object of complex systemic dynamic development, in which innovative buildings are the objects of technologies, where the latest achievements in various fields of science and technology are realized. They, in fact, are stimulators of the scientific and technical process at all stages of historical development.

To determine the patterns and features of the formation of innovative objects, criteria for their analysis have been developed. These are town-planning, functional, aesthetics, ecological Landscaping, constructive -technological.

These criteria allow us to identify morphological, semantic, functional, aesthetic, constructive-technological features of the formation of innovative objects.

The morphological aspect of the examination will reveal the compositional features of the formation of buildings and structures and also determine their basic structure-forming elements.

The semantic aspect of the examination makes it possible to reveal the meaningful, semantic nature of the organization of the building's volume, which will allow interpretation of the created object in the deep range of cultural and historical values and values of this civilization.

Functional aspect will reveal the functional purpose of the object, the specific character of the main processes of activity in it.

The aesthetic aspect of the examination will allow us to identify the artistic impression of the architectural object, taking into account the styles of the main elements, this aspect of the examination will also allow us to determine the various methods of construction of the buildings, taking into account the modulation of vertical and horizontal surfaces to create its individual and geometric shape, scale characteristics, color and light.

The constructive and technological aspect of the examination will reveal the tectonics of buildings, structures and their main supporting elements.

The structural qualities of the architecture of buildings and structures provide durability and stability.

Taking into account the described features of the formation of buildings and structures, a chronological scale of innovative historical and modern buildings in the urban environment has been determined.

Historical innovative buildings and structures appeared at the early stages of the development of civilization.

Historical innovative objects are buildings and structures with an individual artistic image, unconventional constructive system, the creation of which is conditioned by the socio-cultural needs of a certain epoch. The Gardens of the Semiramis, the Acropolis of Athens, the Colosseum, the Gothic temple of Notre Dame, the Crystal Palace and the Eiffel Tower Historic should be considered as innovative objects.

The Gardens of the Semiramis, according to archaeological material, were a series of towering terraces. The terraces were connected by monumental staircases of white and pink marble. Gardens of the Semiramis are innovative and bold on a constructive solution. They are related to the seven wonders of the world. The main structure-forming elements of this object are terraces. This was the initial stage of the emergence of architecture with high artistic value, which includes elements of the natural environment.

The next period for the creation of unique architectural and town-planning objects is the era of antiquity.

The main historical innovative architectural and urban objects were buildings and structures, but in the same period an innovative architectural and urban ensemble have appeared in Ancient Greece. It was the Acropolis of Athens. A collection of architectural structures which have artistic and planning unity and spatially cooperated with each other was represented there.

The Colosseum is the largest amphitheater in Rome. Elliptical in terms of (dimensions in the main axes of about 156 * 188 m) and grandiose in height (48.5 m), it accommodated up to 50 thousand spectators. This is the first example of a bold solution of tent construc-

tions known in history as a periodically arranged covering. The external appearance of the Colosseum is monumental due to the huge size and unity of the flexible design of the wall in the form of a multi-tiered orders of arches. The Colosseum became known as an innovative architectural structure, far ahead of its day, thanks to its technical equipment, a new functional purpose with the use of the atricalization in a building with a spectacular function and the use of underground space.

The technical breakthrough of the Gothic architects was the discovery of a new way of distributing the load by means of a gothic skeleton. The Gothic temple of Notre Dame should be considered an innovative building of the medieval period. It is a sacred object with a dynamic volume and the use of an unconventional stone frame system with a crocheted arch, flying buttress and counter forts.

The Crystal Palace is a public building with an exhibition function that includes natural components (a winter garden) with the use of modular elements made of metal and glass. The building did not have a prototype in the history of architecture. The construction was one of the first examples of the use of unified elements in construction. The Crystal Palace has also become the world's first large metal-framed building and the first building with glass walls.

The Eiffel Tower is a dynamic design of metal platforms and columns with a vertical composite axis acting as a dominant in the urban environment. It was the highest monument of the world until 1941. Now its height is 324 m. Since 1991, the Eiffel Tower was included in the UNESCO World Heritage List.

Modern innovative objects include the Solomon R. Guggenheim Museum in New York, the Sydney Opera House, the "Metropol Parasol" Cultural Center in Seville (Spain), the Marina Bay Sands Hotel in Singapore, the Dancing Dragons Multifunctional Complex in Seoul (South Korea) and Burj Khalifa in Dubai.

The Solomon R. Guggenheim Museum in New York is a convoluted volume reflecting the functional purpose of the spectacular public building with an unconventional system of exposure examination and various interior spaces combined with an atrium. Outwardly, the museum looks like an inverted pyramidal tower. This building is considered as one of the most striking works in architecture of the twentieth century.

Sydney Opera House is a unique spatial shell-form building, reflecting the nature of the surrounding environment and restraining the boundaries of the interior space together with integration of interior and exterior spaces. Its shell form creates an unconventional artistic image of the object. The artistic image enhances the function of the natural environment in the form of water surfaces. The Opera House is recognized as one of the most remarkable buildings of modern architecture.

The "Metropol Parasol" Cultural Center is a multifunctional, multilevel object with a unique space-spatial structure of a honeycomb construction made of wooden prefabricated panels which create an unconventional artistic image. [3]

Marina Bay Sands Hotel in Singapore is a multifunctional complex with a dynamic volume and an innovative design that allow to create a recreational environment with a great swimming pool and observation platforms on its roof (on the height of 200 m). It has high ecological characteristics of the environment. [4]

The "Dancing Dragons" multifunctional complex in Seoul is a unique object, whose artistic image reflects the national character with the help of its space-spatial solution. It is a resource-ecological object with the use of a system of diverse technologies that make possible creating more comfortable living environment.

The Burj Khalifa multifunctional complex in Dubai is the tallest building in the world (828 m high). The artistic image of the building is represented by a stalagmite. The space-

spatial structure of the building is organically connected with the surrounding natural environment specially created with the use of all means of landscape design for viewing expositions from specific sites located at different heights. The complex is outfitted with all the necessary equipment for the formation of comfortable environment. [5]

It should be noted that in the XXI century, in order to implement radical changes in the architectural and town-planning formations to enhance the ecological and aesthetic potential of the modern urban environment, it was necessary to create a fundamentally new architecture of buildings. Studying the ways of humanizing urban spaces by means of creating innovative buildings is an essential aspect of improving the quality of the human environment. Humanization of the architectural environment should be understood as a process and method of improving the quality (improvement) of the architectural environment, aimed at achieving maximum comfort of human life in all its spheres by appropriate functional-utilitarian and spiritual-aesthetic organization of the material-spatial shell. [6]

Thus, the formation of innovative buildings and structures in the urban environment from the perspective of its humanization will allow for more effective solutions. Such an approach enriches the architectural environment of the city, improves the processes of shaping both the architectural interior and exterior environment of individual objects, and the city as a whole, taking into account the growing human and societal needs.

The application of the phenomenological concept in the design of innovative buildings, when the architectural environment acquires its properties depending on the spatial – physical and utilitarian – needs of a human, where a person is viewed as a functioning object, as well as spiritual-aesthetic needs, where a person is considered as a perceiving subject, becomes urgent (Fig. 1).

Taking into account the spatial needs of a person, innovative buildings must fulfill the following aspects of the humanization of the urban environment: utilitarian and functional, emotional and artistic-imaginative.

In modern conditions, the creation of such innovative buildings and structures is a priority.

4. Conclusions

It is allowed to formulate the following conclusions:

1. The analysis of practical experience in the formation of innovative buildings as means of humanizing the urban environment made it possible to reveal the evolution of their creation (Fig. 2).

It is determined that innovative historical buildings and structures were created in pre-industrial and industrial periods of development. They were formed before the twentieth century. During the four stages of historical development: ancient (I millennium BC), antique (486 AD), medieval (V-XV centuries) and industrial revolutions (XVI-XIX centuries).

Modern innovative architectural objects in the post-industrial period of development (XX-XXI centuries) were created in stages in accordance with the social and temporal needs of society. Three stages are to be distinguished in their formation: organic (beginning, mid-20th century), aesthetic-communication (middle, late 20th century), and ecological resource (XXI century).

2. The main regularities in the formation of historical and modern innovative buildings and structures in the urban environment are revealed.

The main patterns in the formation of innovative historical objects are: the prevalence of the regular structure; increase in the scale characteristics of objects; the use of composi-

tional means in accordance with the tectonics of structures; the presence of a certain symbolism, the identification of individual stylistics; the emergence of structures with a diverse functions: recreational, spectacular, sacral; the presence of an individual artistic image with a huge emotional impact on a person; the creation of facilities with the use of new technologies and unconventional structures.

The main patterns in the formation of innovative modern facilities are: the integration of buildings with the nature; increasing the height of buildings as a criterion for the formation of an innovative object; identification of the informative value of buildings in accordance with their functions; the tendency to the formation of multifunctional objects, the complication of the functional structure of buildings; expressionism in the creation of the artistic image of objects; usage of underground urban techniques, the use of new technologies with natural energy systems in design solutions.

It should be noted that one of the regularities in the formation of innovative historical and modern buildings is their scale. As shown by the analysis of the formation of innovative buildings, scale is one of the most expressive means in the volumetric-spatial composition of any object.

References

1. Krizhanovskaya N.Y., Smirnova O.V., *Etymology of the term «innovation» in the architectural and town-planning activity*. International Scientific Journal 2 (2016) 10–14.
2. Krizhanovskaya N.Y., Smirnova O.V., *Genesis formirovaniya innovacionnih zdanii i sooruzenii v gorodskoi srede: monograph*. Kh. KhNUGH 189 (2016).
3. Lokotko A.I. *Architecture: avant-garde, absurdity, fantasy*. Minsk, Belarus, Navuka 206 (2012).
4. Pokka E.V. *Bridges and covered transitions in architecture of multipurpose public complexes* [electronic resource]. News of KGASU, 3 (37) (2016). – Access mode: http://izvestija.kgasu.ru/files/3_2016/49_55_Pokka.pdf.
5. "Burj Khalifa". *Na rekordnoi visote visokih tehnologii* [electronic resource]. Zdaniya visokih tehnologii 1 (2014) – Access mode: http://zvt.abok.ru/articles/183/Burdzh_Halifa_Na_rekordnoi_visote_visokih_tehnologii.
6. Votinov M.A. *Humanization of object-spatial environment of the center of the largest city*. Problemy teorii i istorii arkhitektury Ukrainy. Sbornik nauchnykh trudov. Odessa: OGASA 15 (2015) 138–144.

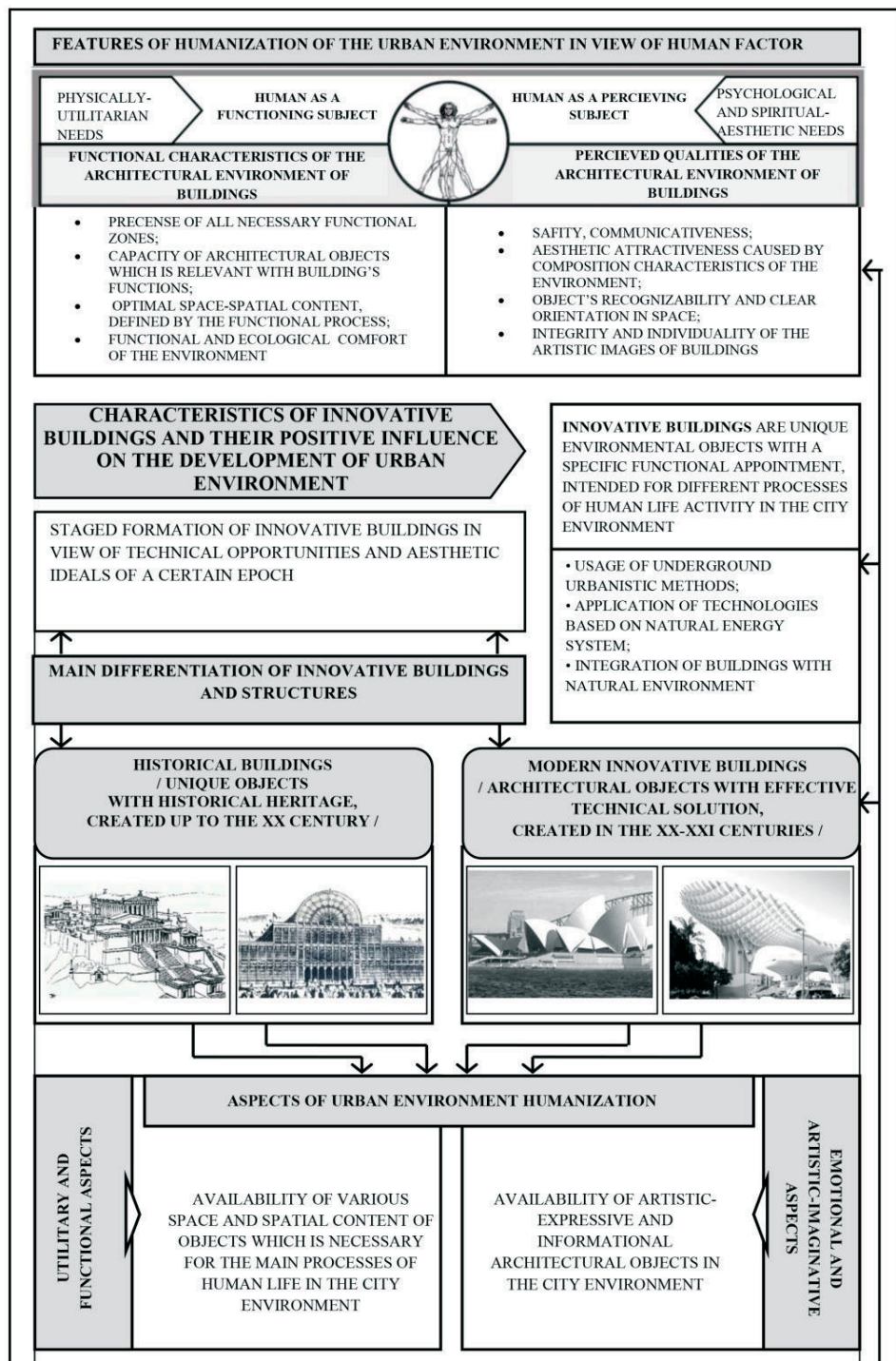


Fig. 1. Innovative buildings as a means of humanization of urban environment

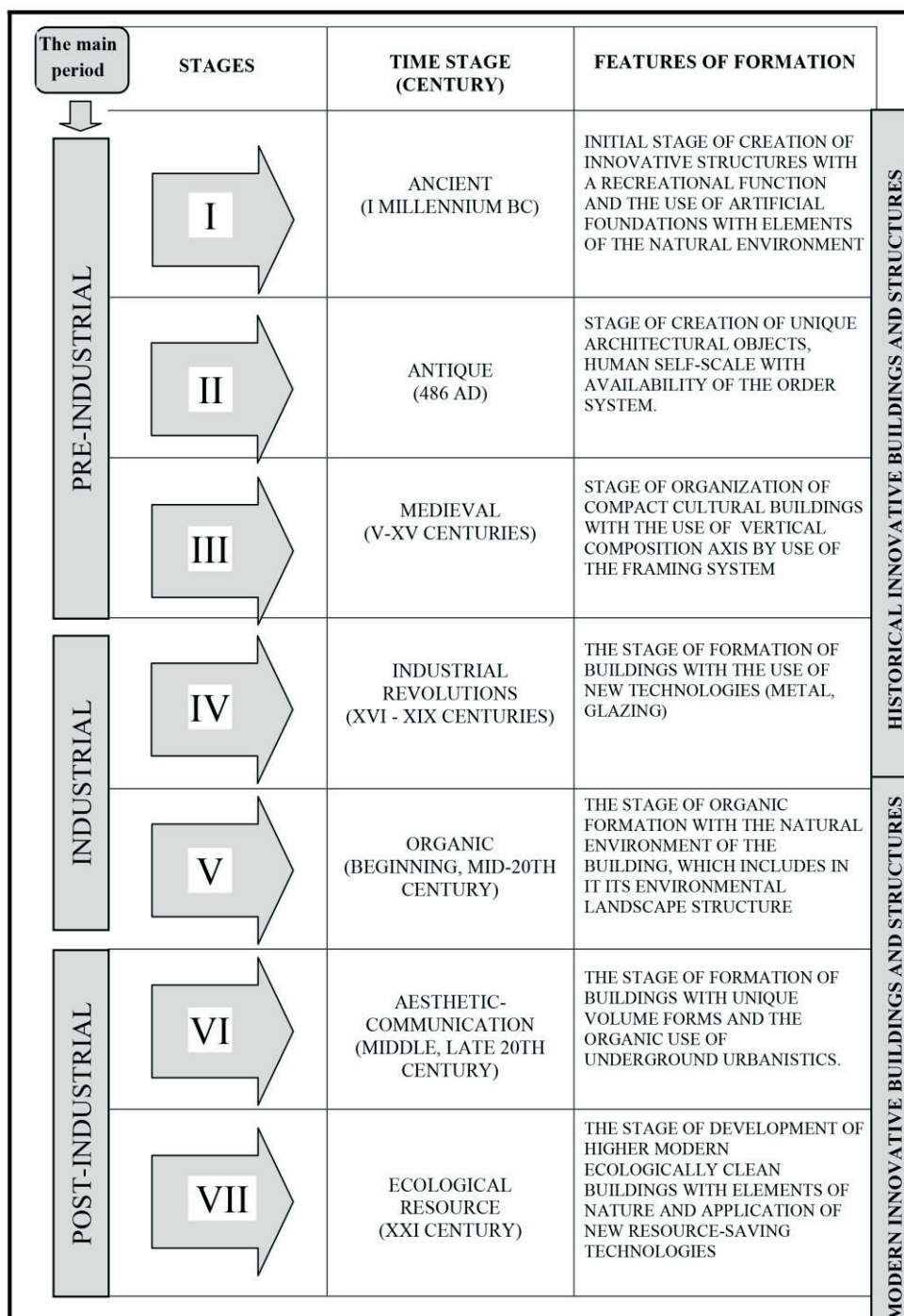


Fig. 2. Periods and stages of formation of innovative buildings and structures in the urban environment

Importowanie mapy zasadniczej do modelu BIM

Andrzej Szymon Borkowski

*Katedra Gospodarki Przestrzennej i Nauk o Środowisku Przyrodniczym,
Wydział Geodezji i Kartografii, Politechnika Warszawska, e-mail: andrzej.borkowski@pw.edu.pl*

Streszczenie: Technologia BIM staje się coraz bardziej popularna w procesie projektowania budynków i budowli. Większość modeli powstaje na mapach do celów projektowych przekazywanych projektantom przez geodetów. Jednak projektowane zmiany, w tym wprowadzenie Kodeksu Urbanistyczno-Budowlanego (KUB), mają dopuścić możliwość projektowania na mapie zasadniczej. W ramach likwidacji barier przy wykonywaniu prac geodezyjnych w określonych przypadkach dozwolone ma być projektowanie na mapach zasadniczych. W artykule przedstawiono możliwość zaimportowania mapy wektorowej wykonanej w technologii CAD do modelu BIM. Prawidłowo zaimportowany podkład geodezyjny jest podstawą do dalszego projektowania w technologii BIM.

Słowa kluczowe: technologia BIM; import; mapa zasadnicza.

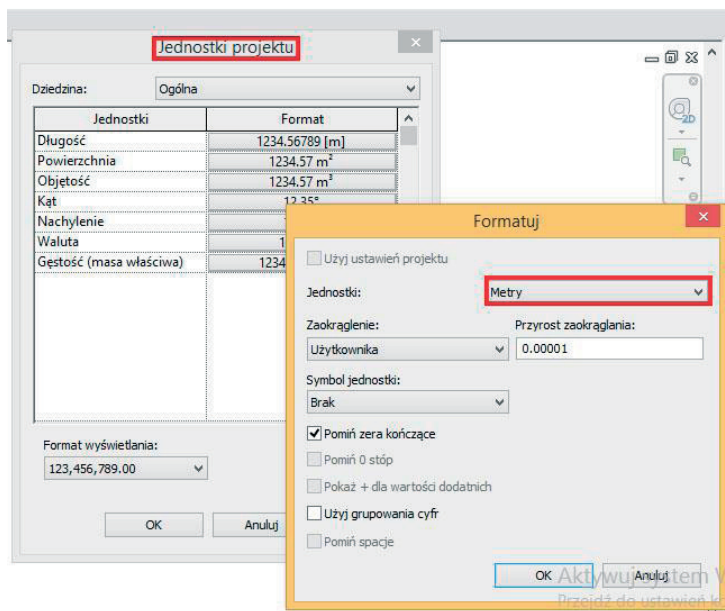
1. Wprowadzenie

Technologia BIM staje się standardem w wielu krajach na całym świecie. Od prawie 10 lat pracują w niej kraje skandynawskie, Stany Zjednoczone czy Kanada. Coraz więcej projektów BIM pojawia w krajach rozwijających się m.in. na bliskim i dalekim wschodzie. Również w Polsce, sektor komercyjny wprowadza technologię BIM, niezależnie już od dłuższego czasu, szczególnie duże firmy [1]. BIM pozwala na szybkie i efektywne projektowanie oraz tworzenie wielu wariantów [2]. Jedną z aplikacji opartych na technologii BIM jest niezwykle popularny na całym świecie Autodesk Revit. Revit umożliwia pracę z danymi CAD oraz GIS, które są niezbędne przy projektowaniu inwestycji punktowych czy liniowych [3]. Mapy do celów projektowych oraz mapy zasadnicze to najczęściej wykorzystywane dane przez projektantów. Ich implementacja często bywa skomplikowana i wymaga odpowiedniej precyzji.

2. Mapa zasadnicza

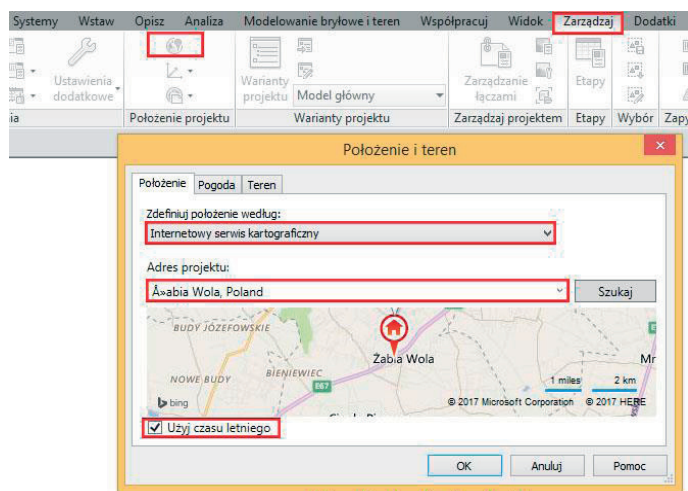
Mapa zasadnicza to podstawowe opracowanie geodezyjno-kartograficzne. Odgrywa bardzo ważną rolę w prowadzeniu dokumentacji geodezyjnej dla całego kraju. Pojęcie mapy zasadniczej, jej przeznaczenia i funkcji określone jest w ustawie Prawo geodezyjne i kartograficzne [4]. W przepisach mapa zasadnicza definiowana jest jako opracowanie wielkoskalowe, które zawiera aktualne informacje o przestrzennym rozmieszczeniu obiektów ogólnogeograficznych oraz elementach ewidencji gruntów, budynków, a także nadziemnych, naziemnych i podziemnych sieci uzbrojenia terenu. Mapa zasadnicza stanowi podstawową bazę dla wszystkich opracowań kartograficznych i obejmuje swoim zasięgiem terytorium całego kraju [5]. Dotychczas niezaktualizowana mapa zasadnicza nie mogła stanowić podstawy do opracowywania projektów budynków czy sieci. Jednak projektowane zmiany, w tym wprowadzenie Kodeksu Urbanistyczno-Budowlanego (KUB), umożliwi

W aplikacji Revit wybrano szablon do projektowania architektury i zagospodarowania terenu, a następnie ustawiono jednostki projektu (Rys. 3). Wybór szablonu projektu jest niezwykle istotny. Wpływa on bowiem na metody wyświetlania obiektów fizycznych i analitycznych. Podobnie jest w przypadku wyboru dyscypliny projektu. Wybierając pomiędzy architekturą, konstrukcjami czy instalacjami istnieje możliwość zmiany wyświetlania grafik, materiałów czy tekstur poszczególnych obiektów [7].



Rys. 3. Ustalenie jednostek projektu w aplikacji Revit

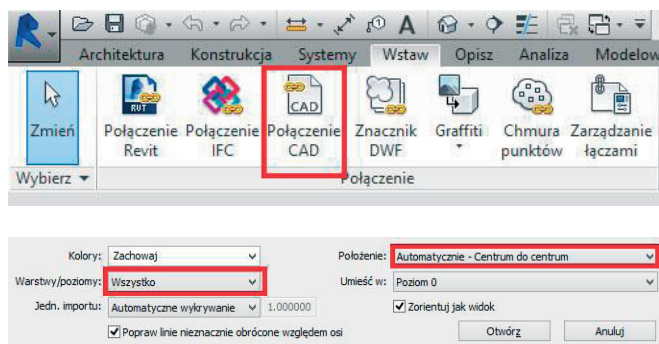
Następnie określono lokalizację położenia projektu (Rys. 4). Lokalizacja jest bardzo ważna ze względu na analizy promieniowania słonecznego i oświetlenia naturalnego.



Rys. 4. Ustalenie lokalizacji projektu

W przypadku lokalizacji do wyboru są dwa systemy lokalizacji: internetowy serwis kartograficzny (WMS) oraz domyślna lista miast. Pierwszy system wymaga połączenia z Internetem, natomiast drugi działa offline. Przed wyborem odpowiedniej lokalizacji należy również sprawdzić czy kraj, w którym sporządzany jest projekt, stosuje czas letni (na terenach państw należących do UE stosuje się czas letni).

Następnie dokonano importu mapy zasadniczej na poziomie terenu (Rys. 5). Teren ze względu na swoje cechy, w tym wyświetlanie elementów topograficznych jest w tym przypadku najlepszym wyborem. Jeśli podkład zawiera informacje o odniesieniu względem poziomu morza, wystąpi potrzeba ustawienia zakresu wyświetlania głównego górnego poziomu na nieograniczony, zaś linię cięcia modelu można ustawić ponad najwyższą rzędną odczytaną z podkładu. Pozwoli to na uniknięcie niekontrolowanego przycięcia modelu terenu. Innym wyjściem jest zmiana rzędnej modelu na najniższą rzędną odczytaną z mapy zasadniczej.



Rys. 5. Opcje importu mapy zasadniczej

Po imporcie podkład ustawiono zgodnie ze współrzędnymi odczytanymi z mapy zasadniczej. Warto oprócz tego ustawić punkt bazowy projektu oraz jeden punkt pomiarowy, do którego projektant będzie mógł na każdym etapie się odnieść (Rys. 6).



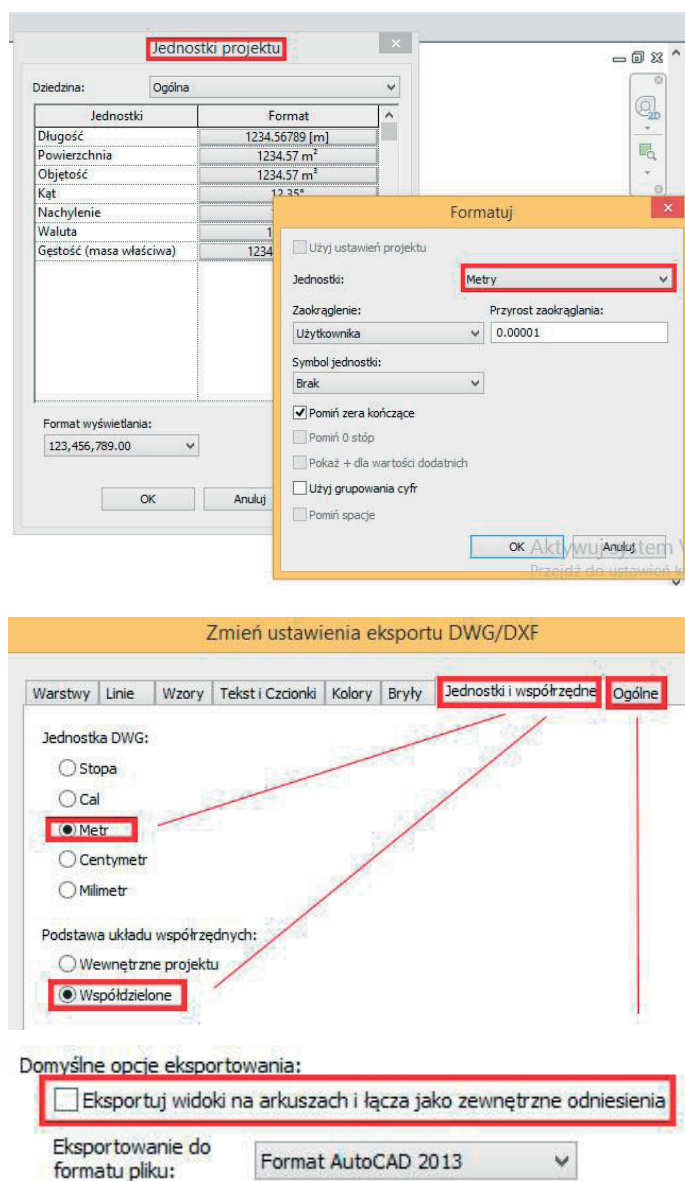
Rys. 6. Punkt bazowy projektu i punkt pomiarowy

4. Wykorzystanie mapy zasadniczej w modelu BIM

Technologia BIM umożliwia automatyczne tworzenie trójwymiarowego modelu terenu. Teren można modelować ręcznie, wprowadzając rzędne i położenia punktów lub automatycznie importując pliki z pomiarami geodezyjnymi. Trzecim sposobem jest wykorzystanie pliku DWG, który zawiera rzędne rozmieszczone na odpowiednich wysokościach, tworząc warstwy.

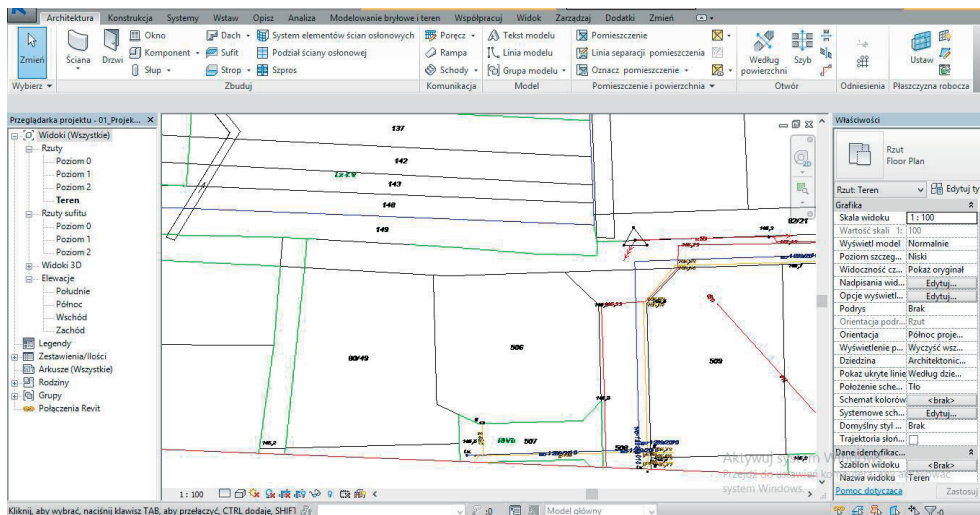
Revit umożliwia wprowadzanie na mapie zasadniczej etykiet warstw, granic nieruchomości czy elementów zagospodarowanie terenu. Przed rozpoczęciem modelowania budynku czy inwestycji o charakterze liniowym warto zablokować podkład oraz wymodelowany teren. W ten sposób unika się niepożądanych przesunięć elementów modelu.

W trakcie pracy mogą pojawić się wątpliwości czy przez różnice w pracy programów BIM i CAD, można otworzyć stworzony projekt ponownie w pliku DWG. W tym celu należy pamiętać, że podczas eksportu warto zwrócić uwagę na opcje ustawień jednostek DWG, podstawy układu współrzędnych oraz zapisu łącz jako zewnętrznych odniesień.



Rys. 7. Opcje eksportu do pliku DWG

Prawidłowo przygotowany model BIM z mapą zasadniczą przedstawia Rys. 8.



Rys. 8. Mapa zasadnicza w modelu BIM

5. Podsumowanie

Wykorzystywanie plików CAD w technologii BIM stanowi duże ułatwienie dla użytkowników programów opartych na BIM. Import mapy zasadniczej jest niezwykle istotny w przypadku dalszych etapów projektowania. Błędnie zaimportowane dane CAD czy GIS będą generować kolejne błędy, a sam projekt być może trzeba będzie tworzyć od początku. Technologia BIM stanowi nową perspektywę w projektowaniu. Zalety i szanse płynące z jej zastosowania, zdecydowanie przeważają nad wadami i wyzwaniem stojącymi przed projektantami.

Literatura:

1. Walczak Z., Szymczak-Graczyk A., Walczak N. *BIM jako narzędzie przyszłości w projektowaniu i rewitalizacji obiektów budowlanych*. Przegląd Budowlany 1 (2017) 20-26.
2. Węgierek P., Borkowski A. Sz. *Revit Architecture. Podstawy Projektowania*. ELPRO Ośrodek Doskonalenia Zawodowego Sp. z o.o., Lublin, 2016.
3. Adach K. *Spojrzenie na BIM firmy Autodesk*. Materiały Budowlane 9 (2013) 70-71.
4. Ustawa z dnia 17 maja 1989 r. Prawo geodezyjne i kartograficzne. Dz.U. 1989 nr 30 poz. 163.
5. Bielecka E., Izdebski W. *Od danych do informacji – teoretyczne i praktyczne aspekty funkcjonowania mapy zasadniczej*. 1-12.
http://www.izdebski.edu.pl/kategorie/Publikacje/Izdebski_Bielecka_2014_01.pdf [dostęp z dnia 6.07.2017].
6. Nalepka M., Mrozek R. *Zalety i wady technologii BIM*. Builder 6 (2017) 118-123.
7. Kolun P., Tomczak A., Turbakiewicz J. *Autodesk Revit. Podstawowe funkcje programu*.
http://bim.put.poznan.pl/skrypt/Skrypt_szkoleniowy-AutodeskRevit-podstawowe_funkcje_programu.pdf [dostęp z dnia 11.06.2017].

Importing the basic map to the BIM model

Andrzej Szymon Borkowski

*Department of Spatial Planning and Environmental Sciences, Faculty of Geodesy and Cartography,
Warsaw University of Technology, e-mail: andrzej.borkowski@pw.edu.pl*

Abstract: BIM technology becomes more and more popular in the process of design of buildings and construction. Most models are created on maps for design purposes sent to designers by surveyors. However, the proposed changes, including the introduction of the Urban and Building Code, are intended to allow to design on the basic map. In some cases it will be possible to design buildings on the basic maps. The paper presents the possibility of importing a vector map made in CAD technology into the BIM model. Properly imported underlay is the basis for further design in BIM technology.

Keywords: BIM technology; import; basic map.

Cechy mechaniczne matryc cementowych i cementowo-asfaltowych z dodatkiem mialu gumowego

Jerzy Kukielka

*Politechnika Lubelska, Wydział Budownictwa i Architektury, Katedra Dróg i Mostów,
e-mail: jerzy.kukielka@pollub.pl*

Streszczenie: Matryce cementowe znane są dotychczas z badań betonów. Matryce cementowo-asfaltowe z zaczynu cementowego i emulsji asfaltowej są stosowane w mieszankach mineralno-cementowo-emulsyjnych (MMCE). Wytrzymałość matrycy w mieszankach MMCE nie była dotychczas badana. Matryce cementowo-asfaltowe z dodatkiem mialu gumowego o uziarnieniu 0/1 mm proponowane są przez autora do stosowania w MMCE [3, 26]. W artykule zamieszczono wyniki badania cech mechanicznych wymienionych matryc do celów porównawczych oraz do wstępnej oceny ich przydatności do podbudów z MMCE. Wykonano badania wytrzymałości na pośrednie rozciąganie, wytrzymałości na ściskanie oraz modułów sztywności metodą NAT i 4 PB-PR.

Słowa kluczowe: matryca cementowa, matryca cementowo-asfaltowa, mial gumowy, mieszanki mineralno-cementowo-emulsyjne.

1. Wstęp

Przepisy dotyczące recyklingu nawierzchni na zimno w wielu krajach zalecają rozwiązanie wyłącznie z cementem lub z emulsją asfaltową albo z cementem i emulsją asfaltową [19, 20, 21, 22, 23]. Polskie przepisy stosowania recyklingu na zimno dotyczą zastosowania łącznie cementu i emulsji asfaltowej [6, 7, 8, 24].

Autor badał początkowo betony asfaltowo-cementowe (BAC) [2, 10, 11], w których stosuje się wyłącznie cement jako środek wiążący, następnie mieszanki mineralno-cementowo-emulsyjne (MMCE), gdzie stosuje się jako środki wiążące cement i emulsję asfaltową [5, 12] i obecnie mieszanki mineralno-cementowo-emulsyjne z dodatkiem mialu gumowego z recyklingu opon samochodowych o uziarnieniu 0/1 mm [3, 26, 27].

Ziarna kruszywa stanowiące np. dodatek do BAC wraz z destruktem asfaltowym powiązane są siłami adhezji przez kruchą matrycę cementową, której cechy są znane [13, 17].

Stos okruszowy MMCE z ziarnami destruktu i kruszywa doziarniającego, stanowią inkluzję w matrycy cementowo-asfaltowej, której cechy mechaniczne nie są dotychczas jednoznacznie rozpoznane.

Dodatek mialu gumowego 0/1 mm do MMCE powinien przyczynić się do zwiększenia trwałości zmęczeniowej i zmniejszenia dynamicznego modułu sztywności sprężystej jak można wnioskować z wstępnie przeprowadzonych badań [3].

Matryca cementowo-asfaltowa obtacza najdrobniejsze cząsteczki mialu gumowego i kruszywa w MMCE co w zasadniczy sposób wpływa na cechy mechaniczne kompozytu. W pracy zamieszczono wyniki badań dotyczących matryc bez i z dodatkiem mialu gumowego o uziarnieniu 0/1 mm.

Stwardniały zaczyn cementowy składa się z następujących związków chemicznych [17]:

- uwodnionych krzemianów wapnia,
- uwodnionych glinianów wapnia, glinożelazianów, siarczanoglinianów,
- wodorotlenku wapnia i węgla wapnia,
- składników śladowych takich jak tlenki wapnia i magnezu, sodu i potasu.

Żel krzemianu wapniowego jako faza C-S-H zajmuje największą objętość struktury matrycy cementowej od 48% do 70%. Fazą słabszą od C-S-H jest C-H a najsłabszą fazą ITZ (Interfacial Transition Zone) na styku matrycy cementowej z kruszywem. Propagacja pęknięć skrzydłowych w matrycy cementowej rozpoczyna się w betonach na powierzchni ziaren [13].

Brak jest badań dotyczących możliwości występowania fazy ITZ na styku matrycy cementowej z destruktem asfaltowym, gdy np. w mieszankach BAC związanych wyłącznie cementem stosowany jest także dodatek drobnego kruszywa doziarniającego (około 7%).

Matryca cementowo-asfaltowa jest fazą wiążącą ziarna destruktu i kruszywa doziarniającego (<50%) w mieszankach MCE.

Mieszanki mineralno-cementowo-emulsyjne (MMCE) są stosowane i badane w wielu krajach [1, 6, 9, 12, 15, 19]. W Polsce badane są np. mieszanki cementowo-asfaltowe o różnych składach i po różnym czasie twardnienia [4, 14]. Od niedawna prowadzone są także prace dotyczące cech zmęczeniowych mieszanek z zastosowaniem cementu i emulsji asfaltowej [9, 15]. Względnie duża ilość badań wykonano w przypadku past asfaltowo-cementowych przeznaczonych do różnych zastosowań [16]. Własności reologiczne świeżych past, w tym z dodatkiem superplastyfikatorów, mączki wapiennej oraz środków przeciwpieniących, w przypadku użycia emulsji anionowej i kationowej, charakteryzowały się wielkościami naprężeń ścinania przy szybkości ścinania od 1 s^{-1} do 100 s^{-1} w granicach odpowiednio od 80 Pa do 40 Pa gdy $\text{EmA/CEM} = 0,4$ i od 35 Pa do 10 Pa gdy $\text{EmA/CEM} = 1,4$. Dobłą przyczepnością charakteryzują się matryce z emulsją kationową, które posiadają niskie pH [16].

W przypadku matrycy cementowo-asfaltowej w MMCE ważna jest zwłaszcza przyczepność do destruktu i kruszywa doziarniającego, przyrost wytrzymałości w czasie twardnienia cementu oraz wytrzymałość zmęczeniowa.

Matryca cementowo-asfaltowa z dodatkiem mialu gumowego zapewnia powiązanie ziaren kruszywa i destruktu a ponadto wypełnia wolne przestrzenie w MMCE, które stanowić mogą do 15% objętości w przypadku ruchu średniego KR3-KR4 i do 18% w przypadku ruchu lekkiego KR1-KR2 [24]. Matryca z dodatkiem mialu gumowego przyczynia się do zmniejszenia sztywności podbudowy z MMCE i zwiększenia trwałości zmęczeniowej [3, 26, 27].

Rozpoczęte przez autora badania matryc cementowo-asfaltowych oraz matryc cementowo-asfaltowych z dodatkiem mialu gumowego 0/1 mm powinny przyczynić się do pełniejszej oceny podbudów. Jednorodność mieszanek przygotowanych w urządzeniach stacjonarnych nie różni się zasadniczo w przekroju warstwy. Wykonanie podbudowy MMCE metodą „in situ” poprzez wymieszanie składników za pomocą recyklera powinno charakteryzować się możliwie małą zawartością wolnych przestrzeni oraz przygotowaniem jednorodnej matrycy i inkluzji zwłaszcza w spodzie warstwy, gdzie występują największe siły rozciągające od obciążenia ruchem lub z powodu różnicy temperatur. Stosowanie w praktyce skrapianie wodą mieszanki destruktu i kruszywa doziarniającego przed późniejszym rozłożeniem cementu, wstępnym wymieszaniu i skropieniu emulsją asfaltową, powinno zapewnić możliwie optymalną wilgotność w całym przekroju warstwy zwłaszcza na jej spodzie. Grawitacyjne (samoczynne) zagęszczanie matrycy cementowo-asfaltowej w wolnych przestrzeniach w tym na spodzie warstwy, zależy głównie od dokładności dozowania wody i emulsji asfaltowej.

2. Materiały wykorzystane do przygotowania matrycy

Według Instrukcji [24] należy stosować cement portlandzki CEM I lub cement portlandzki wieloskładnikowy CEM II klasy 32,5 lub 42,5 spełniający wymagania PN-EN 197-1 „Cement. Część 1. Skład, wymagania i kryteria zgodności dotyczące cementów powszechnego użytku”. Do wykonania matrycy przyjęto cement portlandzki CEM I 42,5 R.

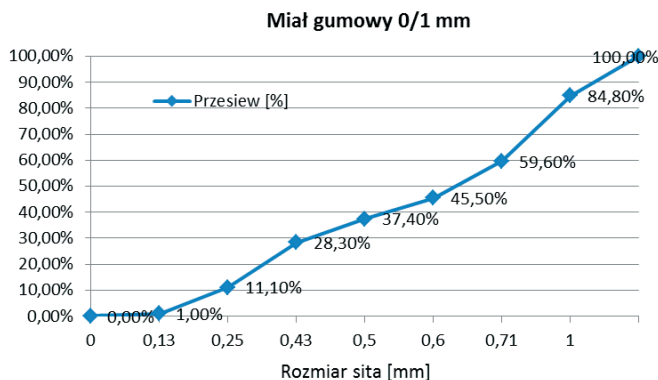
Drogowe kationowe emulsje asfaltowe wytwarzane są w młynkach koloidalnych, gdzie stosuje się jako fazę rozpraszającą emulgator, wodę i kwas solny mieszając składniki w temperaturze 80÷85°C. Asfalt i upłynniacz, jako faza rozproszona, podgrzewany jest do 100÷150°C w zależności od penetracji w celu uzyskania lepkości odpowiadającej wodzie. Temperatura 100°C asfaltu i wody zapobiega pienieniu się emulsji.

Do recyklingu głębokiego na zimno stosuje się obecnie emulsję wolnorozpadową nadstabilną C60B10 MZ/R według PN-EN 13808:2013-10 zastępując poprzednią emulsję C60B5 R według PN-EN 13808:2010. Ponadto zaleca się aby emulsja spełniała dodatkowo następujące warunki [24]:

- rodzaj asfaltu: 50/70 lub 70/100 wg PN-EN 12591 „Asfalty i lepiszcza asfaltowe. Wymagania dla asfaltów drogowych”,
- brak rozpuszczalników i topników,
- emulsja powinna charakteryzować się dobrą tolerancją ze spoiwem.

Do wykonania matrycy cementowo-emulsyjnej zastosowana została emulsja nadstabilna C60B5 R.

Miał gumowy o uziarnieniu 0/1 mm został udostępniony przez Zakład Produkcji Granulatu Gumowego Orzeł S.A. z Poniatowa. Uziarnienie zgodnie z danymi producenta zamieszczono na rys. 1.



Rys. 1. Uziarnienie mialu gumowego 0/1 mm

3. Rodzaje i sposób przygotowania próbek

Przygotowano następujące składy matryc z zaczynu cementowego (CEM), zaprawy cementowo-emulsyjnej (CEM:EmA), cementowo-gumowej (CEM:MG) i cementowo-gumowo-emulsyjnej (CEM:MG:EmA), prezentowane na fot. 1÷2;

A – W:CEM = 0,5

B – CEM:MG = 1,5:1

C – CEM:EmA = 5:3

D – CEM:MG:EmA = 1:1:1

E – CEM:MG:EmA = 1,5:1:1

F – CEM:MG:EmA = 2:1:1

Z każdego składu matrycy wykonano 9 próbek walcowych o wymiarach $\varnothing 80 \times 80$ mm, 12 próbek $\varnothing 100 \times 63,5$ mm oraz po 9 beleczek $380 \times 63 \times 50$ mm. Wszystkie składy matryc posiadały W/C w przedziale $0,5 \div 0,6$, tak aby uzyskać konsystencję plastyczną i po wypełnieniu form nie ulegały segregacji. Próbki zagęszczane grawitacyjnie pozostawały w formach przez 24 godz. po czym następowało ich rozformowanie i przechowywanie w temperaturze pokojowej w zabezpieczeniu przed odparowaniem wody przez okres 28 dni.



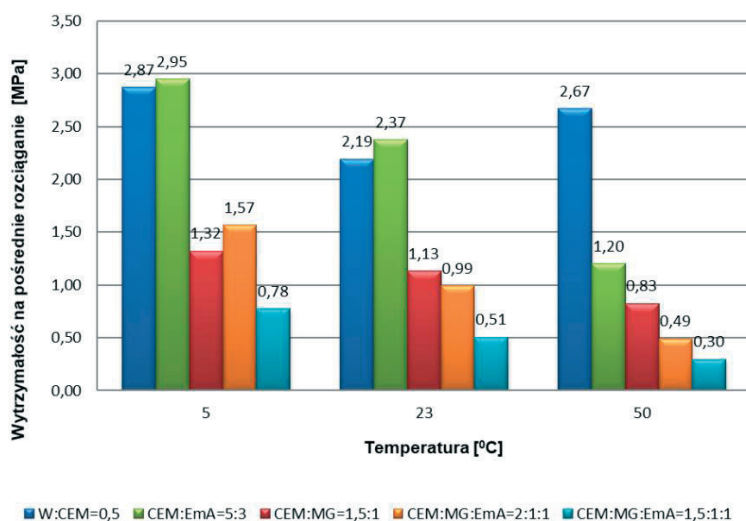
Fot. 1. Próbk $\varnothing 80 \times 80$ mm po badaniu wytrzymałości na ściskanie osiowe



Fot. 2. Próbk $\varnothing 100 \times 63,5$ mm po badaniu wytrzymałości na pośrednie rozciąganie

4. Wyniki badań matryc cementowo-asfaltowych

Badania wytrzymałości na pośrednie rozciąganie, na ściskanie oraz modułów sztywności metodą NAT i 4PB-PR przeprowadzono w temperaturach 5°C , 23°C i 50°C . Temperatura 5°C została przyjęta zgodnie z zaleceniami Instrukcji [24], 23°C odpowiada temperaturze przyjmowanej jako średnia w okresie lata w Polsce, natomiast 50°C odpowiada maksymalnej temperaturze jaka może wystąpić w warstwie podbudowy. Próbki były przechowywane przez min. 4 godziny w komorze klimatyzacyjnej przed badaniem, które przeprowadzano niezwłocznie po ich wyjęciu. W trakcie badań stwierdzono, że próbki o składzie matrycy D – CEM:MG:EmA = 1:1:1 mają wyniki kilkakrotnie niższe od próbek matrycy E – CEM:MG:EmA = 1,5:1:1 w związku z czym pominięto je w dalszej analizie.



Rys. 2. Wytrzymałość na pośrednie rozciąganie próbek $\varnothing 100 \times 63,5$ mm z matryc CEM, CEM:EmA, CEM:MG i CEM:MG:EmA po 28 dniach dojrzewania

Badanie wodoodporności przeprowadzono zgodnie z Instrukcją [24] przy czym, ze względu różny czas niezbędny do uzyskania pełnego nasączenia matryc zastosowano metodę polegającą na ważeniu próbki po każdej dobie nasączania do uzyskania stałej masy. Odporność na działanie wody jako pozostała wytrzymałość na pośrednie rozciąganie po przechowywaniu próbek w wodzie obliczono według wzoru [25]:

$$ITSR = 100 \times \frac{ITS_w}{ITS_d} \quad (1)$$

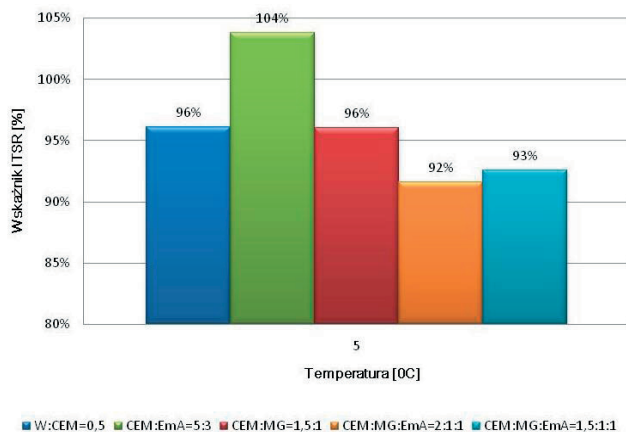
w którym: $ITSR$ – wskaźnik wytrzymałości na rozciąganie pośrednie po nasączeniu próbek wodą [%], ITS_w – średnia wytrzymałość na rozciąganie pośrednie próbek nasączonych wodą [MPa], obliczona za pomocą wzoru:

$$ITS_w = \frac{2 \times P_w}{\pi \times D \times h} \quad (2)$$

ITS_d – średnia wytrzymałość na rozciąganie pośrednie próbek suchych [MPa], obliczona za pomocą wzoru:

$$ITS_d = \frac{2 \times P_d}{\pi \times D \times h} \quad (3)$$

P_w , P_d – maksymalna wartość siły ściskającej [N], D – średnica próbki w zaokrągleniu do 0,1 mm, h – wysokość próbki w zaokrągleniu do 0,1 mm.

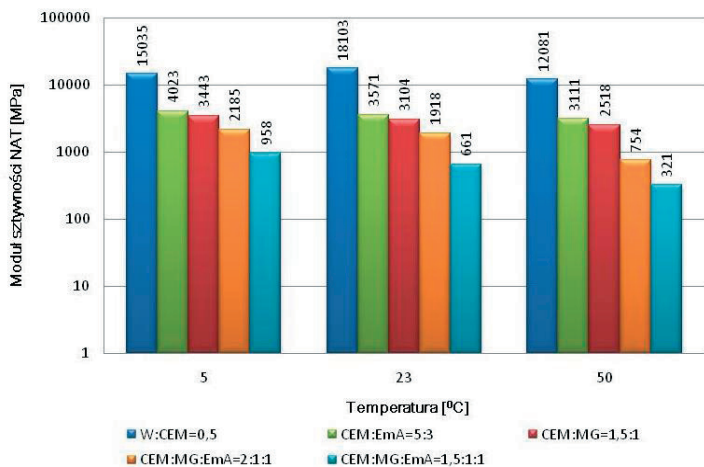


Rys. 3. Wskaźniki wodoodporności próbek Ø100×63,5 mm z matryc CEM, CEM:EmA, CEM:MG i CEM:MG:EmA w temperaturze 5°C po 28 dniach dojrzewania

Badanie modułu sztywności sprężystej przeprowadzono metodą NAT, która polega na przyłożeniu takiego obciążania aby uzyskać zadane przemieszczenie na czujnikach umieszczonych prostopadle do niego, pozwalając na uzyskanie informacji o odkształceniu co pozwala obliczyć wartość modułu według wzoru [19]:

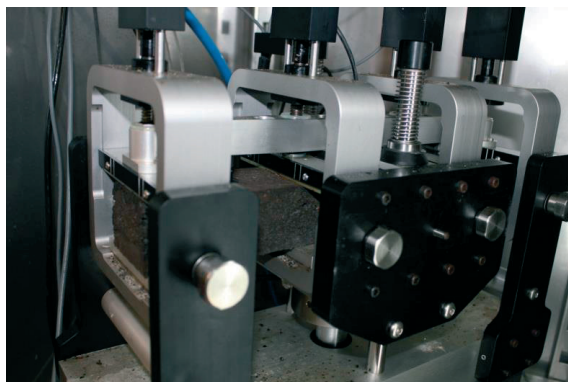
$$E = \frac{L \cdot (\nu + 0,27)}{D \cdot t} \quad (4)$$

w którym: E – moduł sztywności sprężystej NAT badanej próbki [MPa], L – największa wartość przykładanej siły do próbki [N], ν – współczynnik Poissona zależny od temperatury, D – największe przemieszczenie poziome próbki [mm], t – grubość próbki [mm].

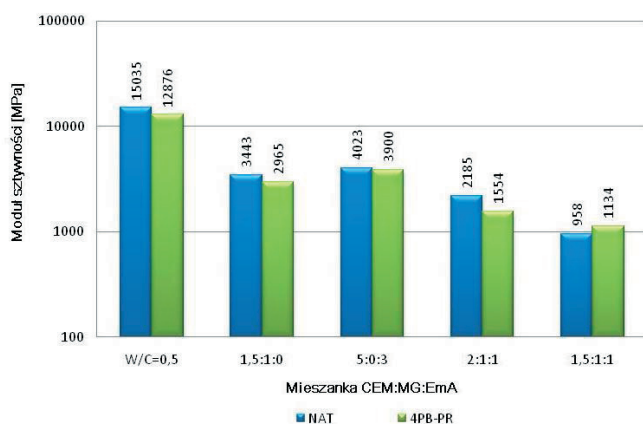


Rys 4. Moduły sztywności sprężystej NAT próbek Ø100×63,5 z matryc CEM, CEM:EmA, CEM:MG i CEM:MG:EmA badanych w temperaturach 5°C, 23°C, 50°C, po 28 dniach dojrzewania

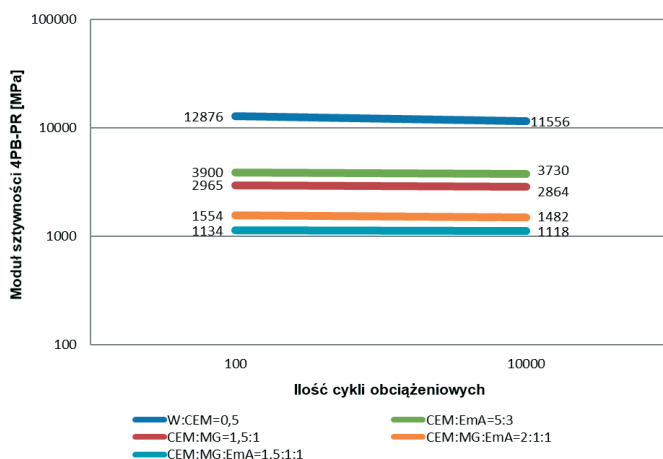
Badanie modułu sztywności metodą 4PB-PR wykonano zgodnie z normą PN-EN 12697-26:2003 (fot. 4)



Fot. 3. Badanie modułu sztywności beleczek 380×63×50 mm z matrycy CEM:MG:EmA metodą 4PB-PR



Rys. 5. Porównanie wyników badania modułów sztywności sprężystej na próbkach Ø100×63,5 z matrycy CEM, CEM:EmA, CEM:MG i CEM:MG:EmA, mm metodą NAT i beleczek 380×63×50 mm metodą 4PB-PR w temperaturze 5°C, po 28 dniach dojrzewania



Rys. 6. Porównanie wyników wstępnych badań zmęczenia beleczek 380×63×50 mm z matrycy CEM, CEM:EmA, CEM:MG i CEM:MG:EmA w temperaturze 5°C, po 28 dniach dojrzewania

Na próbkach walcowych $\varnothing 80 \times 80$ mm wykonano badanie wytrzymałości na ściskanie osiowe dwuetapowo. Pierwsze badanie przeprowadzono do momentu uzyskania maksymalnej siły i automatycznego zatrzymania procesu dalszego ściskania. Na tych samych próbkach wykonano powtórne badanie ściskania również do uzyskania maksymalnej siły i automatycznego zatrzymania prasy. Na podstawie uzyskanych wyników obliczono wskaźniki wtórnej wytrzymałości na ściskanie próbek z matryc według wzoru:

$$I_{f_{cm}} = 100 \times \frac{f_{cm1}}{f_{cm2}} \quad (5)$$

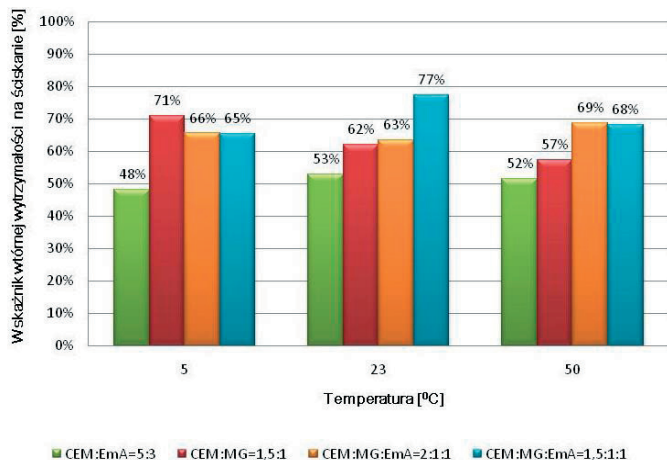
w którym: $I_{f_{cm}}$ – wskaźnik wtórnej wytrzymałości na ściskanie [%], f_{cm1} – pierwotna średnia wytrzymałość na ściskanie [MPa], obliczona za pomocą wzoru:

$$f_{cm1} = \frac{4 \times P_1}{\pi \times D^2} \quad (6)$$

f_{cm2} – wtórna średnia wytrzymałość na ściskanie próbek po pierwszym obciążeniu [MPa], obliczona za pomocą wzoru:

$$f_{cm2} = \frac{4 \times P_2}{\pi \times D^2} \quad (7)$$

P_1 – maksymalna wartość siły ściskającej przy pierwotnym obciążeniu [N], P_2 – maksymalna wartość siły ściskającej przy wtórnym obciążeniu [N], D – średnica próbki w zaookrągleniu do 0,1 mm.



Rys. 7. Wskaźniki wytrzymałości na ściskanie osiowe próbek walcowych $\varnothing 80 \times 80$ mm z matryc CEM, CEM:EmA, CEM:MG i CEM:MG:EmA, po 28 dniach dojrzewania

5. Analiza wyników badań

Przeprowadzone badania wytrzymałości na pośrednie rozciąganie próbek z matryc pozwalają stwierdzić, że dodatek emulsji asfaltowej do zaczynu cementowego nie wpływa znacząco na wytrzymałość w temperaturach od 5°C do 23°C natomiast w 50°C powoduje około 50% jej spadek. Dodatek wyłącznie miazły gumowy do zaczynu cementowego

powoduje spadek wytrzymałości na pośrednie rozciąganie i w niewielkim stopniu zależy od temperatury. Wpływ temperatury na gumę jest znacznie mniejszy niż na asfalt z emulsji.

Badania odporności próbek na działanie wody zgodnie z metodą zalecaną w Instrukcji [24] wykazały bardzo dobrą wodoodporność matryc, najkorzystniejszą w przypadku zaczynu cementowego z emulsją asfaltową.

Badania modułów sztywności próbek z matryc metodą NAT wykazały, że dodatek tylko mialu gumowego lub tylko emulsji asfaltowej powoduje około czterokrotne zmniejszenie wielkości E_s w stosunku do zaczynu cementowego. Połączenie obu dodatków do zaczynu cementowego powoduje około ośmiokrotny spadek modułu sztywności w stosunku do zaczynu cementowego. Tylko skład matrycy CEM:MG:EmA = 2:1:1 zapewnia uzyskanie wielkości powyżej minimalnej $E_s = 1500$ MPa zalecanej w Instrukcji [24].

Wyniki badań modułów sztywności próbek z matryc metodą 4PB-PR wykonane w temperaturze 5°C są mniejsze o około 10% od uzyskanych metodą NAT.

Wstępne badania zmęczeniowe przy zadanym odkształceniu 50 $\mu\text{m/m}$ po 10^4 cyklach obciążeń jak na rys. 6. wykazały, że beleczki z matrycy cementowej charakteryzowały się spadkiem modułu sztywności o 10,2%, z matrycy CEM:MG:EmA = 2:1:1 o 4,6%, natomiast najmniejszy dotyczył matrycy CEM:MG:EmA = 1,5:1:1 o 1,4%.

Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie osiowe pierwotne i wtórne pozwoliły określić w jakim stopniu mial gumowy wpływa na możliwość przenoszenia obciążeń po przekroczeniu naprężeń krytycznych. Próbkki matrycy z udziałem mialu gumowego i emulsji asfaltowej mogą przenosić około 65%, natomiast próbki z zaczynu cementowego około 50% pierwotnego naprężenia krytycznego po wtórnym obciążeniu, gdy po uzyskaniu maksymalnej siły następowało automatyczne wyłączenie prasy.

6. Wnioski końcowe

1. Przeprowadzone badania cech mechanicznych próbek z matryc cementowych i cementowo-asfaltowych z dodatkiem mialu gumowego pozwalają stwierdzić, że wpływa on istotnie na obniżenie wytrzymałości na pośrednie rozciąganie oraz modułu sztywności sprężyste.
2. Wymagania minimalne dla dróg o obciążeniu ruchem KR1-KR2 wprowadzone w Instrukcji [24] dotyczące wytrzymałości na pośrednie rozciąganie i modułu sztywności wynoszą odpowiednio $ITS = 0,6$ MPa i $E_s = 1500$ MPa, co pozwala zakwalifikować jako przydatny skład matrycy z miałem gumowym CEM:MG:EmA = 2:1:1. Odpowiada to np. dodatkowi 4% cementu, 2% mialu gumowego i 2% emulsji asfaltowej w MMCE.
3. Największą wytrzymałość na pośrednie rozciąganie w temperaturze 5°C $ITS = 2,95$ MPa posiadały próbki z matrycy CEM:EmA = 5:3, która jest większa od wartości maksymalnej dla ruchu KR3-KR4 według Instrukcji [24] wynoszącej $ITS = 1,6$ MPa. Wytrzymałość matrycy CEM:MG:EmA = 2:1:1 wynosząca $ITS = 1,57$ MPa odpowiada wymienionym wymaganiom.
4. Dodatek mialu gumowego, przyczynia się do zmniejszenia modułu sztywności i wytrzymałości na pośrednie rozciąganie, natomiast na podstawie wstępnych badań korzystnie wpływa na trwałość zmęczeniową.

Ocena matrycy jest pomocniczą do określenia przydatności dodatku mialu gumowego do MMCE według obecnych wymagań.

Literatura

1. Bocci M., Grilli A., Cardone F., Graziani A. *A study on the mechanical behaviour of cement-bitumen treated materials*. Construction and Building Materials 25 (2011) 773–778.
2. Chałabis J., Firlej S., Kukiela J. *Ocena konstrukcji nawierzchni o podbudowach z betonu asfaltowo-cementowego – BAC*. V Międzynarodowa Konferencja "Trwałe i bezpieczne nawierzchnie drogowe", Kielce, maj 1999 r.
3. Dębiński M., Kukiela J. *Mieszanki mineralno-cementowo-emulsyjne (MMCE) modyfikowane miazgą gumową*. Budownictwo i architektura 15(1) (2015) 115-121.
4. Dołżycki B., Jaczewski M., Szydłowski C. *The influence of binding agents on stiffness of mineral-cement-emulsion mixtures*. Modern Building Materials, Structures and Techniques, Procedia Engineering 172 (2017).
5. Firlej S., Kukiela J., Kukiela J. *Odształcalność podbudów z mieszanek mineralno-cementowo emulsyjnych (MCE)*. VIII Międzynarodowa Konferencja Trwałe i bezpieczne nawierzchnie drogowe, Kielce 8-9 maj 2002, Kielce 7-8 maja 2002, s. 367-374.
6. Judycki J., Dołżycki B., Hutnik K., Stienss M. *Weryfikacja zasad projektowania mieszanek mineralno-cementowo-emulsyjnych*. Zlecenie GDDKiA 2005. Praca naukowo-badawcza Politechniki Gdańskiej 2006 r.
7. Judycki J., Dołżycki B., Wiśniewska Z. *Opracowanie procedury doprojektowania mieszanek mineralno-cementowo-emulsyjnych (MMCE)*. Zlecenie GDDKiA 2011. Raport I. Praca naukowo-badawcza Politechniki Gdańskiej 2011 r.
8. Judycki J., Dołżycki B., Szydłowski C., Ossowski B. *Opracowanie procedury doprojektowania mieszanek mineralno-cementowo-emulsyjnych (MMCE)*. Zlecenie GDDKiA 2011. Raport II. Praca naukowo-badawcza Politechniki Gdańskiej 2012 r.
9. Kavussi A., Modarres A. *Laboratory fatigue models for recycled mixes with bitumen emulsion and cement*. Construction and Building Materials 24 (2010) 1920–1927.
10. Kukiela J., Kukiela J. *Podbudowy z betonów asfaltowo-cementowych jako alternatywa dla MMCE w Polsce*, II Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna Nowoczesne technologie w budownictwie drogowym, Poznań 6-7 września 2001, s. 148-156.
11. Kukiela J., Kukiela J. *Wpływ temperatury na cechy mechaniczne betonów asfaltowo-cementowych (BAC)*, XLVIII Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB Krynica 2002. Problemy naukowo-badawcze budownictwa: vol.4, Inżynieria komunikacyjna: Mosty: Sesja grantów KBN: Zagadnienia różne, Opole Krynica 15-20 września 2002, s. 83-90.
12. Kukiela J., Sybilski D. *Cechy reologiczne mieszanki mineralno-cementowo-emulsyjnej na podstawie krzywej wiodącej*. I Polski Kongres Drogowy, Warszawa, 04-06 października 2006 r. str. 461-468.
13. Kurdowski W., Trybalska B. *Skład fazowy zaczynu cementowego a właściwości betonu*. Konferencja Naukowo-Techniczna Dni Betonu, Stowarzyszenie Producentów Cementu, Wisła 2004, s. 66–78.
14. Kuźniewski J. *Wpływ wybranych parametrów na moduły sztywności mieszanek mineralno-cementowo-emulsyjnych*. Drogownictwo 11 (2010).
15. Kuźniewski J., Skotnicki Ł., Szydło A. *Fatigue durability of asphalt-cement mixtures*. Bulletin of the Polish Academy of Sciences. Technical sciences 63(1) (2015).
16. Ouyang J., Li H., Han B. *The rheological properties and mechanisms of cement asphalt emulsion paste with different charge types of emulsion*. Construction and Building Materials 147 (2017) 566–575.
17. Golewski G. L. *Procesy pęknięcia w betonie z dodatkiem krzemionkowych popiołów lotnych*. Politechnika Lubelska 2015.
18. Piłat J., Radziszewski P. *Nawierzchnie asfaltowe*. WKŁ Warszawa. Wydanie III 2010 r.
19. *The Wirtgen Cold Recycling Manual* I wydanie 1998 r., II wydanie 2004 r., III wydanie w 2009 r. i IV wydanie 2012 r.
20. *A guide to the use and specification of cold recycled materials for the maintenance of road pavements*. TRL Report 611 Crowthorne, UK 2004.

21. *Guidelines for Recycling Pavement Materials*. Epps, J.A., Little D.N., Holmgren R.J., Terrel, R.L. NCHRP Report No. 224, Transportation Research Board, Washington, DC, 1980.
22. *Guide technique Retraitement des chaussées et recyclage des matériaux bitumineux de chaussées*, Service d'Études Techniques des Routeset Autoroutes, Juillet 2004.
23. *Merkblatt für Kaltrecycling in situ im Strassenoberbau*, Köln 2002.
24. *Instrukcja projektowania i wbudowywania mieszanek mineralno-cementowo-emulsyjnych*. Politechnika Gdańska. Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad, Warszawa 2014 r.
25. WT-2 2014 część I. *Mieszanki mineralno-asfaltowe*. Wymagania Techniczne.
26. P. 410929 – *Mieszanka do podbudów nawierzchni drogowych* – 13.01.2015 r. BUP 2016, 15(1110), s. 26.
27. P. 412072 – *Mieszanka betonu asfaltowo-cementowego do podbudów nawierzchni asfaltowych*. 20.04.2015 r. BUP 2016, 22(1117), s. 26.

Mechanical properties of cement and cement-asphalt matrices with rubber powder

Jerzy Kukielka

*Chair of Roads and Bridges, Faculty of Civil Engineering and Architecture,
Lublin University of Technology, e-mail: jerzy.kukielka@pollub.pl*

Abstract: Cement matrices are known from concrete testing. Cement-asphalt matrices made of cement and asphalt emulsion are used in mineral-cement-emulsion mixes (MCEM). The matrix strength in MCEM mixtures has not been studied so far. Cement-asphalt matrices with 0/1 mm rubber powder are proposed by the author for use in the MCEM [3, 26]. In this paper the results of the investigation of the mechanical properties of matrices are presented for comparative purposes and for the preliminary evaluation of their suitability for MCEM. The following tests were made: indirect tensile strength, bending strength, compressive strength and rigidity modules in NAT and 4 PB-PR.

Keywords: cement matrix, cement-asphalt matrix, rubber powder, mineral-cement-emulsion mix.

Visual symbols of new identity in cities of modern Ukraine during the interwar period

Svitlana Linda¹, Olga Mykhaylyshyn²

¹ *Department of Design and Architecture Basics,
National University "Lviv Polytechnic", Lviv, Ukraine,
e-mail: svitlanalinda@gmail.com*

² *Department of Architecture and Environmental Design,
National University of Water and Environmental Engineering, Rivne, Ukraine,
e-mail: o.l.mykhaylyshyn@nuwm.edu.ua*

Abstract: In the interwar period western and eastern parts of the modern-day Ukraine were included into two countries – the Second Polish Republic and the Soviet Union. The development of cities of modern-day Ukraine during 1920-30th took place according to various ideological and cultural models. Changes in “cultural models” and ideological guidelines, as well as the departure from forms of traditional society during that period can be viewed as associated but semantically inconsistent targets; those carried out in each region in different sociopolitical conditions and with different directions of socio-cultural transformations; those that can be seen most clearly in the spatial planning of the cities. Approaches to the planning of Western Ukrainian cities, based on the synthesis of historically formed traditional environment, identified urban environment as European integral element of globalization process and were interpreted as an idea, alternative to socialistic internationalism that was consistently implemented in the Soviet Ukraine at that time. The process of formation of national and collective identity was visualized by “blending” and modernization of architectural environment layers, entry or expulsion of architectural sites of different ages, which symbolized the socio-cultural changes, both were part of the interaction of social and cultural systems.

Keywords: architecture, identity, Second Polish Republic, Soviet Ukraine, Lviv, Kyiv, Kharkiv, interwar period.

1. Introduction

After the First World War and formation of the Soviet Union, according to the Riga Peace Treaty of 1921, the territory of modern Ukraine was divided between the Second Polish Republic, Romania, Czechoslovakia and Soviet Ukraine. In the complex socio-political conditions of the early 1920s each state sought a quick integration of new territories and societies, demonstrating the success of implementation of its own ideological and value paradigms. This process was different in each country, because they had different experience of being states, political and geopolitical objectives and codex. Architecture, which was deeply engaged in these processes, had to facilitate the state-building period.

The use of architectural and city-planning means for the implementation of state-building ideas in the interwar period was most clearly demonstrated in the largest cities of each region of Ukraine – Lviv, Kyiv, and Kharkiv.

The former Eastern Galicia became part of Poland, which was formed from 1919 to 1923. In 1920 the region was divided into three provinces with administrative centres in

Lviv, Ternopil and Stanislav (now Ivano-Frankivsk). Lviv was the most important city in Eastern Galicia.

Bolshevik Ukrainian Soviet Socialist Republic (USSR) was established on the territory, which belonged to the Russian Empire until 1917 (except Volyn). In 1922 the USSR became part of the Soviet Union. Till 1934 Kharkiv was the capital of the republic, then it was transferred to Kyiv.

The problem of the importance of architecture in the visualization of ideological references and identities is the subject of many studies. In particular, B. Cherkes, E. Cherkasova, J. Bohdanova devoted their works to this topic. However, the problem of visualizing the identities of the cities of modern Ukraine, which belonged to different states in the interwar period, has not yet become the subject of a separate research.

The purpose of the research is to specify through comparative analysis the visualization means of the urban environment identity in the Second Polish Republic and Soviet Ukraine, which was formed in different socio-political conditions.

Objectives:

1. Compare the political objectives of both states and analyze the socio-economic conditions of their development.
2. Compare general trends of urban development and formation of a new buildings and structures typology;
3. Compare stylistic aspects of architectural development as a means of visualizing the state identity.
4. Compare spatial codification methods (renaming streets and squares, demolition of the old and construction of new monuments, organization of mass celebrations and meetings).

According to the plans of the Second Polish Republic and the Soviet Ukraine, the public spaces of Lviv, Kiev, and Kharkiv due to their social and administrative significance should have become, respectively, centers for the revival of historical memory and the formation of a new collective memory, as well as centers for ideological and political actions. And their architecture should have been turned into symbols that embodied the national (traditional) or Soviet identity. Therefore, the method of comparative analysis is the main method for determining the similarities and the differences in the trends of architectural and urban development of the environment and, in the end, achieving the goal of the research.

2. Development of cities of modern Ukraine during 1920-30th: differences and particularities

Grounds and objectives of state-building in both countries – Poland and Soviet Ukraine – were different.

The Second Polish Republic underwent a process of restoring the lost state. Historical memory of the First Rzecz Pospolita and the desire to restore historical justice as well as to continue the historical process were main political ideas of Poland in 1920-30s. Hence the main political goal appears: the formation of a national state that would preach and support traditional values at all levels (state, order, family).

In Soviet Ukraine, as in the Soviet Union in general, a fundamentally new state was built, which opposed to external "bourgeois" environment. Soviet ideology tore all connections with the previous historical periods and offered a model of an international state (table 1).

Table 1. Comparison of prerequisites for state building in the Second Polish Republic and Soviet Ukraine

| | Second Polish Republic | Soviet Ukraine |
|----------------------|---|---|
| State-building stage | Statehood revival | Building of a fundamentally new state |
| State-building basis | National state | International state |
| History links | Continuation of a broken historical process | Clear break with the past, «zero hour» state building |
| Value coordinates | Traditional values | Formation of new values |

The report analyzes three cities that were administrative centres as well as had special socio-cultural and historical importance for their regions: Lviv, Kharkiv and Kyiv.

Then we will compare general trends of urban development in these cities and formation of a new buildings and structures typology and how these processes reflected ideological and political goals of both states.

Interwar period was a period of an active urban development of Lviv. This process was associated with the name of the architect and urbanist Ignacy Drexler. In 1920 he published his work “The Great Lviv”, which analyzed territorial development of Lviv from the old times of the princes of Galicia to the modern era as well as presented statistics about the city, characteristics of a new urban organism, proposed by the author, which should be formed through merging Lviv with suburban areas. This work, along with maps and plans, built up basis for revision of urban development. In particular, Drexler took “strong growth of communication, construction and industrial needs ..., increasing the number of inhabitants to about half a million” as a basic hypothesis for his project [1]. However, pragmatic and economic aspect had a priority for urban development of Lviv (Fig.1).



Fig. 1. “Great Lviv” by Ignacy Drexler (1920). Drawing by Olena Linda in according to “*Arkitektura Lwowa. Chas i styl: XIII – XXI st*”, Lviv, 2008, p. 528

This approach formed the basis for a new typology of buildings, best example for which could be found in housing for workers and the middle class – the brightest expression of Polish social policy (economic workers cottages (Syhnyvka, Bogdanivka) (Fig. 2), cottages for the middle class (Professor's colony, “Vlasna Strikha” [Own Roof]) (Fig. 3). At this time, tenement houses were built for workers and employees (Fig. 4). All these buildings had common characteristic features: typical designing, creating minimal but fully private housing (with kitchens, bathrooms, bedrooms), formation of small blocks of individual cottages. Multifamily complexes used similar trends: economic, but traditional houses.



Fig. 2. Economic workers cottages, Sygnivka (1930s). Photo by Svitlana Linda



Fig. 3. Cottages for the middle class, the colony “Vlasna Strzecha” (Own Foof) (1931). Photo by Svitlana Linda



Fig. 4. Tenement house at Stryjska 32/38 Street (1930s). Photo by Julia Bohdanova

Therefore, the general plan of Lviv and housing typology developed according to the requirements of feasibility, practicality, economy. Housing typology was formed based on traditional social values (separate family, personal space etc).

The situation was somewhat different in Kharkiv. For the period of development of the general city plan, Kharkiv was the largest educational center for all sectors of the economy in Ukraine. Kharkiv railway junction took second place in the Soviet Union. Therefore, during the development of the plan, team of authors took into account the prospects for growth in industrial production. Project of the socialist reconstruction of Kharkiv was developed in 1931-1933, and counted with 1 million 810 thousand residents [2].

The main objectives of the general plan were: limiting the growth of its territory within five selected planning areas while preserving building priority row; solving the housing problem by building new residential complexes and reconstruction of existing ones; solving the transport problem, in particular in the historic centre; preserving network of central streets and railway tracks that cross the city; fixing the functional role of a new public-administrative centre on Dzerzhinsky Square (now - Freedom Square). The ensemble was a testing ground for project development for the grand ensemble of administrative and public centre. It embodied the ideas of space organization, designed for business and proletarian mass action in the days of celebrations, meetings and demonstrations. The main compositional task was to ensure the architectural integrity of the new elements of this architectural ensemble. Thus, the general plan defined the same high importance of practical, ideological and artistic values.

The development of social housing was fundamentally different. During the 1929-1931 construction of a "socialist city New Kharkiv" (team led by architect P.Alyoshyn) which had to become an embodiment of Milutin's concept of a linear city. The "socialist city New Kharkiv" was originally designed for 100-120 thousand people as a satellite city of Kharkiv, which could exist independently of the capital of Ukraine. The "Socialist city New Kharkiv" included infrastructure that provided life and leisure of people, who, as it had been originally planned, worked at Kharkiv tractor plant [3].

In the "socialist city New Kharkiv" the principle of linear building was first used: "twin" houses in a line parallel to each other instead of closed quarters with inner yards (Fig.5). The apartments did not include kitchens, because the workers were considered to eat together in the dining rooms. Living place was minimal: 4-6 m². Kindergartens and boarding schools were designed, where children were brought up separately from their parents. Houses were designed to be connected by covered passages on the first floor for the free movement of residents to shops, clubs, canteens, schools, kindergartens. In addition, public utilities such as dining hall and laundry were designed (Fig. 6). In fact, the planning structure destroyed the traditional family values and lined up new hierarchy, on top of which was a new Soviet man, deprived from "remnants" of bourgeois capitalist past [4].

The "socialist city New Kharkiv" embodied the idea of the city of the future, universal brotherhood and equality, the ideal model of proletarian existence, where all domestic functions until the cooking had to be centralized. Thus, the general plan and housing typology of Kharkiv is clearly dominated by ideological component, which should emphasize the fundamental newness of everything being built.

Similarities in the urban development of Western Ukrainian and Soviet cities were embodied in an effort to streamline urban processes and create "cities of the future"; differences: Lviv claimed functional expediency as a priority, at the city planning level it was deprived from ideological subtext, all processes are rational and conservative; Kharkiv – ideological affirmation of the idea of building a new society at the urban planning level and in typology, continuous experiment (table 2).



Fig. 5. House of the “socialist city New Kharkiv”. Photo by Svitlana Linda



Fig. 6. Dining hall of “socialist city New Kharkiv”. Photo by Svitlana Linda

Table 2. Comparison of the urban development of cities in the Second Polish Republic and Soviet Ukraine

| | Second Polish Republic Lviv | Soviet Ukraine Kharkiv |
|--|--|--|
| General plan: main idea | Rationalism and pragmatism | Ideology domination (artistical expressiveness) |
| State-building basis | Traditional methods of social life organization | Experiment and break with traditional social values |
| Link to history | Continuation of city-planning guidelines | Structural development, new spatial semantics |
| Relation to neighbor countries (Europe) | Part of Europe | Opposition of the state to the whole world |

These differences have been implemented in the stylistic urban development. The desire to create a national state, declared in Poland in 1918, required visual implementation by artistic and architectural means, expressed through the category of style. This problem was complex. On the one hand, the formation of a single European avant-garde architectural language required its mastering to become part of a common European and global space of a new architectural aesthetics. On the other hand - it was necessary to take into account the significant impact of national (classicist – from the times of the Polish king Stanislaw August) – principles and means of architectural image formation. That era was associated

in the minds of Poles with the period of the highest civil and economic development of Poland as an independent state. The second search vector of a “national style” was an appeal to the manor (“dvorkovy” style (styl dwórkowy)), traditions of “Sigismund’s Renaissance” – for the construction of apartment houses and “Vistula Gothics” – for religious buildings [5].

However, since the 1930s stylistic pluralism in the architecture of Lviv was replaced by a single dominant direction - functionalism, which symbolized architectural inclusion of Lviv (and Poland) to the global architectural process. Obviously, the stabilization of the national state and strengthening of its legitimacy on the international arena removed the need for constant support of its national identity from the agenda. “National styles” fulfilled their mission: now it was necessary to affirm Poland as an integral part of Europe.

Stylistic evolution in the Soviet Ukraine took the opposite direction. With the increase in urbanization and industrialization speed, innovative architects-constructivists were looking for a new harmony. This artistic current swept the territory of the former Russian empire. Kharkiv became the main centre of constructivism in the Soviet Ukraine.

The ensemble of a new center was formed by Derzhprom House, Projects House, Co-operation House, Communist Party high quarters, “International” hotel. The symbol of the new architecture (the new life) was Derzhprom House (1925-1929, architects S.Serafimov, S.Kravets, M.Felher) (Fig. 7). According to the authors the building had to represent a huge factory, converted into an industry palace. The building meets the spirit and direction of the era - its revolutionary romanticism. The Projects House (1930-32) was designed as a continuation of Derzhprom building composition. 7 to 10-storied growing to the center volume arrays ended with a 14-storey tower-plate, facing the center of the Freedom Square [6].



Fig. 7. Derzhprom House in Kharkiv, (1925-1929, architects S.Serafimov, S.Kravets, M.Felher). Photo by Svitlana Linda

The transformation of Kyiv city community center began when the city was granted with the status of the capital of Soviet Ukraine (1934). It was decided to place a new Government square in the Old (Ducal) town, after the demolition of the St. Michel’s Golden-Domed Monastery (XII-XVIII cent.) and the Vasylivska (Church of Three Saints) church. There have been several rounds of competition, as a result of which were defined the principles of public space. They used composition techniques representing political programs and myths of the communist ideology (planning axes, large areas for demonstrations, symmetrically located monumental buildings, ideologically saturated sculptures, etc.). The Draft of the Government Center (arch. Joseph Langbard) has demonstrated

a divergence from the ideas of Constructivism: the historicism has become the leitmotif of style solutions. Morphology of buildings focused on the style of the Palace of Soviets in Moscow, the design of which lasted until the World War II. By the end of 1937 one of the buildings (the building of the Central Committee of the Communist Party (Bolshevik) of Ukraine) was raised [7]. Now there is the Ministry of Foreign Affairs of Ukraine (Fig. 8).



Fig. 8. The building of the Central Committee of the Communist Party (Bolshevik) of Ukraine in Kyiv (1934-1937, architect J.Langbardt). Photo by Svitlana Linda

The buildings of Derzhprom in Kharkiv and the Government Center in Kyiv are unique objects that determined changes of architecture style development of the Soviet Union in the interwar period from orthodox constructivism to orthodox historicism – “Stalinist Empire”. In our opinion, one of the reasons for a sharp change was in the necessity of updating the history in the Soviet Union in the 1930s. The revolution and Lenin have become history themselves and required memorialization. The country was transforming from a supernational “progressive” state into an empire that required a historical confirmation of the right to exist (table 3).

Table 3. Comparison of the style development of cities in the Second Polish Republic and Soviet Ukraine

| | Second Polish Republic Lviv | Soviet Ukraine Kharkiv, Kyiv |
|--|---|--|
| Main idea of the style development stage | National: stressing the Polish national identity | Internationalist, proletarian |
| Pluralism | Style diversification | monism |
| Evolution direction | From historicism to functionalism | From constructivism to historicism |
| Interpretation of the state role on the global context | Interpretation of own national state as part of Europe and aspiration to get involved into general development trends | Opposition of the state to the whole world |

Let us compare space codification methods of formed spaces. Cities represent the collective memory of their past and demonstrate it in new conditions using symbols - space codifiers: monuments, plaques, street names, some places – they are witnesses of socially significant events. These objects identify and semantically mark an environment as part of certain statehood and culture.

Lviv primarily represented the collective memory of their “polishness”. With the change of government in 1918, and after 1923 there was almost no monument displacement and replacement in urban space. However, after the World War I romantic and national components of Polish nationalism in Lviv was replaced by the heroic struggle for Lviv and Eastern Galicia. The new cult objects immortalized in stone and bronze were soldiers (some of them - children and teenagers) who died for their country and for the free Polish Lviv. Two monuments were erected in memory of these soldiers: one of them was raised not far from the railway station, where the fighting took place, the other one in the courtyard of the Polytechnic Institute, where Polish soldiers were buried. The most important new place of worship – “Lviv Eaglets Memorial” was erected near Lychakiv cemetery that housed the earlier Polish monument to the participants of the November and January uprisings in XIX century. The Pantheon was built as a stately ensemble, which was supposed to symbolize the eternal presence of Poles in Lviv. The tomb of the Unknown Soldier, the colonnade, powerful lions and the sword “Scherbets” on the triumphal arch testified the underlined national orientation of the idea (Fig. 9) [8].



Fig. 9. “Lviv Eaglets Memorial” on Lychakiv cemetery in Lviv (1922-1939, arch. R. Indruk). Photo by Svitlana Linda

A new collective memory and a new identity was being created in Soviet Ukraine. Apart from mass renaming of streets and squares, in 1919-1920 the implementation of the Soviet plan of monumental propaganda began. The Bolsheviks gave a great importance to it as an instrument of ideological struggle. The active role of monuments in the cities was emphasized. “Monuments-calls”, “Monument-slogans” represented propaganda. They were by semantics close to political posters and subordinated its laws (minimalism of means and forms, clarity, brevity, clarity of perception). They were made of cheap and, therefore, fragile building materials: wood, plaster, plywood (most monuments of 1920s did not survive).

According to the 1919 Decree, monuments to tsars and statesmen of Russian Empire on squares and city streets were demolished. In place of them there were erected monuments to ideologists of socialism, prominent revolutionists and politicians (K. Marx, V. Lenin, et al.) in the largest Ukrainian cities (Kyiv, Kharkiv, Odessa, Katerynoslav). They weren't of a special artistic value, but served as ideological symbols of the new regime. In the meantime, monuments built before the revolution, were destroyed. Many of them were works of art (Monument to Peter Stolypin, Emperor Alexander II). On the pedestal of the latter they set a 8 meters plywood figure of a Red Army soldier. This work was called “To a Red Army soldier – the defender of the masses” [9].

New public spaces of Soviet cities were formed as an environment for numerous parades and demonstrations. For this purpose they were decorated with slogans, posters, Soviet symbols, mostly in red colors. The red color becomes an important allegorical mean. Volhanf Holtz called this method “carnival of red”. By coloring everything associated with socialist ideology they wanted to achieve the illusion of victory of socialism (table 4).

Table 4. Comparison of the space codification ways of cities in the Second Polish Republic and Soviet Ukraine

| | Second Polish Republic Lviv | Soviet Ukraine Kharkiv, Kyiv |
|--------------------------|--|--|
| Spaces codification ways | Continuation Preserving old street and square names, building new monuments beside the old ones | Radical transformation Massive renaming of streets and squares, elimination of the old monuments and erection of the new ones, perception of public places as a background for demonstrations and marches, red color domination |
| Main idea | National: stressing the Polish national identity | Internationalist, proletarian |
| Pantheon of heroes | Adding new heroes to a historical pantheon – soldiers, who fought for the national liberation | New pantheon formation Heroes – socialist activists, “anonymous” ideal soldiers and socialism builders |
| Memory construction | Continuation of the historical process | “Zero hour” memory formation – starting from the socialist revolution |

Since 1939, Lviv has also become red (Fig. 10). In October 1939 the communist ideology spread over the whole city. At the initiative of the Communist Party a large Monument to the Stalin’s constitution was constructed. It consisted of a column surrounded by red flags. Particularly important part of this memorial was in its bottom, where figures of a soldier, a worker, a mother with a child, a girl student and a peasant with a boy symbolized social unity and the base had three plates with the inscription “Friendship of peoples” in different languages (Ukrainian, Polish, and Jewish).



Fig. 10. The monument to the Stalin Constitution in Lviv (1939). The cover of magazine “Rabotnitsa”, 1940, #27.

3. Conclusions

As a result, we can state that

1. Different historical experience, collective memory and purposes existence of states, which included parts of modern Ukraine in the interwar period, significantly influenced the development of architecture at the urban, typological and stylistic levels. The main goal of Polish and Soviet power was the legitimization of the state and society identification, the reinforcement of a dominant ideological construct in the minds of citizens.
2. Various historical experiences and different ways of statehood legitimization led to a variety of methods for visualizing a new identity in each of the states: in the Second Polish Republic and the Soviet Union. Comparative analysis of the main trends of spatial development of the cities, planning and stylistic solutions of buildings indicates that they evolved under the influence of ideological factors and were subordinated to the single goal – formation of a new state.
3. The architecture played an important role in the formation and consolidation of a state ideology using spatial and compositional techniques and expressive means. Among them, the most important – the creating of new ensembles of streets and squares, the construction of new symbolic buildings, the formation of local environment of eliminating the old state symbols and monuments, as well as simultaneous filling of city space with “their” symbols.

References

1. Drexler I. *Wielki Lwów*, Lwów, 1920, p. 11.
2. Cherkasova E. *Idei i realizacija plana socialisticheskoy rekonstrukcii Kharkova 1933-1935 godov*. http://www.alyoshin.ru/Files/publika/4erkasova/4erkasova_1933.html (accessed 2.9.2016).
3. Cherkasova E. *Arkhitekturnaja kultura regiona*. Kharkov, 2010, p.95.
4. *Istoriya ukrajinskoji arkhitektury*. Kyiv, 2003, p. 405.
5. *Arkhitektura Lwowa. Chas i styli: XIII – XXI st.* Lviv, 2008, p. 531-534.
6. *Istoriya ukrajinskoji arkhitektury*. Kyiv, 2003, p. 413.
7. Jerofalov B. *Arkhitektura sovietskogo Kieva*. Kiev, 2010, p. 231-237.
8. Zhurzhenko T. *Memory Wars and Reconciliation in the Ukrainian–Polish Borderlands: Geopolitics of Memory from a Local Perspective*. http://shron.chtyvo.org.ua/Zhurzhenko_Tetiana/Memory_Wars_and_Reconciliation_in_the_UkrainianPolish_Borderlands_Geopolitics_of_Memory_from_a__en.pdf. (accessed 2.9.2016).
9. Jerofalov B. *Arkhitektura sovietskogo Kieva*. Kiev, 2010, p.17-20.
10. Holz W. *Allegory and Iconography in Socialist Realist painting: Art of Soviet: painting, sculpture, and architecture in a one-party state, 1917-1992*. Edited and introduced by Mathew Cullerne Bown and Brondon Taylor – Manchester University Press, 1993, p.73.

Symbole wizualne nowej tożsamości w miastach dzisiejszej Ukrainy w okresie międzywojennym

Switlana Linda¹, Olga Mychajłyszyn²

¹ *Katedra Wzornictwa i Podstaw Architektury,
Uniwersytet Narodowy "Politechnika Lwowska", Lwów, Ukraina,
e-mail: svitlanalinda@gmail.com*

² *Katedra Architektury i Projektowania Środowiska,
Uniwersytet Narodowy Gospodarki Wodnej i Zarządzania Zasobami Naturalnymi, Równe, Ukraina,
e-mail: o.l.mykhaylyshyn@nuwm.edu.ua*

Streszczenie: Zachodnia i wschodnia część dzisiejszej Ukrainy w okresie międzywojennym znalazły się na terenie dwóch państw – Drugiej Rzeczypospolitej i Związku Radzieckiego. Rozwój miast na tych ziemiach w latach 20. i 30. odbywał się więc według różnych wzorców ideologicznych i kulturowych. Zmiany "modeli kulturowych" i wytycznych ideologicznych, jak również odejście od form tradycyjnego społeczeństwa w tym okresie, w obu częściach można postrzegać jako związane, ale semantycznie nieskoordynowane procesy, były bowiem prowadzone w różnych warunkach społeczno-politycznych i pod wpływem różnych kierunków przemian społeczno-kulturowych, które są najbardziej widoczne w planowaniu przestrzennym miast. Podejście do planowania miast dzisiejszej Ukrainy Zachodniej, oparte na syntezie elementów tradycyjnego, historycznie ukształtowanego środowiska, identyfikowały środowisko miejskie jako integralny europejski element procesu globalizacji i były interpretowane jako alternatywa dla internacjonalizmu socjalistycznego, konsekwentnie realizowanego w Ukrainie Radzieckiej. Proces kształtowania narodowej i zbiorowej tożsamości był wizualizowany przez "mieszanie" oraz modernizację warstw środowiska architektonicznego, integrację lub likwidację obiektów architektonicznych, powstałych w ciągu poprzednich epok, symbolizował zmiany społeczno-kulturowe, był częścią interakcji systemów społecznych i kulturalnych.

Słowa kluczowe: architektura, tożsamość, Druga Rzeczpospolita, Ukraina Radziecka, Lwów, Kijów, Charków, okres międzywojenny.

Wpływ stanu zachowania materiału konstrukcyjnego na nośność zabytkowych drewnianych słupów, w żuławskich domach podcieniowych, z XVIII i XIX wieku

Tomasz Zybala

*Katedra Historii, Teorii Architektury i Konserwacji Zabytków, Wydział Architektury,
Politechnika Gdańska oraz
Wydział Architektury i Wzornictwa, Akademia Sztuk Pięknych w Gdańsku oraz
Wydział Architektury, Sopotcka Szkoła Wyższa.
e-mail: t.zybala7@gmail.com*

Streszczenie: Powstało wiele opracowań dotyczących zagadnień architektonicznych domów podcieniowych na Żuławach, ale brak na ten temat publikacji dotyczących problematyki techniczno-konserwatorskiej. Niniejszy artykuł jest fragmentem badań prowadzonych obecnie przez autora. Jest pierwszą próbą wykonania analizy statyczno-wytrzymałościowej wybranych, zabytkowych drewnianych podcieni z obszaru Delt Wisły, wraz z opisem stanu zachowania. W tekście zawarto główne cechy wytrzymałościowe drewna, zasady obliczania nośności słupów wg PN EN 1995-1-1 oraz PN-53/B-03150. Obliczono przybliżony ciężar przenoszony przez zabytkowe podcienia. W pracy ujęto opis występowania formy i zakresu terytorialnego budownictwa podcieniowego w Polsce. Wyjaśniono cel stosowania tego rozwiązania w budynkach. Przedstawiono rodzaje konstrukcji słupów oraz typologię i historyczny rozwój domu podcieniowego na Żuławach Wiślanych, z jego głównymi cechami charakterystycznymi.

Słowa kluczowe: domy podcieniowe, architektura drewniana, nośność słupa drewnianego.

1. Wstęp

Budownictwo podcieniowe stanowiło powszechny element tradycyjnej, drewnianej zabudowy na terenach dawnej Polski oraz ziem sąsiednich: Śląska, Pomorza i Prus. Głównym celem stosowania podcieni w konstrukcji budynku, podobnie jak werand, ganków i sobót przy kościołach było stworzenie dodatkowej zadaszanej powierzchni przy budynku. Miała ona służyć osłonie drzwi wejściowych przed deszczem. Stanowiła też przestrzeń do odpoczynku. Podcienia miały charakter reprezentacyjny, świadczący o statusie majątkowym właściciela budynku. Wyróżniały się wysokim poziomem ciesielskim i artystycznym. Drewniane domy podcieniowe występujące w Polsce różniły się między sobą wielkością, bryłą, rozplanowaniem wnętrza, konstrukcją. Odzwierciedlały styl życia i status materialny członków lokalnej społeczności, przynależność etniczną, poziomu rozwoju ciesielstwa, technik budownictwa drewnianego w danym okresie [1]. Podcienia posiadały także budynki użyteczności publicznej – kościoły, karczmy, ratusze oraz obiekty przemysłowe i gospodarcze, takie jak kuźnie i spichrze. Wiejskie domy podcieniowe były inspirowane budownictwem miejskim i dworskim. Wykonywano je w konstrukcji murowanej, drewnianej lub mieszanej. Sytuowano je wzdłuż ścian podłużnych lub szczytowych, na całej długości lub na jej części. Występowały także inne formy jak podcień narożny, wnekowy.

Podcienia sytuowano w przyziemiu, ale bywały również dwukondygnacyjne [2]. Słupy podcieni są elementami drewnianymi, murowanymi bądź też żeliwnymi. Żuławskie podcienia analizowane w artykule są drewnianymi elementami konstrukcyjnymi przenoszącymi obciążenia od ryzalitu i dachu na fundament. Słupy w górnej części osadzone są w belce oczepowej ramy piętrowej wystawki. Czasami słupom nadawano formę kolumn, o różnej stylistyce: jońskiej lub tokańskiej. W XVII wieku słupy są dość krępe, ich proporcje wynoszą w najstarszych obiektach, w przybliżeniu 1:6, w późniejszym okresie, w XVIII wieku stosunek ten równa się 1:8, za to obiekty z drugiej połowy XIX wieku osiągają już 1:9,5¹ [3]. Żuławskie domy podcieniowe są obiektem zainteresowań badaczy od XIX wieku. Do 1945 byli to przede wszystkim Otto Kloeppel² i Bernard Schmidt³. Wśród polskich powojennych badaczy należy wymienić Jerzego Stankiewicza⁴ i ostatnio Martę Koperską-Kośmicką autorkę rozprawy doktorskiej, obronionej na Wydziale Architektury Politechniki Gdańskiej. Żuławskie domy podcieniowe stanowiły najczęściej pole badawcze dla historyków architektury. Dotychczasowe opracowania koncentrowały się głównie na rozwoju, przekształceniu formy i funkcji budynków. Problematyka techniczno-konserwatorska w szerszym zakresie dla większej liczby zabytkowych obiektów nie została nigdzie omówiona. Istnieją owszem pojedyncze prace, opinie, projekty i ekspertyzy, które jednak odnoszą się tylko do pojedynczych obiektów. Nie ma za to zbiorczych opracowań dla większej grupy domów podcieniowych. Brak analiz dotyczących ustrojów budowlanych, mechaniki konstrukcji w warunkach eksploatacji, ingerencji technicznych (remontów) i ich wpływu na zabytkową strukturę, jak też oceny prawidłowości prac remontowych z punktu widzenia współczesnych zasad konserwacji zabytków. W artykule użyto ogólnego terminu „słup”, co jest usprawiedliwione tematyką tekstu. Nie ma to znaczenia z punktu widzenia pracy elementów w konstrukcji budynku. Celem artykułu jest wykazanie iż mimo uszkodzeń i wieku, autentyczne drewniane słupy żuławskich domów podcieniowych mogą być ponownie wykorzystane przy remoncie lub modernizacji obiektu.

2. Żuławskie domy podcieniowe – historia i rozwój formy

Żuławskie domy podcieniowe są charakterystyczne dla historycznej architektury Dłty Wisły. O powszechności występowania tego typu obiektów na Żuławach świadczą mapy Suchego Dębu i Myszeza z XVII wieku (ryc. nr 1).

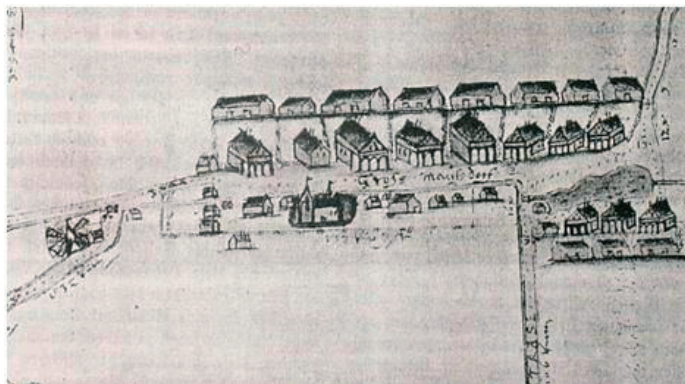
Stanowią dowód ciągłości tradycji budownictwa podcieniowego. Widać na nich ciąg domów podcieniowych wzdłuż wiejskiej ulicy [4]. Na mapie Berndta z 1603r. pokazującej tereny gdańskiego Młodego Miasta widać prawdopodobnie także obiekty tego typu [5]. Najstarszą dostępną publikacją opisującą budownictwo żuławskie jest spis zabytków Johanna Heisego z lat 1884-1887 [6]. Praca skupia się głównie na obiektach średniowiecznych (zamki i budowle sakralne), ale w jednym z podrozdziałów można znaleźć ilustrację pokazującą detal podcienia domu w Steblewie, który istnieje po dzień dzisiejszy. Przed drugą wojną światową przeprowadzono próby wznowienia dawnych tradycji żuławskiego budownictwa regionalnego. Przykładem jest dom ludowy w Zwierznie, z 1938 roku, obecnie szkoła podstawowa. Systematykę domów podcieniowych Dłty Wisły opracował w latach 1920 Otto Kloeppel. Wyróżnił on trzy podstawowe typy budynków:

¹ Marta Koperska – Kośmicka w swojej rozprawie doktorskiej opisała szczegółowo systematykę i historyczny rozwój formy słupów i kolumn żuławskich podcieni w rozdziale: *6.1 Słupy i kolumny podcienia*.

² Otto Kloeppel (1873-1942) architekt, konserwator, profesor i rektor Technische Hochschule der Freien Stadt Danzig.

³ Bernard Schmidt (1872-1947) konserwator zabytków prowincji Prusy Zachodnie.

⁴ Jerzy Stankiewicz (1923-1994) absolwent i profesor Wydziału Architektury Politechniki Gdańskiej.



Ryc. 1. Wieś Myszewo w XVII wieku, widoczne domy podcieniowe wzdłuż ulicy. Źródło: [4]

I) Dom z podcieniem szczytowym. Jest to najstarsza forma rozwoju, powszechna do XVII wieku (ryc. nr 2).



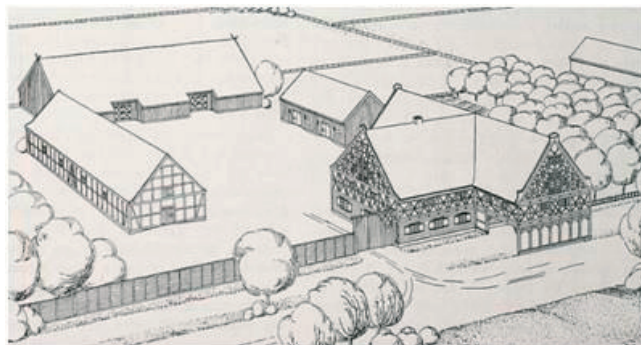
Ryc. 2. Dom podcieniowy - typ I. Źródło: [4]

Obiekty na planie prostokąta, z sienią bez bogatego wystroju. Piętro ulokowane na całym rzucie domu. Liczba słupów podcienia do dziewięciu. Domy tego typu zachowały się w Gdańsku-Lipcach (fot. nr 1), Kleciu i Rozgarcie.



Fot. 1. Dom podcieniowy w Gdańsku Lipcach, typ I. (fot. Autor)

II) Dom z podcieniem szczytowym, z dobudowanym skrzydłem bocznym. Rozwój nastąpił w XVII wieku. Domy posiadały dwukondygnacyjną sień, z której dostępna była większość pomieszczeń. W dobudowanym skrzydle znajdowały się pomieszczenia mieszkalne, czarna kuchnia, izba reprezentacyjna. Piętro usytuowano nad całą powierzchnią budynku, duża liczba słupów w podcieniu (ryc. nr 3). Zachowanymi przykładami są między innymi domy w Trutnowach (fot. nr 2) i Miłocinie.



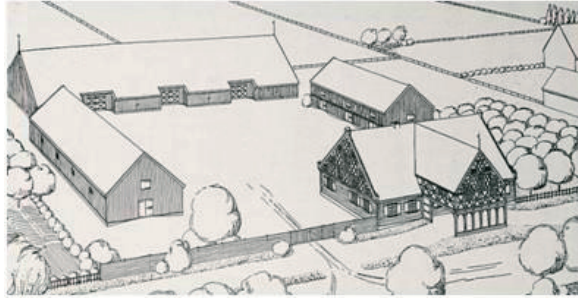
Ryc. 3. Dom podcieniowy - typ II. Źródło: [4]



Fot. 2. Dom podcieniowy w Trutnowy, typ II. (fot. Autor)

III) Dom z centralnym ryzalitem podcieniowym (wystawką) – najpóźniejsza forma rozwoju, ukształtowała się w drugiej połowie XVIII wieku. Zanikło skrzydło boczne, piętro usytuowane jest tylko w ryzalicie nad podcieniem. Liczbę słupów zredukowano do sześciu lub czterech. Głowice słupów otrzymywały stylizację jońską lub tokańską. Konstrukcyjne miecze zastąpiły drewniane ozdoby reliefowe. Bogato dekorowane szkieletowe szczyty przyjmują postać regularnych krat, które w późniejszym okresie zostają odeskowane (ryc. nr 4).

W połowie XIX wieku dochodzi do spłylenia głębokości ryzalitu, przestaje on pełnić funkcję gospodarczą, jest już tylko historycznym elementem ozdobnym, pełniącym rolę werandy [7] (fot nr 3).



Ryc. 4. Dom podcieniowy - typ III. Źródło: [4]



Fot. 3. Dom podcieniowy w Gniazdowie, typ III. (fot. Autor)

Najstarszy dom podcieniowy w Polsce znajduje się w Gdańsku Lipcach; reprezentuje typ I. Został zbudowany około 1600 roku. Jest to dom założony na planie prostokąta, o prostej bryle, zbudowany w konstrukcji szkieletowej, z dziewięciosłupowym podcieniem szczytowym. Swoją formą nawiązuje do gotyckich tradycji domów mieszkalnych. Kubatura całego obiektu wynosi ok. 2500 m³ [8]. Nie jest znana dokładna liczba istniejących w przeszłości domów podcieniowych na Żuławach. W ciągu XX wieku z obszaru Dłty Wisły zniknęło 52% domów. Proces ich niszczenia do 1945 r. wynikał z naturalnych procesów eksploatacji budynków drewnianych. Po II wojnie światowej proces degradacji zabytków nasilił się. Główną przyczyną tego zjawiska były procesy społeczno-gospodarcze w Polsce. W drugiej połowie lat czterdziestych nastąpiła całkowita wymiana ludności. Spowodowało to przerwanie ciągłości kulturowej i kilkusetletniej tradycji gospodarowania na trudnych zalewowych terenach Żuław. Domy podcieniowe pierwotnie miały jednego właściciela, który zarządzał całym gospodarstwem. Po wojnie w jednym obiekcie mieszkało często kilka rodzin wysiedleńców, którzy nie związani z nowym miejscem nie poczuli się do odpowiedzialności za stan domu. Niejednokrotnie dochodziło do sytuacji kiedy lokatorzy celowo niszczyli obiekty aby szybciej zmienić miejsce zamieszkania. W świadomości nowych polskich mieszkańców i administracji, domy podcieniowe były jedną z pozostałości niemieckiego osadnictwa na tych terenach. Mimo objęcia niektórych obiektów prawną ochroną, poprzez wpisanie obiektów do rejestru zabytków, nie uchroniło ich to przed destrukcją. Głównymi przyczynami były niewystarczająca ilość środków na remonty oraz niewłaściwa eksploatacja [9].

3. Wpływ właściwości drewna na nośność

Żuławskie podcienie oparte są na słupach drewnianych. Nośność tych elementów konstrukcyjnych jest uzależniona od właściwości fizycznych i mechanicznych budulca, a także czasu i warunków eksploatacji. Struktura drewna przypomina wiązkę wzajemnie połączonych rurek równoległych do osi pnia. Powoduje to, że jest ono materiałem anizotropowym, wykazującym inne właściwości wzdłuż i w poprzek włókien [10]. W porównaniu ze stalą czy żelbetem drewno ma mniejszy ciężar objętościowy, powoduje to, że konstrukcję są lżejsze, łatwiejsze w transporcie i montażu. Zaletą drewna jest jego duża wytrzymałość na zginanie, ściskanie i rozciąganie, przy niewielkim ciężarze objętościowym. Drewno posiada dobre właściwości termiczne (niskie współczynniki przenikania ciepła). Jest materiałem trwałym, o czym świadczą zachowane, kilkusetletnie budynki. Wadami drewna są jego podatność na korozję biologiczną, palność, skurcz i pęcznienie pod wpływem zmian wilgotności [11]. Wzrost wilgotności drewna zmniejsza wytrzymałość na ściskanie i rozciąganie wzdłuż włókien, zwiększa podatność drewna na gnicie, pleśń i grzyby. Zmniejszenie wilgotności powoduje skurcz materiału, co może skutkować powstawaniem pęknięć. Z upływem czasu drewno zmienia swoje wymiary, dochodzi do zmniejszenia przekroju poprzecznego spowodowanego korozją biologiczną i skurczem. Powyższe procesy zmieniają pracę konstrukcji i sposób przenoszenia obciążeń. Modyfikacji mogą ulec połączenia sztywne elementów, a w ich miejsca mogą powstać połączenia przegubowe lub też dochodzi do ich uplastycznienia. Może to prowadzić do katastrofy budowlanej [12]. Głównymi zagrożeniami dla drewnianych słupów wolnostojących jest wilgoć, prowadząca do korozji biologicznej (rozwój grzybów i bakterii). Słupy narażone są również na atak owadów. Uszkodzenia te powstają głównie w dolnej części elementu, na styku z podłożem lub fundamentem. Istnieje również ryzyko powstania defektów mechanicznych, oderwania części powierzchni elementu na skutek uderzeń, wykonania otworów lub innych [13]. Słup jako element prętowy konstrukcji, w porównaniu do wymiarów przekroju poprzecznego: szerokości i wysokości posiada jeden wymiar dominujący – długość. Słupy poddane są osiowemu ścisnaniu, może to spowodować wygięcie osi pręta zwane wyboczeniem [14]. Konstrukcje budowlane poddane obciążeniom muszą znajdować się w stanie równowagi statecznej. Przy przekroczeniu wartości obciążenia krytycznego, dochodzi do wyboczenia elementu ściskanego, a zatem utraty stateczności elementu. Słup nie jest w stanie przenieść obciążeń i traci swoje właściwości konstrukcyjne. Utrata równowagi wynika z mimośrodowego przyłożenia siły ściskającej i niedoskonałej formy słupa, który zawsze posiada nawet minimalne deformacje geometryczne w swoim kształcie. Siła krytyczna powodująca wyboczenie jest zależna od sztywności i długości wyboczeniowej słupa. Obliczenia statyczne słupa mają na celu określenie wartości naprężeń ściskających w elemencie. [15].

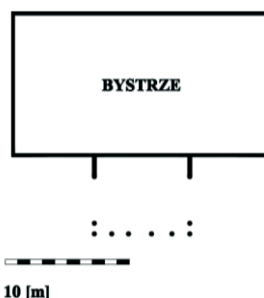
4. Stan zachowania drewnianych słupów żuławskich podcieni

Do analizy statyczno-wytrzymałościowej wybrano najstarsze zachowane domy podcieniowe z obszaru Deltę Wisły, które nie przeszły gruntownych remontów w ciągu ostatnich 70 lat. Obiekty przedstawione poniżej są wpisane do rejestru zabytków województwa pomorskiego [16] i województwa warmińsko mazurskiego [17]. Kolejnym kryterium decydującym o umieszczeniu w analizie danego obiektu, była zgoda właścicieli na wykonanie pomiarów konstrukcji podcienia.

1. Bystrze nr 5/7 – dom podcieniowy z 1819 roku, typ III⁵, słupy bogato rzeźbione, nie stwierdzono zawilgoceń, drewno w niewielkim stopniu zniszczone przez szkodniki, widoczne pojedyncze pęknięcia, słupy o przekroju kołowym, promień równy 17,5 cm, wysokość 215 cm, słupy usytuowane na murowanym cokole, ryzalit w złym stanie, budynek zamieszkały (fot. nr 4).



Fot. 4. Dom podcieniowy w Bystrzu. (fot. Autor)



Rys. 1. Uproszczony rzut domu podcieniowego w Bystrzu. (opracowanie Autora)

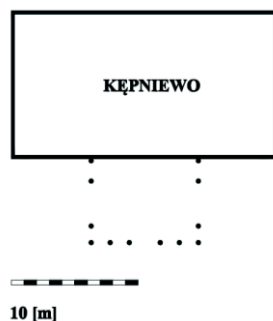
2. Kępniowo nr 36 – dom podcieniowy z 1810, typ III, słupy zwieńczone formami antycznymi, nie posiadają śladów korozji biologicznej, drewno nie jest zniszczone przez szkodniki, widoczne drobne pęknięcia, słupy z odpryskami po malowaniu, przekrój kołowy o promieniu 14,5 cm, wysokość słupa drewnianego 250 cm podcień osadzony na murowanym kołowym cokole. Budynek zamieszkały przez kilka rodzin, obecnie żaden z właścicieli nie poczuwa się do odpowiedzialności za obiekt i przeprowadzenie najmniejszych napraw⁶ (fot. nr 5).

⁵ Według systematyki Kloeppla, o.c.

⁶ W ryzalicie gniazdo mają pszczoły.



Fot. 5. Dom podcieniowy w Kępiewie. (fot. Autor)

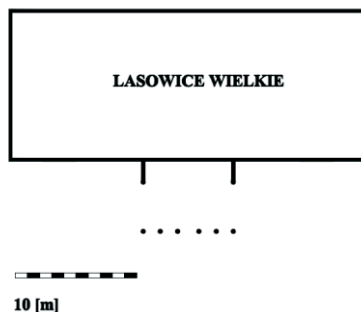


Rys. 2. Uproszczony rzut domu podcieniowego w Kępiewie. (opracowanie Autora)

3. Lasowice Wielkie nr 12 – dom podcieniowy z 1837 roku, typ III, z dobudowanym ryzalitem w roku 1881. Słupy drewniane o wysokości 230 cm, przekrój kołowy o promieniu 17 cm, proste bez ozdób, widoczne pęknięcia, słupy mają niewielki zielony nalot, osadzone na murowanych cokołach zakryte drewnianymi deskami, budynek niezamieszkały⁷ (fot. nr 6).



Fot. 6. Dom podcieniowy w Lasowicach Wielkich. (fot. Autor)



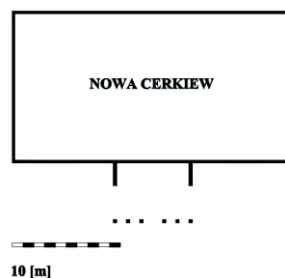
Rys. 3. Uproszczony rzut domu podcieniowego w Lasowicach Wielkich. (opracowanie Autora)

⁷ Właściciel chce przeprowadzić generalny remont obiektu.

4. Nowa Cerkiew nr 15/16 – dom podcieniowy z 1820 roku, typ III. Słupy drewniane o przekroju prostokątnym 28x32,5 cm, wysokość 285 cm, proste bez zdobień, liczne drobne uszkodzenia mechaniczne, posadowione na kamieniach, u dołu podcieni widoczne ubytki spowodowane korozją biologiczną, nie stwierdzono zniszczeń wywołanych przez owady. Dom zamieszkały, podcień nieużytkowany, grozi zawaleniem. (fot. nr 7).



Fot. 7. Dom podcieniowy w Nowej Cerkwi. (fot. Autor)



Rys. 4. Uproszczony rzut domu podcieniowego w Nowej Cerkwi. (opracowanie Autora)

5. Klecie nr 4 – dom podcieniowy z ok. 1750 roku, typ I. Słupy drewniane o wysokości 250 cm, przekrój o wymiarach 28x30 cm, bez zdobień, kolumny posadowione na pojedynczych kamiennych głazach, liczne uszkodzenia, pęknięcia, widoczne ślady zniszczeń przez szkodniki, podstawy z ubytkami. Ogólny stan obiektu dostateczny, zamieszkały, w części frontowej od strony podcienia znajduje się wiejska świetlica (fot. nr 8). Brak informacji odnośnie wymiany wszystkich słupów w latach powojennych [18], [19], [20], [21], [22].

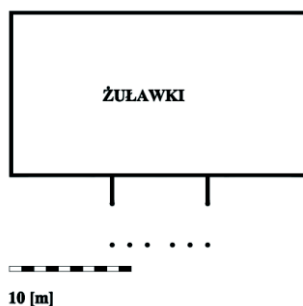


Fot. 8. Dom podcieniowy w Kleciu. (fot. Autor)

6. Żuławki nr 32/33 – dom podcieniowy z 1797, typ III. Słupy drewniane dekorowane, posadowione na murowanym fundamencie, o wysokości 260 cm i promieniu w najmniejszym przekroju równym 14 cm. Widoczne ubytki w podstawie kolumny, pęknięcia. Obiekt znajduje się blisko jezdni co niekorzystnie wpływa na jego stan techniczny (fot. nr 9). Brak informacji odnośnie wymiany słupów w latach powojennych [23], [24],[25].



Fot. 9. Dom podcieniowy w Żuławkach. (fot. Autor)



Rys. 5. Uproszczony rzut domu podcieniowego w Żuławkach. (opracowanie Autora)

7. Orłowo w PGR I – dom podcieniowy z 1802 roku, typ III, wybudowany przez Piotra Loewena, słupy dekorowane, wysokość 200 cm, przekrój kołowy o promieniu 17,5 cm, słup posadowiony na ceglany otynkowanym cokole, widoczne pęknięcia, brak korozji biologicznej, obiekt niezamieszkały (fot. nr 10). Brak informacji odnośnie wymiany słupów w latach powojennych [26], [27].



Fot. 10. Dom podcieniowy w Orłowie. (fot. Autor)

Ocena stanu zachowania konstrukcji poszczególnych podcieni odbyła się na podstawie wykonanych przez autora:

- wizji lokalnych w okresie od maja do września 2016 roku, w trakcie których dokonano pomiarów wysokości i przekrojów poprzecznych słupów oraz innych wymiarów potrzebnych do oszacowania ciężaru ryzalitu opartego na słupach. Szczegółowe dane (długości, szerokości, wysokości) wykorzystane w obliczeniach, zostały zebrane i przedstawione w tabeli (Tab. 2), autor dodatkowo zamieścił w tekście uproszczone rzuty wymiarów zewnętrznych pięciu domów podcieniowych (rys.1-5)⁸;
- analizy dostępnej dokumentacji historyczno-konserwatorskiej oraz technicznej informującej o przeprowadzonych pracach remontowo-budowlanych⁹;
- wywiadu wśród właścicieli obiektów;
- dokumentacji fotograficznej pokazującej aktualny stan elementów konstrukcyjnych.

5. Obliczenia statyczno wytrzymałościowe

Obliczenia nośności na ściskanie drewnianych słupów zostały wykonane przez autora w oparciu o normę *PN-EN 1995-1-1 Konstrukcje drewniane*, zwana Eurokodem 5. została wprowadzona w Polsce w 2010 roku razem z innymi normami technicznym, przyjętymi w ramach ujednolicenia procesów projektowania w Unii Europejskiej. Do obliczeń wykorzystano wzory z rozdziału 6.1.4 Ściskanie wzdłuż włókien oraz 6.3 Stateczność elementów [28]. Zaprezentowane poniżej obliczenia są dla słupów domu podcieniowego w miejscowości Bystrze. Analogiczny tok postępowania wykonano dla pozostałych obiektów. Wyniki analizy zostały zebrane i przedstawione w tabeli nr 1 (Tab. 1).

Wysokość słupa drewnianego $H = 215$ cm.

Przyjęto pręt podparty przegubowo (drewno z wiekiem zsycha się, połączenia ciesielskie ulegają poluzowaniu, podstawa słupa nie ma sztywnego połączenia z fundamentem), stąd też długość wyboczeniowa:

$$l_w = \mu l = 1 \cdot 215 \text{ cm} = 215,00 \text{ cm}$$

Należy również dodać, iż w trakcie pomiarów terenowych nie stwierdzono znacznych przemieszczeń i odchyłeń od pionu drewnianych słupów, w górnej części i podstawie elementu, które mogłyby wpłynąć na nośność. Dodatkowo warto nadmienić, iż każdy słupek już na etapie wykonywania obliczeń ma założone niewielkie odchylenie i mimośrodowe przyłożenie siły od obciążenia [29].

Zmierzony obwód słupa to 110 cm, jego promień jest równy $r = 110/(2 \cdot 3,14) = 17,50$ cm. Analizowane słupy drewniane posiadają widoczne niewielkie ubytki, pęknięcia oraz ślady korozji biologicznej czy uszkodzeń wywołanych przez owady. Powoduje to konieczność zmniejszenia przekroju poprzecznego słupa w dalszych obliczeniach. W zależności od wielkości ubytków, pęknięć można przyjąć zmniejszenie przekroju słupa

⁸ Na rzutach nie umieszczono szczegółowych planów wewnątrz domów podcieniowych, podziałów na poszczególne pomieszczenia, ponieważ nie było to celem pomiarów wykonywanych przez Autora na potrzeby artykułu. Szkice mają charakter poglądowy, pokazujący ilość słupów oraz usytuowanie podcienia.

⁹ Dokumentacja budowlano-konserwatorska znajduje się w zasobach Narodowego Instytutu Dziedzictwa w Gdańsku (NID). Poszczególne pozycje podane są przy opisach analizowanych obiektów. Celem kwerendy archiwalnej było ustalenie stopnia ingerencji lub ich brak, w konstrukcję zabytkowych obiektów.

w zakresie od 2 do 5% [30]. Praktyka inżynierska obecnie stosowana dopuszcza w niektórych przypadkach zmniejszenie przekroju nawet do 50% [31]. Z doświadczeń zawodowych autora¹⁰ wynika, że całłościowy stan destrukcji drewna, w obiektach zabytkowych nie zawsze jest widoczny, niekiedy skalę zniszczeń można określić dopiero w momencie rozebrania części obiektu lub dokonania odkrywek. W projektowaniu konstrukcji, ze względu na bezpieczeństwo, należy założyć niekorzystniejszą sytuację, większe zniszczenia. Stąd też na potrzeby artykułu przyjęto zmniejszenie przekroju o 10%.

Pole przekroju po uwzględnieniu pęknięć i ubytków:

$$A_d = 0,9 \cdot 3,14 \cdot 17,5^2 = 867,04 \text{ cm}^2$$

Obecnie na rynku polskim dostępne jest drewno klasy C20-C24, dlatego w projektowaniu konstrukcji jest ono powszechnie wykorzystywane [32]. Jest to nowy materiał konstrukcyjny bez uszkodzeń i innych defektów, posiadający pełną zakładaną nośność. W przypadku elementów starszych, zabytkowych, poddanych wieloletniej ekspozycji na zewnętrzne czynniki atmosferyczne oraz możliwości powstawania innych uszkodzeń, również ze względów bezpieczeństwa należy założyć niższą wytrzymałość. Do dalszych obliczeń przyjęto klasę drewna litego iglastego C16. Wartości parametrów wytrzymałościowych przyjęte na podstawie tabeli z PN – EN 338:2011

Wytrzymałość na ściskanie drewna wzdłuż włókien $f_{c,0,k} = 17 \text{ MPa}$

5% kwantyl modułu sprężystości wzdłuż włókien $E_{0,05} = 5400 \text{ MPa}$

$\gamma_m = 1,30$ dla drewna litego (tablica 2.3)

$k_{mod} = 0,65$ przyjęty dla klasy użytkowania trzeciej, wartość dla obciążeń średniotrwałych, przyjęta według tablicy 3.1. Obliczeniowa wartość na ściskanie wzdłuż włókien:

$$f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_m} = 0,65 \cdot \frac{17}{1,3} = 8,50 \text{ MPa} \quad (2.14)$$

Moment bezwładności:

$$I_z = I_y = \frac{\pi \times r^4}{4} = \frac{3,14 \times 17,5^4}{4} = 73892,75 \text{ cm}^4$$

Dla słupów o przekroju prostokątnym, ze względu na jednakową długość wyboczeniową na kierunku y i z , obliczenia nośności słupa wykonano z uwzględnieniem mniej korzystnego kierunku pracy (z mniejszym momentem bezwładności).

Promień bezwładności:

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_d}} = \sqrt{\frac{73892,75}{867,04}} = 9,23 \text{ cm}$$

Smukłość słupa:

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{215}{9,23} = 23,29 [-]$$

¹⁰ Autor artykułu pracował przy remoncie ścian ryglowych zabytkowego kościoła św. Mikołaja w Cyganuku na Żuławach (maj – sierpień 2015 r.), na stanowisku inżyniera budowy, w Polskie Pracowni Konserwacji Zabytków S.A. w Warszawie, oddział Gdańsk.

Smukłość względna:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{23,29}{3,14} \cdot \sqrt{\frac{17}{54000}} = 0,42 > 0,3, \text{ należy uwzględnić wyboczenie (6.21)}$$

$$k_y = 0,5 \left[1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[1 + 0,2 \cdot (0,42 - 0,3) + 0,42^2 \right] = 0,60 \quad (6.28)$$

$$\beta_c = 0,2 \text{ dla drewna litego (6.29)}$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{0,60 + \sqrt{0,60^2 - 0,42^2}} = 0,97 \quad (6.26)$$

Warunek dla naprężeń:

$$\frac{\bar{\sigma}_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} < 1,00 \quad (6.24)$$

$$\bar{\sigma}_{c,0,d} = \frac{N}{A_d} < k_{c,z} f_{c,0,d} \Leftrightarrow N < A_d k_{c,z} f_{c,0,d}$$

Największa siła obliczeniowa ściskanego przekroju musi spełniać warunek:

$$N < 867,04 \cdot 0,97 \cdot 8,50N$$

Nośność słupa na ściskanie wynosi:

$$N < 716,95 \text{ kN}$$

Interesującym zagadnieniem w odniesieniu do konserwacji zabytków, jest porównanie metod oceny nośności aktualnie stosowanych norm, z procedurami obliczeniowymi stosowanymi dawniej. Analizując archiwalną dokumentację techniczną oraz ekspertyzy budowlane z drugiej połowy XX wieku¹¹ możemy zwrócić uwagę na prostotę obliczeń, stosowanie inżynierskich formuł i dobór odpowiednich współczynników z tabel. Do analizy tego samego problemu – określenia nośności zabytkowych słupów domów podcieniowych skorzystano ze starej normy PN-53/B-03150 – metoda stanów granicznych [33].

Wzór na dopuszczalne naprężenia:

$$\bar{\sigma} = \frac{P}{F\beta} < mR_{co}$$

po przekształceniu otrzymujemy wzór na dopuszczalną siłę, nośność słupa:

$$P = F\beta mR_{co}$$

F – pole przekroju słupa, β – współczynnik wyboczenia, odczytany z tabeli z normy PN-53/B-03150, zależny od smukłości, m – współczynnik warunków pracy przy wyboczeniu, R_{co} – wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie, wg tablicy 3-3 normy.

Obliczenia dla słupa domu podcieniowego w Bystrzu:

¹¹ Narodowy Instytut Dziedzictwa (NID) w Gdańsku posiada dokumentację przejętą od Przedsiębiorstwa Państwowego Pracowni Konserwacji Zabytków, oddział Gdańsk. Materiały obejmują inwentaryzacje architektoniczno-konserwatorskie, sprawozdania z prac remontowych, ekspertyzy budowlane domów podcieniowych od lat pięćdziesiątych do osiemdziesiątych XX wieku. Całość dokumentacji została przekazana w latach 1995-2001 na polecenie Ministra Kultury i Sztuki.

$$F = 0,9 \cdot 3,14 \cdot 17,5^2 = 867,04 \text{ cm}^4$$

$$i_y = 9,23 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{215}{9,23} = 23,29 [-]$$

$\beta = 0,9567$ wartość otrzymana z interpolacji liniowej,
 $m = 1,0$ dla elementów ściskanych,

$$R_{co} = 130 \frac{\text{kG}}{\text{cm}^2} = 12,74 \text{ MPa}$$

$$P = 867,04 \cdot 0,9567 \cdot 1,0 \cdot 12,74 \cdot 10^{-1} = 1056,93 \text{ kN}$$

Analogiczne obliczenia wykonano dla pozostałych przypadków. Wyniki przedstawiono w tabeli nr 1.

Tabela 1. Zestawienie nośności słupów wg PN EN 1995 1-1 i PN B -53/B-03 150.

| lp | miejscowość | nośność słupa [kN] | | różnica [kN] | różnica [%] |
|----------|------------------|--------------------|---------|--------------|-------------|
| | | wg PN EN | wg PN B | | |
| 1. | Bystrze | 716,95 | 1056,93 | 339,98 | 32,17 |
| 2. | Kępnowo | 454,29 | 673,94 | 219,65 | 32,59 |
| 3. | Klecie | 605,91 | 898,26 | 292,35 | 32,55 |
| 4. | Lasowice Wielkie | 670,84 | 990,36 | 319,52 | 32,26 |
| 5. | Nowa Cerkiew | 639,47 | 948,77 | 309,29 | 32,60 |
| 6. | Orłowo | 722,23 | 1064,11 | 341,88 | 32,13 |
| 7. | Żuławki | 450,04 | 668,07 | 218,02 | 32,63 |
| średnia: | | | | | 32,42 |

Drewniane słupy w żuławskich domach podcieniowych przenoszą głównie ciężar własny ryzalitu (wystawki) oraz obciążenia użytkowe. Na podstawie pomiarów i przyjęciu typowych rozwiązań elementów konstrukcyjnych (strop, ściany, dach) oszacowano ich ciężary obliczeniowe. Połowa obciążeń przechodzi na ścianę domu, druga na ramę ze słupami. Obliczenia wykonano tylko dla domów typu III. Celem kalkulacji jest ustalenie jaką część całkowitego ciężaru ryzalitu przenosi pojedynczy słup podcienia. Rozstaw osiowy słupów w ramie tworzącej podcień jest stały, tylko w środku jest nieco szerszy (stanowi to dojście do głównego wejścia domu). Fakt ten powoduje różnice w wartości sił normalnych w słupach, lecz są one niewielkie. Celem artykułu jest analiza uproszczona, dlatego przyjęto, że każdy słup w przybliżeniu przenosi ten sam ciężar. Zestawienie wartości sił zawarto w tabeli nr 2 (Tab. 2). W konstrukcji podcienia typu III, pojawiają się również dodatkowe słupy boczne¹², zwężające światło przejazdu pod podcieniem, nie pełnią one roli konstrukcyjnej, są elementami ozdobnymi [34].

Przyjęto następujące wartości w zaokrągleniu [35]:

¹² Warto zwrócić uwagę, że w domach podcieniowych w Bystrzu, Lasowicach Wielkich, Nowej Cerkwi, Żuławkach, Orłowie przestrzeń między słupami bocznymi, a ścianą budynku jest wypełniona murem o konstrukcji ryglowej (fot. 7,9,10), (rys. 1,3,4,5).

- odciążenie ze stropu drewnianego: 3,50 kN/m²
- ciężar muru 16,25 kN/m³
- obciążenie z dachu 1,50 kN/m²

Tabela 2. Zestawienie ciężarów przypadających na słupy.

| miejscowość: | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|---|---------|----------|------------------|--------------|---------|
| | Bystrze | Kępniowo | Lasowice Wielkie | Nowa Cerkiew | Żuławki |
| długość ryzalitu [m] | 7,67 | 8,37 | 7,78 | 7,36 | 7,57 |
| szerokość ryzalitu [m] | 6,21 | 6,57 | 5,98 | 5,53 | 5,34 |
| wysokość ściany ryzalitu [m] | 2,50 | 2,50 | 2,60 | 3,00 | 2,60 |
| wysokość ściany szczytowej ryzalitu [m] | 5,00 | 5,00 | 5,20 | 6,25 | 5,20 |
| powierzchnia ścian [m ²] gr 30 cm | 59,82 | 70,50 | 69,05 | 72,00 | 64,27 |
| powierzchnia stropu [m ²] | 47,65 | 54,96 | 46,56 | 40,70 | 40,40 |
| powierzchnia dachu [m ²] | 53,41 | 52,53 | 54,43 | 50,32 | 47,50 |
| obciążenie ze stropu x 2 [kN] (ryzalit ma dwa stropy, w swojej konstrukcji) | 333,55 | 384,72 | 325,95 | 284,91 | 282,78 |
| obciążenie ze ścian [kN] | 291,64 | 343,67 | 336,64 | 351,02 | 313,34 |
| obciążenie z dachu [kN] | 80,12 | 78,80 | 81,65 | 75,48 | 71,24 |
| suma [kN]: | 705,31 | 807,19 | 744,23 | 711,41 | 667,36 |
| połowa obciążenia przypadająca na ramę ze słupami [kN]: | 352,66 | 403,59 | 372,12 | 355,70 | 333,68 |
| ilość słupów w ramie ryzalitu: | 6 | 6 | 6 | 6 | 6 |
| nośność słupa [kN] przekrój osłabiony wg PN EN | 716,95 | 454,29 | 670,84 | 639,47 | 450,04 |
| siła przypadająca na jeden słup [kN] | 58,78 | 67,27 | 62,02 | 59,28 | 55,61 |
| siła przypadająca na jeden słup w odniesieniu do jego nośności [%] | 8,20 | 14,81 | 9,25 | 9,27 | 12,36 |

6. Wnioski

Przeanalizowane podcienia mimo uszkodzeń wykazują dużą nośność na ściskanie w zakresie 450,04 – 716,95 kN. Zachowała się ona dzięki znacznym wymiarom przekrojów poprzecznych, tych elementów. Na uwagę zasługują wyniki porównania sposobu obliczania maksymalnej siły w ściskanych słupach, według obecnie obowiązującej PN-EN 1995-1-1 i starej polskiej normy PN-53/B-03150, wykazujące, że metody obliczeniowe wówczas stosowane były skuteczne. Różnica nośności w obliczeniach wynosi średnio 32,42%. Według normy PN-53/B-03150 słupy mają też większą nośność. Wynika to głównie z różnych wartości przyjętej do obliczeń wytrzymałości obliczeniowej drewna, jaką narzucają normy. Dodatkowo norma PN-53/B-03150 wskazuje znacznie prostszy algorytm obliczeń. Zachowane słupy mimo utraty części nośności spowodowanej wiekiem i zmniejszeniem przekroju, nadal spełniają swoją rolę konstrukcyjną. Ryzality domów nie wykazują znacznych ugięć, ani ryzyka katastrofy, spowodowanej uszkodzeniem drewnianych podcieni. Przeprowadzone obliczenia wykazują, że tylko niewielka część nośności słupa na ściskanie jest wykorzystywana (przedział od 8,20-14,81%). Informacja ta jest ważna z punktu widzenia zasad prawidłowego postępowania konserwatorskiego, nakazujących zachowanie jak największej ilości autentycznych elementów zabytku oraz zminimalizowa-

nie ingerencji w strukturę obiektu. Otrzymane wyniki obliczeń wykazują, że oryginalne słupy po zakończeniu prac mogą ponownie zostać wbudowane w swoje pierwotne miejsce i dalej pełnić rolę konstrukcyjną, bez konieczności ich wymiany na nowe. Mimo tego, wymagają one zarówno ochrony (głównie przed szkodliwymi czynnikami biologicznymi), jak również prac konserwatorskich lub w niektórych przypadkach napraw. Przedstawiona analiza miała na celu zwrócenie uwagi na interdyscyplinarny charakter działań konserwatorskich. W trakcie całego procesu ich projektowania i realizacji należy uwzględnić wiedzę i doświadczenie z kilku różnych dziedzin, takich jak inżynieria (projektowanie konstrukcji drewnianych), konserwacja zabytków oraz historia architektury. Ich wspólnym i nadrzędnym celem powinno być zawsze prawidłowe zachowanie zabytkowych obiektów dla przyszłych pokoleń.

Podziękowania

Autor serdecznie dziękuje Panu dr inż. Antoniemu Kapuścińskiemu, za inspirujące uwagi i cenne wskazówki naukowe, których udzielił mi podczas pracy nad tekstem.

Literatura

1. Tłoczek I. *Dom mieszkalny na polskiej wsi*. Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa 1985r, s.101-108.
2. Kopkowicz F. *Ciesielstwo polskie*. Arkady, Warszawa 1958r, s.66-74.
3. Koperska-Kośmicka M. *Żuławskie domy podcieniowe. Przyczyny degradacji i problematyka konserwatorska zabytkowych struktur architektonicznych w środowisku kulturowym Delt Wiśły. Rozprawa doktorska*. Gdańsk 2014r. s. 124-132.
4. Kloeppel O. *Die bauerliche Haus-, Hof – Und Siedlungsanlage im Weichsel – Nogat Delta*. Danzig 1924., s.123-127.
5. Archiwum Państwowe w Gdańsku, sygnatura: 300, MP-511.
6. Heise J. *Die Bau Und Kunstdenkmaler der Provinz Westpreussen, H.11 Landkreis. Danzig, Comissions – Verlag von Th. Berling*. Danzig 1884 – 1887.
7. Stankiewicz J. *Zabytki budownictwa i architektury na Żuławach. Rocznik Gdański, t. XV/XVI*. Gdańskie Towarzystwo Naukowe, Gdańsk 1956/1957, s. 511-522.
8. Tłoczek I. *Dom mieszkalny...*, *op. cit.*, s. 109-110.
9. Koperska-Kośmicka M. *Żuławskie domy podcieniowe... op. cit.*, s. 185, 213-215.
10. Neuhaus H. *Budownictwo drewniane*. Polskie Wydawnictwo Techniczne, Rzeszów 2004r., s. 17.
11. Hoła J., Pietraszek P. *Budynki o konstrukcji drewnianej*. w: Budownictwo Ogólne – konstrukcje budynków tom 4. Buczkowski W. (red.), Arkady, Warszawa 2009r., s.100-101.
12. Baszeń M., Żakowicz A. *Wpływ zmian materiałowych i geometrii konstrukcji drewnianych na rozkład sił wewnętrznych*. Źródło: http://www.biswbis.pb.edu.pl/2011_01/014.pdf, data pobrania: 10.03.2017r.
13. Rudziński L. *Konstrukcje drewniane, naprawy, wzmocnienia, przykłady obliczeń*. Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej w Kielcach, Kielce 2010r., s. 149.
14. Kolendowicz T. *Mechanika budowli dla architektów*. Arkady, Warszawa 1993r., s. 25-29.
15. Przewłocki J., Górski J. *Podstawy mechaniki budowli*. Arkady, Warszawa 2006r. s.204-208.
16. Rejestr zabytków województwa pomorskiego, źródło: http://www.nid.pl/pl/Informacje_ogolne/Zabytki_w_Polsce/rejestr-zabytkow/zestawienia-zabytkow-nieruchomych/ data pobrania: 05.01.2016r.
17. Rejestr zabytków województwa warmińsko mazurskiego, źródło: http://www.nid.pl/pl/Informacje_ogolne/Zabytki_w_Polsce/rejestr-zabytkow/zestawienia-zabytkownieruchomych/ data pobrania: 05.01.2016r.

18. Krzyżanowska K. *Klecie. Dom podcieniowy. Dokumentacja historyczna*. Gdańsk 1959 r. sygnatura NID: 00108.
19. Specht A. *Klecie. Dom podcieniowy. Inwentaryzacja konserwatorska - przeskalowanie - skala 1 : 50*. Gdańsk 1978 r., sygnatura NID: P/02928.
20. Specht A. *Klecie. Dom podcieniowy. Inwentaryzacja konserwatorska*. Gdańsk 1977 r., sygnatura NID: P/02400.
21. Specht A., Wołosewicz A. *Klecie. Dom podcieniowy. Badania architektoniczne. T.I: Tekst i rysunki*. Gdańsk 1978 r., sygnatura NID: 00668/1.
22. Świerk Z. *Klecie. Dom podcieniowy. Orzeczenie mykologiczno - budowlane*. Gdańsk 1978 r., sygnatura NID: P/02551.
23. Hoffman B. *Żuławy. Dom podcieniowy nr 32 i 33. Orzeczenie techniczne konstrukcyjne*. Gdańsk 1980 r., sygnatura NID: P/02859.
24. Osiński A. *Żuławy. [Dom podcieniowy] Budynek mieszkalny nr 32 - 33. Ekspertyza techniczna - mykologiczna*. Gdańsk 1980 r., sygnatura NID: P/02791.
25. Stankiewicz K. *Żuławy. Dom podcieniowy nr 32 - 33. Inwentaryzacja konserwatorska*. Gdańsk 1980 r., sygnatura NID: P/02749.
26. Domagała T. *Orłowo. Dom podcieniowy " Orłowo I ". Sprawozdanie z przebiegu prac konserwatorskich (13.03.1968 - 30.10.1968)*. Gdańsk 1968 r., sygnatura NID: ZN/3007.
27. Domagała T., Kolečki A. *Orłowo. Dom podcieniowy "Orłowo I".Sprawozdanie z przebiegu prac konserwatorskich (13.III.1968 - 30.X.1968)*. Gdańsk 1968 r., sygnatura NID: 00106.
28. PN-EN 1995-1-1 Eurokod 5. *Projektowanie konstrukcji drewnianych, Część 1-1: Postanowienia ogólne. Reguły ogólne i reguły dotyczące budynków*. Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2010r.
29. Przewłocki J., Górski J. *Podstawy..., op. cit., str. 205*.
30. Rudziński L. *Konstrukcje drewniane..., op. cit., str 30*.
31. Bela A. *Obliczenia statyczne dla oceny stanu zachowania ryglowej części kościoła p.w. św. Mikołaja w Cyganku – Żelichowie*. Gdańsk, 2014., s. 3.
32. Kotwica E.I., Nożyński W. *Konstrukcje drewniane – przykłady obliczeń*. Stowarzyszenie producentów płyt drewnopochodnych w Polsce, Szczecin 2015 r., s.15.
33. Michniewicz W. *Konstrukcje drewniane*. Arkady, Warszawa 1958., s. 50, 91-98.
34. Stankiewicz J. *Zabytki..., op. cit., s. 522*.
35. Niedostatkiewicz M. *Budownictwo Ogólne przykłady obliczeń*. Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 1999 r., s. 9, 42, 144.

The impact of maintenance on wood column capacity of the XVIIIth to XIXth century of arcaded houses from the Żuławy region

Tomasz Zybała

*Department of History, Theory of the Architecture and Conservation of Monuments,
Faculty of Architecture, Gdańsk University of Technology and
Faculty of Architecture and Design, Academy of Fine Arts in Gdańsk. and
Faculty of Architecture, Sopot University of Applied Sciences.
e-mail: t.zybala7@gmail.com*

Abstract: There have been many articles on architectural issues of arcaded houses from the Żuławy Region. None of them tackled the technical and conservation problems. The following article presents a part of the author's current research. It is the first attempt to demonstrate a static-strength analysis of selected historic wooden houses from Żuławy. It

demonstrates the maintenance state of those buildings and includes the description of the main strength features of timber as well as the calculation rules of column capacity in compliance with PN EN 1995-1-1 and PN-53/B-03150. The approximate static load transferred by wood columns was calculated. The article describes both main forms of the arcaded construction in Poland and its territorial range. Furthermore, the paper accounts for the purpose of using this solution in buildings and provides the main types of both structure and typology of arcaded houses in Żuławy Region as well as their historical progress and key characteristic features

Keywords: arcaded houses, wooden architecture, capacity of timber column.

Numerical modelling of hydraulically bonded mixture with rubber admixture due to applied mechanical loadings

Daniel Pietras, Tomasz Sadowski

*Department of Solid Mechanics, Faculty of Civil Engineering and Architecture,
University of Technology in Lublin,
e-mail: d.pietras@pollub.pl, e-mail: t.sadowski@pollub.pl*

Abstract: In this paper the application of the Extended Finite Element Method (XFEM) to anticipate change of the behaviour of composite with complex internal structure after use of the admixtures was presented. The response to mechanical loadings of bent beams made of hydraulically bonded mixture with rubber admixture was considered. The impact of the rubber granulate on the value of fracture energy was analysed. Moreover, the influence of an interfacial transmission zone quality on the achieved effect was assessed. Calculations were conducted by means of the multi-scale numerical model which was built in ABAQUS finite element method environment. The results derived indicate beneficial effect of rubber granulate on fracture energy of hydraulically bonded mixture.

Keywords: Virtual test, XFEM, FEM, multi-scale modelling.

1. Introduction

The Hydraulically Bonded Mixture (HBM) is the material with complex internal structure. The filling effect of rubber granulate is influenced by many factors. The most important of them are:

- the mechanical properties of used rubber [1],
- the elastic properties and toughness of interfacial transmission zones (ITZ) between the rubber and cement matrix [2],
- the type of composite matrix [3],
- the shape of grains of used admixture or additive [4].

Laboratory tests are one of the ways to analyse the effect of the used additive on the apparent properties of the composite. Studying the correlation between the individual properties of the components and achieved equivalent properties of composite requires conducting many tests and to employs large amounts of often costly specimens. The time spent on laboratory tests and their cost can be reduced by developing virtual testing techniques. The virtual test can be conducted using the multi-scale numerical models which are able to reflect the real internal structure of the composite [5], [6]. Contemporary research techniques such as microtomography [7], scanning microscopy, mercury porosimetry and microhardness tests [8] allow to build accurate numerical models of concrete with internal structure mapping. Thanks to the use of material numerical models it is possible to find the relationship between the apparent properties of composite and e.g. shape of used components as well as to explain some processes such as the effect of porosity on water permeability [9]. The virtual tests can help to determine the impact of the particular ingredients and they can be essential in taking the right path in designing process of cement-matrix composites. The results derived in this way will allow narrowing down the range of the necessary

experimental tests. Therefore, the example of simple multi-scale model of HBM was presented in this paper. This model allows assessing the change of apparent properties of HBM after application of rubber fine admixtures.

2. Mechanical properties of HBM constituents

2.1. Elastic properties of rubber

In this paper the hyperelastic model (Monney-Rivlin) of rubber in which used linear relationships of strain tensor invariants I_1 and I_2 was assumed. The strain energy potential U can be expressed as following:

$$U = C_{10}(I_1 - 3) + C_{01}(I_2 - 3) + \frac{1}{D_1}(J_{el} - 1)^2 \quad (1)$$

The values of material constants $C_{10} = 8.601$ and $C_{01} = 1.805$ are based on [10], thus the incompressibility of rubber was assumed as following $D_1 = 0$. J_{el} is the ratio between the total volumetric strain and the volumetric strain caused by temperature changes.

2.2. Properties of rubber-cement matrix interfacial zones

The rubber-cement contact properties were analysed in [11]. The relation between cohesive properties of the rubber-cement matrix interfacial layer and the critical force which lead to splitting the rubber-cement coupling is a complex issue. The discrepancies between the obtained destructive force and the force calculated on the basis of classical fracture mechanics are high due to the high incompatibility of elastic properties [12]. Therefore the test results presented in the [11] do not allow for easy determination of the correct toughness or critical stress intensity factors of rubber-cement interfacial zones for numerical modeling. For this reason the auxiliary numerical model was built. This model, shown in Fig. 1 reflects the conditions of laboratory tests conducted in [11]. It has been used to assess proper characteristics of cement-rubber ITZ that can be applied in meso-scale numerical model of HBM with rubber admixture (HBM+G).

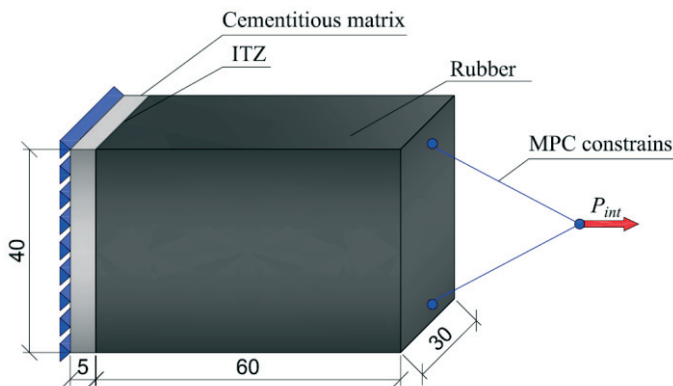


Fig. 1. Geometry and boundary conditions of auxiliary cement-rubber coupling numerical model

In presented auxiliary model the initiation of crack is determined by maximal principal stress criterion. The crack propagation process is described by linear cohesive law. In the case where the rubber-cement contact was the strongest in [11] the critical force

achieved value $P_{int} = 286.8$ N. In the numerical model the closest value $P_{int} = 283.417$ N was derived for critical stress equalled 0.9099 MPa. The value of fracture energy was assumed 0.02 N/m so as to reflect the brittle mode of damage of considered contact.

2.3. Composite matrix properties

In this paper the internal structure of composite matrix has been simplified. It was modelled as isotropic body with pores. The pores radius was equal to 0.7 mm. The preliminary laboratory tests of HBM has determined apparent modulus of elasticity $E_{eq} = 15.9$ GPa and porosity about 12%. To determine the matrix properties, which are necessary for the multi-scale model of HBM the auxiliary model was built (see Fig. 2). The model thickness was assumed 10 mm while the distance between points G and D was equal to 32.542 mm.

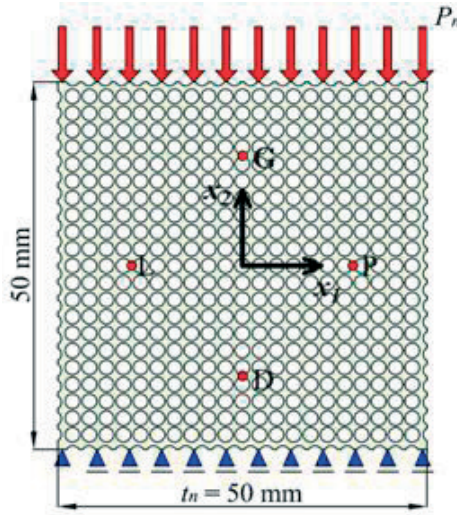


Fig. 2. The auxiliary model to determine the HBM matrix properties

By using this model the compression virtual tests were performed. The modulus of elasticity of matrix was tuned so that the apparent modulus of elasticity E_{ap} of the material determined by following equation were equal to E_{eq} :

$$E_{ap} = \frac{\left(\frac{P_n}{500\text{mm}^2} \right)}{\left(\frac{U_G - U_D}{32.542\text{mm}} \right)} = 15.9\text{MPa} \quad (2)$$

According to Fig. 2 U_G and U_D are displacements of point G and D. The obtained property of the matrix modulus of elasticity was equal to $E_m = 22.5\text{GPa}$. Poisson ratio of the matrix was assumed to be equal to 0.29.

2.4. Geometry of multi-scale model

The geometry and structure of multi-scale numerical model of HBM is shown in Fig. 3. The thickness of beam was assumed to be equal to 30 mm. Beam span to beam height ratio was maintained as recommended in crack resistance tests [13].

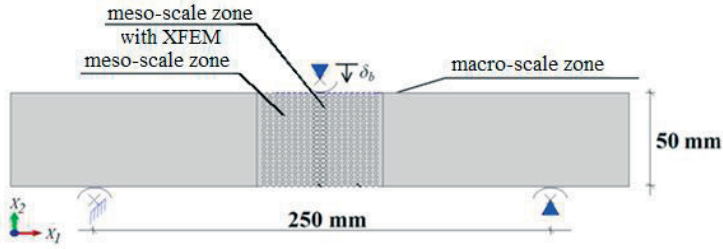


Fig. 3. The HBM beams multi-scale numerical model structure

In order to reduce the computational time, the model was divided into three main areas where different scales of material description were used. The macro-scale zone was modelled as linear elastic and isotropic area with properties assumed on the basis of preliminary laboratory tests $E = 15.9$ GPa, $\nu = 0.29$. The meso-scale zone was modelled according to point 2.3. Moreover in the cases where the pores were filled by rubber the ITZ zones with thickness 0.1 mm were modelled. They have reduced elastic properties with respect to matrix of composite due to the local increase of water to cement ratio. It results in the increased porosity of hardened cement paste in ITZ and the decrease of mechanical properties. The modulus of elasticity in ITZ zones was assumed $E_{ITZ} = 15$ GPa and Poisson ratio $\nu_{ITZ} = 0.3$. In the meso-scale zones where the cracking is impossible all constituents have assigned elastic mechanical properties. The mesh of finite elements in these zones is shown in Fig. 4A.

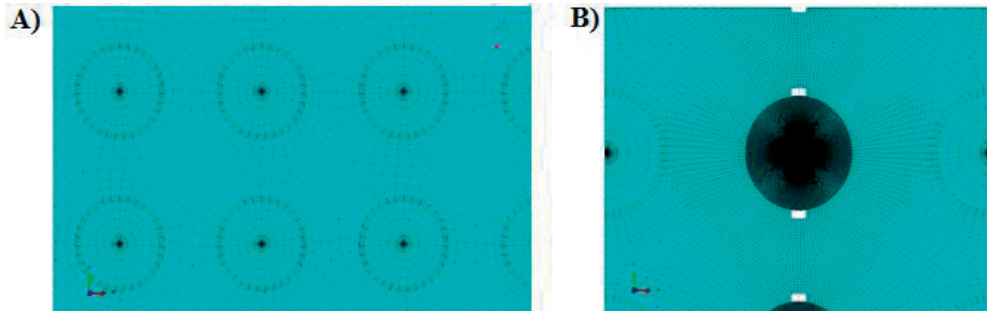


Fig. 4. A) The mesh of finite elements in regions far from expected cracking B) The mesh of finite elements in regions near expected cracking

The detailed construction of the model containing rubber crumbs in the zone near expected fracture is presented in Fig. 5. The ITZ zone has the discontinuities as real ITZ so as to simplify the calculation process. In each of the emptiness the initial crack with length 0.2 mm was modelled to reflect real imperfections in the material.

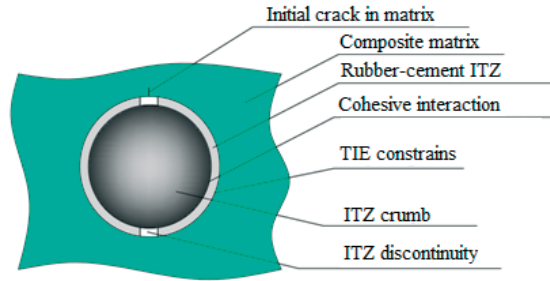


Fig. 5. Detailed construction of the single rubber crumb with ITZ layer in HBM matrix and initial cracks

The left semicircle of ITZ with matrix and rubber coupling was realized using TIE constraints which link all degrees of freedom of the corresponding nodes. The right semicircle of ITZ and matrix coupling were modelled in the same way. The right semicircle of ITZ with rubber coupling has the cohesive properties according to point 2.2. The nodes of ITZ belonging to the contact were set as MASTER and corresponding nodes of rubber as SLAVE due to this fact the mesh of rubber part is four times denser than mesh of ITZ (see Fig. 4B).

The length of initial crack in the beam was assumed close to 1/3 of the beam height (Fig. 6). The pores crossed by initial crack were not filled by rubber crumbs. The initial crack of the beam was modelled by duplicating the nodes lying on its path as it is presented by thick line in Fig. 6.

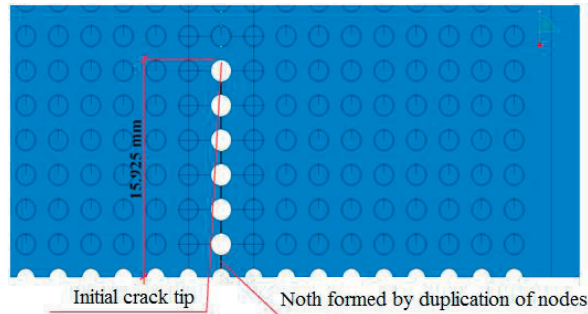


Fig. 6. The initial crack in the considered beams

The matrix cracking and ITZ is determined by maximal principal stress criterion, the angle of crack propagation is determined by maximal tangential stress [MTS] criterion. The effect of cohesive zone in concrete is taken into account by linear cohesive law. In these model the critical stress of the matrix was assumed as following $\sigma_{lc}^{mat} = 1.8$ MPa, the fracture energy was assumed $G = 3$ N/m. Values of fracture parameters are close to real properties of HBM but have exemplary character.

3. Results of conducted analyses

In present paper 3 cases were considered:

- HBM without rubber additives,
- HBM with rubber admixture (HBM+R),
- HBM with rubber admixture, without ITZ zones.

The filling effect of pores by rubber particles was discussed in [14]. The Fig. 7 presents the maximal principal stress distribution in the fragment of the considered beam during the cracking process. The huge difference of the elastic properties between ITZ and matrix makes the ITZ slightly loaded. The damage of ITZ-rubber coupling takes place after damage of the particular piece of matrix due to the high deformability of rubber which is a beneficial phenomenon. This fact also coincides with the observation made during experimental tests.

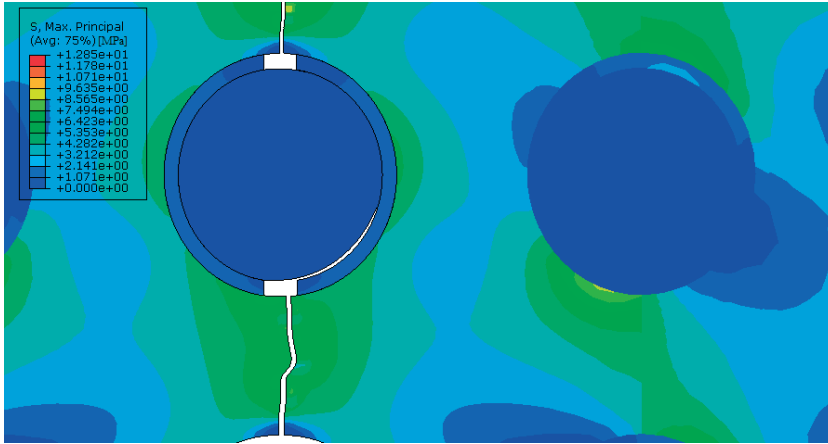


Fig. 7. ITZ-Rubber coupling damage process

The relation of loading force P_b to middle span point displacement δ_b derived for beam made of HBM+R is shown in Fig. 8. For comparison the same relation for beam made of HBM was included. Both beams indicate the same response to applied loadings in linear elastic range. Differences appear when the critical value of the loading force P_b^{\max} was reached. In the case of beams with pores filled in with rubber P_b^{\max} reaches slightly higher value. At further stages of loadings the differences are clear. In the beams made of HBM+G the forces remain at a higher level.

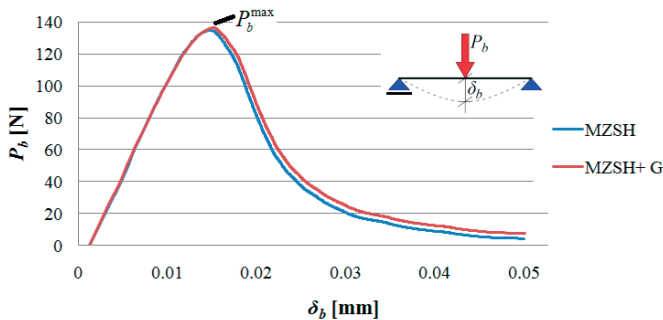


Fig. 8. Comparison of the mechanical response for beams made of HBM and HBM+G in 3-point bending conditions

The analysis of bending beam made of HBM+G without ITZ was conducted to demonstrate the effect of ITZ quality on the beam response. In order to avoid the numerical errors caused by using different finite element meshes the numerical model was modified

only by setting as equal to E_m . In meso-scale (Fig. 3) these parameters were equal to properties of the composite matrix. In the present case the noticeable increase of the force used to destroy the beam can be observed. However, the post-destructive response remains unchanged as shown in Fig. 9.

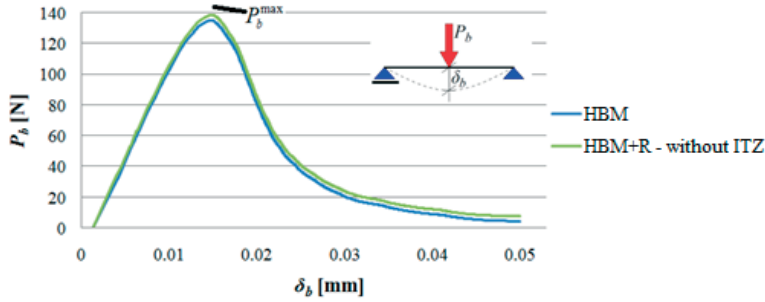


Fig. 9. Mechanical response comparison for beams made of HBM and HBM+G without ITZ in 3-point bending conditions

In table 1 the results of conducted virtual bending tests were collected. The relative changes of critical forces P_b^{\max} and fracture energy G in considered cases were calculated as following:

$$\Delta_p = \frac{P_{MZSH}^{\max} - P_2^{\max}}{P_{MZSH}^{\max}} \cdot 100, \quad \Delta_G = \frac{G_{MZSH} - G_2}{G_{MZSH}} \cdot 100 \quad (3)$$

Where HBM subscript means properties of pure HBM and 2 subscript means a property for one of the considered cases of HBM with rubber admixture. For HBM+G the 1% growth of P_b^{\max} and the fracture energy increase of 2.3% with respect to pure HBM were achieved. Better results were obtained by taking into account the ideal properties of ITZ zones i.e. 2.6% increase of the P_b^{\max} and 3.7% increase in fracture energy with respect to pure HBM.

The fracture energy G was determined as the area under $P_b(\delta_b)$ relation divided into the cross section area split during the test:

$$G_u = \frac{1}{30\text{mm} \cdot (50\text{mm} - 15.925\text{mm})} \int_0^{0.005\text{mm}} P_b d\delta_b \quad (4)$$

Table 1. Results of conducted virtual tests

| Material | P_b^{\max} [N] | G_u [N/m] | Δ_p [%] | Δ_G [%] |
|---------------------|------------------|-------------|----------------|----------------|
| HBM | 134.982 | 2.096 | - | - |
| HBM+R | 136.266 | 2.144 | 0.951 | 2.290 |
| HBM+R (perfect ITZ) | 138.528 | 2.174 | 2.627 | 3.721 |

The results derived in discussed meso-scale model confirm that by using rubber crumbs admixture the fracture energy of HBM can be increased.

4. Summary and conclusions

In present paper the meso-scale model of hydraulically bonded mixture was presented. The effect of filling pores in this mixture by rubber crumbs was analysed. The virtual test conducted by means of the meso-scale numerical model showed the increase of critical force by 1% and the increase of the fracture energy by 2.3%. Moreover, the effect of interfacial transmission zone quality on achieved results was analysed. In case of good properties of the ITZ the increase of critical force by 2.6% and the increase of the fracture energy by 3.7% were achieved. These observations lead to the conclusion that the interfacial transmission zones between the rubber and cement matrix are of great significance in apparent properties of composite. Thus, this fact should be taken into account when designing the hydraulically bounded mixtures with rubber additives.

References

1. Benazzouk A., Mezreb K., Doyen G., Goullieux A., Quéneudec M. *Effect of rubber aggregates on the physico-mechanical behaviour of cement-rubber composites of the alveolar texture of rubber aggregates*. Cement & Concrete Composites 25 (2003) 711-720.
2. Emiroglu M., Kelestemur M.H., Yildiz S. *An investigation on itz microstructure of the concrete containing waste vehicle tire*. Proc of 8th International Fracture Conference 7-8 November (2007) Istanbul Turkey 453-459.
3. Cairns R., Knew H. Y., Kenny M. J. *The use of recycled rubber tyres in concrete construction*. Sustainable Waste Management and Recycling. Thomas Telford Ltd, London (2004) 135-142.
4. Zhu X., Miao C., Liu J., Hong J. *Influence of crumb rubber on frost resistance of concrete and effect mechanism*. Procedia Engineering 27 (2012) 206-213.
5. Seemann R., Krause D., *Numerical Modeling of Nomex Honeycomb Sandwich Cores at Meso-Scale Level*. Composite Structures 159 (2016) 702-718.
6. Skarżyński Ł., Tejchman J., *Calculations of fracture process zones on meso-scale in notched concrete beams subjected to three point bending beams*. European Journal of Mechanics A/Soils 29 (2010) 746-760.
7. Hangai Y., Takahashi K., Yamaguchia R., Utsunomiya T., Kitahara S., Kuwazuru O., Yoshikawa N. *Nondestructive observation of pore structure deformation behavior of functionally graded aluminum foam by X-ray computed tomography*. Materials Science and Engineering: A 556 30 (2012) 678-684.
8. Liao K.Y., Chang P. K., Peng Y.N., Yang C.C. *A Study on characteristics of interfacial transition zone in concrete*. Cement and Concrete Research 34 (2004) 997-989.
9. Ye G., *Percolation of capillary pores in hardening cement pastes*. Cement and Concrete Research 35 (2005) 167-176.
10. Tang T., Johnson D., Smith R. E., Felicelli S. D. *Numerical evaluation of the temperature field of steady-state rolling tires*. Applied Mathematical Modelling 38 (2014) 1622-1637.
11. He L., Ma Y., Liu Q., Mu Y. *Surface modification of crumb rubber and its influence on the mechanical properties of rubber-cement concrete*. Construction and Building Materials 120 (2016) 403-407.
12. Buyukozturk O. *Interface fracture and crack propagation in concrete composites*. C. Huet (Ed.), Micromechanics of Concrete and Cementitious Composites, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne (1993) 203-212.
13. *RILEM Draft Recommendations TC-89-FMT Determination of fracture parameters K_{Ic} and $CTOD_c$ of plan concrete using three point bending test* Fracture Mechanics of Concrete Test Methods. Materials and Structures 23 (1990) 457-460.
14. Sadowski T., Pietras D. *Description of degradation process of rubberized lean concrete*. Solid State Phenomena 216 (2014) pp 67-72.

Belka czy płyta?

Klasyfikacja elementów konstrukcyjnych w świetle teorii wytrzymałości materiałów oraz literatury inżynierskiej

Marcin Samborski, Marta Słowik

*Katedra Konstrukcji Budowlanych, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska,
e-mail: m.samborski@pollub.pl, m.slowik@pollub.pl*

Streszczenie: Podstawą kategoryzacji belek i płyt w konstrukcjach żelbetowych są elementy prętowe i powłokowe zdefiniowane w ramach teorii wytrzymałości materiałów. Niejednoznaczność definicji belki i płyty, podawanych w literaturze inżynierskiej, może prowadzić do nieprawidłowego określenia rozkładu naprężeń w elementach żelbetowych.

Słowa kluczowe: belka, płyta, definicja pręta, definicja powłoki, rozkład naprężeń.

1. Wprowadzenie

Klasyfikacja podstawowych elementów konstrukcyjnych pracujących na zginanie obejmuje podział na płyty, belki oraz tarcze. W niniejszym artykule, pominięto rozważania dotyczące słupów, ścian i konstrukcji blokowych.

Definicje, według których dokonywano podziału na belki, płyty i tarcze wynikają z opisu elementów prętowych i powłokowych zawartych w teorii wytrzymałości materiałów. Zapisy dotyczące tych elementów podane w literaturze inżynierskiej ulegały zmianom na przestrzeni ostatnich lat w zależności od aktualnie obowiązujących norm, co spowodowało brak jednoznacznie określonej definicji płyty i belki spójnej z modelami przyjmowanymi w teorii wytrzymałości materiałów.

Prawidłowe zakwalifikowanie elementu konstrukcyjnego może mieć istotne znaczenie przy określeniu rozkładu naprężeń, a w konsekwencji przy wymiarowaniu przekrojów i doborze zbrojenia.

2. Definicja pręta i powłoki według teorii wytrzymałości materiałów

2.1. Definicja pręta

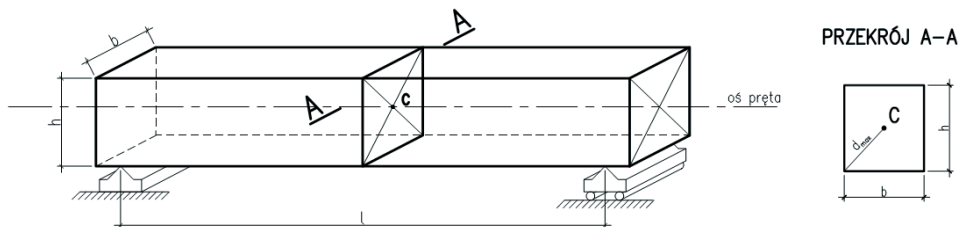
Według najczęściej spotykanej definicji w literaturze [4,5], prętem jest obiekt, którego jeden wymiar (długość) jest znacznie większy od dwu pozostałych wymiarów (szerokość i wysokość przekroju poprzecznego). W rozumieniu geometrycznym, pręt powstaje w wyniku śladu ruchu pewnej figury płaskiej. Środek pola tej figury (oznaczony jako C na Rys. 1) porusza się w zależności od kształtu pręta po linii prostej lub zakrzywionej (np. pręt odkształcony). Linia ta wyznacza tym samym *oś pręta*. Figura tworząca kształt pręta nazywana jest przekrojem poprzecznym. Pręty o przekroju stałym nazywamy *prętami pryzmatycznymi*.

Ze względu na ogólny charakter granicznych wymiarów elementu prętowego, można przeprowadzić opis elementu przy użyciu poniższej procedury. Jeśli w przekroju poprzecznym pręta oznaczymy środek (leżący na jego osi), jako punkt C, to stosunek maksymalnej

odległości od środka przekroju do obwodu pręta do jego rozpiętości w osiach podparć jest dużo mniejszy od jednego, to element ten należy uznać za pręt – Rys. 1. Przez pojęcia dużo mniejszy od jednego rozumieć należy wartość rzędu jednej dziesiątej.

W najbardziej ogólnym zapisie definicję tę można podać, jako warunek:

$$\lim_{\sup} \left(\frac{d_{(i)}}{l} \right) \ll 1 \quad (1)$$



Rys. 1. Element prętowy

2.2. Definicja powłoki

Powłoki należą do szerokiej grupy ustrojów powierzchniowych. Elementy te definiowane są w literaturze, np. [6], jako ciała, w których jeden z wymiarów (grubość) jest znacznie mniejszy od pozostałych. W ustrojach powierzchniowych wyróżnić można powierzchnię górną, dolną (lub zamiennie powierzchnia zewnętrzną i wewnętrzną) i boczną. W przypadku ustrojów powierzchniowych, rolę osi pełni tzw. powierzchnia środkowa, równoodległa od powierzchni górnej i dolnej. W tym rozumieniu, wysokość (grubość) przekroju jest najkrótszą odległością pomiędzy powierzchnią górną i dolną, odmierzona wzdłuż prostej normalnej do powierzchni środkowej.

Uszczegóławiając klasyfikację ustrojów powierzchniowych, element, w którym powierzchnia środkowa jest płaszczyzną nazywamy płytą. Powłoką natomiast jest element o powierzchni środkowej zakrzywionej. Do opisu powłok wprowadzono określenie cienkiego ustroju powierzchniowego, dla którego zachodzi nierówność:

$$\frac{h}{l} \ll 1 \quad (2)$$

gdzie l – to charakterystyczna długość odmierzana na powierzchni środkowej, h – wysokość przekroju. Długość może być opisywana różnie, dla przykładu: w płytach prostokątnych:

$$l = a, \quad a < b, \quad \frac{h}{a} < \frac{1}{10} \quad (3)$$

W przypadku powierzchni zakrzywionych o głównych promieniach krzywizny R_1 i R_2 ustrój będzie cienki, jeśli zachodzi nierówność:

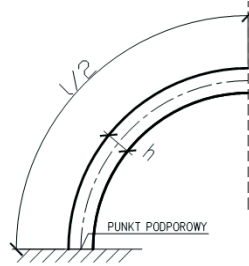
$$\frac{h}{R_{\min}} < \frac{1}{20} \div \frac{1}{30} \quad (4)$$

gdzie R_{\min} – minimalny promień krzywizny. W wyniku przyjęcia takiej definicji ustroju powierzchniowego, wszystkie rozważania będą odnoszone do powierzchni środkowej,

a współrzędne opisujące element x, y , sprowadzą ustroje do zadania dwuwymiarowego. Dlatego w przypadku ustrojów, w których grubość jest porównywalna z pozostałymi wymiarami, opis dwuwymiarowy może prowadzić do rozbieżności w porównaniu z opisem trójwymiarowym.

Najbardziej ogólną definicję elementu powłokowego można przedstawić następująco:

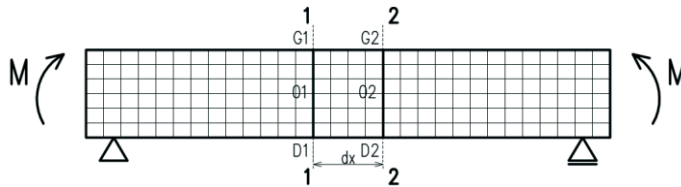
$$\lim_{\sup} \left(\frac{h}{l} \right) \ll 1 \quad (5)$$



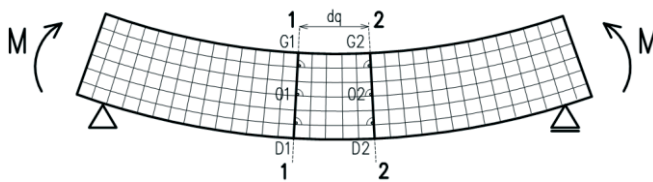
Rys. 2. Fragment elementu powłokowego

2.3. Rozkład naprężeń w elemencie zginanym według teorii sprężystości

Charakter odkształcenia się elementu poddanego zginaniu został opisany w [4] na przykładzie elementu przedstawionego na rysunku 3, obciążonego momentami skupionymi na jego końcach, powodującymi pojawienie się czystego zginania. W wyniku przyłożonego obciążenia, siatka ulegnie odkształceniu według schematu na rysunku 4.



Rys. 3. Element prętowy (belkowy) z teoretyczną siatką przed odkształceniem



Rys. 4. Element prętowy (belkowy) z teoretyczną siatką po odkształceniu

Na podstawie analizy powyższego przykładu można zaobserwować następujące zależności:

- Linie podłużne siatki zarówno przed, jak i po odkształceniu pozostają do siebie równoległe;
- Linie poprzeczne siatki po odkształceniu nachyliły się względem siebie, ale nadal pozostały proste i prostopadłe do zakrzywionych linii podłużnych, w związku z czym można założyć, że przekroje poprzeczne wyznaczone przez te linie są pł-

skie po odkształceniu. Obserwacja jest zgodna z założeniem płaskich przekrojów;

- W przypadku zginania czystego, kąty zawarte między liniami podłużnymi i poprzecznymi są proste. Oznacza to, że w elemencie nie doszło do odkształcenia postaciowego;
- Linia podłużne siatki od strony wypukłej (odcinek D1D2) uległy wydłużeniu, natomiast od strony wklęsłej (G1G2) – skróceniu.

Rozważany przykład umożliwia wyciągnięcie następujących wniosków:

- Odkształcenia włókien zmieniają się na wysokości przekroju w sposób ciągły. Oznacza to, że można wyznaczyć włókna na pewnej wysokości, które zachowały swoje pierwotne długości (odcinek O1O2). Powierzchnia przecinająca te włókna oddziela strefę ściskaną od rozciąganej i jest nazywana *powierzchnią obojętną*, natomiast odcinek O1O2 – *śladem powierzchni obojętnej*;
- W myśl założenia, że pręt jest symetryczny w płaszczyźnie działającego obciążenia, odkształcenia na obu końcach są takie same. Wynika z tego wniosek, że odkształcenia na powierzchni równoległej do powierzchni obojętnej nie zależą od położenia na szerokości elementu;
- Ponieważ obroty poszczególnych przekrojów odbywają się względem ich osi obojętnych, leżących na powierzchni obojętnej, to odcinek O1O2 również znajduje się na powierzchni obojętnej i zachowuje swoją długość pierwotną po odkształceniu;
- Płaska powierzchnia obojętna przed odkształceniem staje się powierzchnią walcową po odkształceniu,

Analiza zginania z udziałem sił poprzecznych przysparza wiele problemów, dlatego też przyjmuje się, że wystarczająco dokładnym przybliżeniem jest rozpatrywanie zginania ze ścinaniem, jako stan, w którym zginanie traktowane jest, jako zginanie czyste, natomiast ścinanie jest uwzględniane pośrednio, jako naprężenia i odkształcenia wywołane siłami poprzecznymi [4].

Podłużne włókna pręta przy czystym zginaniu nie naciskają na siebie w związku, z czym możemy je traktować, jako pojedyncze pręty rozciągane lub ściskane osiowo. Zakładając, że moduł sprężystości materiału E jest jednakowy dla ściskania i rozciągania osiowego, a zginanie działa w zakresie proporcjonalności, można zastosować prawo Hooke'a. Wartość naprężenia normalnego wyniesie wtedy:

$$\sigma = \frac{Ez}{\rho} \quad (6)$$

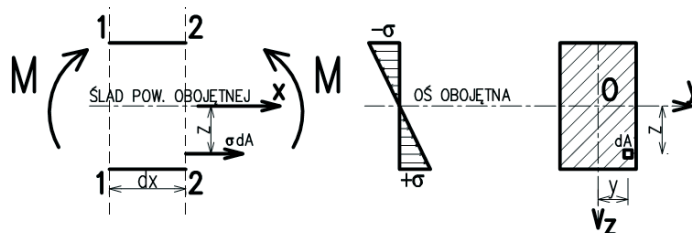
gdzie ρ – promień krzywizny powierzchni obojętnej, z – odległość od osi obojętnej przekroju, E – współczynnik sprężystości podłużnej.

Wartość naprężeń normalnych zmienia się liniowo na wysokości belki. Osiąga wartość zero na osi obojętnej oraz wartości maksymalne w najbardziej oddalonych od osi obojętnej punktach przekroju [4]. W wyniku przekształceń równań równowagi przekroju z sumy rzutów sił, finalnie wartość naprężenia normalnego można uzależnić od działającego momentu zginającego i przedstawić go w postaci:

$$\sigma = \frac{M_{\alpha}z}{J_y} \quad (7)$$

gdzie M_{α} – wartość zewnętrznego momentu zginającego, J_y – moment bezwładności przekroju belki względem osi obojętnej, z – odległość od osi obojętnej do punktu, w którym obliczane jest naprężenie.

Rozkład naprężeń normalnych przedstawiono na rysunku 5.



Rys. 5. Rozkład naprężeń normalnych w przekroju pręta (belki) przy czystym zginaniu

Udział naprężeń stycznych, wywołanych siłami poprzecznymi prowadzi do tzw. deplanacji (spaczenia) przekroju, przez wywołanie odkształcenia postaciowego (zaburzenie kątów siatki na elemencie) naruszającego założenie płaskich przekrojów. Jest to jednak efekt uwzględniany tylko dla prętów cienkościennych. Istotnym faktem jest, że naprężenia normalne, dla zginania ze ścinaniem, można wyznaczyć w oparciu o założenia czystego zginania tylko dla elementów prętowych, w których rozpiętość przekracza, co najmniej pięciokrotnie jej wysokość [4]. Pomiędzy siłą poprzeczną, a wywołaną przez nią naprężeniami istnieje zależność opisana wzorem:

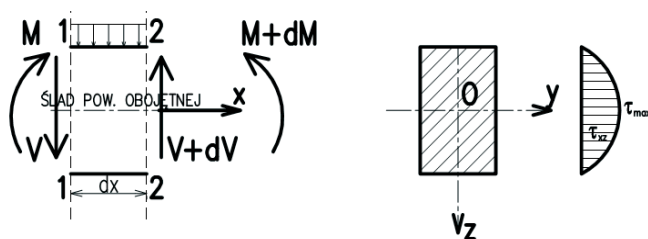
$$V_{\alpha} = \int_A \tau_{xz} dA \quad (8)$$

gdzie $\tau_{xz}dA$ – elementarna siła styczna, równoległa do wywołującego je wektora siły poprzecznej V_{α} działającego na elementarne pole dA

Ponadto zachodzi równość:

$$\tau_{xz} = \tau_{zx} \quad (9)$$

Rozkład naprężeń stycznych przedstawia rysunek 6.



Rys. 6. Rozkład naprężeń stycznych w przekroju poprzecznym belki pracującej pod obciążeniem ciągłym

Należy zaznaczyć, że założenie równomiernego rozkładu naprężeń stycznych na szerokości elementu prętowego (belki), równoległe do osi obojętnej przekroju poprzecznego, jest poprawne tylko dla ustrojów wąskich i wysokich, prostokątnych (mały stosunek b/h). W ogólnym przypadku rozkład naprężeń stycznych na szerokości przekroju jest nierównomierny, w taki sposób, że naprężenia są większe przy krawędziach pionowych, mniejsze w środku, a różnica ta wzrasta wraz ze zwiększaniem stosunku b/h .

Modele obliczeniowe wykorzystywane w teorii wytrzymałości materiałów (elementy prętowe i powłokowe) są podstawą do klasyfikacji konstrukcji żelbetowych w praktyce

inżynierskiej. W wyniku tego, elementy prętowe odpowiadają konstrukcjom belkowym (podciąg, nadproża, oraz pozostałe belki żelbetowe), a elementy powłokowe – konstrukcjom płytowym i powłokowym (płyty stropowe monolityczne, powłoki żelbetowe zbiorników). Przejście z modelu teorii wytrzymałości materiałów na obliczeniowy model konstrukcyjny powoduje pojawienie się rozbieżności w rozkładzie naprężeń dla poszczególnych modeli. W rozdziale 3.3 scharakteryzowano rozkład naprężeń w zginanym przekroju żelbetowym według założeń przyjmowanych przy wymiarowaniu konstrukcji z betonu.

3. Definicja belki i płyty w odniesieniu do elementów żelbetowych

3.1. Definicja belki

Przed wprowadzeniem norm europejskich, definicje elementów kształtowane były przepisami PN-B-03264:200 [2]. W rozumieniu tych przepisów za belkę można uznać element, którego rozpiętość jest, co najmniej dwu i półkrotnie większa od wysokości przekroju. Definicja belki w rozumieniu klasycznym (belki niskiej) dotyczy elementów, dla których stosunek rozpiętości efektywnej (w osiach podpór) do jej wysokości jest większy niż cztery. Elementy niespełniające warunku, należy rozpatrywać, jako belki-ściany według teorii tarcz. W normie PN-B-03264 nie podano jednak szczegółowych zaleceń w tym zakresie.

Aktualnie podawany opis zawarty w normie PN-EN 1992-1-1 [1], kwalifikuje element, jako belkę, gdy spełnia zależność opisaną wzorem:

$$\frac{l}{h} > 3 \quad (10)$$

gdzie l – rozpiętość belki, h – wysokość przekroju poprzecznego.

Opis belki przedstawiony powyżej, był również stosowany w literaturze [9].

Definicje dotyczące elementów belkowych odnaleziono także w normowych przepisach amerykańskich [8]. Zgodnie z tymi zapisami element konstrukcyjny jest klasyfikowany, jako belka, gdy jego rozpiętość jest większa lub równa 10-krotności wysokości przekroju, a szerokość przekroju poprzecznego stanowi w przybliżeniu połowę wysokości. Zależność opisano wzorem:

$$\frac{l}{h} > 10 \quad (11)$$

gdzie l – rozpiętość belki, h – wysokość przekroju poprzecznego.

3.2. Definicja płyty

Definicja płyty podawana w literaturze technicznej, np. [3], jest niejednoznaczna, a graniczny warunek sprowadza się do tego, że obydwa wymiary w rzucie są większe „(...) niż czterokrotna lub pięciokrotna całkowita grubość płyty.”. Brak na ten temat sprecyzowanej definicji w normie PN-B-03264:2002. Zalecenia przytoczone w [3] są zbieżne z wytycznymi podanymi w Eurokodzie 2 [1].

Według definicji zawartych w normie PN-EN 1992-1-1 [1] płyta jest elementem, dla którego wysokość (grubość) przekroju jest, co najmniej pięciokrotnie mniejsza niż minimalny wymiar w rzucie. Warunek ten jest zgodny, co do opisu z literaturą [7]. Zależność opisano poniżej:

$$\frac{l_{min}}{h} > 5 \quad (12)$$

gdzie l_{min} – najmniejsza rozpiętość płyty, h – wysokość przekroju poprzecznego.

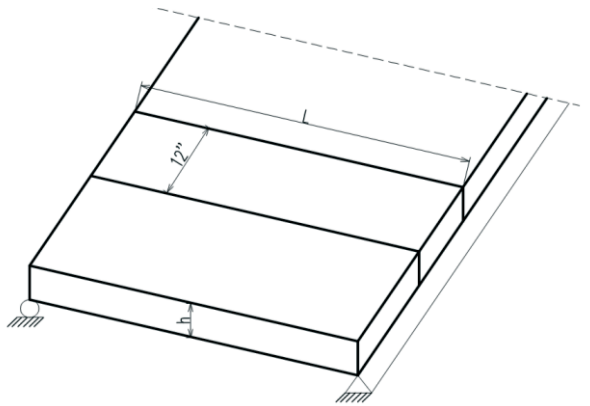
Wśród konstrukcji płytowych wyróżnia się dodatkowo wewnętrzny podział na płyty jednokierunkowo zbrojone (o momencie zginającym dominującym tylko w jednym kierunku) oraz na elementy dwukierunkowo zbrojone (wartości momentów zginających są zbliżone w obu kierunkach). Zależność dla płyty pracującej dwukierunkowo podaną w [8] opisano wzorem:

$$0,5 \leq \frac{l_y}{l_x} \leq 2,0 \quad (13)$$

gdzie l_x, l_y – wymiary boków płyty.

Płytę należy uznać za jednokierunkowo zbrojoną, jeśli dwa swobodne, niepodparte brzegi płyty są w przybliżeniu równoległe. Jednokierunkowo zbrojone uznawane może być także pasmo płytowe leżące w centralnej części płyty (równoległe do krótszego boku) w przybliżeniu prostokątnej, opartej na czterech krawędziach, w której stosunek długości boków jest większy od dwóch.

Kategoryzacja elementów płytowych według przepisów amerykańskich, podana w [10], obejmuje podział na płyty jedno i dwukierunkowo zbrojone. W pierwszym przypadku, za płytę jednokierunkowo zbrojoną uznaje się element, podparty tylko na dwóch przeciwległych krawędziach lub oparty na wszystkich krawędziach przy stosunku długości boków prostokątnej płyty, co najmniej 2:1. Rozpatrując dalsze zapisy, wywnioskować można, że płyty jednokierunkowo zbrojone traktowane są, jako układ przylegających do siebie belek o szerokości 12'' (odpowiada to 30,48 cm). Taki schemat pokazano na Rys. 7.

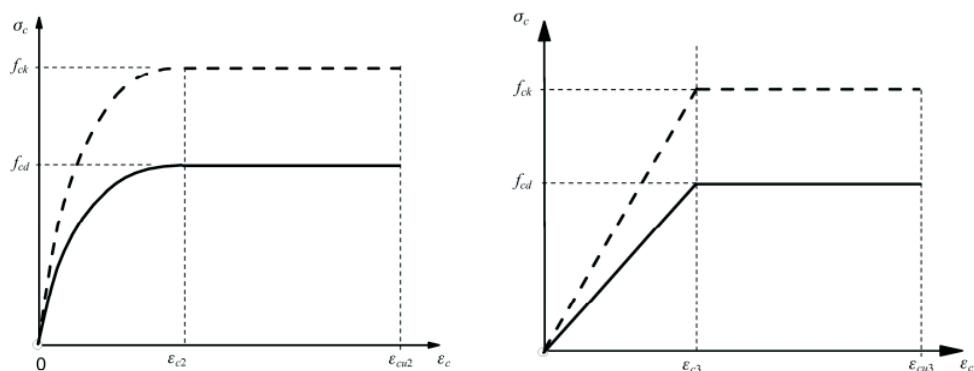


Rys. 7. Schemat płyty jednokierunkowo zbrojonej

3.3. Rozkład naprężeń w przekroju elementów żelbetowych

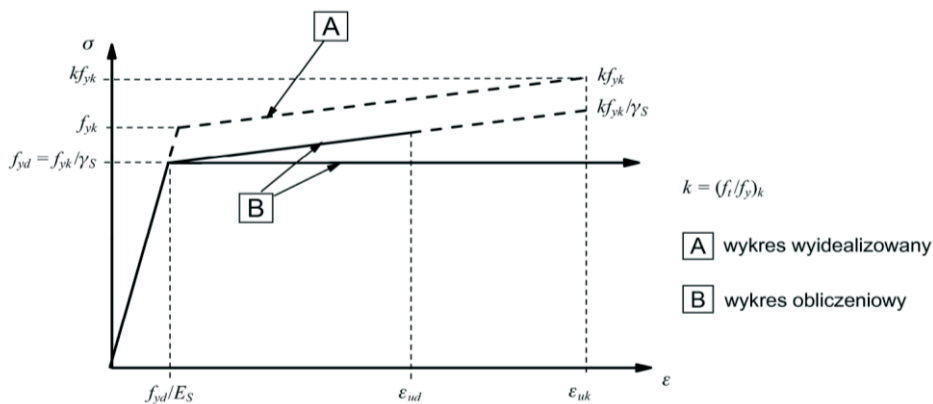
Zapisy zawarte w normie PN-EN 1992-1-1 [1] odnoszą się do pracy żelbetowych elementów zginanych. Dotyczą one wszystkich zginanych elementów żelbetowych, w których nie dochodzi do zmiany kształtu przekroju po obciążeniu (płaskie przekroje przed obciążeniem pozostają w przybliżeniu płaskie po obciążeniu). Poniżej podano założenia dotyczące elementów zbrojonych zwykłą stalą zbrojeniową (bez cięgien sprężających):

- Płaskie przekroje pozostają płaskie,
- Odształcenie zbrojenia powiązanego z otaczającym betonem siłami przyczepności w przypadku ściskania i rozciągania jest równe odształceniu otaczającego je betonu,
- Pomijana jest wytrzymałość betonu na rozciąganie,
- Naprężenia ściskające w betonie wyznacza się na podstawie zależności naprężenie-odkształcenie pokazanych na Rys. 8,



Rys. 8. Zależności naprężenie-odkształcenie w betonie ściskanym, przyjmowane przy wymiarowaniu

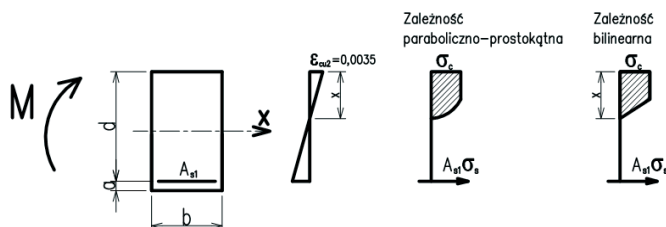
- Naprężenia w stali zbrojeniowej wyznacza się na podstawie zależności przedstawionych na Rys. 9.



Rys. 9. Zależności naprężenie-odkształcenie w stali zbrojeniowej przyjmowane przy wymiarowaniu

Zapisy zawarte w Eurokodzie 2 [1] wskazują, że do obliczeń można przyjąć zależność paraboliczno-prostokątną wykresu naprężenie-odkształcenie betonu. Dopuszcza się jednak stosowanie innych uproszczeń, pod warunkiem, że są one równoważne z pierwszą zależnością lub znajdują się po stronie bezpiecznej.

Rozkład naprężeń dla zależności paraboliczno-prostokątnej i bilinearnej przyjmowany do wymiarowania konstrukcji żelbetowych przedstawiono na Rys. 10.



Rys. 10. Rozkład odkształceń i naprężeń w przekroju żelbetowym

Należy zauważyć, że w wyniku przyjętych założeń do wymiarowania elementów żelbetowych na zginanie, rozkład naprężeń nieco odbiega od teoretycznego rozkładu w modelu zaczerpniętym z teorii wytrzymałości materiałów. Rozkład naprężeń normalnych w przekroju betonowym przyjmuje odłąd formę paraboliczno-prostokątną lub w uproszczeniu – prostokątną, a ze względu na pominięcie wytrzymałości betonu na rozciąganie wartości naprężeń rozciągających przejmują w całości zbrojenie rozciągane (przedstawione w postaci siły wypadkowej). Istotną zależnością jest zachowanie płaskich przekrojów zarówno w modelu przyjmowanym w teorii wytrzymałości materiałów jak i przy wymiarowaniu konstrukcji.

4. Podsumowanie

Przeprowadzone studia literaturowe wskazują, że brak jest jednoznacznej i powszechnie obowiązującej definicji belki i płyty. Prawidłowe zakwalifikowanie elementu konstrukcyjnego do grupy belek lub płyt ma decydujące znaczenie przy konstruowaniu zginanych elementów żelbetowych.

Rozkład naprężeń normalnych w elemencie przy jednoczesnym działaniu momentu zginającego i sił poprzecznych, zgodnie z założeniami teorii wytrzymałości materiałów jest wyznaczany jak w przypadku czystego zginania. Podejście to jest poprawne w przypadku smukłych elementów prętowych, w których rozpiętość przekracza, co najmniej pięciokrotnie jej wysokość. Jednocześnie równomierny rozkład naprężeń stycznych na szerokości przekroju ma miejsce jedynie w przypadku wąskich przekrojów (o małym stosunku szerokości do wysokości). W ogólnym przypadku, rozkład naprężeń stycznych odbiega od równomiernego, a różnice wzrastają ze zwiększaniem wartości stosunku szerokości do wysokości. Maksymalne wartości naprężeń stycznych osiągane są na krawędziach pionowych, minimalne w środku przekroju. Zatem proporcje wymiarów w elemencie konstrukcyjnym mogą wpływać na rozkład naprężeń, co determinuje sposób kształtowania zbrojenia w belkach i płytach żelbetowych.

Metoda wyznaczania sił wewnętrznych, rozkład naprężeń i wymiarowanie miarodajnych przekrojów powinny być dostosowane do rodzaju elementu. Zagadnienie poprawnego rozróżnienia płyt i belek wymaga dalszych analiz.

Literatura

1. PN-EN 1992-1-1:2008/NA: 2010 Eurokod 2: *Projektowanie konstrukcji z betonu Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków*.
2. PN-B-03264:2002: *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone, obliczenia statyczne i projektowanie*.

3. Janowski Z., Chudyba K. *Kształtowanie płyt, belek i słupów*, [w]: *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone*. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2005. ISBN 83-7413-651-0, s. 245-282.
4. Jastrzębski P., Mutermilch J., Orłowski W. *Wytrzymałość materiałów*. Część 1. Arkady, Warszawa 1985.
5. Walczak J. *Wytrzymałość materiałów oraz podstawy teorii sprężystości i plastyczności*. Tom I. PWN, Warszawa 1973.
6. Waszczyszyn Z., Radwańska M. *Ustroje powierzchniowe*. PK, Kraków 1985.
7. Knauff M. *Obliczanie konstrukcji żelbetowych według Eurokodu 2*. Wyd. 1. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2012. ISBN: 978-83-01-17023-3
8. Łapko A., Bjarne Ch. J. *Podstawy projektowania i algorytmy obliczeń konstrukcji żelbetowych*. Wydawnictwo Arkady, Warszawa 2005. ISBN: 83-213-4397-X.
9. Starosolski W. *Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych*. Tom 5. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2016. ISBN: 978-83-01-18476-6.
10. McCormac J.C., Nelson J.K. *Design of Reinforced Concrete ACI 318-05 Code*. Wyd. 7. GGS Book Services, Atlantic Highlands 2006. ISBN 0-471-76132-X.

A beam or a slab? Classification of structural members according to the theory of solid mechanics and engineering literature

Marcin Samborski, Marta Słowik

*Lublin University of Technology, Faculty of Civil Engineering and Architecture,
e-mail: m.samborski@pollub.pl, m.slowik@pollub.pl*

Abstract: The basic solid mechanics definition of a bar-type member and a shell-type member gives rules for the classification of structural reinforced concrete members on beams and slabs. But the definition of a beam and a slab, which we can find in an engineering literature, are not precise and this fact can lead to the incorrect determining of stress distribution in reinforced concrete members.

Keywords: slab, beam, definition of a bar-type member, definition of a shell-type member, stress distribution.

Podsumowanie badań laboratoryjnych piaskowca pod kątem analizy wyrywania kotwy*

Jakub Gontarz¹, Jerzy Podgórski², Marek Kalita³, Michał Siegmund⁴

¹ Katedra Mechaniki Budowli, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska,
e-mail: j.gontarz@pollub.pl

² Katedra Mechaniki Budowli, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska,
e-mail: j.podgorski@pollub.pl

³ Zakład Maszyn i Urządzeń, Instytut Techniki Górniczej KOMAG, Gliwice,
e-mail: mkalita@komag.eu

⁴ Instytut Techniki Górniczej KOMAG, Gliwice,
e-mail: msiegmund@komag.eu

Streszczenie: W pracy przedstawiono wyniki badań mechanicznych dwóch rodzajów piaskowca pochodzącego z dwóch kopalń kamienia w Polsce. Wykonano badania ściskania próbek sześciennych, trójpunktowego zginania belek, zginania belek z nacięciami i badanie wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu oraz przy ściskaniu metodą kwazi-brazylijską. Na podstawie przeprowadzonych badań wyznaczono wartości wytrzymałości na ściskanie, wytrzymałości na rozciąganie, moduły Younga i współczynniki Poissona. Z testu zginania naciętych belek wyznaczono krytyczny mnożnik intensywności naprężeń w pierwszej modzie pęknięcia oraz krytyczną energię pęknięcia. Wyznaczone wartości docelowo mają służyć jako parametry modeli komputerowych używanych w symulacjach badania mającego na celu wyrywanie fragmentu skały za pomocą zakotwionej w niej kotwy samopodcinającej.

Słowa kluczowe: mechanika pęknięcia skał, piaskowiec, kotwa samopodcinająca, badania laboratoryjne, parametry materiałowe

1. Wstęp

Autorzy poniższej pracy wykonali serię badań laboratoryjnych dotyczących dwóch rodzajów piaskowca. Celem opisywanych badań było uzyskanie parametrów materiałowych skał, na podstawie których autorzy planują opracować model numeryczny, którego zadaniem będzie szacowanie siły krytycznej potrzebnej do wyrwania fragmentu skały za pomocą kotew samopodcinających, co określane jest zwykle w literaturze jako test "pull-out". Standardową procedurą mocowania tego typu kotwy jest osadzenie jej na takiej głębokości aby niemożliwe było jej wyrwanie siłą gwarantowaną przez wytwórcę. Opisywane analizy mają odmienny cel, tzn. oszacowanie siły potrzebnej do wyrwania kotwy wraz z jak największym fragmentem skały oraz określenie głębokości zakotwienia, przy której takie wyrwanie będzie możliwe. Celem autorów jest zaproponowanie modelu obliczeniowego takiego procesu oraz zaprojektowanie urządzenia służącego do wyrywania fragmentów skał tą metodą. W prezentowanej pracy przedstawiono procedury i wyniki badań parametrów

* Opisane badania zostały wykonane w ramach Funduszu Statutowego Katedry Mechaniki Budowli, WBiA, PL i współfinansowane przez Polskie Narodowe Centrum Nauki, projekt RODEST nr 2015/19/B/ST10/02817

mechanicznych skał, co posłuży do skalibrowania modelu numerycznego tworzonego na potrzeby analizy zjawiska wyrywania fragmentów skały.

2. Opis materiałów i wybór badań

Badaniom poddano dwa rodzaje piaskowca. Piaskowiec pochodzący ze złóż w Śmiłowie, zwany dalej ze względu na swoją barwę – "białym", oraz piaskowiec z kopalni Braciszów, który będzie określony jako "szary". Próbkę użyte do badań piaskowca białego zostały zakupione bezpośrednio z kopalni, natomiast próbki do badań piaskowca szarego pozyskano z fragmentów uzyskanych podczas prób wyrywania kotwy. Serie prób wyrywania wykonano w kopalni Śmiłów (piaskowiec biały) oraz w laboratorium KOMAG (piaskowiec szary). Do wykonania testów "pull-out" w kopalni Śmiłów wybrano kotwę samopodcinającą Hilti HDA-P o długości 10 cm i standardowym urządzeniem testującym Hilti (rys. 2a). W laboratorium KOMAG użyta została kotwa Hilti HDA-P o długości 20cm, osadzona na głębokości ok. 10cm oraz urządzenie skonstruowane przez Zakład Maszyn i Urządzeń KOMAG w Gliwicach (rys. 2b).



Rys. 1. Kotwa samopodcinająca Hilti HDA-P



Rys. 2. Badanie wyrywania kotwy. a) badanie w kopalni w Śmiłowie, b) badanie kamienia z kopalni Braciszów

Montaż kotwy samopodcinającej polega na wywierceniu otworu o zadanej głębokości i średnicy, prostopadłego do powierzchni skały. Kotwa umieszczana jest w tym otworze, a następnie główkę trzpienia kotwy podciąga się co powoduje rozchylenie "skrzydełek" głowicy, których zadaniem jest podcięcie dna otworu o zamocowanie kotwy. Tak osadzona kotwa, podczas próby wyrwania, wywiera nacisk na wnętrze otworu poprzez odchylone "skrzydełka" w główce. Mniejsza średnica trzonu kotwy nie pozwala na kontakt między ściankami otworu a powierzchnią boczną płaszcza kotwy. W celu wykonania próby wyrwania, na kotwę zakłada się urządzenie hydrauliczne, które zadaje siłę wyrywającą. Stan-

dardowa procedura mocowanie kotew Hilti zapewnia brak możliwości wyrwania kotwy przed osiągnięciem siły gwarantowanej przez wytwórcę.

Próba wrywania kotwy z piaskowca białego pozostała zatem nieudana, ponieważ dopuszczalna siła dla urządzenia użytego w tym badaniu to 50 kN. Po przekroczeniu tej siły stal, z której wykonany jest trzon kotwy zaczyna się uplastyczniać.

Podczas badania piaskowca szarego, kotwę HDA-P o długości 20 cm, zamontowano do połowy długości, aby otrzymać mniejszą siłę krytyczną. Dzięki temu udało się wyrwać fragment kamienia, z którego pozyskano próbki do badań cech materiałowych.

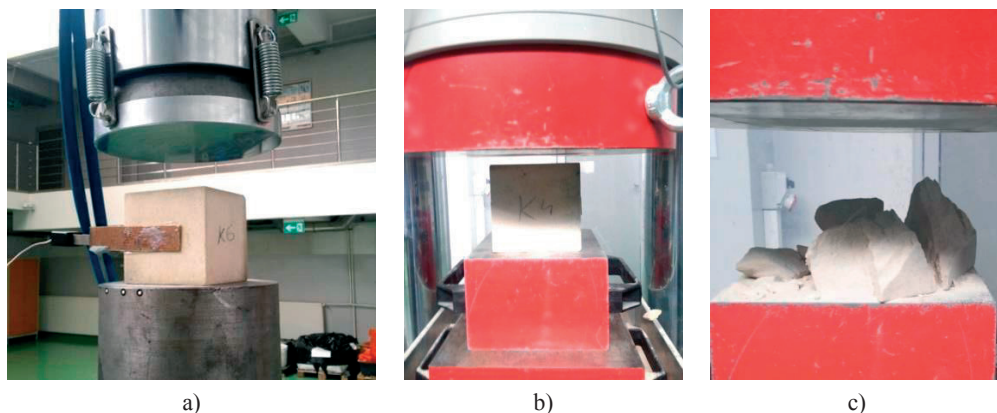
Dla wyżej opisanych dwóch rodzajów kamienia wykonano badania wytrzymałości na ściskanie, modułu Younga i współczynnika Poissona przy jednoosiowym ściskaniu próbek prostopadłościennych, wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu próbek belkowych oraz badanie energii pęknięcia przy zginaniu belek z nacięciami. Dodatkowo podjęto próbę określenia wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek sześciennych.

3. Opis badania parametrów mechanicznych piaskowca

3.1. Badanie ściskania kostek

Autorzy wykonali badania jednoosiowego ściskania dla obu rodzajów piaskowca. Zbadano 13 próbek sześciennych o wymiarach 10x10x10 cm z piaskowca białego, z czego 5 próbek wykorzystano do zbadania współczynnika Poissona i modułu Younga. Dla piaskowca szarego wykorzystano 5 próbek, z czego wszystkie posłużyły do wyznaczenia wyżej wymienionych parametrów. Niestety próbki z piaskowca szarego miały nieregularne wymiary, gdyż pozyskano je z niewielkiego fragmentu wyrwanego stożka otrzymanego, podczas próby wrywania kotwy.

Próbki Kb1-Kb5 (5 próbek) z piaskowca białego i próbki Ks1-Ks5 (5 próbek) z piaskowca szarego zostały najpierw przebadane na maszynie wytrzymałościowej MTS 319.25, z zamocowanym ekstensometrem, który rejestrował przemieszczenia poziome (prostopadle do kierunku siły ściskającej), na szerokości próbki. Następnie po zdjęciu urządzeń pomiarowych próbkę obciążano do zniszczenia. Próbki b1a-b4c (8 próbek) z piaskowca białego zbadano na ściskanie na maszynie wytrzymałościowej WalterBai bez ekstensometrów. Wymiary próbek ustalono jako średnie z długość każdej z czterech krawędzi danego wymiaru. Przykładowe zdjęcia z badań przedstawiono na Rys. 3.



Rys. 3. Test ściskania próbek sześciennych z piaskowca białego. a) badanie z ekstensometrem, b) badanie do zniszczenia, c) zniszczona próbka

Wymiary próbek piaskowca białego oraz uzyskane w wyniku testu laboratoryjnego wartości przedstawione są w Tabeli 1. Te same wartości dla piaskowca szarego przedstawiono w Tabeli 2. W tabelach oznaczono poszczególne wartości jako h – uśredniona wysokość próbki, a i b – uśrednione wymiary podstaw próbki, $A = a \cdot b$ – pole przekroju, P – siła, przy której maszyna do badań zarejestrowała zniszczenie próbki, R_c – wytrzymałość na ściskanie, otrzymana ze wzoru: $R_c = P/A$, κ – nachylenie krzywej zależności siły do przemieszczeń pionowych, rejestrowanych przez maszynę (Rys. 4), E – moduł Younga, obliczony według wzoru:

$$E = \frac{h \cdot \kappa}{A} \quad (1)$$

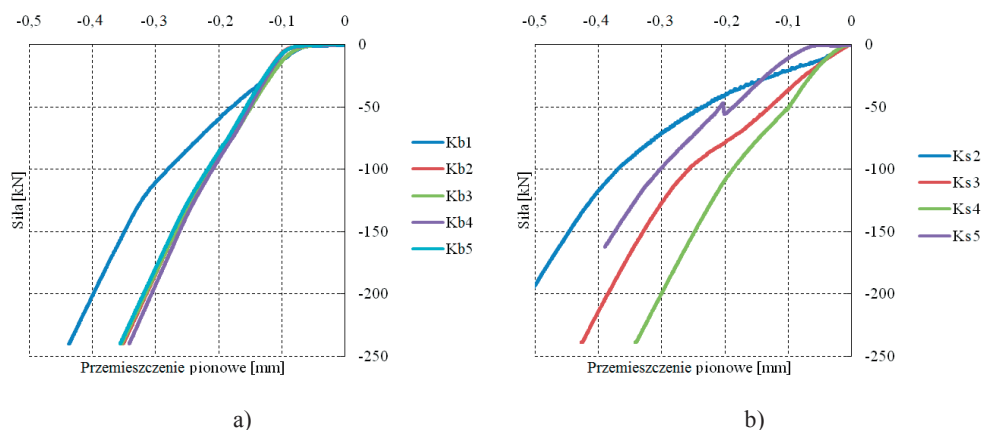
ν – współczynnik Poissona, wyznaczony jako nachylenie krzywej zależności przemieszczeń poziomych, zarejestrowanych przez ekstensometr, a przemieszczeń pionowych zarejestrowanych przez maszynę ściskającą (Rys. 5).

Tabela 1. Wymiary próbek i wyniki otrzymane w próbie jednoosiowego ściskania dla piaskowca białego

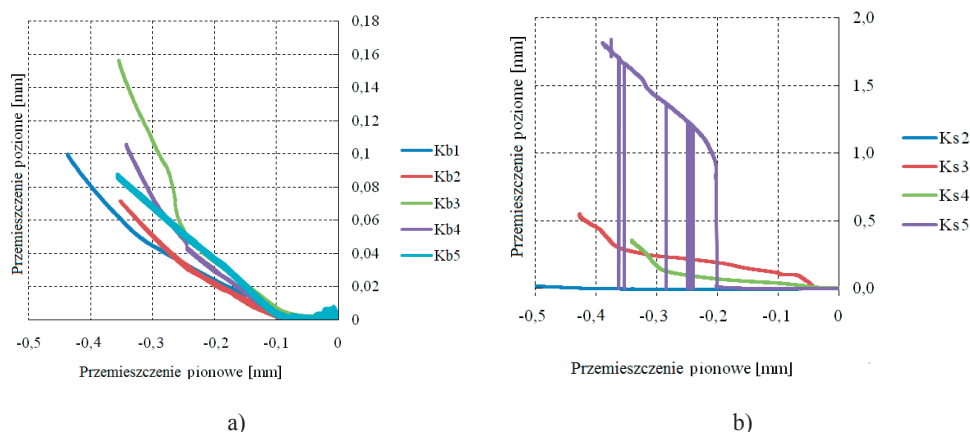
| Próbka | h [mm] | a [mm] | b [mm] | A [cm ²] | P [kN] | R_c [MPa] | κ [kN/mm] | E [GPa] | ν [-] |
|--------|-------------|-------------|-------------|---------------------------|-------------|----------------|---------------------|--------------|--------------|
| Kb1 | 100,65 | 102,15 | 100,61 | 102,77 | 567,715 | 55,24 | 894,58 | 8,761 | 0,391 |
| Kb2 | 102,63 | 100,68 | 100,85 | 101,53 | 698,975 | 68,84 | 923,95 | 9,340 | 0,306 |
| Kb3 | 99,23 | 100,57 | 98,89 | 99,45 | 464,865 | 46,74 | 912,06 | 9,100 | 0,666 |
| Kb4 | 98,87 | 99,73 | 99,18 | 98,91 | 708,895 | 71,67 | 982,10 | 9,817 | 0,421 |
| Kb5 | 99,82 | 98,67 | 99,77 | 98,44 | 654,45 | 66,48 | 928,54 | 9,416 | 0,29 |
| b1a | 90,50 | 101,12 | 101,28 | 102,42 | 674,5 | 65,86 | - | - | - |
| b1b | 97,13 | 101,25 | 101,24 | 102,50 | 702,7 | 68,56 | - | - | - |
| b2a | 92,33 | 101,05 | 100,85 | 101,91 | 446,8 | 43,84 | - | - | - |
| b2c | 89,02 | 100,84 | 101,05 | 101,90 | 615,1 | 60,37 | - | - | - |
| b3a | 90,54 | 101,16 | 101,26 | 102,44 | 628,9 | 61,39 | - | - | - |
| b3b | 93,93 | 101,05 | 101,25 | 102,31 | 711,1 | 69,51 | - | - | - |
| b3d | 91,09 | 101,26 | 101,26 | 102,53 | 587,7 | 57,32 | - | - | - |
| b4c | 91,03 | 101,06 | 100,89 | 101,95 | 538,5 | 52,82 | - | - | - |

Tabela 2. Wymiary próbek i wyniki otrzymane w próbie jednoosiowego ściskania dla piaskowca szarego

| Próbka | h [mm] | a [mm] | b [mm] | A [cm ²] | P [kN] | R_c [MPa] | κ [kN/mm] | E [GPa] | ν [-] |
|--------|-------------|-------------|-------------|---------------------------|-------------|----------------|---------------------|--------------|--------------|
| Ks1 | 68,66 | 72,75 | 42,51 | 30,92 | 330,515 | 106,88 | - | - | - |
| Ks2 | 54,95 | 75,65 | 64,72 | 48,96 | 443,295 | 90,53 | 706,73 | 7,931 | - |
| Ks3 | 70,29 | 89,99 | 64,53 | 58,07 | 506,305 | 87,19 | 798,18 | 9,661 | - |
| Ks4 | 67,93 | 87,13 | 56,77 | 49,47 | 559,605 | 113,13 | 822,82 | 11,300 | - |
| Ks5 | 59,71 | 71,04 | 60,33 | 42,86 | 351,575 | 82,03 | 649,24 | 9,044 | - |



Rys. 4. Wykres zależności siły i przemieszczenia pionowego w badaniu ściskania. a) dla piaskowca białego, b) dla piaskowca szarego



Rys. 5. Wykres zależności przemieszczenia poziomego do przemieszczenia pionowego w badaniu ściskania. a) dla piaskowca białego, b) dla piaskowca szarego

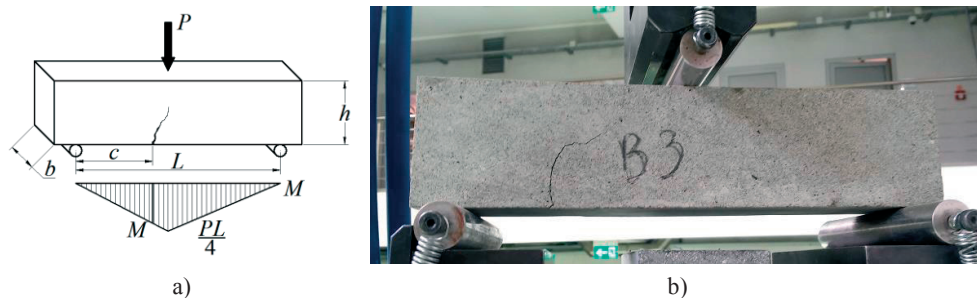
Wyniki dla piaskowca białego wydają się być wystarczająco zbliżone do siebie. Średnia arytmetyczna wartość wytrzymałości na ściskanie wyniosła 60,67 MPa, a odchylenie standardowe 8,99 MPa, co daje 14,81% błęd. Średni moduł sprężystości E wyniósł 9,287 GPa, odchylenie standardowe 0,391 GPa, a więc błąd wyniósł 4,21%. Jest to niewielka wartość, biorąc pod uwagę prostotę metody wyznaczania modułu Younga. Współczynnik Poissona ν wyniósł 0,415, a błąd oszacowania wyszedł dość duży: 36,38%.

Wyniki badań piaskowca szarego wskazują na jego dużą niejednorodność. Wytrzymałość na ściskanie wyniosła 95,95 MPa (błąd 13,93%), a Moduł Younga 9,484 GPa (błąd 14,83%). Jak widać na Rys. 5b wyniki te są bardzo zróżnicowane, więc zrezygnowano z wyznaczenia współczynnika Poissona dla piaskowca szarego.

3.2. Badanie zginania belek

W celu wyznaczenia wytrzymałości na rozciąganie przebadano 3 małe belki (mb1-mb3) z piaskowca białego o nominalnych wymiarach 300x50x50 mm i 6 (ms1-ms6)

z piaskowca szarego, o nieregularnych wymiarach. Rozstaw podpór L dla próbek z piaskowca białego przyjęto 260 mm. Dla próbek szarych ms1-ms3 rozstaw przyjęto jako 230 mm, a dla pozostałych ms4-ms6 150 mm. Schemat do wyznaczania wytrzymałości na rozciąganie z tego badania przedstawiono na Rys. 6a. Badanie wykonano na maszynie wytrzymałościowej MTS 319.25.



Rys. 6. Badanie wytrzymałości na rozciąganie metodą trójpunktowego zginania. a) Schemat badania, b) fotografia wykonana w trakcie badania

Ze względu na to, że próbki z szarego piaskowca nie pękały na środku (Rys. 6b), postanowiono wyznaczyć wartość momentu zginającego w miejscu powstania szczeliny. Na Rys. 6a oznaczono wartości h – średnia wysokość próbki, b – średnia szerokość próbki, L – odległość między podporami, c – odległość między podporą, a miejscem inicjacji szczeliny, P – maksymalna siła pionowa na środku próbki odczytana z wykresów, przedstawionych na Rys. 7, M – wartość momentu zginającego:

$$M = \frac{P \cdot L}{4} \cdot \frac{2c}{L} = \frac{P \cdot c}{2} \quad (2)$$

Próbki z piaskowca białego pękały w środku rozpiętości, dlatego w tym przypadku $c = L/2$. Wymiary próbek i wyniki obliczeń przedstawiono w Tab. 3 dla piaskowca białego i w Tab. 4 dla piaskowca szarego. W poniższych tabelach $A = a \cdot b$ – przekrój próbki, $W = bh^2/6$ – wskaźnik wytrzymałości na zginanie, $R_t = M/W$ – wytrzymałość na rozciąganie.

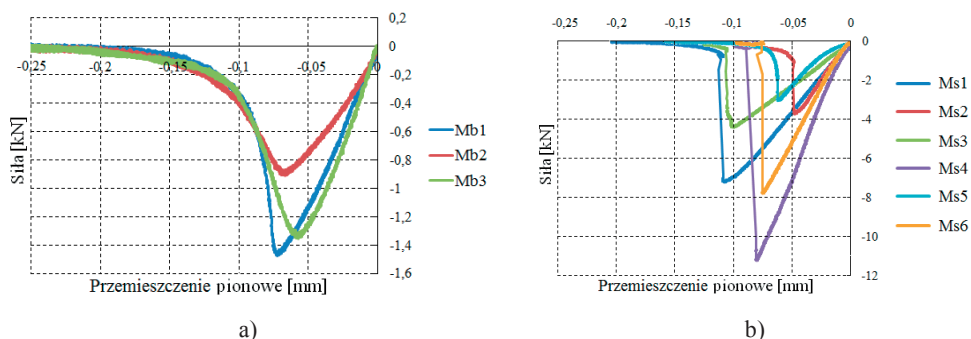
Podjęto również próbę wyznaczenia modułu Younga z powyższego badania, jednak dla piaskowca szarego wyniki okazały się na tyle odległe, że moduł wyznaczono tylko dla piaskowca białego. $J = bh^3/12$ – moment bezwładności przekroju, $k = 48J/L^3$, κ – nachylenie krzywej zależności siły do przemieszczenia pionowego w miejscu przyłożenia siły w fazie przed zniszczeniem (Rys. 7), E – moduł Younga, obliczony jako κ/k .

Tabela 3. Wymiary próbek i wyniki otrzymane w próbie trójpunktowego zginania dla piaskowca białego

| Próbka | h [mm] | b [mm] | P [kN] | A [cm ²] | W [cm ³] | M [kNcm] | R_t [MPa] | J [cm ⁴] | k [cm] | κ [kN/mm] | E [GPa] |
|--------|-------------|-------------|-------------|---------------------------|---------------------------|---------------|----------------|---------------------------|-------------|---------------------|--------------|
| Mb1 | 52,30 | 54,71 | 1,4738 | 28,6147 | 24,9437 | 9,5799 | 3,841 | 65,23 | 0,1781 | 21,322 | 11,969 |
| Mb2 | 50,89 | 49,56 | 0,909 | 25,216 | 21,3853 | 5,9086 | 2,763 | 54,41 | 0,1486 | 14,256 | 9,594 |
| Mb3 | 52,69 | 52,80 | 1,353 | 27,8203 | 24,4309 | 8,7947 | 3,600 | 64,36 | 0,1758 | 27,279 | 15,519 |

Tabela 4. Wymiary próbek i wyniki otrzymane w próbie trójpunktowego zginania dla piaskowca szarego

| Próbka | h [mm] | b [mm] | c [mm] | P [kN] | A [cm ²] | W [cm ³] | M [kNcm] | R_t [MPa] |
|--------|-------------|-------------|-------------|-------------|---------------------------|---------------------------|---------------|----------------|
| Ms1 | 58,85 | 53,74 | 49,0 | 7,205 | 31,62 | 31,01 | 17,665 | 5,696 |
| Ms2 | 55,95 | 59,90 | 111,0 | 3,725 | 33,51 | 31,25 | 20,678 | 6,617 |
| Ms3 | 60,08 | 53,46 | 56,5 | 4,418 | 32,12 | 32,16 | 12,473 | 3,878 |
| Ms4 | 58,10 | 60,28 | 72,5 | 11,225 | 35,02 | 33,91 | 40,606 | 11,975 |
| Ms5 | 60,10 | 39,25 | 62,5 | 3,034 | 23,59 | 23,63 | 9,499 | 4,021 |
| Ms6 | 64,52 | 37,26 | 68,0 | 7,803 | 24,04 | 25,85 | 26,521 | 10,258 |

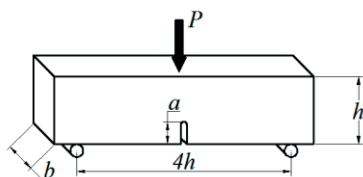


Rys. 7. Wykres zależności siły i przemieszczenia pionowego środka belki w badaniu zginania. a) dla piaskowca białego, b) dla piaskowca szarego

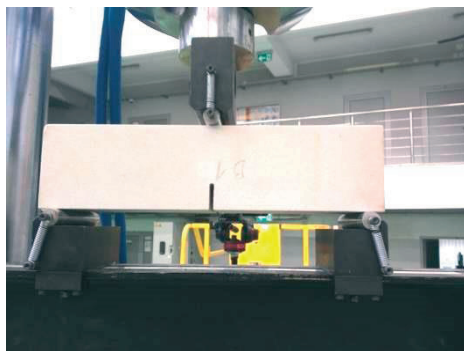
Z powyższych obliczeń wynika, że średnia wytrzymałość na rozciąganie dla piaskowca białego wyniosła 3,40 MPa, z błędem 16,6%, natomiast dla piaskowca szarego 7,07 z błędem 47,22%. Średni moduł sprężystości dla piaskowca białego, obliczony tą metodą, wyniósł 12,361 GPa z błędem 24,12%, przy czym jest on 33% większy, niż wyznaczony z próby jednoosiowego ściskania. Dodatkowo warto zaznaczyć, że stosunek wytrzymałości na ściskanie do wytrzymałości na rozciąganie wyniósł 17,84 dla piaskowca białego i 13,56 dla piaskowca szarego.

3.3. Wyznaczenie współczynnika intensywności naprężeń

W celu poprawnego zamodelowania symulacji pęknięcia za pomocą modelu numerycznego niezbędne jest wyznaczenie krytycznego współczynnika intensywności naprężeń dla obu skał. Energię tą wyznaczono tylko dla piaskowca białego i tylko dla pierwszego typu pęknięcia (przy rozciąganiu – mode I). Krytyczny współczynnik intensywności naprężeń dla pierwszej mody, oznaczany jako K_{Ic} jest stałą materiałową, która determinuje wielkość naprężeń w wierzchołku szczeliny w przypadku działania obciążeń rozciągających, działających prostopadłe do pęknięcia. Istnieje kilka metod wyznaczania tego współczynnika [1]. Autorzy przeprowadzili badania trójpunktowego zginania. Test ten przeprowadza się na próbkach z nacięciami w środku, aby mieć kontrolę nad miejscem inicjacji szczeliny oraz wielkością i kształtem "koncentratora" naprężeń. Schemat działania badania pokazano na Rys. 8. Przebadano 4 próbki oznaczone jako B1-B4 na maszynie wytrzymałościowej MTS 319.25.



a)



b)

Rys. 8. Badanie współczynnika intensywności naprężeń metodą trójpunktowego zginania belki z nacięciem. a) Schemat badania, b) fotografia wykonana w trakcie badania

Istnieje kilka sposobów na wyznaczenie krytycznego współczynnika intensywności naprężeń w modzie I dla powyższego badania [2,3]. Autorzy wybrali metodę opisaną przez Bowera [2], która wykorzystuje równanie:

$$K_{Ic} = \frac{4 \cdot P}{b} \cdot \sqrt{\frac{\pi}{h}} \cdot \left[1.6 \cdot \left(\frac{a}{h} \right)^{\frac{1}{2}} - 2.6 \cdot \left(\frac{a}{h} \right)^{\frac{3}{2}} + 12.3 \cdot \left(\frac{a}{h} \right)^{\frac{5}{2}} - 21.2 \cdot \left(\frac{a}{h} \right)^{\frac{7}{2}} + 21.8 \cdot \left(\frac{a}{h} \right)^{\frac{9}{2}} \right] \quad (3)$$

gdzie P – maksymalna siła zarejestrowana przez maszynę do badań, b – średnia szerokość próbki, a – średnia głębokość nacięcia na środku belki. Jest to wzór, który działa dla zaokrąglonego wierzchołka nacięcia. Wyniki przedstawiono w Tabeli 5. Dodatkowo autorzy wyznaczyli krytyczną energię pęknięcia $G_{Ic} = K_{Ic}^2/E$ [1], która wykorzystywana jest w programach komputerowych do symulowania pęknięcia.

Tabela 5. Wymiary próbek i wyniki otrzymane w próbie trójpunktowego zginania próbki z nacięciem dla piaskowca białego

| Próbka | h [mm] | b [mm] | a [mm] | P [kN] | K_{Ic} [kPa·m ^{0.5}] | G_{Ic} [J/m ²] |
|--------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------------------------------|---------------------------------|
| B1 | 101,3 | 101,0 | 31,0 | 2,715 | 510,40 | 121,47 |
| B2 | 100,9 | 101,0 | 31,2 | 2,080 | 394,97 | 72,74 |
| B3 | 101,3 | 101,1 | 32,0 | 2,331 | 449,03 | 94,01 |
| B4 | 101,0 | 100,9 | 31,5 | 1,916 | 366,21 | 62,53 |

Z obliczeń wynika, że dla piaskowca białego średnie K_{Ic} wynosi 413,15 kPa·m^{0.5}, natomiast średnia energia pęknięcia G_{Ic} wyniosła 87,69 J/m², z błędem 29,72%.

Model numeryczny z użyciem metody elementów skończonych (MES) oraz elementów X-FEM z wbudowaną funkcją nieciągłości przemieszczeń, które służą do modelowania zjawiska pęknięcia został utworzony w środowisku Simulia Abaqus. W symulacji odwzorowano badanie trójpunktowego zginania z nacięciem, z zastosowaniem nominalnych wymiarów i wyznaczonych parametrów materiałowych. Okazało się, że w symulacji pęknięcie rozpoczyna się przy sile około 2,24 kN, natomiast średnia siła wynikająca z badań wyniosła 2,26 kN, co oznacza, że model numeryczny, użyte elementy X-FEM oraz parametry materiałowe prawidłowo symulują zjawisko pęknięcia skały.

3.4. Badanie wytrzymałości na rozciąganie przy rozlupywaniu

Autorzy podjęli się znalezienia metody poszukiwania wytrzymałości na rozciąganie metodą brazylijską w przypadku próbek sześciennych. Zazwyczaj tą metodą bada się próbki walcowe, jednak w tym przypadku zdecydowano się na badanie próbek kostkowych, gdyż walcowe byłyby bardzo trudne do uzyskania z fragmentów skał. Ponieważ w przypadku ściskania prostopadłościanu dwoma równoważącymi się liniowymi obciążeniami brak jest rozwiązania analitycznego, jak to jest w przypadku walca, posłużono się polem naprężeń wyznaczonym numerycznie z zastosowaniem MES i systemu Abaqus. Wymodelowano próbkę o wymiarach 10x10x10 cm, która została ściśnięta z siłą 1 kN rozłożoną liniowo w środku podstawy kostki. Z symulacji tych wynikło, że maksymalne naprężenia rozciągające pojawiły się w środku próbki i wyniosły 0,0610 MPa. Dodatkowo, przyjęto, że wartość wytrzymałości na rozciąganie jest 1,018 razy większa niż wyznaczona maksymalna wartość naprężeń rozciągających co wynika z obecności w tym punkcie także naprężeń ściskających i dużą wrażliwość tego typu materiału na obecność tych. Szczegółową analizę tego przypadku można znaleźć w innej pracy autorów [4]. Stosunek naprężeń rozciągających do wytrzymałości na rozciąganie oznaczono jako ρ :

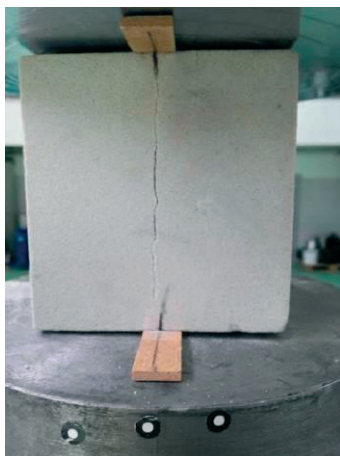
$$\rho = \frac{\sigma_{\max}}{R_t} = \frac{1}{1 + \gamma}, \text{ gdzie } \gamma = \frac{\kappa}{\eta} \quad (4)$$

gdzie κ jest to stosunek naprężeń rozciągających do ściskających w środku próbki, który zgodnie z wyznaczonym numerycznie polem naprężeń wynosi $\kappa = 0,322$, a η jest to stosunek wytrzymałości na ściskanie do wytrzymałości na rozciąganie, który dla opisywanego piaskowca białego wyniósł $\eta = 17,84$, zatem $\rho = 1,018$. Metodę tą będziemy dalej nazywać "kwazi-brazylijską".

Metodą kwazi-brazylijską przebadano 8 próbek (B1c-B4d) na maszynie MTS 319.25. Rys. 9 przedstawia zdjęcie, wykonane podczas jednego z badań. Wymiary i wyniki obliczeń wytrzymałości na rozciąganie przedstawiono w Tabeli 6, gdzie h – średnia wysokość próbki, a i b – średnie długości boków podstawy, P – siła, przy której wystąpiło zniszczenie, $\sigma_{\max} = P \cdot 0,0610/\text{m}^2$ – naprężenia rozciągające w środku próbki, $R_t = \sigma_{\max} \cdot \rho$ – wytrzymałość na rozciąganie.

Tabela 6. Wymiary próbek i wyniki otrzymane w próbie kwazi-brazylijskiej dla piaskowca białego

| Próbka | h [mm] | a [mm] | b [mm] | P [kN] | σ_{\max} [MPa] | R_t [MPa] |
|--------|-------------|-------------|-------------|-------------|--------------------------|----------------|
| B1c | 98,06 | 101,19 | 101,33 | 78,65 | 4,797 | 4,884 |
| B1d | 87,99 | 101,16 | 101,38 | 72,70 | 4,434 | 4,515 |
| B2b | 95,31 | 101,05 | 100,93 | 47,90 | 2,922 | 2,975 |
| B2d | 95,80 | 101,03 | 100,81 | 48,72 | 2,972 | 3,025 |
| B3c | 97,58 | 101,29 | 101,28 | 64,32 | 3,923 | 3,994 |
| B4a | 98,05 | 100,72 | 100,96 | 57,34 | 3,498 | 3,561 |
| B4b | 95,73 | 100,85 | 100,87 | 51,63 | 3,149 | 3,206 |
| B4d | 93,97 | 101,11 | 100,87 | 62,17 | 3,792 | 3,861 |



Rys. 9. Widok próbki sześcienniej w trakcie badania wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu (test kwazi-brazylijski)

Z powyższych obliczeń otrzymano średnią wytrzymałość na rozciąganie 3,753 MPa z błędem 18,57%. Dodatkowo, warto zauważyć, że wytrzymałość ta jest większa o ok. 9% od wytrzymałości wyznaczonej na podstawie badania trójpunktowego zginania.

4. Podsumowanie

Wyżej wyznaczone wyniki prezentują się następująco (Tabela 7):

Tabela 7. Zestawienie wszystkich wyznaczonych wyników

| Material | R_c [MPa] | R_t [MPa] | E [GPa] | ν [-] | K_{Ic} [kPa·m ^{0,5}] | G_{Ic} [J/m ²] |
|------------------|----------------|----------------|--------------|--------------|-------------------------------------|---------------------------------|
| Piaskowiec biały | 60,67 | 3,40 | 9,287 | 0,415 | 413,15 | 87,69 |
| Piaskowiec szary | 95,95 | 7,07 | 9,484 | - | - | - |

Jak widać, piaskowiec szary ma większe wytrzymałości, jednak jest on bardziej niejednorodny, ponieważ w przypadku badania trójpunktowego zginania pęknięcie często występowało w miejscu daleko od punktu maksymalnego momentu. Dodatkowo, większość wyników w poszczególnych badaniach bardzo różni się od siebie. Może to być powodem tego, że piaskowiec jest materiałem anizotropowym, ponieważ ma budowę warstwową. Niestety nie jest możliwe ustalenie kierunku warstw na podstawie obserwacji próbek. Z drugiej jednak strony wyniki dla piaskowca białego są podobne do siebie, mimo dowolnego układania próbek w urządzeniach do badań, bez uwzględnienia kierunku warstw materiału.

Ciekawym faktem jest to, że w trakcie badania ściskania piaskowca białego zniszczenie próbki było bardzo gwałtowne, próbki kruszyły się na drobne elementy (Rys. 3c), natomiast piaskowiec szary zachowywał się podobnie do betonu – zniszczenie było nagłe, ale nie występowało aż tak gwałtowne uwolnienie energii. Inaczej ma się sytuacja w przypadku badania trójpunktowego zginania. Pęknięcie w piaskowcu białym następowało powoli, natomiast w piaskowcu szarym było bardziej gwałtowne, co można zaobserwować na Rys. 7.

Autorzy przy okazji wyznaczania parametrów materiałowych zaproponowali również prostą metodę na wyznaczanie wytrzymałości na rozciąganiu przy badaniu metodą kwazi-brazylijską próbek sześciennych, z wykorzystaniem symulacji komputerowych. Na obecnym etapie prowadzone są analizy, które pozwolą na obliczanie wytrzymałości na rozciąganie z próbek prostopadłościennych o dowolnych rozmiarach i proporcjach.

Otrzymane wyniki parametrów materiałowych pozwolą na dalszą, planowaną analizę próby wrywania kotwy z powierzchniowej warstwy skały. Docelowo badania te mają umożliwić autorom opracowanie metody na oszacowanie siły wrywającej kotwę dla innych niż piaskowiec materiałów skalnych.

Literatura

1. Van Mier J.G.M. *Fracture Processes of Concrete*. CRC Press, 2000.
2. Bower A.F. *Applied mechanics of solids*. CRC Press, 2009.
3. Elices M., Guinea G.V., Gómez J., Planas J., *The cohesive zone model: advantages, limitations and challenges*, Engineering Fracture Mechanics 69 (2002) 137-163.
4. Gontarz J., Podgórski J., *Explanation of the mechanism of destruction of the cylindrical sample in the Brazilian test*, [w:] Advances in Mechanics: Theoretical, Computational and Interdisciplinary Issues. (ed. Kleiber M., Burczyński T., Wilde K., Górski J., Winkelmann K., Smakosz Ł.). Taylor and Francis Group, Boca Raton 2016.

Summary of laboratory tests of sandstone for pull-out test analysis

Jakub Gontarz¹, Jerzy Podgórski², Marek Kalita³, Michał Siegmund⁴

¹ Katedra Mechaniki Budowli, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska,
e-mail: j.gontarz@pollub.pl

² Katedra Mechaniki Budowli, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska,
e-mail: j.podgorski@pollub.pl

³ Zakład Maszyn i Urządzeń, Instytut Techniki Górniczej KOMAG, Gliwice,
e-mail: mkalita@komag.eu

⁴ Instytut Techniki Górniczej KOMAG, Gliwice,
e-mail: msiegmund@komag.eu

Abstract: The paper presents the results of mechanical laboratory tests of two types of sandstone, white and gray, obtained from two stone quarries in Poland. Compression tests of cubic samples, three-point bending tests, bending of notched beams and quasi-Brazilian test were performed. Basing on these tests, the values of compressive strength, tensile strength, Young's modulus and Poisson's ratio were determined. From the bending test of notched beams, a critical stress intensity factor in mode I and critical energy release rate was determined. These values are intended to be used as parameters of numerical (FEM) model to simulate the pull-out test of an anchor pulled out from the rock surface.

Keywords: rock mechanics, fracture mechanics, sandstone, self-undercut anchor, laboratory tests, material parameters.

Analiza wpływu szorstkości powierzchni styku jako parametru kształtującego nośność styku zespolonych elementów betonowych

Dominika Franczak-Balmas

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

Streszczenie: W artykule przedstawiono wyniki oraz analizę badań nośności styku próbek złożonych z dwóch betonów, badanych na rozciąganie przez rozłupywanie. Analizie poddano wpływ szorstkości betonu pierwotnego jako parametru kształtującego nośność w styku betonowych elementów zespolonych.

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

1. Wprowadzenie

Naprężenia przyczepności stanowią istotne zagadnienie w analizie pracy statycznej elementów, w których występuje zespolenie pomiędzy betonami wyprodukowanymi w różnym czasie. Połączenia takie, poprzez kształtowanie styków zbrojonych bądź niezbrojonych, realizowane są w elementach zespolonych, złączach konstrukcji prefabrykowanych, występują również w strefach napraw i wzmocnień elementów betonowych lub jako przerwy technologiczne [1, 2]. W połączeniach kontaktowych typu beton-beton w stykach przerw technologicznych, napraw czy wzmocnień szczególnie istotnym parametrem jest rysoodporność styku, o której decydują naprężenia przyczepności.

W podejściu do wyznaczania nośności styku zbrojonego na ścinanie zawartym w prenormie *fib* Model Code 2010 [3] występują zmiany w porównaniu z aktualną normą EC2-1-1 [4]. Zgodnie z EC2-1-1 nośność styku należy wyznaczyć jako sumę maksymalnych wartości poszczególnych składników, natomiast w MC2010 ilościowo rozróżniono udział poszczególnych składników tejże nośności w zależności od wartości poślizgu w styku. Istotną zmianą jest również uwzględnienie dodatkowego składnika nośności, jakim jest praca trzpieniowa zbrojenia zszywającego styk. Tak więc wyróżniono trzy główne składniki stanowiące nośność na ścinanie styku zbrojonego opisane jako mechanizmy:

A – ząbienia mechanicznego i połączenia adhezyjnego,

B – tarcia wskutek zewnętrznych sił ściskających prostopadłych do styku oraz sił spinających jako skutek występowania zbrojenia i/lub łączników,

C – trzpieniowego działania zbrojenia i/lub łączników przecinających styk.

Nośność graniczna styku na ścinanie opisana jest ogólnym wzorem:

$$\tau_u = \underbrace{\tau_a}_{\text{A}} + \underbrace{\mu \cdot (\sigma_n + \kappa_1 \cdot \rho \cdot f_y)}_{\text{B}} + \underbrace{\kappa_2 \cdot \rho \cdot \sqrt{f_y \cdot f_{cc}}}_{\text{C}}, \quad (1)$$

gdzie: τ_a – nośność na ścinanie jako suma połączenia adhezyjnego i zazębienia, μ – współczynnik tarcia w styku, σ_n – najniższe naprężenie ściskające wynikające z działania siły normalnej do płaszczyzny styku, ρ – stopień zbrojenia przecinającego styk, κ_1 – współczynnik interakcji siły rozciągającej wzbudzonej w prętach zbrojenia, κ_2 – współczynnik interakcji dla nośności zginania.

Zagadnienie nośności styku zbrojonego na ścinanie w ujęciu prenormy *fib* Model Code 2010 [3] oraz EC 2-1-1 [4] opisano szerzej w pracy [5]. W niniejszym artykule przedmiotem rozważań jest mechanizm połączenia adhezyjnego i zazębienia mechanicznego jako czynnika wpływającego na wartość naprężeń przyczepności styku pomiędzy betonami.

2. Rola i udział adhezji w nośności styku ścinanego według prenormy Model Code 2010

W stykach zbrojonych przekroczenie naprężeń przyczepności oraz przemieszczenie i/lub rozwarstwienie wzajemne elementów zespolonych jest warunkiem decydującym o pracy zbrojenia zszywającego i powstania w nim naprężeń [6], a sztywność zespolenia wpływa na pracę statyczną elementów zespolonych [7]. W prenormie MC2010 wyraźnie to zaznaczono poprzez wprowadzenie podziału styków na sztywne i nieszttywne w zależności od charakterystyki „przyczepność-poślizg” oraz wprowadzenie współzależności mechanizmów decydujących o nośności styku na ścinanie.

W styku sztywnym główny składnik nośności na ścinanie stanowi silne połączenie adhezyjne (styk jest niezbrojony lub ilość zbrojenia przeszywającego styk jest niewielka tzn. $\rho < 0,05\%$). W takim przypadku zgodnie z prenormą udział pracy zbrojenia zszywającego należy pominąć i wyznaczyć nośność graniczną styku na ścinanie według wzoru:

$$\tau_{Rdi} = c_a f_{ctd} + \mu \sigma_n \leq 0,5 \nu f_{cd} \quad (2)$$

gdzie: c_a – współczynnik dla przyczepności adhezyjnej.

W przypadku styku nieszttywnego, z uwagi na słabe połączenie adhezyjne, o nośności decydują tarcie oraz działanie trzpieniowe, a ilość zbrojenia zszywającego powinna spełniać warunek $\rho \geq 0,05\%$. Nośność graniczną dla styku nieszttywnego należy obliczyć według wzoru:

$$\tau_{Rdi} = c_r f_{ck}^{\frac{1}{3}} + \mu \sigma_n + \kappa_1 \rho f_{yd} (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) + \kappa_2 \rho \sqrt{f_{yd} f_{cd}} \leq \beta_c \nu f_{cd} \quad (3)$$

gdzie: c_r – współczynnik wpływu zazębienia kruszywa w szorstkim styku, β_c – współczynnik dla wytrzymałości ściskanego zastrzału.

Zgodnie z MC2010 parametrem decydującym o ilościowym współudziale poszczególnych składników w granicznej nośności styków ścinanych jest jego szorstkość. Wartości współczynników c_a , c_r , κ_1 , κ_2 oraz μ zastosowanych we wzorach (2, 3) w zależności od szorstkości powierzchni styku zestawiono w Tab. 1.

Jako główne czynniki wpływające na przyczepność adhezyjną w prenormie MC2010 wyróżnione zostały szorstkość powierzchni styku oraz czystość styku. W licznych badaniach naukowych potwierdzono również wpływ innych czynników na nośność styku, które zostały wymienione w komentarzu do prenormy. Są to następujące parametry: klasa wytrzymałości łączonych betonów [8, 9, 10], właściwości betonu „starego” takie jak: jakość warstwy przystykowej [10, 11], porowatość i wilgotność [12], właściwości betonu „nowego” takie jak: jakość, skład [13, 14], skurecz, wiek [13, 8]. W komentarzu do prenormy nie wymieniono natomiast wpływu zastosowania warstw szczepnych, warunków pielęgnacji, w tym temperatury, a także efektu skali [15].

Tabela 1. Współczynniki dla różnych szorstkości powierzchni według [3]

| charakterystyka powierzchni styku | | C_a | KC_r | K_1 | K_2 | μ | |
|-----------------------------------|---------------------|-------|--------|-------|-------|------------------|------------------|
| szorstkość | R_t [mm] | | | | | $f_{ck} \geq 20$ | $f_{ck} \geq 35$ |
| bardzo szorstka (w tym wręby) | $\geq 3,0\text{mm}$ | 0,5 | 0,2 | 0,5 | 0,9 | 0,8 | 1,0 |
| szorstka (silnie chropowata) | $\geq 1,5\text{mm}$ | 0,4 | 0,1 | 0,5 | 0,9 | 0,7 | |
| gładka* | - | 0,2 | 0 | 0,5 | 1,1 | 0,6 | |
| bardzo gładka** | - | 0,025 | 0 | 0 | 1,5 | 0,5 | |

* powierzchnia betonu bez obróbki po wibrowaniu lub lekko chropowata po deskowaniu

** deskowanie stalowe, plastikowe, ze sklejk

Podkreślić należy, iż wyznaczenie granicznej nośności ze wzorów (2, 3) dla celów projektowych, wymaga uwzględnienia jedynie wpływu szorstkości powierzchni jako parametru pozwalającego na ilościowe określenie współdziału poszczególnych składników w tejże nośności. Wartość składnika adhezji oprócz szorstkości zależna jest od wytrzymałości betonu, przy czym nie wskazano, którą wytrzymałość – betonu starego czy nadbetonu, należy wziąć pod uwagę.

3. Chropowatość powierzchni

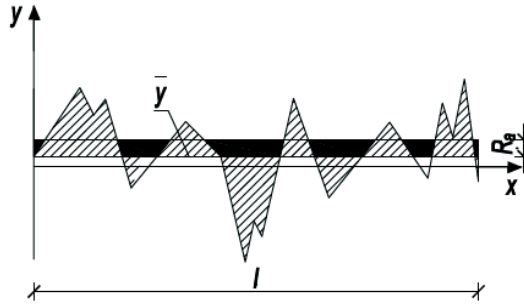
Stopień uszorstnienia powierzchni wpływa istotnie na adhezję mechaniczną, której istotą działania jest mechaniczne klinowanie elementów składowych przy wykorzystaniu nierówności i porów na powierzchni łączonych materiałów. Poprzez stosowanie obróbki mechanicznej powierzchni styku, a więc rozwinięcie nierówności powierzchni i zwiększenie pola powierzchni kontaktu, można kształtować naprężenia przyczepności. Należy jednak pamiętać, iż agresywność zastosowanej metody obróbki i związana z nią możliwość powstania mikropęknięć i uszkodzenia przypowierzchniowej warstwy betonu może wpływać na naprężenia przyczepności, choć jak wskazują badacze [10] wpływ ten jest niejednoznaczny. Na korzystny wpływ wzrostu stopnia uszorstnienia na przyczepność pull-off wskazują badacze [10, 11] w przypadku podkładów wykonanych z betonów wyższych klas natomiast odwrotny trend z uwagi na powstanie większych mikropęknięć na skutek zastosowania agresywnych metod obróbki podłoża obserwuje się w przypadku niższych klas betonu pierwotnego. Wpływ rodzaju obróbki na stopień zarysowania warstw powierzchniowych podkładu betonowego oraz metody jego oceny zostały omówione w [11]. W pracy tej badacze podkreślają, iż obok wpływu stopnia zarysowania podkładu na przyczepność należy wziąć pod uwagę również jego chropowatość. Spadek przyczepności przy podkładach o małym stopniu chropowatości następuje wraz ze wzrostem stopnia jego zarysowania. Natomiast w przypadku oceny podkładów o podobnym stopniu zarysowania, ale różniącym się stopniem chropowatości badacze [11] wskazują, iż znaczny wzrost chropowatości korzystnie wpływa na przyczepność.

W prenormie *fib* Model Code 2010 wymienione zostały dwa parametry służące do ilościowego określenia charakterystyki szorstkości powierzchni styku. Pierwszym z nich jest szorstkość średnia R_a opisująca średnie odchylenie profilu powierzchni od linii średniej (\bar{y}) na odcinku o długości l (Rys. 1):

$$R_a = \frac{1}{l} \cdot \int_0^l |y(x) - \bar{y}| \cdot dx \approx \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |y_i - \bar{y}| \quad (4)$$

$$\bar{y} = \frac{1}{l} \cdot \int_0^l y(x) \cdot dx \approx \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i(x) \quad (5)$$

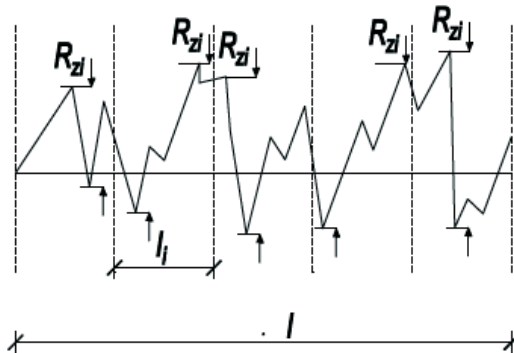
gdzie: l – długość odcinka oceny, $y_i(x)$ – wysokość profilu w miejscu opisanym rzędną x .



Rys. 1. Średnia szorstkość według [3]

Drugim parametrem jest „średnia wysokość od szczytu do doliny” R_z opisująca średnie maksymalne odchylenia szczytu do doliny w pewnej liczbie przedziałów oceny (Rys. 2):

$$R_z = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n R_{zi} \quad (6)$$



Rys. 2. Wysokości maksymalne od „szczytu do doliny” R_{zi} w pięciu przedziałach ($l_i=l/5$) według [3]

Pomimo zdefiniowania parametrów R_a , R_z w MC2010 klasyfikację podziału szorstkości powierzchni na kategorie przedstawiono jedynie na podstawie parametru szorstkości R_t (Tab. 2), będącego wynikiem badania szorstkości powierzchni metodą wyrównania piaskiem. Zastosowanie tej metody ograniczone jest jednak jedynie do badania powierzchni poziomych oraz charakteryzujących się stosunkowo dużą chropowatością. Natomiast nie uwzględniono przy kategoryzacji szorstkości powierzchni wartości dwóch pozostałych parametrów R_a , R_z , podano jedynie przybliżoną zależność pomiędzy dwoma parametrami opisaną wzorem:

$$R_t \approx \frac{R_z}{2} \quad (7)$$

Podana klasyfikacja na kategorie szorstkości jest klasyfikacją uproszczoną znajdującą zastosowanie w inżynierskiej praktyce projektowej, lecz, jak podkreślono w [3], ostateczną ocenę kategorii szorstkości powinna stanowić ocena inżynierska wspomagana metodami badawczymi w tym badaniach topografii powierzchni.

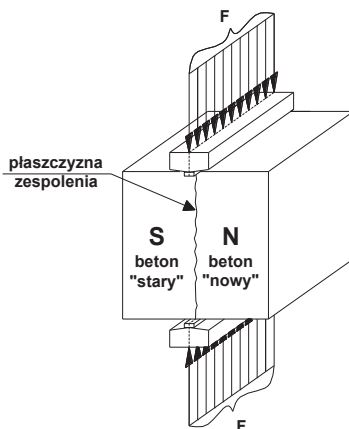
Tabela 2. Klasyfikacja szorstkości powierzchni [3]

| Kategoria powierzchni | metoda obróbki powierzchni | R_t [mm] |
|-----------------------|---|---------------|
| bardzo szorstka | np. obrabiana strumieniem wody pod wysokim ciśnieniem, nacinana | $\geq 3,0$ mm |
| szorstka | np. nieobrabiana, lekko chropowata | $\geq 1,5$ mm |
| gładka | np. piaskowana, czyszczona wodą pod strumieniem itp. | $< 1,5$ mm |
| bardzo gładka | np. betonowa w stalowej formie | niemierzalne |

Obok wspomnianej metody piaskowej badania szorstkości wymieniono w [3] metody badania z wykorzystaniem profilometru mechanicznego, triangulacji laserowej oraz fotogrametrii. Metody te zostały szerzej opisane w [10].

4. Program i przebieg badań

Celem badań było rozpoznanie, jaki wpływ na kształtowanie adhezji w styku elementów zespolonych typu „beton-beton” ma szorstkość powierzchni betonu pierwotnego – „starego”. Badania główne wykonano na zespolonych próbkach sześciennych o wymiarach 150x150x150 mm poddanych rozciąganiu przez rozłupywanie. Styk między betonami usytuowany był pionowo, w osi przykładanych sił. Schemat badań przedstawiono na Rys. 3.



Rys. 3. Schemat badań próbek zespolonych

Badania podzielono na trzy serie próbek, w każdej zastosowano inny sposób ukształtowania powierzchni styku w celu uzyskania różnych tekstur jego uszorstnienia. Próbkę zostały wykonane dwuetapowo. W pierwszym etapie w formach układano beton „stary”, pozostałą przestrzeń w seriach R oraz RG wypełniając styropianem, a w serii RP gładką sklejką laminowaną. Po okresie 14 dni dojrzewania betonu „starego” dobetonowywano „nowy” beton. Nie czekano na osiągnięcie wieku 28 dni, ponieważ przy odpowiednich

warunkach pielęgnacji betonu naprężenia przyczepności już w pierwszych kilkunastu dniach dojrzewania osiągają ok. 80-90 procent wartości 28-dniowej [16].

Powierzchnię styku betonu „starego” w seriach R oraz RP przed dobetonowaniem przygotowywano poprzez oczyszczenie z mleczka cementowego stalowymi szczotkami oraz nawilżenie wodą. Powierzchnię styku próbek RG uszorstniono mechanicznie przy zastosowaniu młotka udarowego o ciężarze 6,1 kg z końcówką do groszkowania betonu, a następnie nawilżono wodą.

Skład mieszanki betonowej wykonanej z cementu CEM I 32,5 R przedstawiono w Tab. 3. Podczas dojrzewania próbki poddawane były pielęgnacji poprzez nawilżanie wodą. Badania realizowano po 14 dniach dojrzewania betonu „nowego”.

Tabela 3. Skład mieszanek betonowych

| cement [kg/m ³] | woda [l/m ³] | piasek [kg/m ³] | żwir [kg/m ³] | w/c |
|--------------------------------|-----------------------------|--------------------------------|------------------------------|------|
| 465 | 177 | 455 | 1330 | 0,38 |

5. Wyniki badań

Szczegółowe wyniki badań próbek zestawiono w Tab. 4. Podano tu parametry wytrzymałościowe użytych materiałów – średnie wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie oraz średnie nośności styku próbek zespolonych na rozciąganie ($\sigma_{crm,z}$), utożsamiane z naprężeniem powodującym zarysowanie styku (Rys. 6). Nośność styku próbek zespolonych ustalono na podstawie badań próbek rozłupywanych korzystając z analogii do wzoru normowego [4]:

$$f_{ctm} = 0,9 \cdot f_{ctm,sp} \quad (8)$$

Średnie wytrzymałości próbek monolitycznych wyznaczono z wyników badań trzech próbek, natomiast nośność styku na rozciąganie – pięciu próbek w serii R i siedmiu próbek w serii RG. Współczynniki zmienności wyników nośności styku na rozciąganie osiągały wartości 11,2% dla serii RG oraz 14,6% dla serii R.

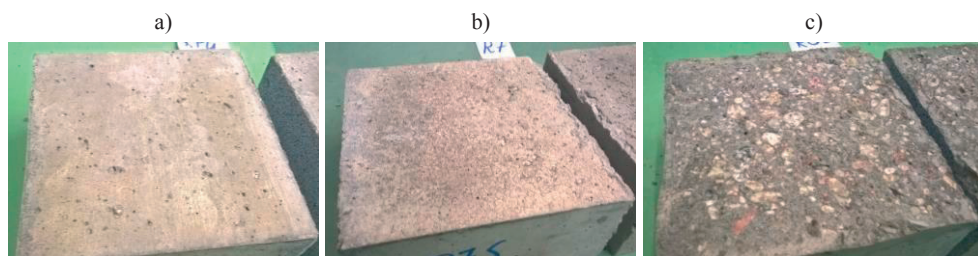
Tabela 4. Wyniki badań.

| seria | wytrzymałość betonów składowych | | | | nośność styku na rozciąganie | | | średnia szorstkość |
|-------|---------------------------------|--------------------|-------------------|--------------------|------------------------------|----------------------------|---------------------|--------------------|
| | beton stary | | beton nowy | | $\sigma_{crm,z}$ [MPa] | $\sigma'_{crm,z}$ [MPa] | $V_{jcrm,z}$ [%] | R_a [mm] |
| | f_{cm} [MPa] | f_{ctm} [MPa] | f_{cm} [MPa] | f_{ctm} [MPa] | | | | |
| RG | 49,35 | 3,27 | 46,98 | 3,02 | 1,72 | 0,19 | 11,19% | 0,43 |
| R | 54,25 | 3,00 | 47,36 | 2,52 | 1,08 | 0,16 | 14,60% | 0,24 |
| RP | - | - | - | - | - | - | - | 0,14 |

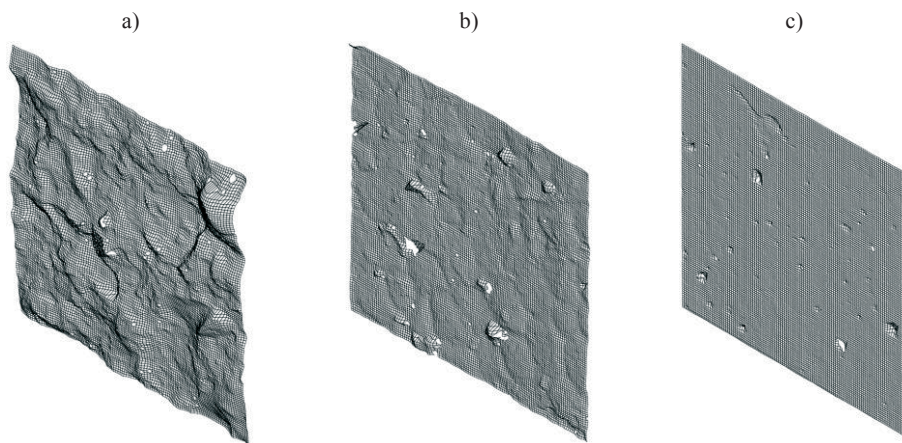
Wyniki badań wytrzymałościowych 7 próbek serii RP, w której powierzchnię styku uzyskano z laminowanej sklejką pominięto w dalszej analizie z uwagi na fakt, iż nie uzyskano wystarczającego połączenia adhezyjnego a wartość współczynnika zmienności wyników nośności styku przekroczyła 50%.

Reprezentatywne obrazy zniszczenia próbek zespolonych wszystkich serii przedstawiono na Rys. 4. Zniszczenie wszystkich próbek zespolonych serii R nastąpiło poprzez rozwarstwienie w płaszczyźnie styku w zaczynie cementowym. Po zniszczeniu próbek serii

R na powierzchni styku betonu „starego” widoczny był zaczyn, który wniknął w nierówność styku (Rys. 4b). W przypadku serii RG zaobserwowano zniszczenie poprzez rozwarstwienie w płaszczyźnie styku w warstwie przypowierzchniowej betonu „nowego” z widocznym odsłonięciem i/lub zniszczeniem kruszywa. W przypadku próbek serii RP zniszczenie nastąpiło poprzez pęknięcie w płaszczyźnie styku przy czym nie zaobserwowano wyraźnych śladów zaczynu cementowego.



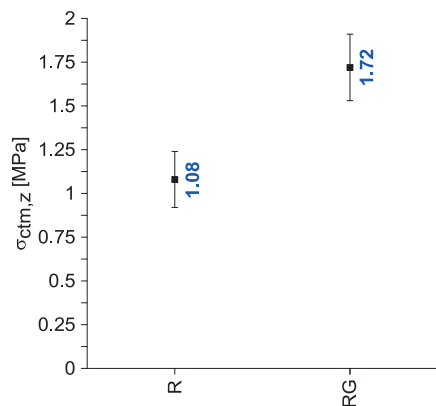
Rys. 4. Obrazy zniszczenia próbek zespolonych serii: a) RP, b) R, c) RG



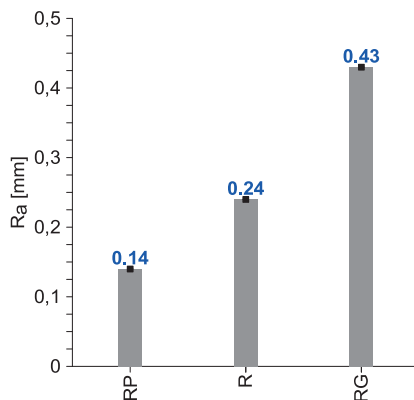
Rys. 5. Obrazy fragmentów skanów powierzchni styku betonu „starego” otrzymane w wyniku skanowania laserem 3D w seriach próbek: a) RG (powierzchnia obrabiana młotem udarowym o wadze 6,1 kg), b) R (powierzchnia uzyskana ze styropianu) i c) RP (powierzchnia uzyskana z gładkiej sklejkі laminowanej)

Chropowatość powierzchni betonu „starego” przed dobetonowaniem betonu „nowego” została oceniona na podstawie topografii tej powierzchni przy zastosowaniu skanera laserowego 3D Picza Laser Scanner LPX-600. Pomiary wykonano z rozdzielczością 0,2 mm, z uzyskanych współrzędnych punktów obliczono średnią szorstkość styku R_a korzystając ze wzorów (4, 5). Obliczone wartości średniej szorstkości R_a zestawiono w Tab. 4. Obrazy skanów powierzchni wybranych próbek pokazano na Rys. 5.

Na Rys. 7 przedstawiono graficznie wyniki obliczeń średniej szorstkości styku próbek, wyniosła ona odpowiednio dla próbek serii: RP – 0,14 mm, R – 0,24 mm i RG – 0,43 mm.



Rys. 6. Nośność styku na rozciąganie próbek zespolonych serii R i RG



Rys. 7. Średnia szorstkość powierzchni styku betonu „starego”

6. Analiza wyników

Porównując wyniki przedstawione na Rys. 6 i Rys. 7 można stwierdzić, że wyższą nośność styku ($\sigma_{crm,z}$) zaobserwowano w przypadku próbek o większej chropowatości powierzchni styku, przyrost współczynnika średniej chropowatości R_a o 80% (od wartości 0,24 mm dla serii R do 0,43 mm dla serii RG) skutkował przyrostem nośności styku o blisko 60% (od wartości 1,08 MPa dla serii R do 1,72 MPa dla serii RG).

W przypadku próbek serii RP (powierzchnia styku uzyskana z gładkiej laminowanej sklejk) powierzchnię styku można zakwalifikować do kategorii bardzo gładkiej. Dla tej serii nie uzyskano wystarczającego połączenia adhezyjnego na co wskazuje obraz zniszczenia (Rys. 4a) bez widocznego zaczynu w styku oraz duży współczynnik zmienności wyników nośności styku.

Powierzchnię styku próbek serii R można zakwalifikować do kategorii gładkiej, po zniszczeniu tej serii próbek na powierzchni styku betonu „starego” wyraźnie widoczny był zaczyn betonu „nowego”, który wniknął w nierówności styku (Rys. 4b), wystąpiło zniszczenie adhezyjne. Powierzchnię betonu „starego” w serii próbek RG, na podstawie metody obróbki przeprowadzonej przy użyciu młota udarowego można zakwalifikować co najmniej do kategorii szorstkiej. Obraz zniszczenia (Rys. 4c) ukazuje głównie zniszczenie przystykowej warstwy nadbetonu z towarzyszącym zniszczeniem (rozłupaniem) kruszywa. Obraz ten świadczy o bardziej efektywnym wniknięciu zaczynu nadbetonu w pory i nierówności betonu „starego” w przypadku zastosowania obróbki mechanicznej niż w przypadku próbek serii R oraz działania adhezji mechanicznej (zazębienie się cząstek).

Do analizy wyników badań zastosowano współczynnik efektywności zespolenia α_{cr} (Rys. 8) zdefiniowany jako:

$$\alpha_{cr} = \frac{\sigma_{crm,z}}{f_{ctm}} \quad (9)$$

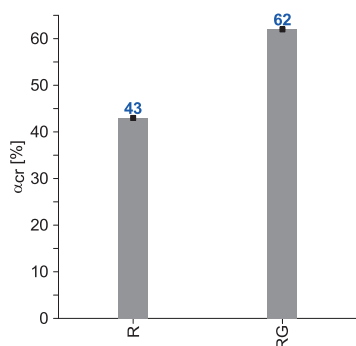
gdzie: $\sigma_{crm,z}$ – średnie naprężenia rysujące styk próbki zespolonej, f_{ctm} – średnia wytrzymałość na rozciąganie słabszego z betonów.

Wartości tego współczynnika zobrazowano na Rys. 8.

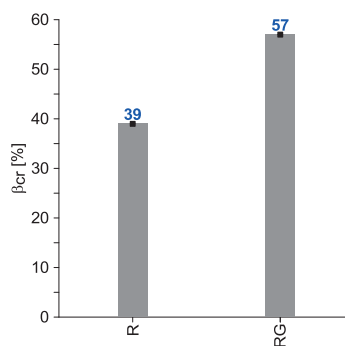
Ponieważ nośność styku, zależy od wytrzymałości obydwu betonów [8], wyznaczono również średni współczynnik efektywności zespolenia β_{cr} (Rys. 9) zdefiniowany jako:

$$\beta_{cr} = \frac{\sigma_{crm,z}}{\frac{f_{ctm,S} + f_{ctm,N}}{2}} \quad (10)$$

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



Rys. 8. Współczynnik efektywności zespolenia styku próbek



Rys. 9. Średni współczynnik efektywności zespolenia

Analizując Rys. 8 oraz Rys. 9 zaobserwowano wyraźny wzrost wartości współczynników efektywności zespolenia ze wzrostem chropowatości styku. Współczynnik α_{cr} wzrósł od 43% a β_{cr} od 39% w przypadku serii R (dla której $R_a = 0,24\text{mm}$) do 62% (α_{cr}) oraz do 57% (β_{cr}) w przypadku serii RG (dla której $R_a = 0,43\text{mm}$). Zatem zwiększenie wartości wskaźnika średniej szorstkości o 80% skutkowało przyrostem wartości współczynnika efektywności zespolenia α_{cr} oraz średniego współczynnika efektywności zespolenia β_{cr} o 45%.

7. Wnioski

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

- Sposób przygotowania powierzchni styku istotnie wpływa na kształtowanie jego nośności. Adhezja mechaniczna jest kluczowym składnikiem nośności styku ponieważ wraz ze wzrostem chropowatości powierzchni (rozwiniecie pola powierzchni kontaktu) rośnie jego nośność (wzrost o 60%), współczynnik efektywności zespolenia oraz średni współczynnik efektywności zespolenia (wzrost o 45%)
- W przypadku bardzo gładkich powierzchni praktycznie nie uzyskano przyczepności adhezyjnej w styku między betonami. Aby zaczyn cementowy mógł wnikać w pory i nierówności podkładu betonowego powierzchnia styku musi posiadać widoczne nierówności i być co najmniej gładka.

Literatura

1. Halicka A., Franczak D., Fronczyk J., *Analiza przyczyn zarysowań cylindrycznego zbiornika żelbetowego ujawnionych podczas próby szczelności*. Przegląd Budowlany 4 (2012) 35-41.

2. Kamiński M., Maj M., Kmieciak P., *Wpływ technologii kształtowania przerw roboczych w aspekcie zachowania właściwej nośności ścian zbiorników i kominów żelbetowych*. Przegląd Budowlany 4 (2012) 125-129.
3. Prenorma konstrukcji betonowych – fib Model Code 2010. Wydawnictwo Polski Cement, Kraków 2014.
4. PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
5. Halicka A., Jabłoński Ł., *Styk między betonami układanymi w różnym czasie – parametry i nośność według fib Model Code 2010*. Inżynieria i Budownictwo 7 (2015) 346-350.
6. Halicka A., *Studium naprężeń i odkształceń w płaszczyźnie styku i strefie przypodporowej elementów zespolonych z udziałem betonów skurczowych i ekspansyjnych*. Wydawnictwa Uczelniane, Lublin 2007.
7. Gromysz K., *Badania żelbetowych płyt warstwowych obciążonych doraźnie, cyklicznie i kinematycznie*. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2013.
8. Franczak-Balmas D., *Analiza wpływu wytrzymałości betonów składowych jako czynnika kształtującego nośność niezbrojonego styku zespolonych elementów betonowych*. Budownictwo i Architektura 15(4) (2016) 53-61.
9. Beushausen H., Alexander M.G., *Bond strength development between concretes of different ages*. Magazine of Concrete Research 60(1) (2008) 65-74.
10. Garbacz A., Piotrowski T., Courard L., *Inżynieria powierzchni betonu. Część 1. Struktura geometryczna powierzchni*. Materiały Budowlane 9 (2006) 3-7.
11. Courard L., Garbacz A., Niewęgłowska-Mazurkiewicz A., Piotrowski T., *Inżynieria powierzchni betonu. Część 2. Wpływ obróbki na powstawanie rys*. Materiały Budowlane 12 (2006) 8-11.
12. Beushausen H., Hohlig B., Talotti M., *The influence of substrate moisture preparation on bond strength of concrete overlays and the microstructure of the OTZ*. Cement and Concrete Research 92 (2017) 84-91.
13. Franczak D., Halicka A., *Wpływ wieku betonu na nośność styku w elementach zespolonych typu „beton-beton”*. Przegląd Budowlany 1 (2012) 46-51.
14. Hak-Chul Shin, Zhifu Wan: *Interfacial properties between New and Old Concretes*. 2nd International Conference on Sustainable Construction Materials and Technologies, Ancona, Italy 2010.
15. Halicka A., Franczak-Balmas D., *The size effect in monolithic and composite concrete members. Part 2*, Cement Lime Concrete 1 (2014) 262-266.
16. Halicka A., Franczak D., *Rozwój przyczepności między dwoma betonami w czasie twardnienia betonu*. Wydawnictwa Uczelniane, Lublin 2009.

An analysis of the impact surface roughness of concrete substrate as a factor influencing the bond strength in composite concrete elements

Dominika Franczak-Balmas

*Lublin University of Technology, Faculty of Civil Engineering and Architecture,
Nadbystrzycka 40, 20-618 Lublin, e-mail: d.franczak@pollub.pl*

Abstract: The article presents the results and analysis of the research of the bond strength between two concrete parts in composite member investigated by tensile splitting test. The study was conducted on three groups of specimens differing in substrate roughness. The impact of roughness of substrate on bond strength in the concrete composite elements is discussed.

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

Analiza osiadania wybranych typów znaków osnowy geodezyjnej

Łukasz Borowski, Agnieszka Lal, Krzysztof Nepelski

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

Streszczenie: W niniejszej pracy zawarto rozważania dotyczące możliwych przyczyn nadmiernego osiadania znaków osnowy geodezyjnej. Do analiz wybrano znaki ziemne osnowy wysokościowej typu 75a i b. Przeprowadzono analizę obliczeniową osiadania znaków osnowy geodezyjnej, pracujących w różnych warunkach gruntowych oraz w dwóch złożonych obciążeniach. W celu uwzględnienia w obliczeniach najbliższych rzeczywistym warunków współpracy pomiędzy elementami osnowy geodezyjnej, a ośrodkiem gruntowym, modyfikowano przyjmowane parametry. Uzyskane wyniki porównywano z zaobserwowanymi w powiecie kętrzyńskim w trakcie transformacji układu wysokościowego z Kronsztadt'60 na Kronsztadt'86. Wynikiem prac jest określenie możliwych zmian osnowy wysokościowej, w okresie pomiędzy kampaniami pomiarowymi (około 20 lat).

Słowa kluczowe: transformacja wysokości, osnowa wysokościowa, znak osnowy, osiadanie gruntu.

1. Wprowadzenie

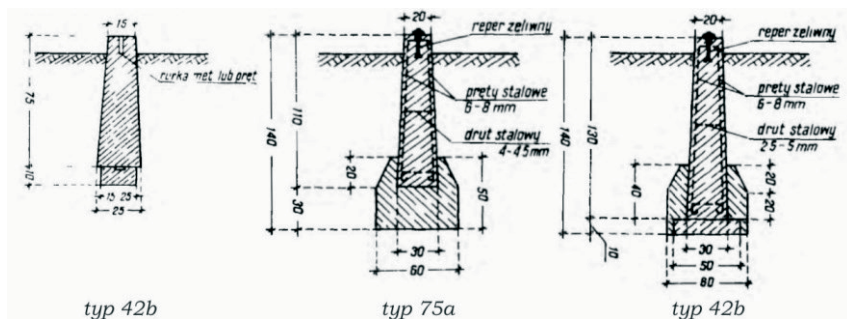
Zgodnie z rozporządzeniem w sprawie państwowego systemu odniesień przestrzennych od początku 2020 r. w całym kraju będzie obowiązywał układ wysokościowy EVRF-2007-PL [1]. Do tego czasu dane zgromadzone przez powiatowe ośrodki dokumentacji geodezyjnej i kartograficznej (PODGiK-i) powinny dokonać transformacji wysokości zgromadzonego zasobu danych przestrzennych. W powiatach, których dane wyrażone są w układzie Kronsztadt'86 transformacja powinna być wykonana na podstawie udostępnianego przez GUGiK, od połowy 2015 r., modelu różnic wysokości [2]. Wartość przesunięcia jest zawarta w przedziale od +12.84 do +20.65 cm. Oznacza to, że w wyniku zmiany poziomu morza (poziomu „0”) z mareografu w Kronsztadzie (Federacja Rosyjska) na stację w Amsterdamie (Holandia) kraj „urośnie” średnio o 16.6 cm.

Część powiatów posiada dane przestrzenne w starszym układzie – Kronsztadt'60. Dla niego nie został opracowany na szczeblu centralnym model zmiany wysokości. Oznacza to, że każdy powiat powinien opracować lokalny model transformacji pomiędzy układami Kronsztadt. Jest to możliwe w wypadku posiadania punktów łącznych tj. posiadających określoną wysokość w obu układach. Dla obszarów o rozpiętości do kilkudziesięciu kilometrów opracowanie modelu transformacji może zostać wykonane za pomocą metod znanych z lokalnego modelowania geoidy [3]–[5]. Na dokładność modelowania wpływ ma dokładność wykorzystanych danych. W transformacji wysokości dla powiatu krakowskiego autorzy zwracali uwagę na występowanie błędnych różnic wysokości pomiędzy układami dla punktów stabilizowanych znakami ziemnymi [6]. Istotne jest zatem wskazanie czy wybrane punkty zapewniają w perspektywie 20 letniej dla osnowy wysokościowej [7] odpowiednią stabilność dla tej klasy punktów.

1.1. Cel analiz

Podstawowym celem analiz jest weryfikacja, czy konstrukcja ziemnych znaków osnowy jest w długim okresie czasu wystarczająca dla zachowania pierwotnej wysokości. Dalszym celem jest wskazanie na możliwą wartość osiadania tych punktów. Oszacowanie potencjalnego osiadania własnego znaków geodezyjnych pozwoli na wskazanie wpływu innych czynników, takich jak oddziaływanie otoczenia (np. wpływ ruchu drogowego), poziomu wód gruntowych, oddziaływanie mrozu itp., na stabilność znaków. Badanie ruchu pionowego znaków jest istotne w trakcie opracowywania modelu transformacji pomiędzy układami wysokościowymi, w zakresie doboru odpowiednich punktów łącznych.

Do analiz wybrano znaki *typ 75a* i *75b* (Rys. 1). Pierwszy z nich był stosowany dla dawnej III klasy osnowy wysokościowej, czyli obecnej szczegółowej klasy wysokościowej. Drugi zaprojektowany także został dla III klasy [8], ale był stosowany także dla II, obecnej osnowy podstawowej bazowej. Przykładem może być punkt nr 20673-128 z terenu powiatu kętrzyńskiego. Dla porównania wybrano także znak, powszechnie wykorzystywany do stabilizacji osnowy szczegółowej poziomej.



Rys. 1. Schemat konstrukcji znaków osnowy szczegółowej poziomej (42b) oraz wysokościowej (75a i b) [8]

2. Metodyka badań

2.1. Analiza osnowy wysokościowej z powiatu kętrzyńskiego

Na utratę stabilności punktów osnowy zwrócono uwagę w publikacji dotyczącej transformacji wysokości dla powiatu krakowskiego [6]. Autorzy wyłączyli z transformacji punkty odstające. Decyzja o odrzuceniu konkretnego punktu była poprzedzona analizą: trwałości stabilizacji znaku, zagęszczenia punktów w lokalnym obszarze, położenia poza obszarem transformacji. Na podstawie pozostałych punktów dokonali wpasowania wielomianu drugiego stopnia. Otrzymany został model o średnim błędzie wpasowania na poziomie 2 mm.

Przeprowadzona analiza dla powiatu kętrzyńskiego, a więc znajdującego się na granicy stref przymarzania III i IV (o zasięgu głębokości odpowiednio 1.2-1.4 m p.p.t.), wskazuje na znaczne większe wartości ruchów pionowych. Na 100 punktów łącznych 11 należy uznać za skrajnie odstające – charakteryzujące się zmianą wysokości około 2.9 cm. Przy zachowaniu analogicznej metody opracowania modelu transformacji, średni błąd wpasowania jest wyższy: 7 mm. Oba powiaty są porównywalne pod względem powierzchni i rozciągłości. Zatem niższa dokładność modelu sugeruje większe i bardziej nieregularne zmiany wysokości punktów w powiecie kętrzyńskim. Trzy z 11 wyłączonych punktów są znakami ziemnymi (75a i b), o zmianie wysokości -3.7, -2.3, + 2.4 cm. Ostatni wymieniony punkt (nr 20673-137) jako jedyny z całej osnowy posiada dodatnią wartość zmiany wysokości.

2.2. Metody obliczeń osiadania

Przy rozważaniu zagadnień geotechnicznych, zalecanym dokumentem jest dla inżynierów w Polsce norma PN-EN 1997:2008 Eurocod 7 „Projektowanie geotechniczne” składająca się z dwóch części [9]–[10]. Pierwsza z nich, pt. „Zasady ogólne” [9], zawiera informacje dotyczące rodzajów oddziaływań i zjawisk, jakie mają wpływ na wielkość osiadania. Wskazuje ponadto przewidywane wartości osiadania, oznaczone na podstawie doświadczeń w danym zakresie obciążeń i przy określonych warunkach gruntowych oraz precyzuje zakres obliczeń dla wybranych kategorii geotechnicznych posadowionych obiektów. Dokładny tok obliczeń wielkości osiadania zawiera norma PN-81/B-3020 [11], która wskazana jest w załączniku krajowym normy [9] jako obowiązująca. Algorytm obliczeń oparty jest na metodzie naprężeń w ośrodku gruntowym, powstających w kolejnych etapach budowy danego obiektu.

Do obliczeń osiadania s_i stosowane są również metody opracowane w toku badań naukowych, w tym Marchetti’ego [12] i Janbu [13], pozwalające na miarodajne określenie przemieszczeń pionowych. Wraz z dokładniejszym rozpoznaniem podłoża gruntowego oraz precyzyjniejszym oznaczeniem koniecznych w danej metodzie parametrów geotechnicznych, rośnie dokładność oznaczanego osiadania. W tabeli (Tabela 1.) zestawiono stosowane metody obliczeń pionowych przemieszczeń s_i i-tej warstwy gruntu.

Tabela 1. Metody obliczenia wielkości osiadania

| Metoda | Wymagane parametry | Osiadanie i-tej warstwy gruntu | Uwagi |
|--|-------------------------------------|---|---|
| Z zastosowaniem modułu edometrycznego | $E_{oed,i}$ lub $E_{def,i}$ i v_i | $s_i = \sum \frac{\sigma_{z,i} h_i}{E_{oed,i}}$ | Metoda na podstawie zależności nieliniowej odkształcenia od naprężenia |
| Z zastosowaniem stałej ściśliwości | C_i lub $C_{10,i}$ | $s_i = \frac{h_i}{C_i} \ln \frac{\sigma_{or,i} + \sigma_{z,i}}{\sigma_{or,i}}$ | Analiza na podstawie półlogarytmicznej zależności efektywnego naprężenia pionowego do odkształcenia pionowego |
| Z zastosowaniem wskaźnika ściśliwości | $C_{c,i}$ i e_0 | $s_i = C_{c,i} \frac{h_i}{1+e_0} \log \frac{\sigma_{or,i} + \sigma_{z,i}}{\sigma_{or,i}}$ | Metoda przy założeniu logarytmicznej zależności wskaźnika porowatości od naprężenia efektywnego |
| Według NEN [14] | $C_{r,i}$ i e_0 | $s_i = C_{r,i} \frac{h_i}{1+e_0} \log \frac{\sigma_{or,i} + \sigma_{z,i}}{\sigma_{or,i}}$ | Podany wzór - osiadanie dla gruntu o $OCR > 1$, przy $\sigma_{or,i} + \sigma_{z,i} \leq \sigma_{p,i}$ Analiza dla osiadań pierwotnych i wtórnych gruntów prekonsolidowanych i normalnie konsolidowanych |
| Według modelu [15] | λ_i lub $C_{c,i}$ i e_0 | $s_i = h_i \lambda_i \ln \frac{\sigma_{or,i} + \sigma_{z,i}}{\sigma_{or,i}}$ | Metoda w oparciu o sprężysto-plastyczny model SoftSoil, w którym z założenia odkształcenie objętościowe jest liniowo zależne od zmiany średniego naprężenia efektywnego |
| Z zastosowaniem teorii Janbu | j_i m_i | s_i – w zależności od rodzaju gruntu | Analiza na podstawie zasad nieliniowej deformacji elastycznej, zależność naprężenie-odkształcenie opisane przez funkcję wykładnika i modułu Janbu |
| Na podstawie dylatometru Marchetti’ego DMT | M_{DMT} lub m_V | $s_i = \frac{\sigma_{z,i} h_i}{M_{DMT}}$ | Analiza oparta na sprężystości liniowej – osiadanie proporcjonalne do obciążenia, bez przewidywań nieliniowych |

3. Założenia przyjęte do analizy osiadania

Celem utworzenia symulacji pionowych przemieszczeń trzech typów znaków osnowy geodezyjnej: *42b*, *75a*, *75b*, przeprowadzono obliczenia osiadań w oparciu o metodę wskazaną w normie [11]. Zgodnie z algorytmem, osiadania pierwotne s_i i -tej warstwy gruntu obliczane są według wzoru:

$$s_i = \frac{\sigma_{zdi} h_i}{M_{0i}} \quad (1)$$

gdzie: σ_{zdi} – naprężenia dodatkowe w środku i -tej warstwy gruntu, h_i – miąższość i -tej warstwy gruntu, M_{0i} – edometryczny moduł ścisłości pierwotnej i -tej warstwy gruntu

Założono posadowienie w czterech wyodrębnionych rodzajach gruntu opisanych w tabeli (Tabela 2.). Dla każdego z gruntów przyjęto średni ciężar objętościowy γ zgodnie z normą [11]. Ponadto sprecyzowano zakres wielkości edometrycznego modułu ścisłości pierwotnej M_0 i wtórnej M , jakim charakteryzuje się dany rodzaj gruntu [11].

Tabela 2. Zestawienie parametrów gruntu przyjętych do analizy osiadania

| Rodzaj gruntu | γ kN/m ³ | M_0 MPa | β | M MPa |
|-----------------------------|----------------------------|------------|---------|------------|
| Niespoiste | 17,5 | 40 – 140* | 1,0 | 40 - 140 |
| Spoiste pyłaste i gliniaste | 17,0 | 10 – 70 ** | 0,9 | 11,1- 77,8 |
| Spoiste ilaste | 20,5 | 8 – 40 ** | 0,8 | 10 - 50 |
| Less lubelski | 18,0 | 5 – 15 *** | 0,8 | 6,2 – 18,7 |

* Zakres wartości M_0 dla gruntów niespoistych o $I_D \in 0,2-0,8$ [z wyłączeniem Ż, Po].

** Zakres wartości M_0 dla gruntów spoistych o $I_L \in 0,00-0,75$.

*** Zakres wartości M_0 wg badań laboratoryjnych edometrycznej ścisłości gruntu.

4. Wyniki obliczeń

W pierwszym kroku, obliczenia osiadania przeprowadzono przy uwzględnieniu wyłącznie obciążenia od ciężaru własnego, wynikającego z geometrii oraz materiału rozpatrywanego znaku osnowy. Ze względu na niewielką wartość naprężeń dodatkowych (około 2-4 kPa), generowanych przez ciężar własny znaków osnowy geodezyjnej, powstające osiadania są znikome. Wyniki zestawiono w tabeli 3.

Tabela 3. Zestawienie wielkości osiadania od obciążenia własnego dla wybranych znaków geodezyjnych

| Rodzaj gruntu | <i>42b</i> | <i>75a</i> | <i>75b</i> |
|-----------------------------|------------------------|-------------|-------------|
| | Wielkość osiadania mm* | | |
| Niespoiste | 0,01 – 0,03 | 0,03 – 0,10 | 0,03 – 0,12 |
| Spoiste pyłaste i gliniaste | 0,02 – 0,14 | 0,06 – 0,41 | 0,07 – 0,48 |
| Spoiste ilaste | 0,02 – 0,12 | 0,08 – 0,39 | 0,09 – 0,47 |
| Less lubelski | 0,08 – 0,25 | 0,26 – 0,77 | 0,30 – 0,90 |

* Wyniki obliczeń, przedstawiają zakres osiadania dla przyjętego zakresu wartości edometrycznego modułu ścisłości pierwotnej M_0 .

W kolejnym etapie analizy uwzględniono obciążenie znaku osnowy geodezyjnej pionową siłą skupioną o wartości 15 kN, powstałą na skutek krótkotrwałego nacisku koła samochodu ciężarowego o masie do 6t. Założenie to powoduje wzrost przyjętych do obli-

ceń naprężeń występujących w ośrodku gruntowym pod badanymi znakami osnowy. Analiza wykazała zwiększenie osiadań, których wartości przedstawiono w tabeli 4.

Tabela 4. Zestawienie wielkości osiadania od obciążenia własnego i przyjętej siły skupionej dla wybranych znaków geodezyjnych

| Rodzaj gruntu | 42b | 75a | 75b |
|-----------------------------|------------------------|-------------|-------------|
| | Wielkość osiadania mm* | | |
| Niespoiste | 0,38 – 1,34 | 0,21 – 0,73 | 0,17 – 0,59 |
| Spoiste pylaste i gliniaste | 0,77 – 5,37 | 0,42 – 2,93 | 0,34 – 2,37 |
| Spoiste ilaste | 1,34 – 6,67 | 0,71 – 3,55 | 0,57 – 2,83 |
| Less lubelski | 3,58 – 10,73 | 1,94 – 5,81 | 1,57 – 4,67 |

* Wyniki obliczeń, przedstawiają zakres osiadania dla przyjętego zakresu wartości edometrycznego modułu ścisłości pierwotnej M_0 .

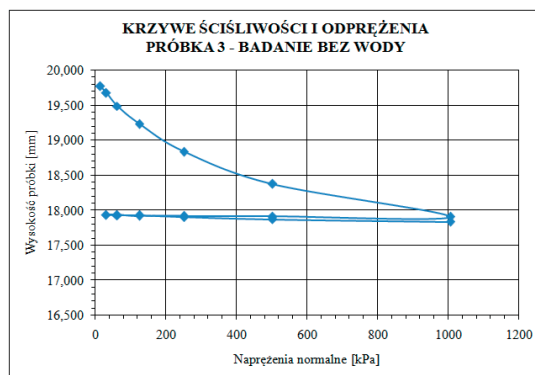
Należy zaznaczyć, że moduły ścisłości pierwotnej M_0 i wtórnej M nie są wielkościami stałymi, lecz zależą od nieliniowej funkcji przyrostu odkształcenia od naprężenia. Ich wartości opisane są wzorami:

$$M_0 = \frac{\Delta\sigma h}{\Delta h} \quad \text{– w zakresie obciążeń pierwotnych} \quad (2)$$

$$M = \frac{\Delta\sigma h}{\Delta h} \quad \text{– w zakresie obciążeń wtórnych} \quad (3)$$

gdzie: h – wysokość próbki przy rozpoczęciu oddziaływania naprężenia σ_2 , Δh – zmiana wysokości próbki na skutek wzrostu naprężenia $\Delta\sigma = \sigma_2 - \sigma_1$

Na załączonym wykresie (Rys. 2.) widoczna jest tendencja wzrostu wartości modułu M_0 wraz ze wzrostem naprężeń. W przypadku modułu ścisłości wtórnej M , zależność jest quasi-liniowa.



Rys. 2. Wykres edometryczny badania ścisłości gruntu (wg badań własnych)

Należy zaznaczyć, że przyjęte zgodnie z normą [11] wartości modułu M_0 są uogólnione i odnoszą się do osiadania budynków, dla których naprężenia pod fundamentami wahają się zazwyczaj w granicach 150-250 kPa. Są to charakterystyczne naprężenia, jakie powstają na skutek obciążenia podłoża budynkami niskimi do średniowysokich. Natomiast obciążenie gruntu powstałe od ciężaru własnego znaku osnowy geodezyjnej generuje naprężenia

rzędu 25 kPa, a więc dziesięciokrotnie mniejszych. Oznacza to, że zastosowane do obliczeń normowe wartości edometrycznych modułów ścisłości pierwotnej należy uznać za zawyżone, gdyż odnoszą się do innego przedziału naprężeń. Wobec tego, rozważono przypadek 2., w którym przyjęto wartości M_0 zgodnie z tabelą (Tabela 5.). Wartości te zostały ustalone dla początkowych, niewielkich zakresów naprężeń na podstawie analizy wyników laboratoryjnych badań edometrycznych wykonywanych na różnych rodzajach gruntu. Uogólniając, przedstawione moduły odnoszą się do zakresów około 30-60 kPa. Otrzymane wyniki osiadania przedstawiono w tabeli 6.

Tabela 5. Zestawienie parametrów gruntu przyjętych do analizy osiadania

| Rodzaj gruntu | Ciężar objętościowy kN/m ³ | M_0 MPa | β | M MPa |
|-----------------------------|--|----------------|---------|------------|
| Niespoiste | 17,5 | 7 – 50 (*)(**) | 1,0 | 5 – 70 |
| Spoiste pylaste i gliniaste | 17,0 | 2 – 5 | 0,9 | 2,2 – 5,6 |
| Spoiste ilaste | 20,5 | 1 – 4 | 0,8 | 1,25 – 5 |
| Less lubelski | 18,0 | 2 – 4 *** | 0,8 | 2,5 – 5 |

* M_0 dla zakresu naprężeń 31 – 39 kPa

** M_0 dla zakresu naprężeń 47 – 63 kPa

*** M_0 dla zakresu naprężeń 31 – 63 kPa

Tabela 6. Zestawienie zweryfikowanych wielkości osiadania od obciążenia własnego

| Rodzaj gruntu | 42b | 75a | 75b |
|-----------------------------|------------------------|-------------|-------------|
| | Wielkość osiadania mm* | | |
| Niespoiste | 0,03 – 0,19 | 0,08 – 0,57 | 0,09 – 0,66 |
| Spoiste pylaste i gliniaste | 0,27 – 0,68 | 0,82 – 2,05 | 0,96 – 2,40 |
| Spoiste ilaste | 0,25 – 0,99 | 0,79 – 3,16 | 0,94 – 3,74 |
| Less lubelski | 0,31 – 0,63 | 0,96 – 1,92 | 1,13 – 2,25 |

* Wyniki obliczeń, przedstawiają zakres osiadania dla przyjętego zakresu wartości edometrycznego modułu ścisłości pierwotnej M_0 .

W przypadku uwzględnienia obciążenia od nacisku koła samochodu ciężarowego o masie do 6t, naprężenia powstające pod fundamentem znaków osnowy wysokościowej osiagają wartość około 70 kPa. Oznacza to, że przyjęty w obliczeniu osiadania pod wpływem ciężaru własnego oraz założonej siły pionowej, normowy moduł ścisłości M_0 również jest zawyżony. Dlatego w dalszej analizie uwzględniono obliczeniowe wartości modułów ścisłości pierwotnej gruntu (Tabela 5). Otrzymane wyniki zestawiono w tabeli (Tabela 7).

Tabela 7. Zestawienie zweryfikowanych wielkości osiadania od obciążenia własnego oraz zewnętrznej siły pionowej dla wybranych znaków geodezyjnych

| Rodzaj gruntu | 42b | 75a | 75b |
|-----------------------------|------------------------|--------------|--------------|
| | Wielkość osiadania mm* | | |
| Niespoiste | 1,08 – 7,67 | 0,59 – 4,17 | 0,47 – 3,36 |
| Spoiste pylaste i gliniaste | 10,77 – 26,87 | 5,89 – 14,66 | 4,76 – 11,84 |
| Spoiste ilaste | 13,37 – 53,38 | 7,12 – 28,38 | 5,68 – 22,63 |
| Less lubelski | 13,43 – 26,82 | 7,29 – 14,53 | 5,87 – 11,69 |

* Wyniki obliczeń, przedstawiają zakres osiadania dla przyjętego zakresu wartości edometrycznego modułu ścisłości pierwotnej M_0 .

5. Analiza wyników i wnioski

Przeprowadzona analiza pozwala na oszacowanie maksymalnego przewidywanego osiadania znaków geodezyjnych wybranych typów. Za zasadne uznano przyjęcie wartości, która obliczona została z użyciem modułu M_0 otrzymanego z badań laboratoryjnych. W tabeli 8. przedstawiono maksymalne obliczone osiadania analizowanych znaków osnowy geodezyjnej, bez podziału na rodzaj gruntu występującego w podłożu.

Tabela 8. Zestawienie maksymalnych możliwych osiadania dla wybranych znaków geodezyjnych

| Obciążenie | 42b | 75a | 75b |
|------------------------------------|-----------------------|-------|-------|
| | Wielkość osiadania mm | | |
| Ciężar własny | 0,99 | 3,16 | 3,74 |
| Siła zewnętrzna oraz ciężar własny | 53,38 | 28,38 | 22,63 |

Z powyższego zestawienia wynika, że najmniejsze osiadanie wynika z ciężaru własnego wykazuje znak typu 42b, zaś największy znak 75b. W przypadku uwzględnienia oddziaływania założonej siły zewnętrznej występuje sytuacja odwrotna, tj. największe osiadanie przewidywane jest dla znaku 42b, podczas gdy znak 75b wykazuje osiadanie dwukrotnie mniejsze. Maksymalne przewidywane osiadanie znaku 42b wynosi około 5,4 cm, co nieznacznie przekracza założoną dokładność wysokości dla szczegółowej poziomej (5 cm). Analiza zatem wskazuje, że znak ten jest zoptymalizowany dla danego typu osnowy. Znaki 75a i 75b dla osnowy wysokościowej szczegółowej powinny zapewnić dokładność względną 4mm/km oraz bezwzględną 1 cm [7]. Uzyskane maksymalne wartości (2,8 cm i 2,3 cm) przekraczają to założenie. Dla podłoża zbudowanego z gruntów spoistych ilastych, charakteryzujących się największą odkształcalnością, analizowane znaki mogą zatem być nieodpowiednie do pełnienia roli osnowy wysokościowej. Dla powiatu kętrzyńskiego osiadanie znaków 75a i b zazwyczaj mniejsze, jednak przekraczające wymagania osnowy wysokościowej. W pojedynczych przypadkach jest na poziomie uzyskanym z obliczeń dla skrajnych warunków gruntowych.

Należy zaznaczyć, że na wielkości osiadania znaków osnowy geodezyjnej, poza przyjętymi obciążeniami, wpływ mogą mieć także czynniki zewnętrzne, w tym naprężenia w gruncie powstałe od sąsiednich obiektów kubaturowych lub liniowych (dróg, trakcji szynowych) oraz przemarzanie gruntu, istotne w przypadku gruntów wysadzinowych. Posadowienie elementów osnowy geodezyjnej typu 75a i 75b przyjmowane jest na poziomie około 1,2 m poniżej poziomu terenu, natomiast typu 42b w poziomie około 0,85 m poniżej poziomu terenu. Oznacza to, że w IV strefie klimatycznej wszystkie typy znaków posadowione są powyżej głębokości przemarzania gruntu (1,4m p.p.t.), zaś posadowienie znaku typu 42b spełnia kryterium wyłącznie dla I strefy przemarzania gruntu (0,8 m). Dodatkowo strefy klimatyczne określają jedynie przewidywane głębokości przemarzania gruntu i odnoszą się do budynków. W praktyce, przy długich, bezśnieżnych i wyjątkowo mroźnych zimach głębokość przemarzania może okazać się większa. W przypadku obiektów kubaturowych, ciężar własny i eksploatacyjny przeciwdziała ewentualnemu wypiętrzaniu gruntu następującemu poniżej strefy przemarzania, co nie jest możliwe w odniesieniu do niewielkiego ciężaru znaku osnowy geodezyjnej. Najbardziej wrażliwym na oddziaływanie mrozu jest znak 42b, ze względu na posadowienie w głębokości przemarzania I strefy klimatycznej. Wśród analizowanych rodzajów gruntów podłoża, jedynie grunty niespoiste nie są wrażliwe na oddziaływanie niskich temperatur. Nie wykazują wysadzinowości, a jednocześnie charakteryzują się najmniejszą odkształcalnością. W toku dalszych badań planowane jest wykonanie analiz numerycznych osiadania znaków geodezyjnych

oraz opracowanie konstrukcji znaku osnowy geodezyjnej charakteryzującego się znikomym osiadaniem, zapewniającym zachowanie danych z punktu, jakie zgromadzone są w zasobach danych przestrzennych, w perspektywie 20 latniej.

Literatura

1. Rada Ministrów, *Rozporządzenie z dnia 15 października 2012 r. w sprawie państwowego systemu odniesień przestrzennych*, nr 76. Dz.U. 2012 poz. 1247.
2. GUGiK, *Model różnic wysokości pomiędzy układami wysokościowymi PL-EVRF2007-NH i PL-KRON86-NH*. Warszawa, 2015.
3. Walo J., *Analiza wybranych algorytmów wyznaczania lokalnego przebiegu geoidy*, Politechnika Warszawska, 2000.
4. Banasik P., *Wyznaczenie przebiegu quasi geoidy w rejonie Krakowa na podstawie pomiarów niwelacyjnych i GPS*, Akademia Górniczo-Hutnicza w Krakowie, 1999.
5. Borowski Ł., *Zastosowanie sieci ASG-EUPOS do modelowania lokalnej quasi-geoidy*, AGH, 2015.
6. Banasik P., Ligas M., Kudrys J., Skorupa B., i Bujakowski K., *Transformacja wysokości z układu Kronszadt'60 do układu Kronsztadt'86 na przykładzie powiatu krakowskiego*, Przegląd Geodezyjny 4 (2012) 6–13.
7. Ministerstwo Administracji i Cyfryzacji, *Rozporządzenie w sprawie osnów geodezyjnych, grawimetrycznych i magnetycznych*, nr 248. Dz.U. 2012 poz. 352.
8. Felczak J., „Wytyczne Techniczne G-1.9 «Katalog znaków geodezyjnych oraz wzory stabilizacji punktów»”, Warszawa, 1984.
9. PN-EN 1997-1:2008 Eurokod 7. *Projektowanie geotechniczne. Część1: Zasady ogólne*.
10. PN-EN 1997-2:2009 Eurokod 7. *Projektowanie geotechniczne. Część2: Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego*.
11. PN-81/B-3020 *Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie*.
12. Marchetti S. *The Flat Dilatometer: Design applications*. 3rd International Geotechnical Engineering Conference, Keynote lecture, (pp. 421-448). Cairo University; 1997.
13. Janbu N., Bjerrum L., Kjaernsli B., *Veiledning Ved Løsning Av Fundamenteringsoppgaver*. Norwegian Geotechnical Institute, Report 16, Oslo; 1964.
14. *Netherlandish standard NEN6740*, 1991, Geotechniek TGB1990 Basisen en belastingen, Nederlands normalisatie-Institut.
15. Burland J.B. *The yielding and dilatation of clay* (correspondence), Géotechnique, 15(2) (1965) 211-214.

The analysis of the settlement of the various types of geodetic benchmarks

Łukasz Borowski, Agnieszka Lal, Krzysztof Nepelski

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

Abstract: The paper presents the studies of the possible causes of the excessive settlement of geodetic benchmarks. For the purpose of the study, two types of ground benchmarks (type 75a and b) were selected. The computational analysis was carried out on benchmarks situated in different soil conditions and under two variants of load. The parameters were modified in order to reach the interaction between the subsoil and the structure, which is the closest to the actual conditions. Obtained results were compared with the settlement noted in Kętrzyn district, during heights frame transformation from Kronsztadt'60 to Kronsztadt'86. As a result, possible change of heights of geodetic points between land surveying campaigns (circa 20 years) could be estimated.

Keywords: height transformation, geodetic benchmark, geodetic network, ground settlement.

Skąły Lubelszczyzny w budownictwie i architekturze regionu – glaukonit

Lucjan Gazda

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

Streszczenie: W artykule, który w zamyśle autora jest pierwszym z cyklu omawiającego materiały kamienne i surowce mineralne Lubelszczyzny wykorzystywane na przestrzeni dziejów w budownictwie i architekturze oraz innych działaniach inżynierskich i technologicznych, przedstawiono glaukonityt. Ta charakterystyczna, zielona skała jest stosunkowo mało znana, oszczędnie wymieniana w podręcznikach petrografii i surowców skalnych. Skała ta pojawiła się w architekturze najprawdopodobniej tylko w ziemi chełmskiej w XIII wieku i była wykorzystana wyłącznie do budowy I fazy stołecznego Chełma. Później nie była już wykorzystywana i mało znane stały się miejsca jej występowania i pozyskiwania. Skała ta pozwalała na wykonywanie, w porównaniu do innych skał Lubelszczyzny, dużych formatowych bloków oraz obróbki kamieniarskiej o stosunkowo wyrazistych reliefach oraz skomplikowanych kompozycjach. Gwarantowało to możliwość realizacji założeń ideowych pierwszych kamiennych budowli romańskich na obszarze między Wisłą i Bugiem i to od razu w dojrzałym wydaniu stylistyki XII-wiecznej szkoły pizańskiej. Analiza petrograficzna i materiałowa tego unikatowego surowca kamiennego i śladów jego wystąpień złożowych pozwala w przybliżeniu lokalizować historyczną eksploatację glaukonitu oraz inne rejony występowania tej skały. Na podstawie dostępnych obiektów budowlanych i architektonicznych oraz narzędzi możliwa jest wstępna rekonstrukcja warsztatu kamieniarskiego oraz architektury XIII-wiecznych założeń sakralno-rezydencjonalnych Wysokiej Górki w Chełmie.

Słowa kluczowe: surowce skalne, glaukonityt, Lubelszczyzna, architektura romańska.

1. Wstęp

Glaukonityt jest skałą o konstytucji nie pozwalającej na jednoznaczną klasyfikację petrograficzną. Jedynymi pewnymi elementami jest to, że jest skałą litą oraz zawiera w swojej strukturze minerał glaukonit. Według definicji Słownika petrograficznego glaukonityt jest to skała osadowa zawierająca ponad 50% glaukonitu [1]. Klasyczna petrografia [2] klasyfikuje glaukonityt, litą skałę o zawartości powyżej 50% ilastego minerału glaukonitu, do skał żelazistych (zawartość powyżej 15% Fe), co wynika z dużej zawartości żelaza w strukturze tego minerału. Nigdy jednak nie stanowił glaukonityt źródła żelaza w ramach klasycznych metod metalurgicznych. Glaukonityt, charakterystyczna zielona skała, jest klasyfikowany najczęściej jednak jako odmiana piaskowca, mimo że większość ziaren glaukonitu w tych skałach ma formę nie detrytyczną (okrucową), a autigeniczną. Glaukonit mineralogicznie jest hydromiką o strukturze illitowej, illitowo-montmorillonitowej, nieuporządkowej lub stanowi mieszaninę minerałów ilastych [3]. Tak więc równie dobrze można klasyfikować glaukonityt do specyficznych skał ilastych. Spoiwem glaukonitytów jest najczęściej krzemionka, kalcyt, w mniejszej

ilości zeolity [4]. Tak więc odpowiednio przy mniejszej od 50% zawartości glaukonitu, skała ta może przybierać postać gezy, opoki glaukonitowej lub czertu glaukonitowego. Nie jest jednak ambicją artykułu rozstrzygnąć o prawidłowym i jednoznacznym usytuowaniu glaukonitytu w systematyce skał osadowych. Ta niejednoznaczność systematyczna dodaje jej dodatkowej unikatowości, a właśnie ta unikatowość i rzadkość występowania tej skały jest głównym asumptem do powstania tej pracy.

Glaukonityt jest najprawdopodobniej najrzadziej występującą skałą w historycznych budowlach i detalach architektonicznych, a na pewno w zabytkowych budowlach na terenie Polski. Nie jest notowany w artefaktach archeologicznych wcześniejszych, przed budowlanych okresów rozwoju cywilizacji na terenach współczesnej Polski, mimo swoich niewątpliwych walorów estetycznych oraz możliwości uzyskiwania z glaukonitytu np. ochry (po przepaleniu), która towarzyszyła człowiekowi od zarania dziejów. O ile większość surowców kamiennych odkrywała swoje właściwości technologiczne i użytkowe w ciągu tysięcy lat stosowania do różnych celów, zanim utrwaliła się jako kamień budowlany, to glaukonityt takich doświadczeń nie przeszedł. W tym kontekście za fenomenalne należy uznać pojawienie się tego kamienia w architekturze XIII wieku ziemi chełmskiej. Plastycznie ilustruje to zapis latopisu halicko-wołyńskiego, będącego kroniką dokonań militarnych, politycznych i gospodarczych Romanowiczów: „...wzniósł także Daniel cerkiew św. Jana Złotoustego, piękną i wspaniałą. Drzwi zaś jej dwoje były ozdobione ciosanym kamieniem - halickim białym i zielonym chełmskim...” [5]. Zapisy latopisu potwierdzają prowadzone od ponad stu lat w Chełmie i jego okolicach badania archeologiczne i architektoniczne [6, 7, 8, 9]. Objętościowo najwięcej glaukonitytu użyto do budowy monumentalnego zespołu rezydencjonalno-sakralnego na Górze Katedralnej w Chełmie. O ilości wykorzystanego tu glaukonitytu mogą świadczyć użytkowe poziomy na dużych powierzchniach wykonane wyłącznie z destruktywów powstających przy jego obróbce oraz poziomy równowiekowych aluwiiów doliny Uherki, silnie wzbogacone w glaukonit zmywany z placów budów na Górze Katedralnej (badanie własne niepublikowane). Zespół ten powstał w pierwszej połowie XIII wieku, a uległ zniszczeniu już w 1256 roku. Odbudowany pod koniec tego wieku, już jednak bez „glaukonitytowego przepychu” był przebudowywany i użytkowany do XIV/XV wieku, następnie teren ten był kilkakrotnie niwelowany oraz nadbudowywany nowożytnymi obiektami. Sytuacja ta spowodowała, że przed podjęciem badań archeologicznych całe wzgórze (pod koniec XIX wieku) uznawano za zbudowane w sensie geologicznym z glaukonitytu, a i współcześnie prowadzone badania nie rozstrzygają jednoznacznie o lokalnym (in situ) pochodzeniu tego kamienia [8,9] na Górze Katedralnej w Chełmie. Glaukonityt w skromniejszych ilościach pojawił się także, w formie niewielkich detali architektonicznych, w równowiekowych budowlach okolic Chełma: cerkwi Spasa w dzisiejszym Podgórzu na Pagórze Janowskim, a także w sytuowanych w dolinach morfologicznych, wieżach w Stołpiu i Bielawinie. O efektywności architektonicznej budowli z glaukonitytu świadczą aktualnie jedynie zachowane bazy kolumn, fragmenty archiwolt, portali i inskrypcji udostępnione badaniami archeologicznymi na Górze Katedralnej w Chełmie [6, 9]. Glaukonityt w formie złożowej występuje w kilku lokalizacjach [10], jednak jego zasoby w sensie dostępności eksploatacyjnej należy uznać za całkowicie wyczerpane w ramach XIII-wiecznego przedsięwzięcia budowlanego. Na terenie Lubelszczyzny glaukonityt oprócz Chełma i jego okolic znany jest także z innych lokalizacji, między innymi z Lublina, ale głównie z wierzeń i podpowierzchniowych wystąpień oraz z Niziny Lubartowskiej, gdzie jednak ma zupełnie inną postać i genezę [11]. Nie ma materialnych śladów i przekazów o ich eksploatacji oraz architektoniczno-budowlanym wykorzystaniu w innych budowlach Lubelszczyzny niż XIII-wieczne budowle Chełma i okolic.

2. Występowanie glaukonitytów na Lubelszczyźnie

Głównym przedmiotem badań są glaukonitytowe ciosy i detale architektoniczne oraz ich destrukta udostępnione prospekcją archeologiczną na górze Katedralnej w Chełmie (Rys. 1), a celem nadrzędnym próba określenia źródła pochodzenia tego materiału w romańskich budowlach XIII-wiecznego Chełma.

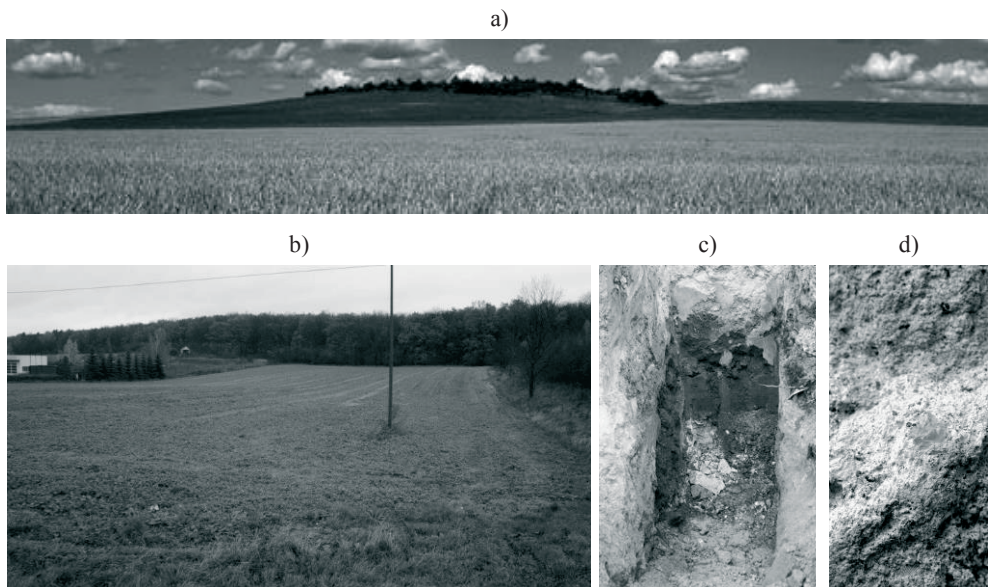
Ponadto badaniom poddano glaukonityty ze znanych z literatury [12] lub własnych prospekcji terenowych autora, naturalnych wystąpień w Stawskiej Górze (Rys. 2a.), Janowie-Podgórzu k. Chełma (Rys. 2b), Lublina (Rys. 2c.) i Górki Lubartowskiej (Rys. 2d.). Wszystkie glaukonityty z przywołanych lokalizacji są skałami paleoceńskimi (eocen – oligocen).



Rys. 1. Widok na odkryte relikty architektoniczne (na pierwszym planie brama wjazdowa do palatium) w trakcie badań wykopaliskowych na Wysokiej Górze w latach 2010 – 2011 (fot. M. Bogacki)

Najbardziej znanym i nagłośnionym miejscem występowania glaukonitytu na Lubelszczyźnie jest Wysoka Górka w Chełmie. Wynika to głównie ze stwierdzonych tu dużych ilości destrukta glaukonitytowego, fragmentów murów oraz spektakularnych detali architektonicznych wykonanych z tego surowca skalnego. Dotychczas brak jest jednoznacznych przesłanek geologicznych o pochodzeniu tak dużej ilości tego materiału, a tym bardziej o możliwości występowania glaukonitytu *in situ*.

Więcej argumentów przemawia, że mamy tu do czynienia z lapidarium, w znacznej części utworzonym z destrukta glaukonitowego nagromadzonego w trakcie procesu budowlanego i niszczenia obiektów w trakcie awarii i przebudów. Nie można jednak wykluczyć, że skała ta występowała tu w postaci izolowanego płata o niewielkiej powierzchni, podobnie jak występujący cienki poziom glaukonitytowy na Stawskiej Górze [12], lub wyeksplotowana pokrywa glaukonitytowa w lokalnej strukturze tektonicznej Janowa-Podgórza k. Chełma.



Rys. 2. Występowanie glaukonitytu na Lubelszczyźnie: a) Stawska Góra, b) Janów-Podgórze k. Chełma, c) Lublin – Wrotków, glaukonityt w wykopie fundamentowym, d) glaukonityt z Górki Lubartowskiej

W Stawskiej Górze glaukonityt występuje cienką warstwą do 1 m na opokach kredowych początkując w formie tzw. twardego dna sedimentację wyżej leżących gezy paleocenijskich [12]. Jeszcze w latach 80-tych XX wieku czytelne były tu w morfologii terenu wyrobiska, które mogły świadczyć o powierzchniowej, a nawet podziemnej eksploatacji glaukonitytu (obserwacje własne). Aktualnie dostępny jest do obserwacji jedynie wąski pas rumoszu glaukonitytowego przebiegający wzdłuż krawędzi pola ornego graniczącego tu z rezerwatem stepowym Stawska Góra [Rys. 2 a.].

W Janowie-Podgórzu k. Chełma istnieje wyraźnie zarysowane w morfologii wyrobisko o powierzchni ok. 2 ha wykorzystywane częściowo jako pole orne, a częściowo zabudowane jest obiektami usługowymi [Rys. 2b]. Analiza terenowa poparta znaleziskami fragmentów glaukonitytów oraz informacje o stwierdzonym glaukonitycie w wykopach fundamentowych z lat 90-tych XX wieku jednoznacznie potwierdzają powierzchniowe występowanie tu tej skały. Najprawdopodobniej została ona całkowicie wyeksploatowana.

Stawska Góra i Janów-Podgórze są najbardziej przekonującymi źródłami ciosów glaukonitytowych wykorzystywanych w budowlach Wysokiej Górki. Nie wykluczone, że dalsze badania udokumentują inne lokalizacje, szczególnie, że w sąsiedztwie Chełma istnieje kilka miejscowości, których toponimia związana jest z kamieniem (np. Kamień, Kamionka).

Całkowicie dotychczas nieznane i nie uwzględniane w dokumentacjach kartograficznych [13] jest stwierdzone występowanie cienkich warstw glaukonitytu w obrębie skał paleocenu (gezy) prawobrzeżnego Lublina. W 2016 roku autor udokumentował występowanie tej skały w wykopach fundamentowych dzielnicy Dziesiąta (Rys. 2c). Sposób odsłonięcia nie pozwalał na ocenę wartości surowcowych i złożowych glaukonitytu. Makroskopowo jest to skała soczyście zielona, podobna do glaukonitytów chełmskich. Nie stwierdzono też powierzchniowych wyrobisk mogących świadczyć o historycznej eksploatacji tego kamienia. W sąsiedztwie tej lokalizacji istnieją liczne ślady eksploatacji gezy stosowanej w historycznym budownictwie Lublina.

Nietypowe glaukonityty, bo bardzo twarde, zbliżone do piaskowców kwarcyticznych stwierdzono w wierceniach rejonu Górki Lubartowskiej (fot. 2d). W profilach wiertniczych są to 1 do 3 poziomów, 15-20 cm grubości szaro-zielonej skały występującej w stropie luźnych osadów eocenu górnego, formacji bursztynonośnej Lubelszczyzny [11]. Głębokość występowania tych skał (10-15 m) oraz położenie poniżej poziomu wodonośnego wyklucza jednak możliwość ich eksploatacji w przeszłości. Brak jest tych skał w znanych budowlach i lapidariach regionu.

3. Metodyka badań

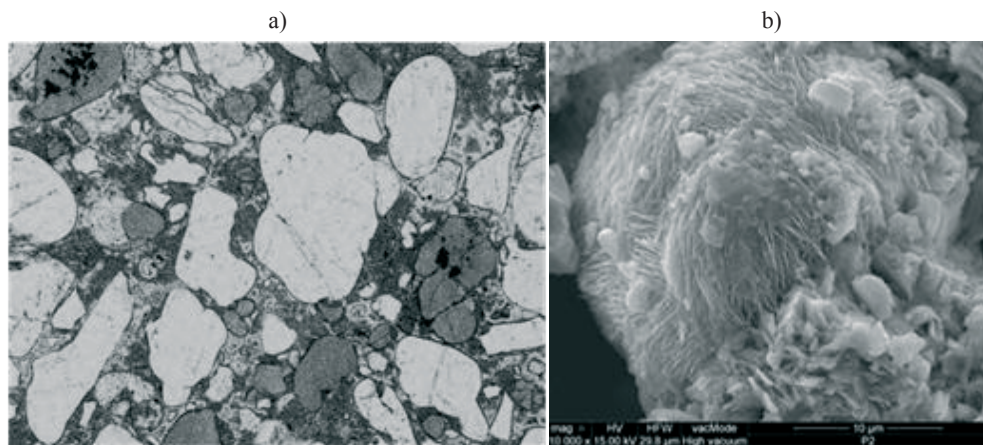
Glaukonityt nie był dotychczas przedmiotem badań surowcowych i materiałowych. Poza informacjami ogólnopetrograficznymi brak jest w istniejącej literaturze jego charakterystyk surowcowych i materiałowych. Mała dostępność tej skały i właściwie tylko w formie zabytków i destruktywów ogranicza możliwość wykonania badań normatywnych. W pracy wykorzystano jedynie makroskopowe (terenowe i laboratoryjne) oraz instrumentalne badania petrograficzne i mineralogiczne do celów porównawczych glaukonitytów z różnych wystąpień. Wykonano badania mikroskopowe płytek cienkich przy użyciu mikroskopu polaryzacyjnego oraz badania fazowe przy użyciu mikroskopu skaningowego. Badania wykonano w laboratorium WBIA Politechniki Lubelskiej. Ocenę właściwości fizyko-mechanicznych i użytkowych ustalono jedynie na podstawie cech makroskopowych skały w naturalnych wystąpieniach geologicznych oraz zabytkach i destruktywach Wysokiej Górki w Chełmie.

4. Petrografia i właściwości glaukonitytów z Lubelszczyzny

Można wyróżnić dwa odmienne rodzaje glaukonitytów występujących na Lubelszczyźnie. Są to starsze (górnio eoceńskie), bardzo twarde, o spoiwie krzemionkowo-kwarcyticznym glaukonityty z eocenu górnego Niziny Lubartowskiej (Górka Lubartowska) oraz miękkie glaukonityty eoceńsko-ologoceńskie o spoiwie krzemionkowo-węglanowym Wyżyny Lubelskiej (Lublin) i Pagórów Chełmskich (Stawska Góra, Janów-Podgórze i Chełm?).

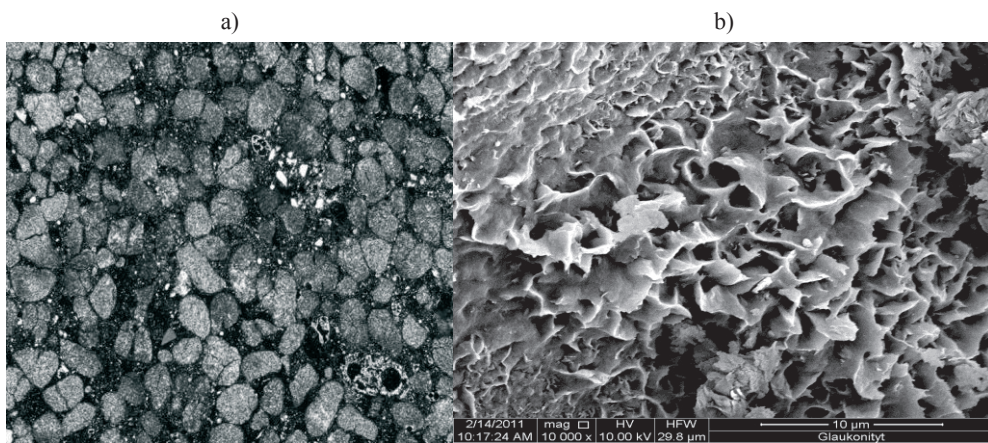
Glaukonityty z rejonu Górki Lubartowskiej przywołuje się tutaj, mimo, że nie były one dotychczas eksploatowane oraz użytkowane, ze względu na ich szczególną genezę oraz właściwości mechaniczne. Kontekst geologiczny ich występowania wskazuje na ich związek ze zdarzeniem impaktytowym w górnym eocenie [11], które nadało im szczególnych właściwości. Glaukonityty te są piaskowcami kwarcowo-glaukonitowymi (ok. 50% i powyżej glaukonitu) lub piaskowcami kwarcowymi z glaukonitem (mniej niż 50% glaukonitu) o spoiwie krzemionkowym rekrystalizacyjnym i regeneracyjnym (Rys. 3). Mają one dużą twardość, małą porowatość i cechy zbliżone właściwościami do twardych piaskowców ordowickich z glaukonitem znanych z terenu Polski, z Gór Świętokrzyskich lub eratyków skandynawskich.

Dostępność tych skał wyłącznie z wierceń uniemożliwia określenie ich właściwości surowcowych i użytkowych. Niewielka ich miąższość pozwala sądzić, że o ile będą dostępne z chwilą podjęcia eksploatacji glaukonitu i bursztynu (luźne osady formacji eocenu górnego), to mogą one jako odpad stanowić surowiec do produkcji twardych kruszyw łamanych, deficytowych na Lubelszczyźnie. Mniej prawdopodobnym wydaje się możliwość uzyskania kamienia blocznego, chociaż właściwości wskazują, że może to być surowiec kamienny o właściwościach polnych.



Rys. 3. Glaukonity/piaskowiec z glaukonitem z Górkę Lubartowskiej: a) obraz z mikroskopu optycznego (nikole równoległe), b) mikrofotografia SEM ziarna glaukonitu obrastającego rekrytalizującą krzemionką

Glaukonityt z rejonu Chełma i podobny makroskopowo do nich glaukonityt z Lublina są skałami stosunkowo miękkimi. Są to piaskowce glaukonitowe (do 80-90 % glaukonitu) o spoiwie węglanowo-krzemionkowym.



Rys. 4. Glaukonityt z Janowa-Podgórze: a) obraz z mikroskopu optycznego (nikole skrzyżowane), b) mikrofotografia SEM gąbczastego ziarna glaukonitu

W rejonie Stawskiej Góry i Lublina są one lekko zlepieńcowate, co wynika z zawartości w ich strukturze fragmentów opoki i gezy oraz bioklastów kalcytowych i dobrze zachowanych skamieniałości. W rejonie Janowa-Podgórze glaukonityty są jednolicie piaszczyste, intensywnie zielone, z małą ilością drobnoziarnistego detrytycznego kwarcu i klastów węglanowych (Rys. 4). Glaukonity eoceńsko-oligocieńskie, zarówno z Lublina jak i okolic Chełma są stosunkowo miękkie, łatwe w obróbce, porowate, nasiąkliwe a ich zachowanie w destruktach Wysokiej Górkę wskazuje na niską mrozoodporność i trwałość w warunkach zmiennych wilgotnościowo.

5. Kamieniarka i architektura z glaukonitytu

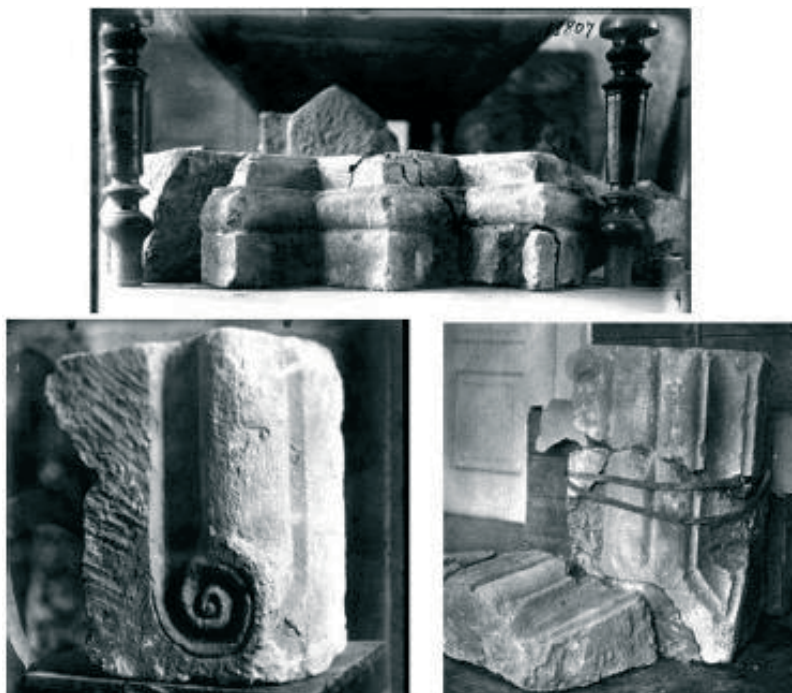
Wieloletnie badania archeologiczne na Wysokiej Górze w Chełmie (Rys. 1) – wzgórze w większości intencjonalnie uformowanego, odkryły obwodowy mur prostokątnego założenia o wymiarach 22,5 x 33m, z bramą w części północno wschodniej (faza I), a wewnątrz fundamenty z kamienia trzech budowli (faza II) [8, 9]. O właściwościach technicznych i estetycznych glaukonitytów z rejonu Chełma świadczą udostępnione badaniami archeologicznymi ciosy w zachowanym fragmencie bramy wjazdowej (Rys. 5a) wykonanej w technice *opus quadratum* bez zaprawy oraz w obrębie murów obwodowych wykonanych w technice *opus emplectum* z użyciem zaprawy wapiennej (Rys. 5b).



Rys. 5. Zachowane relikty budowli „glaukonitytowych”: a) brama wjazdowa do pallatium; b) fragment muru obwodowego licowanego glaukonitytem (fot. S. Gohub)

Wewnątrz założenia zarejestrowano jednolity wyrównany poziom użytkowy w postaci zielonego piasku glaukonitytowego, będącego najprawdopodobniej destruktem z obrabianych tu ciosów i detali. W partiach licowych: wewnętrznej i zewnętrznej, zastosowano dobrze dopasowywane w wątku poziomym bloki glaukonitytowe. Miały one różne wymiary: 40x25x20 (dł. x szer. x wys.), 33x34x23, czy 37x23x22, przy czym zbliżoną średnią wysokość od 20 do 23 cm. Wysokość może odpowiadać w przybliżeniu max. grubości poziomej (uławiceniu glaukonitytów) bloczności złoży. Narożniki muru obwodowego oraz bramy wjazdowej były bardzo starannie opracowane powierzchniowo i doskonale dopasowane, co pozwoliło na wykonanie tych obiektów w rzymskiej technice *opus quadratum*. Wewnątrz założenia zlokalizowane mury fundamentowe budowli II fazy zabudowy Wysokiej Górki wykonano jednak już w odmiennych technikach budowlanych oraz z innych surowców. W fundamentach tych obiektów zarejestrowano wtórne użycie wysokiej klasy detali wystroju architektonicznego wykonanych z glaukonitytu oraz kilku prostopadłościennych ciosów. Rezygnacja z wykorzystania glaukonitytu w II fazie budowy (odbudowy?) może być efektem całkowitego wyczerpania zasobów tego surowca, co potwierdzają inwentaryzacje wystąpień tej skały w okolicach Chełma (badania własne), lub co jest mniej prawdopodobne, negatywne doświadczenia w zachowaniu się tego kamienia w użytkowaniu. Predyspozycje materiałowe najlepiej czytelne są w detalach cyzelowanych w glaukonitycie (Rys. 3 i 4). O właściwościach materiałowych glaukonitytu świadczą detale architektoniczne wydobyte na początku XX wieku przez A. Pokryszkina (Rys. 6) i w trakcie ostatnich sezonów archeologicznych zespołu A. Buko (Rys. 7, 8, 9,10). Jest to skała

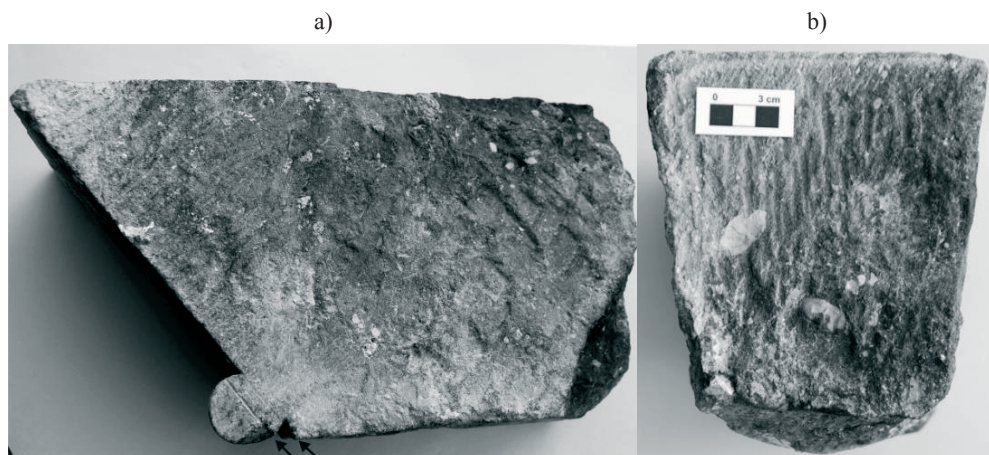
o ciekawych, unikatowych wśród materiałów kamiennych, walorach estetycznych, technicznych i stosunkowo łatwa w obróbce, co pozwalało na wykonywanie glifów i reliefów o stosunkowo skomplikowanych kompozycjach.



Rys. 6. Detale architektoniczne z badań P. Pokryszkina (fot. P. Pokryszkin, Archiwum Instytutu Historii Kultury Materialnej RAN w Sankt-Petersburgu)

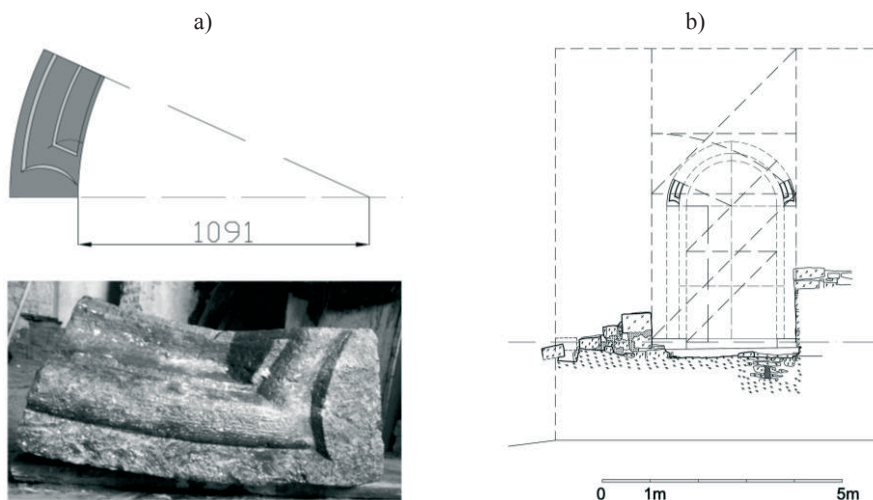


Rys. 7. Glaukonitytowy detal architektoniczny z nieznanego portalu z rytym rysunkiem technicznym (tzw. babilon) (fot. S. Gołub)



Rys. 8. Glaukonitytowe detale: a) kształtowy element z wyraźnie wykreślonymi liniami domierzającymi kształtowanie pionowego wałka; b) klin (zamek ?) z nieznanego sklepienia budowli (fot. T. Sławiński, S. Gołub)

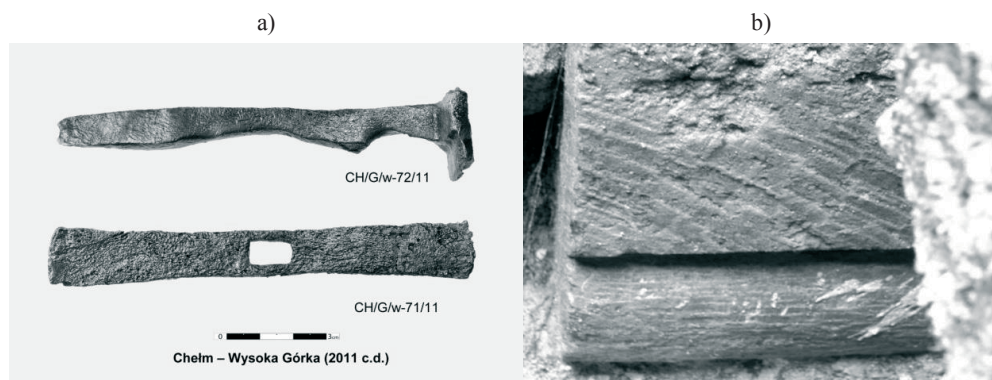
Pochodzą wyłącznie z destruktywów i nie odnaleziono dotychczas ich jednoznacznego kontekstu w konstrukcji obiektów pierwszej fazy zabudowy XIII-wiecznego (sprzed 1236 roku wg. A.Buko) zespołu architektonicznego stołecznego Chełma, może jedynie z wyłączeniem archiwolty precyzyjnie rzeźbionej i geometrycznie dociętej. Precyzja wykonania i stan zachowania pozwoliły na zwymiarowanie tego elementu i umieszczeniu w rekonstrukcji portalu bramy wjazdowej do palatium Daniela Romanowicza (Rys. 9).



Rys. 9. Rekonstrukcja architektoniczna portalu glaukonitytowej bramy wjazdowej: a) łukowy detal architektoniczny i wyznaczenie promienia łuku, b) wpasowanie portalu w relikty bramy wjazdowej (fot., analiza i rekonstrukcja V. Petryk)

Otwartym pozostaje, czy był on jednolicie zielony, czy biało-zielony, co wynika z zapisów latopisu halicko-wołyńskiego, odniesionego do jednej z budowli sakralnych (cerkwi pw. św. Jana Złotoustego. Glaukonityt, „zielony kamień chełmski” był łączony z białym alabastrem, „kamieniem halickim”. W porównaniu do innych rodzajów piaszczowców,

glaukonityt charakteryzuje się przy podobnych właściwościach spoiwa, stosunkowo miękkimi ziarnami. Ziarna, obok miękkich klastów i bioklastów skał kredowych (opoka, geza), to w 80 % minerał ilasty glaukonit, wykształcony w formie sferycznej, o charakterystycznej, agregatywnej strukturze wewnętrznej (Rys. 3 i 4). Przy wykuwaniu lub przecinaniu formatów lub detali, pozwala to na dzielenie ziaren, a nie tak jak w przypadku piaskowców kwarcowych wykruszaniu ziaren w płaszczyźnie obróbki. W efekcie materiał ten zachowuje się bardziej plastycznie, przy zbliżonych do większości piaskowców parametrów wytrzymałościowych. Na powierzchniach tych detali z XIII-wiecznych doskonale czytelne ślady obróbki, zbieżne traseologicznie ze znalezionymi narzędziami kamieniarskimi (Rys. 10). Powtarzalność sposobów obróbki i uzyskiwanej stylistyki kamieniarki może być dobitnym potwierdzeniem zapisów łapopisu halicko-wołyńskiego [5] o pewnym mistrzu Awdieju, który tu pracował przy obróbce kamienia.



Rys. 10. Warsztat mistrza Awdieja?; a) narzędzia z żelaza po konserwacji (fot. G. Zabłocki), b) ślady obróbki na detalu glaukonitytowym (fot. S. Gołub)

Powierzchnie i krawędzie reliefów udostępnionych detali glaukonitytowych nie wykazują śladów użytkowania. Na obecnym etapie badań [8, 9] zakłada się, że pierwsza faza zabudowy Wysokiej Góry, którą możemy określić glaukonitytową, uległa szybkiej destrukcji konstrukcyjnej, nie wykluczone że w ramach katastrofy budowlanej. Pierwsza faza zabudowy rezydencjalno-sakralnej Wysokiej Góry była zarazem jedynym epizodem wykorzystania glaukonitytu w ziemi chełmskiej i na Lubelszczyźnie. Aktualnie, poza sezonami archeologicznymi i zabytkami zgromadzonymi w muzeum, glaukonityt w formie tej historycznej kamieniarki można oglądać w Chełmie, w ogrodzeniu Góry Katedralnej (Rys. 11) stanowiącego swoistego rodzaju lapidarium glaukonitytu i XIII-wiecznej glaukonitytowej przeszłości miasta.

Łączenie zielonego glaukonitytu z białą alabastru było działaniem ideowym, nawiązującym do symboliki architektury Bizancjum, Europy Karolingów, a najbardziej wyraziście do biało-zielonych budowli Toskani w wydaniu tzw. szkoły pizańskiej [14] z XII/XIII wieku. Zielony serpentynit i białe marmury Toskani okazały się jednak zdecydowanie trwalsze od glaukonitytu i alabastru, co pozwoliło na przetrwanie tych budowli, a nawet na kontynuację tej stylistyki w następnych wiekach.

Jak istotnym było to biało-zielone przesłanie dla kultury epoki może świadczyć, że po destrukcji (pożar, katastrofa budowlana) pierwszej fazy zabudowy Chełma usilnie poszukiwano twardych białych i zielonych kamieni. Zarejestrowane jest to na Wysokiej Górze w formie „alchemicznej” petryfikacji lokalnej kredy piszącej (sztuczne kamienie białe) oraz z dodatkiem destruktu glaukonitowego (sztuczne kamienie zielone) [14]. Destrukt glauko-

nitytowy wykorzystywano tu także do sporządzania zielonych zapraw oraz pigmentu do malowania ścian.



Rys. 11. Lapidarium glaukonitytu (fot. L. Gazda)

6. Podsumowanie i wnioski

Glaukonityt, charakterystyczna zielona skała pojawiła się w architekturze na Lubelszczyźnie tylko w ziemi chełmskiej i tylko wyłącznie w XIII wieku. Glaukonityt jest zieloną skałą o ciekawych, unikatowych wśród materiałów kamiennych, walorach estetycznych i technicznych, co pozwalało na wykonywanie dużych ciosów oraz glików i reliefów o stosunkowo skomplikowanych kompozycjach podkreślanych różnymi odcieniami zieleni. Analiza petrograficzna i materiałowa tego unikatowego surowca kamiennego i jego wystąpień złożowych pozwala sądzić o kilku lokalizacjach historycznej eksploatacji, głównie w rejonie Stawskiej Góry oraz Janowa-Podgórza k. Chełma. w rejonie. Nie wyjaśniona jednoznacznie pozostaje możliwość występowania tej skały w podstawie nasypów i obiektów Wysokiej Górki w Chełmie. Udokumentowane współcześnie występowanie glaukonitytu w Lublinie oraz na Nizinie Lubartowskiej najprawdopodobniej nigdy nie były eksploatowane, a tym bardziej materiały te nie były użyte w budownictwie i architekturze Lubelszczyzny. Glaukonityt jako surowiec i materiał ma współcześnie na Lubelszczyźnie wymiar jedynie symboliczny i emocjonalny, bardzo ważny dla historii rozwoju budownictwa i architektury kamiennej terenów na wschód od Wisły. Powinno to być istotnym elementem do działań w ramach tworzenia w Polsce i Europie szlaków geoturystycznych, wiążących lokalne surowce mineralne, a szerzej geologię, z budownictwem regionu. Geoturystyka jest formą turystyki bazującej na obiektach geologicznych (w tym przypadku wystąpienia unikatowych glaukonitytów na Lubelszczyźnie), która fantastycznie uzupełniana jest dokonaniem historycznego budownictwa i architektury (XIII wieczna zabudowa Chełma i okolic). Unikatowość skały i dokonania budowlane z jej użyciem dają podstawy do rozważenia dla tego rejonu koncepcji utworzenia obiektu o randze Geoparku UNESCO.

Literatura

1. Ryka W., Maliszewska A., *Słownik petrograficzny*. Wyd. geologiczne, 1991, 118.
2. Bolewski A., Parachoniak W., *Petrografia*. Wyd. Geologiczne, 1974, 341-344.
3. Bolewski A., *Mineralogia szczegółowa*. Wydanie III. Wyd. Geologiczne, 1982, 380-390.
4. Gazda L., Harasimiuk M., Krzowski Z., *Litogeneza warstw z glaukonitem w górnej kredzie i paleocenie Pagórów Chełmskich (Wyżyna Lubelska, E Polska)*. Annales Universitatis Mariae Curie-Skłodowska, Sectio B Geographia, Geologia, Mineralogia et Petrographia 47 (1992) 1–24.
5. Dąbrowski D., *Góra Katedralna w Chełmie w świetle źródeł pisanych*. Archiwum Inst. Arch. i Etnol. PAN w Warszawie, 2013.

6. Rappoport P., *Cholm*. *Sovietskaja Archeologija* 20 (1954) 93-99.
7. Gurba J., Kutylowska I., *Sprawozdanie z badań wczesnośredniowiecznego grodziska w Chełmie Lubelskim*. *Sprawozdania Archeologiczne* 22 (1970) 231-241.
8. Buko A., Dzieńkowski T., Gołub S., *Rezydencja książęca na „Wysokiej Górcie” w Chełmie w świetle wyników badań archeologicznych z lat 2010-2012*. *Rocznik Chełmski* 16 (2012) 293-304.
9. Buko A., Dobrowolski R., Dzieńkowski T., Gołub S., Petryk V., Rodzińska-Chorąży T., *Palatium czy zespół rezydencjonalny? Północna część Góry Katedralnej w Chełmie (Wysoka Górka) w świetle wyników najnowszych badań*. *Sprawozdania Archeologiczne* 66 (2014) 101-134.
10. Gazda L., Gołub S., Bevz M., *Glaukonit - unikatowy materiał budowlany i architektoniczny XIII-wiecznych budowli ziemi chełmskiej. Integracja sztuki i techniki w architekturze i urbanistyce*. Wyd. Uczelniane Uniwersytetu Technologiczno-Przyrodniczego w Bydgoszczy, 2015, 127-138.
11. Gazda L., Huber M., Kiebała A., Mendyk E., *Kosmiczny epizod lubelskiego bursztynu. Lubelski bursztyn: znaleziska, geologia, złoża, perspektywy*; [Red: Gazda L.] Chełm: Państwowa Wyższa Szkoła Zawodowa w Chełmie, Wydawnictwo M w Krakowie, 2016, 94-102.
12. Harasimiuk M., Szwajgier W., *Szczegółowa mapa geologiczna Polski 1:50 000 – ark. Siedliszcze (0751)*. Wyd. Geol., Warszawa, 1996.
13. Butrym J., Harasimiuk M., Henkel A., *Szczegółowa mapa geologiczna Polski w skali 1:50 000, arkusz Lublin (0749)*. Wyd. Geol., Warszawa, 1982.
14. Gazda L., Mykola Bevz., *Średniowieczny eksperyment materiałowo-technologiczny przy odbudowie założeń rezydencjalno-sakralnych Daniela Romanowicza w Chełmie*. *Materiały Budowlane* nr 11(543) (2017) 1-5.

Lubelszczyzna rocks in the construction and architecture of the region – glauconityte

Lucjan Gazda

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

Abstract: The paper, intended as the first one in the cycle discussing Lubelszczyzna's rock materials and mineral raw materials used in construction, architecture and other engineering and technological enterprises in the course of history, looks into glauconite. This characteristic green rock is relatively unknown to the public, rarely mentioned in petrography and rock raw materials handbooks. The rock first appeared in architecture probably only in Chełm Land in 13th century and was used in the 1st phase of the construction of the capital of Chełm. Later, it was no longer in use, and its locations and places of sourcing became quite forgotten. From glauconite large-scale blocks could be produced as well as quite pronounced reliefs and complex compositions. It enabled the implementation of the ideological assumptions of the first Romanesque stone buildings between the Vistula and the Bug Rivers and, moreover, directly in the mature style of the Pisan School of 13th century. A petrographic and material analysis of this unique stone as well as the remains of its deposits make it possible to approximately locate the historical mining sites of glauconite and other areas where it occurred. On the basis of the accessible architectural and other structures as well as tools, a preliminary reconstruction of the stone workshop and architecture of the 13th century sacral-residential complexes of Wysoka Górka in Chełm can be performed.

Keywords: stone resources, glauconityte, Lubelszczyzna, Romanesque architecture.

Porównanie charakterystyk różnych wytrzymałości betonu żwirowego o zmiennym wskaźniku w/c

Stanisław Fic, Andrzej Szewczak

*Katedra Budownictwa Ogólnego, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska,
s.fic@pollub.pl, a.szewczak@pollub.pl*

Streszczenie: Beton, jako uniwersalny, kompozytowy materiał, jest eksploatowany w konstrukcjach pod wpływem różnych, złożonych obciążeń statycznych, dynamicznych, wpływom środowiska zewnętrznego, np. nagle uderzenia, temperatura, wilgotność. Zapewnienie konstrukcjom betonowym bezpiecznej eksploatacji i trwałości to zadania stawiane w okresie projektowania polegające na wykonaniu badań mieszanek i próbek betonowych. Badania służą jak najdokładniejszemu odwzorowaniu pracy betonu w warunkach naturalnych z uwzględnieniem obciążeń w czasie eksploatacji.

Badania betonu w laboratorium dotyczą ustalenia wytrzymałości na ściskanie (f_c), rozciąganie (f_{ct}); w obszarze trwałości: mrozoodporności, odporności na korozję, wpływu wysokiej temperatury, nasiąkliwości. W przypadku trwałości betonu ustala się zmianę dynamicznego modułu sprężystości E_d , współczynnik intensywności naprężeń (K_{IC}), lub wpływ obciążeń dynamicznych na trwałość i wytrzymałość betonu – obecnie badania te stanowią prężnie rozwijającą się grupę testów, co ma także związek z pojawianiem się nowych rodzajów cementów, kruszyw a w konsekwencji betonów nowej generacji, tj. BWW, BUWW, BSZ. Poszukuje się również możliwości modyfikacji i zwiększenia trwałości tradycyjnych betonów.

Niewątpliwie, na wszystkie w/w cechy betonu decydujący wpływ ma wskaźnik w/c, jako główny parametr strukturotwórczy definiujący układ matryca-kruszywo. W artykule przedstawiono analizę porównawczą kilku cech wytrzymałościowych betonu, w zależności od w/c (wartości 0,4-0,7). Przyjęto stałą ilość kruszywa grubego (żwiru). Analizowano wpływ wskaźnika w/c na: f_c , f_{ct} , K_{IC} , E_t betonu żwirowego.

Słowa kluczowe: współczynnik w/c, wytrzymałość na uderzenie, współczynnik intensywności naprężeń.

1. Wstęp

W konstrukcjach betonowych i żelbetonowych beton, w trakcie eksploatacji, jest bardzo często poddawany działaniom obciążeń o charakterze dynamicznym i środowiskowym [1,2]. Należą do nich przede wszystkim zmienne obciążenia w czasie tj. obciążenie ruchem kołowym w konstrukcjach mostowych (mosty drogowe i kolejowe) [3], obciążenie pracą i drganiami maszyn i urządzeń w fundamentach przemysłowych [4], uderzenia w pylony i filary betonowe, obciążenia środowiskowe temperaturą, różnicą ciśnień (w zbiornikach na wodę lub gaz) [5] lub budowli podziemnych [6], zmiany wilgotności betonu. Każde z tych obciążeń powoduje inny sposób zniszczenia betonu poprzez różne oddziaływanie na jego wewnętrzną strukturę. Szczególnym zagrożeniem dla bezpieczeństwa tych konstrukcji jest występowanie przypadkowych obciążeń dynamicznych przekraczających często wartość początkowo założone w projekcie, co stanowi duży problem przede wszystkim w dawniej

wybudowanych mostach, które obecnie przystosowywane są do obecnych wymagań infrastruktury [1, 7]. Złożony charakter tych obciążeń i ich specyfika wymagają od projektanta uwzględnienia wielu dodatkowych czynników, oprócz klasycznego obciążenia statycznego. W konsekwencji oddziaływania dynamiczne znacznie wpływają na trwałość konstrukcji betonowych i żelbetonowych.

Beton jako materiał kompozytowy złożony głównie z kruszywa, matrycy cementowej i wody, z ewentualnymi dodatkami i domieszkami, charakteryzuje się innymi parametrami niż materiały bardziej jednorodne, np. stal. Proces zniszczenia oraz trwałość tego materiału zależą w dużej mierze od rodzaju samego kruszywa, przyczepności zaczynu cementowego, wskaźnika w/c, technologii wykonania, zagęszczenia i betonowania oraz ostatecznej pielęgnacji w czasie dojrzewania [8]. Uwzględnienie tych parametrów na etapie projektowania, jest trudne lub praktycznie niemożliwe, dlatego badania trwałości i wpływu czynników zewnętrznych na beton są niezwykle istotne [8].

Szczególnym zagrożeniem konstrukcji żelbetonowych są nagłe uderzenia, generowane np. w trakcie uderzeń samochodów w filary mostów i wiaduktów w wypadkach drogowych. Podczas takiego uderzenia, w jednej chwili uwalniana jest bardzo duża energia (ang. Impact Energy), która może powodować zniszczenie materiału poprzez bardzo dynamiczny proces pęknięcia betonu w miejscu uderzenia [9,10,11]. Ustalenie przebiegu i sposobu zniszczenia betonu w wyniku takiego oddziaływania zewnętrznego jest niezwykle trudne, z racji zarówno trudności w ustaleniu schematu odciążenia (kierunku, wartości, wywołanej energii uderzenia) jak również niejednorodnej struktury samego betonu [12]. W efekcie obraz zniszczenia materiału jest trudny do przewidzenia, niemniej jednak należy prowadzić badania mające na celu pokazanie charakteru zniszczenia betonu. Daje to możliwość wprowadzenia do tradycyjnego etapu projektowania betonu w konstrukcjach większej wiedzy, istotnej z punktu widzenia dalszej eksploatacji obiektów obciążonych przypadkowym uderzeniem.

W artykule przedstawiono własne badania wytrzymałości betonu pod obciążeniem udarowym i porównano z innymi parametrami wytrzymałościowymi.

2. Badania własne

Do wykonania próbek betonowych użyto kruszywa żwirowego otoczkowego o frakcji 2-8 mm i 8-16 mm w proporcjach 1:1, pochodzące z kopalni w Gajewie (woj. Podlaskie); cementu portlandzkiego CEM I 32,5R (Ożarów) o podstawowych parametrach (tab. 1). Właściwości cementu i skład mieszanek betonowych przedstawiono w tabeli 1 i 2.

Tabela 1. Podstawowe właściwości fizyko – mechaniczne zastosowanego cementu.

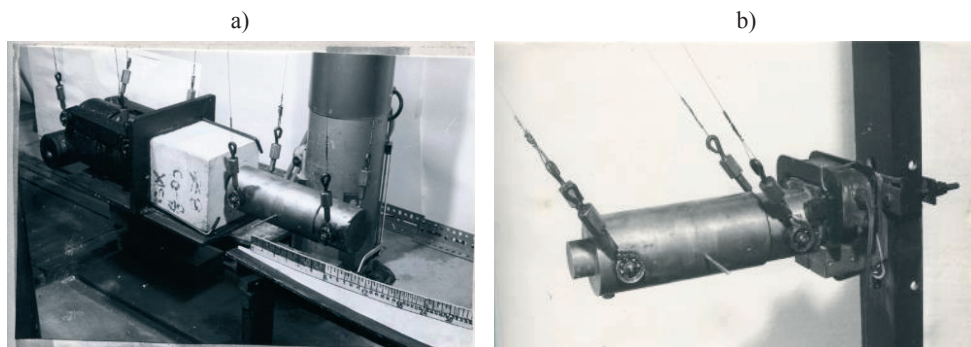
| | |
|--|-----------------|
| Początek czasu wiązania [min] | min. 75 |
| Koniec czasu wiązania | ----- |
| Wytrzymałość na ściskanie [MPa]: | |
| - po 2 dniach | min 10 |
| - po 28 dniach | Od 32,5 do 52,5 |
| Gęstość [g/cm ³] | 3,05 |
| Powierzchnia właściwa [cm ² /g] | 3300 |

Tabela 2. Skład mieszanek betonowych

| Lp. | w/c | Ilość wody [l] | Ilość cementu [kg/m ³] | Ilość piasku [kg/m ³] | Ilość żwiru [kg/m ³] |
|-----|------|----------------|------------------------------------|-----------------------------------|----------------------------------|
| 1 | 0,40 | 160 | 400 | 826 | 1059 |
| 2 | 0,45 | 160 | 355,5 | 862 | 1059 |
| 3 | 0,50 | 160 | 320 | 892 | 1059 |
| 4 | 0,55 | 160 | 291 | 917 | 1059 |
| 5 | 0,70 | 160 | 228,5 | 970 | 1059 |

Wszystkie badania przeprowadzono po 28 dniach dojrzewania próbek w temperaturze $t = 20^{\circ}\text{C}$ ($\pm 2^{\circ}\text{C}$), w otoczeniu wilgotnym (wilgotność 90%). Wykonano badania właściwości mechanicznych – wytrzymałości na ściskanie na próbkach 6 sześciennych $150 \times 150 \times 150$ mm oraz wytrzymałości na rozciąganie przez rozłupywanie (tzw. metodą brazylijską) na 6 próbkach walcowych o średnicy 150 mm i wysokości 300 mm. Współczynnik intensywności naprężeń (K_{IC}) – na 3 beleczkach o wym. $700 \times 150 \times 70$ mm ze szczeliną pierwotną o długości 50mm i szerokości 3 mm obciążano w schemacie trójpunktowego zginania wg zaleceń RILEM. Wytrzymałość betonu na uderzenie (ang. Impact Strength) (E_i) ustalono na 6 próbkach sześciennych o wymiarach $150 \times 150 \times 150$ mm każdej serii.

W celu ustalenia wytrzymałości betonu na uderzenie zbudowano własne stanowisko badawcze – wahadłowy młot balistyczny oparty na zasadzie działania młota Green’a [18]. Szczegółowy opis stanowiska badawczego opisano w [14], natomiast na rys. 1 przedstawiono widok głównych elementów młota balistycznego.



Rys. 1. Główne elementy stanowiska badawczego [18], a) kowadło z próbką betonową i bijakiem w stanie spoczynkowym, b) młot w położeniu początkowym z elektromagnesem

Na betonową próbkę, umieszczoną w przedniej części kowadła wywierano uderzenie młotem przez otwarcie obwodu elektrycznego elektromagnesu. Młot opuszczano ze stałej wysokości $h = 40$ cm, czas przyłożenia obciążenia uderzeniowego wynosił 0,2-0,5 ms.

Wytrzymałość betonu na uderzenie (E_i) zdefiniowano jako sumę energii zaabsorbowanej przez próbkę betonową do czasu jej zniszczenia po liczbie uderzeń n . Wprowadzony i przedstawiony w tabeli 3 współczynnik restytucji k , zdefiniowano jako stosunek energii odzyskanej do dostarczonej i może być dodatkową charakterystyką opisującą sprężyste i plastyczne właściwości betonu. Wielkość współczynnika k dla różnych materiałów zawiera się w przedziale $0 \leq k \leq 1$. [14] Przy wartości $k = 1$ materiał jest idealnie sprężysty, przy $k = 0$ idealnie plastyczny. Ta skrajna sytuacja nie dotyczy jednak betonu, który posiada w mniejszym lub większym stopniu właściwości sprężysto-plastyczne, które dla zbadanych betonów przedstawiono w tabeli 3.

Tabela 3. Wyniki badań wytrzymałościowych, v – współczynnik wariancji

| Lp. | w/c | f_c [MPa] | v | f_{ct} [MPa] | v | E_i [Nm] | v | k | K_{IC} [MN/m ^{3/2}] | v |
|-----|------|----------------|-----|-------------------|------|---------------|-------|------|------------------------------------|------|
| 1 | 0,4 | 44,2 | 5,6 | 4,63 | 8,15 | 1937,0 | 10,56 | 0,56 | 1,104 | 8,03 |
| 2 | 0,45 | 38,8 | 5,2 | 3,80 | 7,65 | 1346,7 | 6,89 | 0,53 | 1,072 | 7,12 |
| 3 | 0,5 | 31,6 | 5,5 | 2,93 | 6,92 | 924,8 | 8,91 | 0,50 | 1,003 | 5,81 |
| 4 | 0,55 | 27,2 | 5,1 | 2,71 | 7,36 | 757,0 | 7,96 | 0,43 | 0,921 | 5,19 |
| 5 | 0,7 | 17,8 | 4,3 | 1,62 | 5,18 | 231,0 | 8,33 | 0,30 | 0,715 | 4,92 |

Liczba uderzeń n do czasu zniszczenia próbki betonowej może być miara pomocniczą i w badaniach kształtowała się na poziomie 30-120 uderzeń, w zależności od w/c. Uznano jednak, że nie jest to jednostka fizyczna, i do dalszej analizy przyjęto E_i i k .

Wartość K_{IC} ustalono wg I modelu pęknięcia, który charakteryzuje rozciąganie przy zginaniu. Krytyczny współczynnik intensywności naprężeń badanej belki trójpunktowo zginanej określono wg wzorów (1) i (2):

$$K_{IC} = \sigma_c \sqrt{\pi a} Y(a/w) \quad (1)$$

gdzie: $Y(a/w)$ – funkcja podatności uwzględniająca wymiary i kształt próbki, σ_c – wielkość naprężeń w wierzchołku szczeliny:

$$\sigma_c = 6M_c / B(W-a)^2 \quad (2)$$

M_c – krytyczny moment zginający, B , w , a – odpowiednio szerokość, wysokość przekroju próbki i długość szczeliny.

Podczas badań zastosowano szczelinomierz do pomiaru szerokości rozwarcia rys (CMOD) oraz przemieszczeń w mm. Wyniki przeprowadzonych badań własnych zestawiono w tabeli 3.

3. Analiza wyników badań.

Przeprowadzone badania pokazały, że wskaźnik w/c w różnym stopniu wpływał na parametry wytrzymałościowe betonu zwirowego. Związki i zależności w/c z wytrzymałością na ściskanie (f_c) zostały już szeroko udokumentowane w literaturze [15,16,17] oraz w poprzednim opracowaniu.

Przykładowy przełom zniszczonej próbki przy ustaleniu K_{IC} został pokazany na rys. 2.

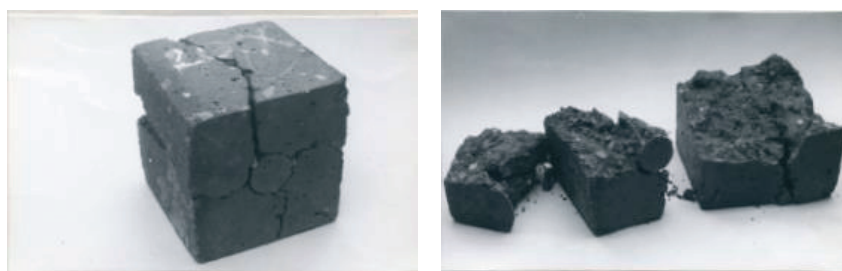


Rys. 2. Przykładowy przełom próbki przy trójpunktowym zginaniu dla w/c = 0,5

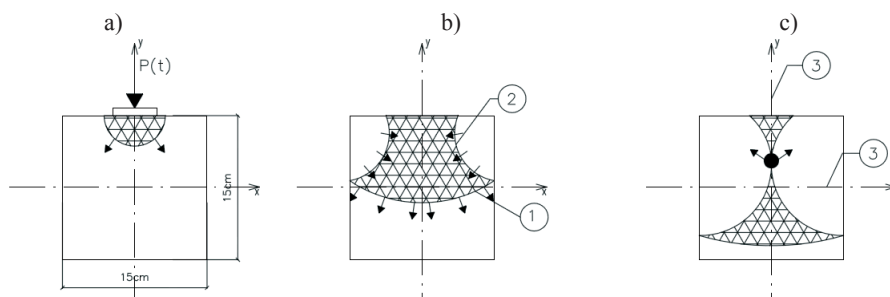
Badania makroskopowe przełomów zniszczonych próbek przy trójpunktowym zginaniu (K_{JC}) pokazały, że strefa uszkodzeń w próbkach o $w/c = 0,4$ przebiegała na poziomie 30-35% zniszczonej powierzchni przez połączenie matrycy z kruszywem grubym (osłaniając ziarna), a w pozostałej części przez samą matrycę. Powierzchnia odsłoniętych przez odłupanie ziaren malała procentowo w stosunku do powierzchni przełomów zniszczenia w miarę wzrostu w/c . W przypadku $w/c = 0,7$ strefa zniszczenia przebiegała praktycznie jedynie przez warstwę przejściową (ang. Interface Transmission Zone, ITZ) i w małym stopniu przez matrycę.

Obraz zniszczenia zbadanych próbek betonowych, po zakończeniu uderzeń młotem balistycznym pokazano na rys. 3.

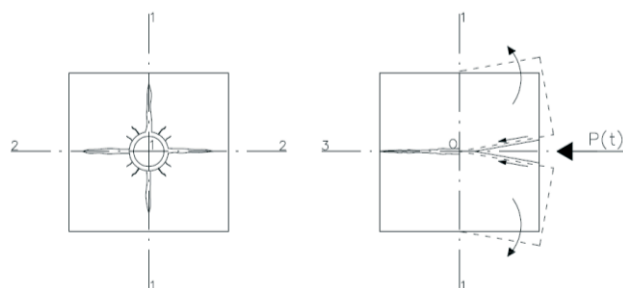
Przyłożenie obciążenia uderzeniowego do próbki powodowało powstanie fali naprężeń ściskających (rys. 4a), które po odbiciu od płaszczyzn próbki powracała jako fala naprężeń rozciągających, w konsekwencji niszczące element poprzez rozerwanie [14, 18]. Podczas wywierania uderzeń, w próbce ukształtował się rozrywający stożek (rys. 3 i 5).



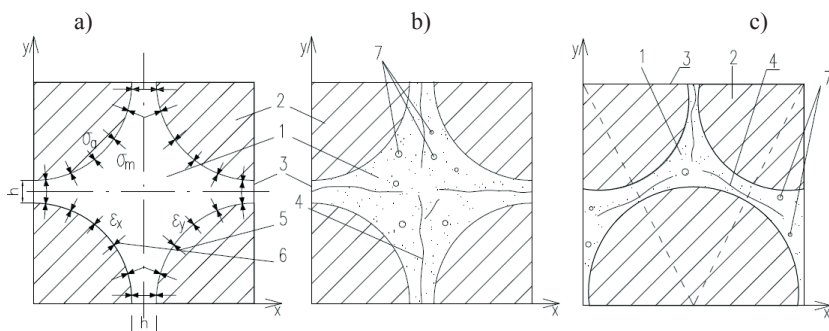
Rys. 3. Obraz zniszczenia próbki po zakończeniu uderzeń młotem balistycznym; widoczny w środkowej części próbki charakterystyczny ukształtowany stożek



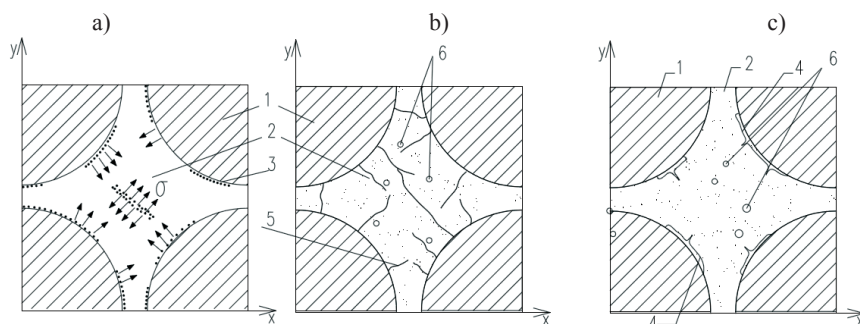
Rys. 4. a) impuls uderzeniowy i powstanie fali naprężeń ściskających, b, c) rozprzestrzenianie fali naprężeń ściskających 1, i odbitych rozciągających 2, osie zniszczenia 3



Rys. 5. Obraz tworzenia się zniszczonego stożka rozpychającego 1 – odcisk po uderzeniu bijakiem młotka, 1-1, 2-2, 3-3 – osie zniszczenia próbki

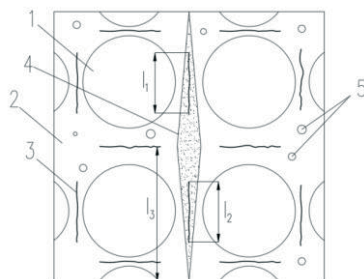


Rys. 7 Mechanizm powstawania odkształceń i rys technologicznych w betonie przy $R_A > R_K$ [12,19], a) Modelowa jednostka betonu i obraz odkształceń w jednostce modelowej betonu, b), c) Przykład ułożenia ziaren kruszywa z rysami w matrycy, 1 – matryca; 2 – ziarna kruszywa; 3 – analizowana jednostka modelowa; 4 – rysa technologiczna w matrycy; 5 – miejsce powstawania odkształceń skurczowych ϵ_x i ϵ_y ; 6 – reakcja kruszywa σ_a na obecność matrycy σ_m ; 7 – pory, $h = 0,1r$

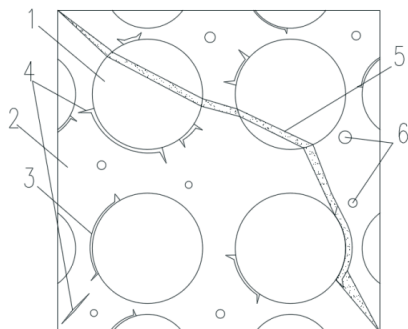


Rys. 8. Mechanizm powstawania odkształceń skurczowych i rys technologicznych w wydzielonej jednostce modelowej, a) obraz odkształcenia w jednostce modelowej, b) obraz powstałych rys przy $R_A = R_K$, c) obraz powstałych rys przy $R_A < R_K$, 1 – ziarno kruszywa; 2 – matryca; 3 – miejsce z naruszoną adhezją; 4 – rysy technologiczne w strefie kontaktowej matryca – ziarno kruszywa; 5 – rysy promieniowe w matrycy, 6 – pory

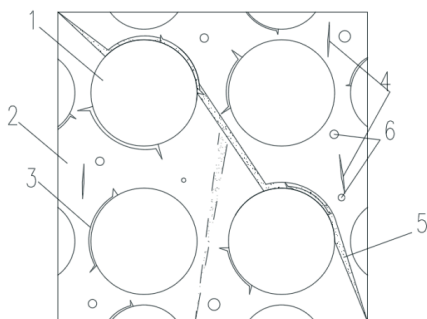
Przyjmując model wyjściowy betonu w zależności od R_A i R_K (rys. 6, 7, 8) można przedstawić obraz zniszczenia powstały w betonie po uderzeniach udarowych. Na rysunkach 9, 10 i 11 pokazano schematycznie linie zniszczenia w betonie w zależności od wielkości R_A i R_K po zakończeniu badań przy obciążeniu udarowym.



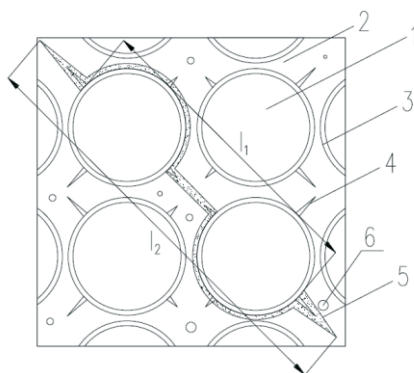
Rys. 9. Schemat powstawania rysy niszczącej po obciążeniu udarowym przy $R_A > R_K$, 1 – ziarno kruszywa; 2 – matryca; 3 – rysa technologiczna; 4 – wzrost technologicznej rysy początkowej o długości l_1 i l_2 do długości l_3 ; 5 – pory



Rys. 10. Schemat powstawania rysy niszczącej przy $R_A = R_K$ – rozwój rys przez ziarna kruszywa. 1 – ziarno kruszywa, 2 – matryca, 3 – rysy w warstwie przejściowej (ITZ, 4 – rysy w matrycy, 5 – rysa powstała po wywieraniu uderzeń, 6 – pory



Rys. 11. Schemat powstawania rys po obciążeniu udarowym przy $R_A = R_K$ – rozwój rys przez matrycę i warstwę przejściową ITZ matrycy, 1 – ziarno kruszywa; 2 – matryca; 3 – rysy technologiczne w warstwie przejściowej ITZ; 4 – rysy technologiczne w matrycy; 5 – rysa powstała po wywieraniu uderzeń, 6 – pory



Rys. 12. Schemat powstawania rys po obciążeniu udarowym przy $R_A < R_K$ – rozwój rys przez matrycę i warstwę przejściową, 1 – ziarno kruszywa; 2 – matryca; 3 – warstwa połączeniowa ITZ; 4 – rysy technologiczne l1; 5 – rysa niszcząca powstała po wywieraniu obciążeń udarowych o długości l2, 6 – pory

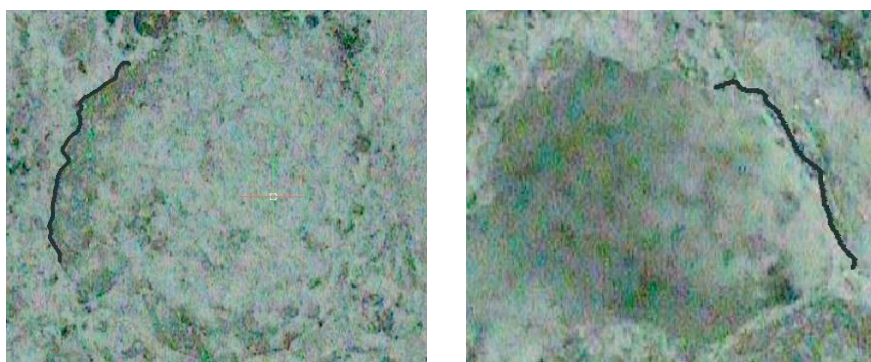
W tabeli 4 przedstawiono procentową zmianę różnych parametrów wytrzymałościowych betonu w zależności od w/c.

Tabela 4. Procentowa zmiana badanych parametrów wytrzymałościowych w zależności od w/c, (wartość w/c = 0,4 przyjęto jako 100%)

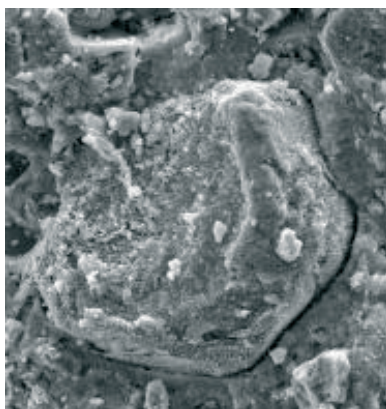
| w/c | f_c | f_t | E_d | E_s | k | K_{IC} |
|------|-------|-------|-------|-------|------|----------|
| 0,4 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| 0,45 | 87,8 | 82,1 | 82,6 | 69,5 | 94,6 | 97,1 |
| 0,5 | 71,5 | 63,3 | 66,3 | 47,7 | 89,3 | 90,80 |
| 0,55 | 61,5 | 58,3 | 58,7 | 39,1 | 76,8 | 83,4 |
| 0,7 | 40,3 | 35 | 39,3 | 11,92 | 53,6 | 64,8 |

4. Podsumowanie

W zaproponowanym modelu betonu (rys.7 i 8) można wydzielić rysy technologiczne (RT). Przyjęto definicję, że rysami technologicznymi będą defekty strukturalne powstałe w objętości betonu w procesie twardnienia i obróbki materiału i są obecne do czasu przyłożenia obciążeń. Przykład powstałych rys technologicznych na styku ziarna kruszywa i matrycy pokazano na rys. 13 i 14. Powstanie rys technologicznych związane jest zatem z samoorganizacją czyli samorzutnym procesem powstawania ustabilizowanych struktur bez wpływów zewnętrznych. Tak więc, przedstawione na modelach (rys. 7 i 8) defekty można zakwalifikować jako rysy technologiczne.



Rys. 13. Obraz struktury betonu z widocznymi rysami technologicznymi na styku ziarna kruszywa i matrycy



Rys. 14. Rysa technologiczna w zaczynie cementowym po 28 dniach (SEM X 1000)

W przypadku zniszczenia betonu pod wpływem wywieranych uderzeń udarowych, czoło fali uderzeniowej zmienia swoją prędkość i energię przy przejściu przez matrycę, warstwę przejściową ITZ i ziarna kruszywa. Takie zjawisko ma wpływ na powstawanie odkształceń, co związane jest także z różnymi właściwościami materiałów w samym betonie. W taki sposób również rysy technologiczne stają się głównym miejscem, w którym powstałe odkształcenia na brzegach rys mogą wzmacniać i rozdzielać energię powodując w ten sposób ich wzrost i ich rozwój rys u ich ujścia. Rysy technologiczne po sukcesywnym wywieraniu uderzeń przekształcają się i łączą z innymi tworząc linie zniszczenia w materiale [8,9,12,14]. Powtarzające się cykle wywierania uderzeń powodują ciągłe dostarczanie energii zwiększając poziom destrukcji w materiale.

Kinetyka wzrostu rys do rys niszczących zależy nie tylko od liczby cykli uderzeń ale także od charakteru rozkładu rys technologicznych w materiale. Szybki wzrost rys technologicznych w niszczące następuje przy $R_A > R_K$ już przy małej liczbie uderzeń. Obraz takiego zniszczenia pokazano modelowo na rys.9. Przy adhezji $R_A = R_K$ rysy technologiczne zmieniają się w rysy niszczące zarówno przechodzące przez matryce jak i przez ziarna kruszywa. W przypadku $R_A < R_K$ przyłożenie obciążenia udarowego do utworzonych rys technologicznych, głównie w warstwie przejściowej ITZ, obserwuje się na przełomach ich rozwój wokół obwodu ziaren kruszywa a następnie przejście przez matrycę do ziaren sąsiednich. (rys. 12). Przełomy zniszczenia próbek betonowych przy trójosiowym zniszczeniu (badanie K_{IC}) charakteryzowały się pojedynczą magistralą niszczącą próbkę powstałą przez wymuszenie istniejącym nacięciem. Podobnie jak w przypadku uderzeń udarowych można wyróżnić 3 przypadki: ($R_A > R_K$, $R_A = R_K$, $R_A < R_K$).

5. Wnioski

Przeprowadzone badania pokazały istotną różnicę wpływu w/c na E_i , f_c , f_{ct} , K_{IC} . Zwiększenie wskaźnika w/c z wartości 0,4 do 0,7, a tym samym zwiększenie ilości defektów strukturalnych (pory, kapilary, rysy technologiczne) wpłynęły najbardziej na obniżenie E_i (tab. 4), w następnej kolejności na f_{ct} , f_c , i K_{IC} . W badaniach wykazano, że wytrzymałość na uderzenie jest najbliższa f_{ct} , co potwierdzono procentowym obniżeniem tych parametrów. Obraz przełomów próbek pokazał, oddziaływanie uderzeń spowodowało przebieg centralnej magistrali zniszczenia przez ITZ i w mniejszym stopniu przez matrycę. Wskazuje to na większy wpływ adhezji w połączeniach ziarno-kruszywo-matryca na E_i w porównaniu z f_{ct} , f_c i K_{IC} .

Badania zostały sfinansowane ze środków statutowych Katedry Budownictwa Ogólnego SB/14/16.

Literatura

1. Jamroży Z., *Beton i jego technologie*, wyd. 4, PWN, Warszawa, 2015.
2. Ślusarek J., *Problemy trwałości wybranych konstrukcji betonowych*, wyd. Politechniki Śląskiej, Gliwice, 2008.
3. Karaś S., Słowik M., *Distribution of Reinforcement in Tensile Flanges of Concrete T-shape Continuous Beam*, Journal of Civil Engineering and Architecture 4(11) (2010) 59-64.
4. Dzierżanowski A., Szymaniec S., *Drgania napędów elektrycznych, fundamentów, konstrukcji wsporczych oraz budynków przemysłowych*, Wiadomości Elektrotechniczne 4 (2000) 190-193.
5. Krętowski J., Tribińo R., *Wpływ obciążenia temperaturowego na stan odkształceń płyty przekrywanej zbiornik wypełniony ciekłym medium*, Przegląd Budowlany 81(9) (2010) 34-38.

6. Duży S., Dyduch G., *Wpływ czynników środowiskowych na zużycie techniczne konstrukcji obudowy budowli podziemnych*, Górnictwo i Geologia 5(2) (2010) 37-46.
7. Jankowiak T., *Kryteria zniszczenia betonu poddanego obciążeniom quasi – statycznym i dynamicznym*, rozprawa doktorska, Wyd. Politechniki Poznańskiej, Poznań, 2011.
8. Shradar E.K., *Impact resistance and test procedure for concrete*, ACI 78(2) (1981) 141-146.
9. Cantwell W.J., Morton J., *The Impact resistance of composite materials*, Composites 22(5) (1991) 347-362.
10. Song P.S., Wu J.C., Hwang S., Shen B.C. *Statistical analysis of impact strength reliability of steel – polypropylene hybrid fiber – reinforced concrete*, Construction and Building Materials 19(1) (2005) 1-9.
11. Krajenovic D., Silva M.A.G., *Analysis of tests on impact strength of concrete armor blocks*, Journal of Impact Eng. 2(4) (1984) 331-343.
12. Fic S., Nikolayevych V., Dorofeev V.S., *Procesy samoorganizacji struktury kompozytowych materiałów budowlanych*, Lublin University of Technology, Lublin, 2013.
13. Kolluru S, Popovics J., Sahah S., *Determining elastic properties of concrete using vibrational resonance frequencies of standard test cylinder*, Cem. Concrete and Aggregate 22(2) (2000) 81-89.
14. Fic S. *Beton pri udarom magrużkie*, Odessa 2004, p.30.
15. Neville A.M., *Properties of concrete*, London 2010.
16. Shradar E.K., *Impact resistance and test procedure for concrete*, ACI 78(2) (1981) 141-146.
17. Brandt A.M., Prokopski G., *On the fractal dimensions of fracture surfaces of concrete elements*, J. Mater. Sci. 28 (1993) 4762-4766.
18. Hughes B.P., Gregory R., *The impact strength of concrete using Green's ballistic pendulum*, Proc. Inst. Of Civil Eng. 41. London, 1968.
19. Vyrovoy V.N., Dorofeev S., Suhanov V.G., *Kompozicionnye stroitelne materialy i konstrukcje*, Odessa 2010 p. 68.

Comparison of different strength characteristics of gravel concrete with variable index w/c

Stanisław Fic, Andrzej Szewczak

*Department of General Building, Faculty of Civil Engineering and Architecture,
Lublin University of Technology, s.fic@pollub.pl, a.szewczak@pollub.pl*

Abstract: Concrete, as a universal, composite material, is used in structures under the influence of various static, dynamic loads, influences of the external environment, such as sudden impacts, temperature, humidity. Ensuring concrete constructions for safe operation and durability are tasks placed in the design phase, consisting in the testing of mixtures and concrete samples. The studies serve as the most accurate representation of concrete in natural conditions, taking into account the loads during operation.

Concrete testing in the laboratory relates to the determination of the compressive strength (f_c), the tensile strength (f_{ct}); in the area of durability: frost resistance, corrosion resistance, influence of high temperature, absorbability. In the case of concrete durability, the dynamic modulus of elasticity E_d , the stress intensity index (K_{IC}), or the impact of dynamic loads on the durability and strength of concrete are determined – nowadays, they are a rapidly growing test group, which is also related to the emergence of new types of cements, aggregates and consequently new generation concrete, i.e. HSC, UHSC, HPC. Also looking for opportunities to modify and enhance the durability of traditional concrete.

Undoubtedly, for all of the aforementioned features of the concrete, the w/c ratio is the decisive factor as the main structural parameter defining the matrix system – aggregate. The paper presents comparative analysis of several strengths of concrete, depending on w/c (values of 0.4-0.7). A fixed amount of aggregate (gravel) was assumed. The influence of the w/c ratio on: f_c , f_{ct} , K_{IC} , E_i of gravel concrete was analyzed.

Keywords: w/c ratio, impact strength, stress intensity coefficient.