

STRUCTURE AND ENVIRONMENT

ARCHITECTURE, CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENTAL ENGINEERING AND ENERGY

No. 1/2016 vol. 8 PL ISSN 2081-1500 www.sae.tu.kielce.pl KIELCE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



Contents

structure

KAROLINA BRZEZIŃSKA, ZBIGNIEW KOWAL

IMPACT OF TEMPERATURE ON KINEMATICALLY ADMISSIBLE FAILURE MECHANISMS OF ENERGY-ACTIVE SEGMENTS OF STEEL HALLS	5
--	----------

AGNIESZKA WDOWIAK

ANALYSIS OF BENT TIMBER BEAM REINFORCEMENT WITH THE APPLICATION OF COMPOSITE MATERIALS	10
---	-----------

JOANNA GIL-MASTALERCZYK

THE SEARCH FOR MODERN AND INNOVATIVE FORMS IN POLISH SACRED ARCHITECTURE – BASED ON STRUCTURAL, MATERIAL AND TECHNOLOGICAL NEW OPPORTUNITIES	17
---	-----------

GRZEGORZ MAJEWSKI, MAREK TELEJKO

THERMAL COMFORT IN INTELLIGENT BUILDINGS	25
---	-----------

KAROL SKOWERA

ANALYSIS OF FROST RESISTANCE AND PHYSICAL PROPERTIES OF DEVONIAN COMPACT LIMESTONES DERIVING FROM ONE DEPOSIT	31
--	-----------

PAWEŁ KOSSAKOWSKI

STAINLESS STEEL BRIDGES	37
--------------------------------------	-----------

environment

ANATOLIY PAVLENKO

ENERGY AND RESOURCE SAVING TECHNOLOGIES OF FORMATION OF MASSIVE AMORPHOUS STRUCTURE	47
--	-----------

KAROL BIERNACKI, JERZY ZB. PIOTROWSKI

PROCESSES MODELLING IN TWO-NAVE BUILDING WITH NATURAL AIR EXCHANGE	52
---	-----------

ŁUKASZ J. ORMAN

BOILING HEAT TRANSFER PHENOMENON FROM AN ISOLATED NUCLEATION CENTER	59
--	-----------

PAWEŁ DUMA, KAROL GAJOS, MARCIN GIL, BARTOSZ GODZISZ, DIANA KALETA,
KAROL KRAWCZYK, MARCIN SALAMON, KRYSZTOF SIWIEC, JACEK SZEWCZYK, JÓZEF WOŚ

STUDY OF THE CONDITION OF THE SELECTED LANDSLIDES IN THE AREA OF KADZIELNIA	64
--	-----------

HOW TO PREPARE THE MANUSCRIPT	75
--	-----------

THE REVIEW PROCESS	76
---------------------------------	-----------

EDITORIAL BOARD

Main Editor Jerzy Z. Piotrowski
Editor Radosław Zaborek
Secretary of the Editorial Board Łukasz Orman
Sectional Editor STRUCTURE Marek Iwański
Sectional Editor ENVIRONMENT Lidia Dąbek

SCIENTIFIC BOARD

STRUCTURE

Chairmanship Jerzy Wawrzeńczyk

Tomasz Arciszewski (USA), Lesław Brunarski, Go Iwahana (Japan), Zbigniew Kowal, Jozef Melcer (Slovakia),
Michail V. Nemchinov (Russia), Victor Proskuriakow, Zbigniew Rusin, Bohdan Rymaszewski, Wacław Seruga,
Małgorzata Wilczkiewicz (USA)

ENVIRONMENT

Chairmanship Tomasz Kozłowski

Satoshi Akagawa (Japan), Elżbieta Bezak-Mazur, Dorota Chwieduk, Graham Herbertson (Scotland), Andrej Kapjor (Slovakia),
Andrzej Kapłon, Andrzej Kulickowski, Janusz Łomotowski, Paweł Purgał, Leszek Radziszewski, Mark Bomberg (Canada), Maria Żygadło

Photos on the cover Group of sacral buildings Zgromadzenie Księży Zmartwychwstańców in Cracow — author Joanna Gil-Mastalerczyk

www.sae.tu.kielce.pl

sae@tu.kielce.pl

The quarterly printed issues of Structure and Environment are their original versions

The Journal published by the Kielce University of Technology

PL ISSN 2081-1500

© Copyright by Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej, 2016

25-314 Kielce, al. Tysiąclecia Państwa Polskiego 7
tel. 41 34 24 581
www.wydawnictwo.tu.kielce.pl



Kielce University of Technology
2016



structure
structure

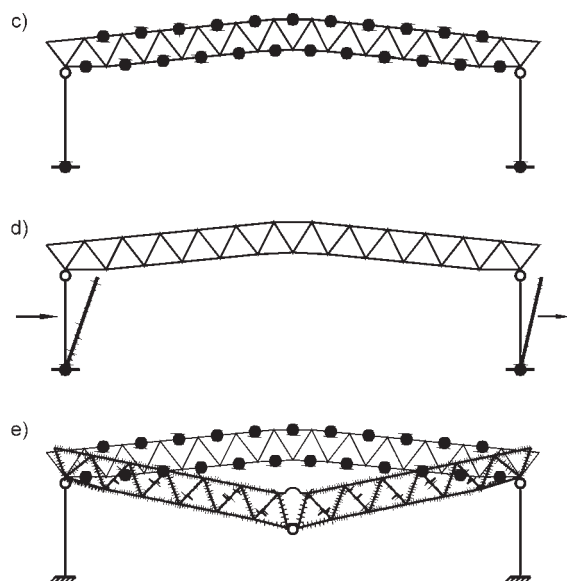


Fig. 1. Steel hall segment covered with a regular structure: a) hall cross-section, b) projection of the smallest energy-active segment [1], c) notation of the segment KAFM, d) tilt KAFM, e) beam KAFMs

2. Temperature impact on KAFM of the structure energy-active segments

The analysis of KAFM (Fig. 1c) of the structure segments was shown on the example of a single-bay steel hall, which has a span of $L = 36$ m. Geometry and element sections were designed in accordance with the *Zachód* system [2]. Column-to-foundation rigid connections and pin support on columns in the bottom nodes of the cover structure were assumed.

3. Load compensation

In Figure 2, extreme combinations of the steel hall loads and displacements are shown: a) case 1 scenario (Fig. 2a) shows displacements under the following loads: permanent, snow, and wind (load on columns: assumed wind pressure = 2.55 kN/m, uplift pressure = -1.15 kN/m), and sub-zero temperature in the bottom chord, b) case 2 scenario (Fig. 2b) shows displacements under the following loads: permanent, wind and failure temperature of $+100^\circ\text{C}$ in the bottom chord. High temperature inside the hall reduces or eliminates the snow load on energy-active segments. The broken line indicates the structure displacements (mm) due to different load combinations.

The use of pin support of the cover leads to the reduction in extreme forces in the structure members. In case 2 scenario (Fig. 2b), the column is 4% less strained, and the normal force in the column is approx. 30% lower when compared with load case

1 (Fig 2a). For case 2, the load of the bottom chord was reduced by over 40% in comparison with case 1. Because of the wind action and high above-zero temperature, the structure displacements increase, but forces in the KAFM elements do not. When the structure probabilistic optimisation by coupling decisive elements in independent global KAFMs is applied, the expansion segments can be dimensioned in accordance with particular standards without the necessity to increase the capacity of elements.

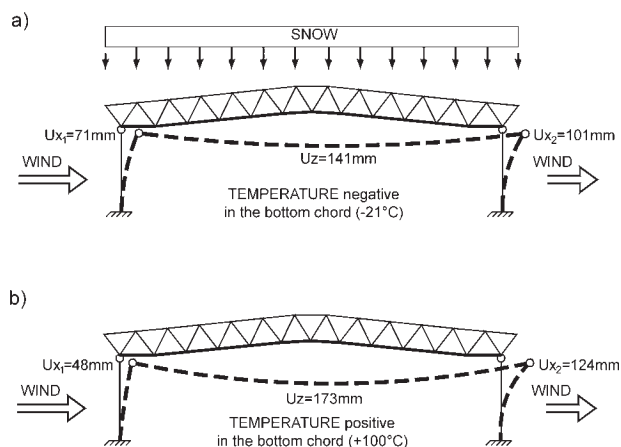


Fig. 2. Horizontal (U_x) and vertical (U_z) displacements under extreme load combinations

4. Use of elastomeric spaces

When high temperature TE absorbers are used, it is possible to lower the impact of temperature on the structure strain by means of compensation spacers in column heads. Elastomeric spacers help to offset displacements and dimensioning deviations of column heads, and they decrease the column maximum strain [3].

Table 1. Horizontal displacements of column heads
 $U_i = u_i \pm 20$ mm

I	$u_{1,i}$ [mm]	$u_{2,i}$ [mm]	δ_u [mm]	$U_{1,i}$ [mm]	$U_{2,i}$ [mm]
1	65	107	± 20	85	87
2	67	105	± 20	87	85
3	48	124	± 20	68	104
4	71	101	± 20	91	81

where: load combinations: 1 – wind from the left + snow, 2 – wind from the left + sub-zero temp. in the bottom chord, 3 – wind from the left+above zero temp. in the bottom chord, 4 – wind from the left + sub-zero temp. in the bottom chord

Table 1 shows horizontal displacements of column heads before ($u_{j,i}$) and after ($U_{j,i}$) the use of elastomeric spacers. The highest column strain is found for two combinations of permanent, snow, wind loads and sub-zero temperature, and not for above zero (failure) temperature. In all other load cases, minor differences in left and right column deformations are found (of the order of 2% for $i = 1$, $i = 2$ and max. 11% for $i = 4$).

5. Estimation of the reliability of the steel hall energy-active segment KAFM

For truss–purlin covers of expansion segments, rigid roof braces along the columns and rigid transverse braces between trusses should be used. In practice, that leads to the construction of grille-bar covers, due to, among others, the support of the equipment in the lower space of the expansion segment structure.

When the cover forms a structure, the trend towards decreasing the computational capacity of the elements of the cover and columns is reversed into the trend towards increasing the capacity and reliability of the segment KAFM. For instance, quantile N_k of the capacity of the weakest KAFM of m tensioned bottom chords of the segment can be estimated from formula (1) in accordance with [4]:

$$N_k = m E(N_1) - t D(N) m^{0.5} = m E(N_1) [1 - t v_1 / m^{0.5}] \quad (1)$$

where: $E(N_1)$ – mean capacity of bottom chord elements, $t = \beta = 3.8$ – recommended reliability index [6], $v = D(N_1)/E(N_1)$ – coefficient of element variation, $D(N_1)$ – standard deviation of the elements.

Studies [4, 5] indicate that the quantile of capacity (equivalent to the computational capacity) of $m > 4$ members, coupled in parallel, is greater than a decrease in the quantiles of the capacity of statically determinate trusses composed of 69 decisive elements (23 bars and 46 joints).

6. Summary

In the selected static concept, two global and virtually independent groups of KAFMs, which couple a minimum of six decisive elements, are found. The concept satisfies the requirements on the structure reliability stated in [6, 7] without the necessity to increase the capacity of elements.

The concept of energy-active segments of steel halls makes it possible to safely adapt the structure of the steel halls to effective and active extraction of TE from solar radiation.

Covering the steel hall segment with a regular structure or one with every other mesh empty has sufficient cover horizontal rigidity to couple columns into one tilt failure mechanism. The division of energy-active expansion segments into geometrically invariable assemblies allows convenient and fast assembly of the segments of the steel hall.

References

- [1] Kowal Z., Piotrowski R., *Energooaktywne segmenty dylatacyjne hal z przekryciem strukturalnym*, BiA PL Vol. 12(2), 2013, pp. 221-228.
- [2] Kowal Z., Polak M., Szpila E., Wydra S., *Prętowe przekrycia przestrzenne hal przemysłowych o rozpiętości 18; 24; 30 i 36 m w systemie „Zachód”*, Inżynieria i Budownictwo 3/1977, pp. 82-86.
- [3] Betomax, katalog produktów firmy, *Podkładki elastomerowe*.
- [4] Kowal Z., *Instruments of probabilistic optimisation of load bearing capacity and reliability of statically indeterminate complex structures*, Archives of Civil Engineering, LX, 1, 2014.
- [5] Kowal Z., *On Adjusting the Load Bearing Capacity of Decisive Members to Reliability Classes of Statically Determinate Complex Structures*, Archives of Civil Engineering, LIX, 1, 2013, pp. 132-142.
- [6] PN-EN 1990:2004, Eurokod: *Podstawy projektowania konstrukcji*.
- [7] PN-EN-1993-1-1:2005+AC:2006. *Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków*.

Karolina Brzezińska
Zbigniew Kowal

Wpływ temperatury na kinematycznie dopuszczalne mechanizmy zniszczenia energoaktywnych segmentów hal

1. Wprowadzenie

W toku realizacji pracy ujawniono wiele zagadnień niewystępujących w powszechnie stosowanych rozwiązaniach konstrukcji hal. Należą do nich: 1) funkcja pozyskiwania energii cieplnej (EC) oraz energii elektrycznej (EE) z energii promieniowania słonecznego (ES), 2) transport EC za pośrednictwem ogrzanego powietrza do miejsc użytkowania bądź magazynowania EC, 3) rozmieszczenie absorberów EC i EE, 4) asekuracja przed lokalnym przegrzewaniem elementów konstrukcji nośnej.

Podział hali na segmenty energoaktywne pozwala na wyłączanie energoaktywnych segmentów hal w okresach nadmiaru ES i włączanie w okresach deficytu ES.

Wybrana w pracy [1] geometria energoaktywnych segmentów konstrukcji hal sprzyja również rozwiązaniu awaryjnej wentylacji wnętrza konstrukcji i wymianie instalacji solarnych oraz wyposażenia.

Nośność i niezawodność konstrukcji sprawdzono na modelu obliczeniowym zaproponowanego najmniejszego energoaktywnego segmentu hali, pokazanego na rysunku 1b. Rozdzielenie energoaktywnych segmentów konstrukcji na globalnie kinematycznie dopuszczalne mechanizmy zniszczenia (KDMZ): przechyłowe słupów i belkowe przekrycia (rys. 1c), ułatwia zastosowanie probabilistycznej optymalizacji nośności i niezawodności energoaktywnych segmentów hali oraz bezinwestycyjne zwiększenie nośności i niezawodności konstrukcji. W konkretnym rozwiązaniu (rys. 1b) zaproponowano minimalne segmenty energoaktywne szerokości 6 oczek, a złożone z 3 geometrycznie niezmiennych segmentów montażowych. Takie energoaktywne segmenty zawierają KDMZ, sprzęgające powyżej $n > 4$ elementów sprawczych, umożliwiające zachowanie nośności i niezawodności powyżej wartości zalecanych w normie [6].

2. Wpływ temperatury na KDMZ energoaktywnych konstrukcji

Analizę KDMZ (rys. 1c) segmentów konstrukcji pokazano na przykładzie jednonawowej hali o rozpiętości $L = 36$ m. Geometrię oraz przekroje elementów zaprojektowano według systemu Zachód [2]. Założono sztywne zamocowanie słupów w fundamentach oraz przegubowe podparcie przekrycia struktury w węzłach dolnych.

3. Kompensacja obciążeń

Na rysunku 2 pokazano ekstremalne kombinacje obciążeń i przemieszczeń energoaktywnego segmentu hali: a) wariant 1 (rys. 2a) pokazuje przemieszczenia pod obciążeniem: stałym, śniegiem, wiatrem (obciążenia słupów: parcie przyjęto $= 2,55$ kN/m, ssanie $= -1,15$ kN/m) oraz ujemną temperaturą w pasie dolnym wiązara, b) wariant 2 (rys. 2b) pokazuje przemieszczenia pod obciążeniem: stałym, wiatrem i dodatnią awaryjną temperaturą $+100^{\circ}\text{C}$ w pasie dolnym. W pracy założono automatyczne chłodzenie wg nastawionej maksymalnej temperatury dopuszczalnej ze względu na użytkowanie obiektu. Wysoka temperatura wewnątrz hali zmniejsza lub eliminuje obciążenie śniegiem segmentów energoaktywnych hal. Na rysunku 2 linią przerywaną pokazano przemieszczenia (mm) konstrukcji w wyniku działania poszczególnych kombinacji obciążeń.

Zastosowanie przegubowego podparcia przekrycia skutkuje zmniejszeniem ekstremalnych sił w elementach konstrukcji. W wariantcie 2 (rys. 2b) słup jest o 4% mniej wyjęzony, a siła normalna w słupie jest rzędu 30% mniejsza w stosunku do wariantu obciążenia 1 (rys. 2a). Dla wariantu 2 obciążenie pasa dolnego uległo redukcji o ponad 40% w stosunku do wariantu 1. W wyniku działania wiatru oraz wysokiej dodatniej temperatury zwiększają się przemieszczenia struktury, ale nie siły w elementach KDMZ. Biorąc pod uwagę zastosowanie probabilistycznej optymalizacji konstrukcji

za pomocą sprzężenia elementów sprawczych w niezależnych globalnych KDMZ, segmenty dylatacji można wymiarować wg norm szczegółowych bez konieczności zwiększenia nośności elementów.

4. Zastosowanie podkładek elastomerowych

W przypadku zainstalowania wysokotemperaturowych absorberów EC można zmniejszyć wpływ temperatury na wyężenie konstrukcji przez zastosowanie przekładek kompensacyjnych w głowicach słupów. Elastomerowe przekładki przyczyniają się do wyrównania przemieszczeń oraz odchylek wymiarowych głowic słupów i zmniejszają maksymalne wyężenie słupów [3].

W tabeli 1 pokazano przemieszczenia poziome głowic słupów przed ($u_{j,i}$) i po ($U_{j,i}$) zastosowaniu podkładek elastomerowych. Największe wyężenie słupów zachodzi przy 2 kombinacji obciążenia stałego, śniegu, wiatru i ujemnej temperatury, a nie przy dodatniej (awaryjnej) temperaturze. W pozostałych przypadkach obciążeniowych różnice między deformacją słupa lewego i prawego są niewielkie (rzędu 2% dla $i = 1$, $i = 2$ oraz max 11% w sytuacji $i = 4$).

5. Oszacowanie niezawodności KDMZ energoaktywnych segmentów hali

W przypadku wiązarowo-płatwiowych przekryć segmentów dylatacyjnych należy stosować ciągłe stężenia połaciowe wzdłuż słupów oraz ciągłe stężenia poprzeczne między wiązarami. W praktyce prowadzi to do konstruowania przekryć rusztowych, między innymi z uwagi na podparcie wyposażenia w warstwie dolnej przestrzeni konstrukcyjnej segmentów energoaktywnych.

W przypadku przekrycia strukturą trend zmniejszający obliczeniową nośność elementów przekrycia i słupów odwraca się na trend zwiększający nośność i niezawodność KDMZ segmentu, np. kwantyl N_k nośności najsłabszego KDMZ m rozciąganych pasów dolnych konstrukcji segmentu możemy oszacować ze wzoru (1) wg [4].

Jak wynika z pracy [4, 5] kwantyl nośności (odpowiednik nośności obliczeniowej) $m > 4$ sprzężonych równolegle elementów jest większy od zmniejszenia kwantyli nośności statycznie wyznaczalnych wiązarów złożonych z 69 elementów sprawczych (23 pręty i 46 połączeń).

6. Podsumowanie

W wybranej koncepcji statycznej występują dwie globalne i w zasadzie niezależne grupy KDMZ sprzę-

gające minimum 6 elementów sprawczych. Koncepcja spełnia wymagania niezawodności konstrukcji, zawarte w [6], zaprojektowanej wg [7], bez potrzeby zwiększania nośności elementów. Rozdzielenie generalnych KDMZ przekryć i KDMZ słupów pozwoliło na lepsze oszacowanie zwiększonej nośności i niezawodności wydzielonych energoaktywnych segmentów konstrukcji zaprojektowanych wg norm szczegółowych [6, 7].

Koncepcja energoaktywnych segmentów hali umożliwia bezpieczne przystosowanie konstrukcji segmentów hal do energoaktywnego pozyskiwania EC oraz EE z promieniowania słonecznego.

Przekrycie segmentu hali strukturą regularną lub z co drugim oczkiem pustym ma wystarczającą sztywność poziomą przekrycia do sprzężenia słupów w jeden przechyłowy mechanizm zniszczenia. Podział energoaktywnych segmentów dylatacyjnych na geometrycznie niezmiennie segmenty montażowe umożliwia swobodny i szybki montaż konstrukcji energoaktywnych segmentów hali.

ANALYSIS OF BENT TIMBER BEAM REINFORCEMENT WITH THE APPLICATION OF COMPOSITE MATERIALS

Abstract

The paper discusses timber frame reinforcement with the application of fiber composites and analyzes the results of the conducted studies. The notion of composite materials and their impact on the frame's load bearing capacity and rigidity have been defined. The following issues have been discussed: the techniques of reinforcing timber beams, measuring the size of deflection for different load levels, destructive load, timber and tape deformation.

Keywords: timber, composite materials, reinforcement analysis

1. Introduction

The reinforcement is aimed at increasing the beam's load bearing capacity and rigidity in relation to the original parameters. One can distinguish the following methods of reinforcing timber beams: structural protection and reinforcement by incorporating additional members (independent structural reinforcement, suspended reinforcing structural system and the reinforcement co-operating with the existing structural system) and structural treatment solutions (increasing engineering and operational parameters of the damaged parts).

In the 1970s the methods of reinforcing timber structures became more widely applied due to the advances in the field of epoxy adhesives, used for fastening reinforcing members. At present the method of strengthening timber, reinforced concrete, masonry and steel structures with fiber composites is extremely popular. Self-hardening, epoxy resin-based composites that cause a considerable improvement of the load bearing capacities are available in the market. Tapes and mats made from fiber-reinforced plastics are increasingly replacing steel profiles bolted or adhered to the structure to strengthen the structural elements. The reason for replacing steel members with composite material was the need to eliminate frequent problem of steel corrosion caused by the impact of weather conditions and the adverse effect of de-icing salts, as well as the need to extend the life of reinforced structures subjected to cyclic loads. The beneficial effect of the application of

composites from fiber reinforced plastics resulted from their low bulk density (thin and lightweight composite materials hardly alter the dead load or dimensions of reinforced structures), corrosion resistance and high fatigue strength, and also high tensile strength, simplicity of installation (adhering tapes or mats to beams, slabs or columns does not require underpinning or interrupting the operation of the facility, which are necessary in the case of installing steel reinforcing elements), resistance to heat transfer and the formation of leakage currents. Composite materials were first applied in construction industry in 1984 to strengthen the viaduct supports with mats in Japan, whereas the tape was used in 1991 to reinforce a bridge in Ibach near Lucerne in Switzerland. In Poland the bridge over the Bystry Canal in Augustów was the first structure reinforced with mats (in 1998), whereas tapes were first applied in Przemyśl in 1997 (a bridge over the Wiar river).

2. Reinforcement of timber beams with fiber composites

In the case when traditional reinforcement is not possible and it is necessary to repair a structure in a pre-breakdown state promptly and effectively, the application of fiber composites is an effective solution. Since they are lightweight and easy to conceal in the cross section, they can be used for the rehabilitation and repair of frames in historical buildings. Strengthening bent timber beams with fiber composite is reduced to the reinforcement of the tension zone, shear (support) zone, or both zones at the same time. Tapes and mats adhered to the bottom

or lateral planes of the beam or inside the section most commonly provide the reinforcement of the tension zone. The loadbearing capacity of the tapes is used within $20 \div 30\%$ of the breaking strength. Favorable stress distribution in the tension zone is achieved using deep subsurface reinforcement, but due to technological reasons it is advisable to produce this kind of reinforcement in manufacturing plants. The increase in the load bearing capacity due to lateral forces is achieved with the strengthening of the sheared beam supporting zones. It can be made when tapes or mats arranged perpendicularly or obliquely to the fibers are adhered to the lateral planes. When tapes or mats are arranged perpendicularly to fibers, the increase in the bearing capacity is relatively low – in the order of $8 \div 20\%$, whereas when they are arranged obliquely in the direction of main tensile stresses the strengthening effect can be higher. Strengthening the support and span parts of the laminated glued beams consists in gluing composite tapes or discs between lateral surfaces of two parallel beams in order to increase the fire resistance of the reinforcement and to decrease the sensitivity to the changes in ambient humidity. Another solution as for strengthening the cracked support zones of beams and their weakened span areas involves the use of two strands of carbon or glass mats which wrap the beam on both sides crossing in the middle of the span.

2.1. Analysis of timber structures reinforcements

Tensioning the reinforcement gives better load bearing capacity and rigidity of the strengthened wooden parts and a better use of the tensile strength of fibrous composites. The first attempts at tensioning involved the use of glass composite tapes glued between the last two lamellas; a beam tensioned with several aramid tapes glued crosswise into the last lamella was built in order to increase the tensioning effect (Fig. 1).

Solid wood was originally used to build different timber structures and it was only minimally treated. However, the limitations which emerged concerned maximum cross-sectional dimensions of members and the capacity to build elements with considerable spans. The development of wood adhesion technology made it possible to produce wooden elements with large cross-sections and lengths e.g. roofings with wooden frames and large spans. Further advances in adhesion technology and the development of fiber composites permitted more effective use of wood. The method invented and patented in the US by DA Tingley

of Wood Science & Technology Institute, LLC, Corvallis, Oregon USA was one of the first solutions that allowed the use of wooden beams reinforced with fiber composites on a large scale. It involves gluing a tape with aramid fibers (as well as aramid-carbon or glass-carbon) under the last layer of glue-laminated timber or as an outer layer, especially in the zone of fiber tension, but also in the area of fiber compression.

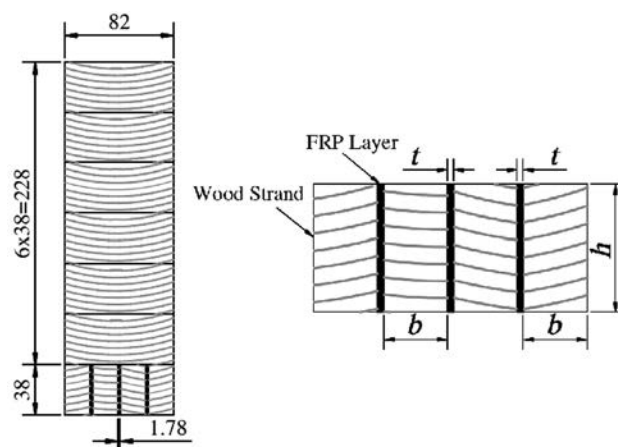


Fig. 1. Laminated glued beam reinforced with tensioned aramid tapes [1]

In Poland, the examination of this type of beams was conducted by the Department of Civil Engineering, Silesian University of Technology, in cooperation with an Austrian company Buchacher. The test involved 15 beams with a cross section of 140×320 mm made from glue-laminated timber with a length of 6200 mm and a support span of 5760 mm reinforced with glass-aramid tapes (GARP – glass aramid reinforced polymers), placed between the last two lamellas and underneath the bottom of the beam (Fig. 2).

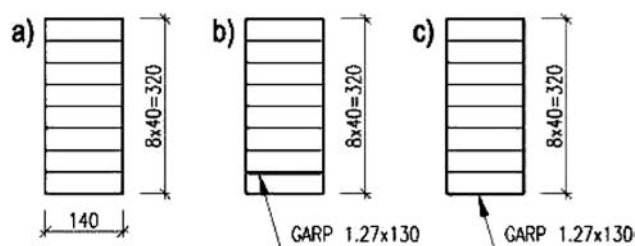


Fig. 2. Cross sections of the following beams:
 a) non-reinforced, b) reinforced internally,
 c) reinforced externally [2]

During the examination the deflection was measured for different load levels and destructive force. In addition two models in particular groups were tested using a tensionmetric measurement of timber deformation in the central zone of the beams, in order to determine the effect of the reinforcement on the neutral

axis position. In two models with the reinforcement adhered underneath, the tape deformation was also measured. Figure 3 presents the model testing diagram.

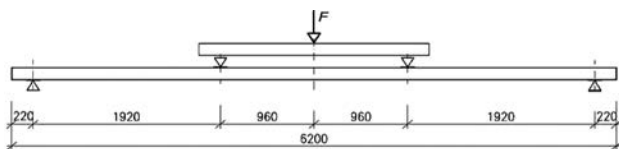


Fig. 3. Scheme of the load used in Brol's testing [2]

Figure 4 shows the dependence of the deflection on the load. Measuring the size of deflection was not conducted until the full destruction. The sensors were removed when the first signs of destruction appeared, since the components were tested in full scale and there was a danger of their damage.

As a result of the study the load bearing capacity increased by 54% for the reinforcement attached to the underside of the beam and by 68% for the reinforcement glued between the lamellas. Stiffness increased by 15%.

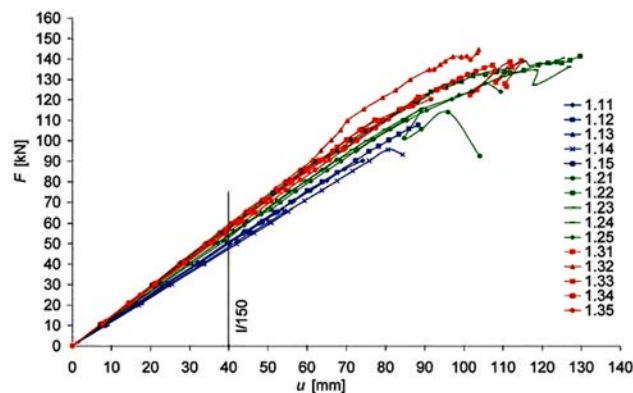


Fig. 4. A plot of the deflection against the loading force for all the Brol's models, 1.11-1.15 – non-reinforced beams, 1.21-1.25 - beams reinforced externally 1.31-1.35 – beams reinforced internally [2]

The destruction of non-reinforced glued-wood beams always occurred due to the wood fibers breaking within the tensioned fiber zone. The nature of destruction is changing after the application of the reinforcement in the form of the GARP tape glued into the cross section. At the beginning the destruction occurs in the fiber compression zone (plastification of wood) with a height of approx. 40 mm to 80 mm, followed by the detachment of the tape from the timber and the beam failure. Beams with the reinforcement glued underside fail primarily as a result of the compression zone becoming plasticized, but in two cases the destruction occurred due to the detachment of the tape from the timber. Examples of the failure of beams reinforced with the GARP tape are presented in Figure 5.



Fig. 5. Examples of failure of reinforced beams during Brol's tests [2]

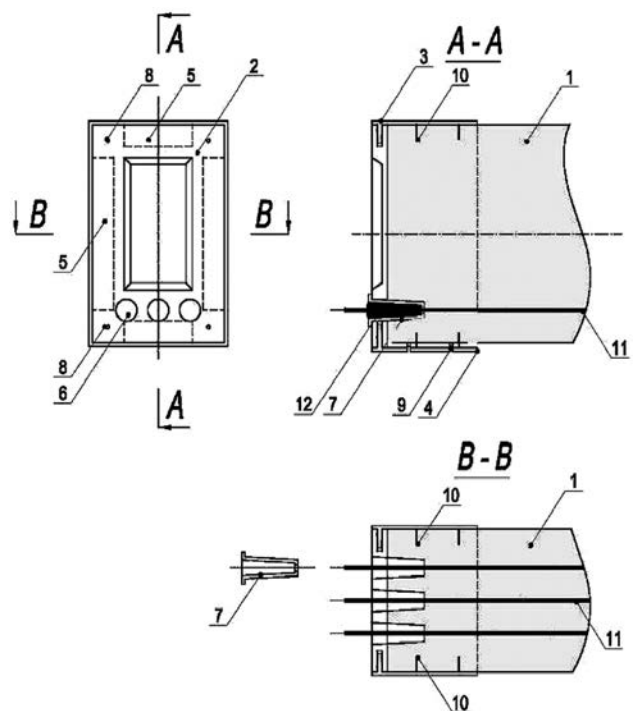


Fig. 6. New arrangement of the timber beam reinforced with aramid cords: 1 – timber beam, 2 – front plate, 3, 4 – nail plates, 5 – cavity sockets, 6 – holes in the wooden beam, 7 – metal bushings, 8 – fastening screws, 9 – perforations to increase microventilation, 10 – nail plate fastener, 11 – aramid cords, 12 – epoxy adhesive [4]

This method became the basis for further considerations on adhesive fastenings between FRP materials and wood and the analysis of the costs of this type of structure, which are still relatively high. A new solution of strengthening wooden structures with fiber composites was proposed in the work of Rajczyk M., Jończyk D. [3]. Aramid cords glued between the lamellas of the laminated glued wood beam were applied (Fig. 6). After initial numerical studies, a positive effect of this type of reinforcement on the static work was observed.

Fiber composites were also applied to strengthen solid wood beams. Extensive research using CFRP composite tape were conducted by Nowak T. [5]. The study was conducted in the laboratory of Civil Engineering Institute of Wrocław University. 18 approximately hundred-year-old pine beams (series A, B, C, D, E, F) and 3 pine beams from new wood (series G) – Figure 7 were examined. The beams from A and G series were not reinforced and they provided reference level for the evaluation of changes in relation to the reinforced beams.

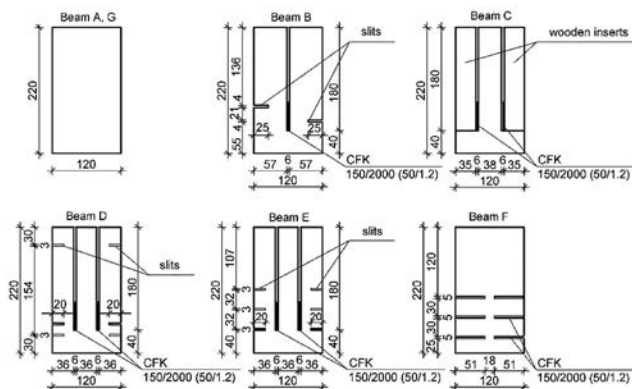


Fig. 7. Cross-sections of beams examined by Nowak [6]

It was proposed to use carbon tapes to strengthen the beams and to restore their bearing capacity in the case of the defects such as biological corrosion, fiber twist, wood cracks etc. Technical scale beams with the length of 4 m and the cross section of 12×22 were supported freely at both ends. The beam span in the support axis was 3.80 m. In two points the axes were loaded symmetrically, which resulted in the pure bending in the central part. At the supports the engineers used fork support preventing the loss of flexural stability (lateral torsional buckling) – Figure 8.

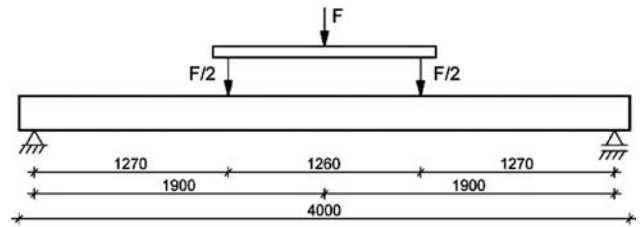


Fig. 8. Load diagram [6]

The examination involved the use of S & P Lamelle CFRP tapes glued with an epoxy resin-based adhesive S & P Resin 55, intended for composite mats (because of the texture). During the test the following elements were recorded: the value of the loading force, the displacement of the beam in the center and at the supports, the deformation of wood, the deformation of the CFRP tape, the destructive force, the manner of destruction. The increase in the load bearing capacity of the tested beams reinforced with CFRP tapes ranged from 21% for the Series F beams to slightly over 79% for the Series D beams.

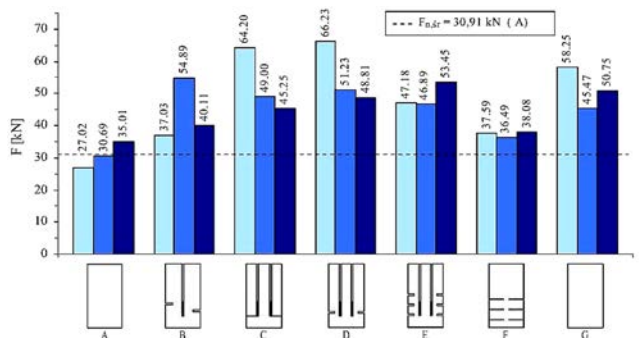


Fig. 9. Destructive loads of the beams tested by Nowak [5]

Composite rods were used in a similar manner as steel bars and mixed methods, both rods and composite tapes (Fig. 10), used for beams with heavy loads were also applied.

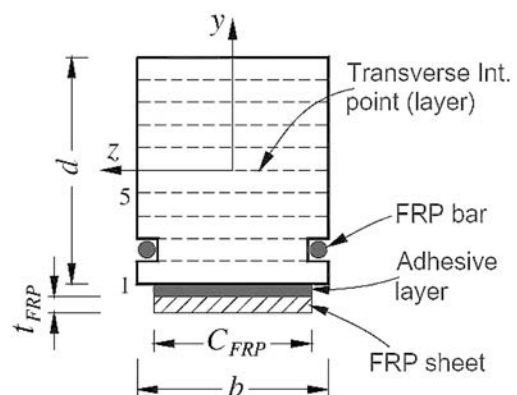


Fig. 10. Glued laminated timber beam reinforced with composite rods and tapes [7]

3. Conclusions

As can be concluded, the application of fiber composites provides an interesting and effective alternative solution to increase the bearing capacity and rigidity of the frame. Huge interest in composites results from two basic facts: the first is their good strength parameters, the second – their light weightness. The conducted tests have revealed an excellent usefulness of composite materials for reinforcing timber frames. The values of beam deflection and stresses in the timber have been severely reduced and the beams' load bearing capacity has largely increased.

References

- [1] Yahyaee-Moayyed M., Taheri F.: *Creep response of glued-laminated beam reinforced with pre-stressed sub-laminated composite*. Construction and Building Materials, 25 (2011), pp. 2495-2506.
- [2] Brol J.: *Wzmacnianie zginanych belek z drewna klejonego taśmami GARP na etapie produkcji*. Wiadomości Konserwatorskie, 26 (2009), pp. 345-353.
- [3] Rudziński L.: *Naprawy i wzmocnienia konstrukcji drewnianych*. Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce 2000.
- [4] Rajczyk M., Jończyk D.: *Numerical study of glued laminated timber beams with aramid fibers reinforcements*. Proceedings of 3rd International Conference on Contemporary Problems in Architecture and Construction, Beijing, China, November 20-24, 2011.
- [5] Nowak T.: *Analiza pracy statycznej zginanych belek drewnianych wzmacnianych przy użyciu CFRP*. Rozprawa doktorska, Wrocław 2007.
- [6] Jasieńko J., Nowak T., Rapp P.: *Analiza pracy statycznej belek drewnianych wzmocnionych taśmami CFRP*. Wiadomości Konserwatorskie, 26 (2009), pp. 314-324.
- [7] Valipour H.R., Crews K.: *Efficient finite element modelling of timber beams strengthened with bonded fibre reinforced polymers*. Construction and Building Materials, 25 (2011), pp. 3291-3300.

Agnieszka Wdowiak

Analiza wzmocnień zginanych belek drewnianych z zastosowaniem materiałów kompozytowych

1. Wprowadzenie

W latach 70. nastąpił wzrost metod wzmacniania konstrukcji drewnianych z powodu rozwoju w dziedzinie klejów epoksydowych, stosowanych do mocowania elementów wzmacniających. Obecnie ogromnym zainteresowaniem cieszy się wzmacnianie zarówno konstrukcji drewnianych, żelbetowych, murowych, jak i stalowych za pomocą kompozytów włóknistych. Na rynku oferowane są kompozyty samoutwardzające na bazie żywicy epoksydowych, dzięki którym osiąga się znaczny wzrost nośności. Coraz częściej taśmy i maty z tworzyw sztucznych zbrojonych włóknami zastępują stalowe kształtowniki przykręcane lub przyklejane do konstrukcji, stosowane do wzmocnienia elementów konstrukcyjnych. Przy czym zastąpienie stalowych elementów materiałem kompozytowym była częsta korozja stali wywołana oddziaływaniem warunków atmosferycznych oraz niekorzystnym wpływem soli odladzających, a tak-

że potrzeba zwiększenia żywotności wzmacnianych konstrukcji poddanych obciążeniom cyklicznym. Korzystne zastosowanie kompozytów z tworzyw sztucznych zbrojonych włóknami wynikało z jej niewielkiej gęstości objętościowej (lekkie i cienkie materiały kompozytowe niemal nie zmieniają ciężaru własnego ani wymiarów wzmacnianej konstrukcji), odporności korozyjnej i wysokiej wytrzymałości zmęczeniowej, ale także ze względu na wysoką wytrzymałość na rozciąganie, łatwość montażu (naklejenie taśm lub mat na belki, płyty lub słupy nie wymaga podstemplowania czy przerywania eksploatacji obiektu, koniecznych w przypadku montowania stalowych elementów wzmacniających), odporności na przepływ ciepła oraz powstawanie prądów błądzących.

2. Zbrojenie belek drewnianych kompozytami włóknistymi

W przypadku gdy wykonanie wzmocnienia w sposób tradycyjny nie jest możliwe oraz potrzebna

jest szybka i efektywna naprawa konstrukcji będącej w stanie przedawaryjnym, skutecznym sposobem jest zastosowanie kompozytów włóknistych. Ze względu na ich niewielki ciężar i łatwość ukrycia w przekroju, mogą być także stosowane do rehabilitacji i naprawy konstrukcji w budynkach zabytkowych. Wzmocnienia zginanych belek drewnianych z użyciem kompozytu włóknistego sprowadza się do zbrojenia strefy rozciąganej, ścinanej (przypodporowej) lub jednocześnie obu tych stref. Taśmy i maty przyklejane do powierzchni dolnej lub bocznych belki bądź w głąb przekroju stanowią najczęściej zbrojenie strefy rozciąganej. Nośność taśm jest wykorzystywana w granicach 20÷30% wytrzymałości na rozierwanie. Korzystny rozkład naprężeń w strefie rozciąganej uzyskuje się przy zastosowaniu zbrojenia wgłębnego, lecz ze względów technologicznych zaleca się go wykonywać w zakładach produkcyjnych. Zwiększenia nośności ze względu na siły poprzeczne osiągnięte się przy wzmocnieniu ścinanych stref przypodporowych belek. Można je wykonać poprzez przyklejenie do bocznych powierzchni elementów taśm lub mat, usytuowanych prostopadle lub ukośnie do włókien. Wzmocnienie części przypodporowych i przęsłowych belek klejonych warstwowo polega na wklejeniu taśm lub tarcz kompozytowych między powierzchnie boczne dwóch równoległych belek, by zwiększyć odporność ogniową zbrojenia i zmniejszyć wrażliwość na zmianę wilgotności otoczenia.

2.1. Analiza wzmocnień konstrukcji drewnianych

Drewno lite stosowano pierwotnie do budowy różnych obiektów drewnianych obrabiane jest często w sposób minimalny. Jednak pojawiały się ograniczenia co do maksymalnych wymiarów przekroju elementów oraz możliwości wykonywania elementów o znacznych rozpiętościach. Rozwój technologii klejenia drewna umożliwił wykonywanie elementów z drewna o znacznych przekrojach i długościach, np. przekryć o konstrukcji drewnianej o dużych rozpiętościach. Dalszy rozwój technologii klejenia oraz rozwój kompozytów włóknistych spowodował możliwość bardziej efektywnego wykorzystywania drewna. Metoda wynaleziona i opatentowana w USA przez D.A. Tingley'a z Wood Science & Technology Institute, LLC, Corvallis, Oregon USA. była jedną z pierwszych, która umożliwiała zastosowanie na szeroką skalę belek drewnianych zbrojonych kompozytami włóknistymi. Polega ona na wklejeniu taśmy z włóknami aramidowymi (ale także aramidowo-węglowych lub szklano-węglowych) pod ostatnią war-

stwę drewna klejonego lub jako warstwy zewnętrznej, głównie w strefie włókien rozciąganych, ale także w strefie włókien ściskanych. W Polsce natomiast badania tego typu belek zostały przeprowadzone przez Katedrę Inżynierii Budowlanej Politechniki Śląskiej w Gliwicach we współpracy z austriacką firmą Buchacher. Badaniu zostało poddanych 15 belek o wymiarach przekroju 140 x 320 mm, z drewna klejonego o długości 6200 mm oraz rozstawie podpór 5760 mm wzmocnionych taśmami szklano-aramidowymi (GARP), umieszczonymi pomiędzy ostatnią a przedostatnią lamelą oraz od spodu belki (rys. 2). W trakcie badania dokonywano pomiaru wielkości ugięć dla poszczególnych poziomów obciążenia oraz wielkości siły niszczącej. Dodatkowo po dwa modele w poszczególnych grupach badano z tensometrycznym pomiarem odkształceń drewna w strefie środkowej belek w celu określenia wpływu wzmocnienia na położenie osi obojętnej. W dwóch modelach ze wzmocnieniem doklejonym od dołu dokonano również pomiaru odkształceń taśmy. Na rysunku 3 pokazano schemat badania modeli. Na rysunku 4 przedstawiono zależność ugięć od siły obciążającej. Pomiaru wielkości ugięć nie prowadzono do pełnego zniszczenia. Czujniki zdemonstrowano po pojawieniu się pierwszych oznak zniszczenia ze względu na badania elementów w skali naturalnej i niebezpieczeństwo ich uszkodzenia. W wyniku przeprowadzonych badań nośność wzrosła odpowiednio o 54% dla zbrojenia przymocowanego do spodu belki oraz 68% dla zbrojenia wklejonego pomiędzy lamele. Wzrost sztywności wyniósł 15%. Nowe rozwiązanie wzmocniania konstrukcji drewnianych z użyciem kompozytów włóknistych zaproponowano w pracy Rajczyk M., Jończyk D. [3]. Zastosowano sznury aramidowe wklejone pomiędzy lamele belki z drewna klejonego warstwowo (rys. 6). Kompozyty włókniste zastosowano także do wzmocniania belek z drewna litego. Obszerne badania z wykorzystaniem taśmy kompozytowej CFRP przeprowadził Nowak T. [5]. Zbadano 18 starych około stuletnich belek sosnowych (serie A, B, C, D, E, F) oraz 3 belki sosnowe z drewna nowego (seria G) – rysunek 7. Belki serii A i G nie były wzmocnianie, stanowiły one poziom odniesienia dla oceny zmian w stosunku do belek wzmocnianych. Podczas badania rejestrowano wartość siły obciążającej, przemieszczenie belki w środku oraz na podporach, odkształcenia w drewnie, odkształcenia w taśmie CFRP, wartość siły niszczącej, sposób zniszczenia. Wzrost nośności badanych belek wzmocnionych taśmami CFRP wyniósł od 21% dla belek serii F do

nieco ponad 79% dla belek serii D. Również wykorzystano pręty kompozytowe stosowane w podobny sposób jak pręty stalowe oraz metody mieszane, zarówno pręty, jak i taśmy kompozytowe (rys. 10) stosowane dla belek o znacznych obciążeniach.

3. Wnioski

Jak widać, ciekawą i efektywną alternatywą uzyskania wzrostu nośności i sztywności konstrukcji jest zastosowanie kompozytów włóknistych. Ogromne zainteresowanie kompozytami wynika z dwóch podstawowych przesłanek: pierwsza to ich dobre parametry wytrzymałościowe, druga to mały ciężar. Przeprowadzone badania wykazują doskonałą przydatność materiałów kompozytowych do wzmacniania konstrukcji drewnianych. Wartości ugięcia belek i naprężeń w drewnie zostały poważnie zredukowane, zaś ich nośność uległa bardzo wysokiemu zwiększeniu.

JOANNA GIL-MASTALERCZYK
Kielce University of Technology
e-mail: jmastalerczyk@tu.kielce.pl

GROUP OF SACRAL BUILDINGS ZGROMADZENIE KSIĘŻY ZMARTWYCHWSTAŃCÓW IN CRACOW, EXAMPLE OF AN INNOVATIVE AND THE UNIQUE ARCHITECTURAL CREATIONS IN CONTEMPORARY POLISH ART OF SACRED

Abstract

The architecture of the complex of sacred XX Zmartwychwstańców in Cracow, recognizes the freedom to create new shapes, metaphysical significance. The architecture is characterized by ambiguity and allusion. It contains symbols and signs are possible to read through the descriptions copyright, explaining the intentions of the creators and facilitating interpretation of meanings contained in structures

Keywords: sacred art, architecture of church, church, contemporary architecture

1. Introduction

The Sacral Architecture 70s and 80s of the twentieth century constitute a kind of attempt to distinguish from the surrounding buildings, in the most high from the surrounding housing estates. It is characterized by the search for new forms. All churches distinguished by the cross – the symbol of Christianity, the sacred character and element of Polish tradition. constructed in the Poland, the temples stand out from its surroundings at first timid, which may be related to the limitations resulting from the construction of the political situation of the country. However, later objects clearly dominate the environment and the urban landscape boldly grow from the surrounding settlements.

The complex of buildings of the Seminary Zgromadzenia XX Zmartwychwstańców – Center Resurrectionis, dubbed the “Road of the Four Gates” [1], located at Pawlicki street and Zielna street in Cracow. It was located between the rocks Twardowski and green spaces and allotments, and from the town is shown on the background of the landscape and the silhouettes of hills. The location of the buildings affected by the situation they found space, which occurred to developers during the design considerations, a plan: The pretext become these background: *nearby countries*

limestone hills in the green on one side, the other a bit further – the old Cracow [1]. The whole establishment in the urban system, is based on the compositional axis - to the historic city center. Ideological foundation of the location of the center axis – “The Road” linking the city center, the center of the dominant market in the massif of rocks appearing on the horizon [1] [Fig. 1].

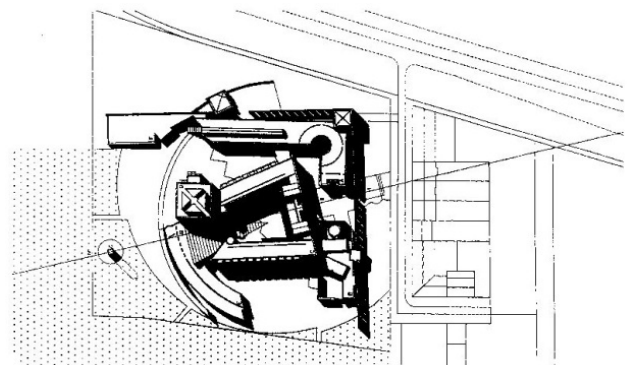


Fig. 1. Group of sacral Centre Resurrectionis XX. Zmartwychwstańców in Cracow, 1985-1993, designer D. Kozłowski, W. Stefański, M. Misiągiewicz, Situation plan by D. Kozłowski, 2 projects. The Way of Four Gates, *Wyższe Seminarium Duchowne Zgromadzenia XX Zmartwychwstańców*. House Alchemists, Manufacturer cosmetics HEAN, Cracow, 1994

The design of buildings “Road Four Gates” was built between 1984-1988. It was implemented in the period 1985-1993. According to the design of Dariusz Kozłowski, Maria Misiągiewicz and Wacław Stefański (interior design: Dariusz Kozłowski and Maria Misiągiewicz). Construction performed by Tadeusz Matejko and Stanisław Karczmarczyk [1].

Usable objects is: approx. 25 000 m², volume: approx. 95 000 m³, the surface area: 3.8 hectares [2].

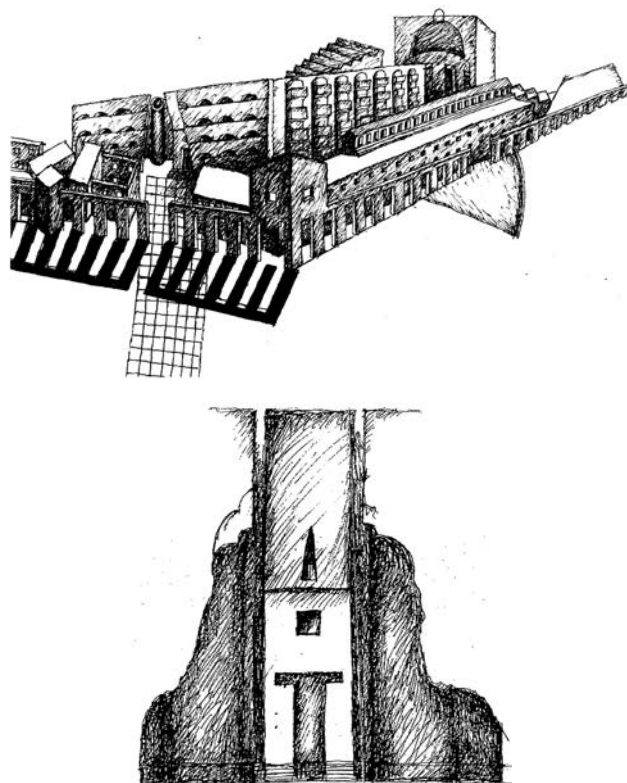


Fig. 2. Group of sacral Centre Resurrectionis XX Zmartwychwstańców in Cracow, sketches the author of the project, designer D. Kozłowski, W. Stefański, M. Misiągiewicz

2. Centre Resurrectionis XX Zmartwychwstańców in Cracow – a unique example of religious art

The building is a set of huge size and layout objects of sacral, whose composition (and symbols) is supported axle, extensions and continuations located far beyond the seminary buildings [2]. Was formed: a medieval monastery with a church, a huge refectory, residential buildings and teaching spaces. For (...) a complex of buildings was imposed incredibly rich set design and decoration layer, which bears the author's interpretation, however rich. The complicated plan creates a maze of rooms and strange music pose a concrete procedure, detached from the reality of the world of a specific, religious surrealism [3].

The complex consists of the Resurrection Center object:

- “The Church”, dedicated to Emmaus (In the name of the church contains the program of the Resurrection, was conceived Ks. Kazimierz Wojtowicz [4]);
- “Home” – a residential house students and professors (Chapel of St. John Vianney, rector office. Recreation rooms, rooms, apartments, a library, underground rooms and recreation rooms, etc.);
- buildings Gatehouse – “Refectory” (Wicket, guest rooms, refectories small and big with a gallery, kitchen, utility room, storage, technical, garages, etc.);
- “home gardener” (Apartments monastic brothers);
- “House of the Sisters” “(Chapel of St. Joseph, housing clerics, library, kitchen, archives, storage rooms and technical; object modified and expanded, since 1994, used as the seat Polish Zgromadzenie XX Zmartwychwstańców [2]);
- “Library” (complex educational: lecture halls, a library, warehouses);
- “Gymnasium” (Fitness room, locker rooms, warehouses);
- “Tower of the Resurrection” (bell tower).

The structure is complex: *three-zone and center*. Zones have different spatial content, graduated importance (integrating wall, peripheral structures, body) and intersects the axis them through a break in the buildings [5].

From the Ks. Pawlicki street and input, designed an enormous' monastery “wall” – in the form of massive concrete arches – surrounding the building seminar. Form arcades, is a rhythmic, repetitive pillars and an aesthetic limitation – the closure of the composition of the town. It also symbolizes the former function of the fence. “A broken” elements of the fence testify massiveness obstacles and enhance the curiosity of what's behind the wall [1]. This area, on the side Pawlicki street, interrupted by the building of the chapel of St. Joseph.

The wall of the monastery is located in the transition – the gateway (I “Gate of Initiation”), in the form of an enlarged gap. For reinforced concrete walls are buildings (“House of the Sisters”, “House Travelers' with a wicket and parlor, refectories”, Gardener's Cottage), hat penetrate the fence and are: *non-aggressive forms of the condition benign disorder*. Interior secret promise rather than something mean. They are rather extensive overseas outside world, and that – on the other side of the wall. Can evoke this specific kind of anarchistic space buildings, which sprouted a wall of ancient monasteries [1].

Behind the wall is irregular courtyard (“Courtyard of Desire”) with gates leading to nowhere. Attention is a characteristic way of shaping facades of buildings: *Elevations of surrounding structures are imposed on them, rather than reflecting the architectural tectonics; belong equally to the volumes as to the emptiness of the courtyard* [1].

The building of the monastery is preceded by a dramatic in the form – torn wall, protecting the regularity of the portal building seminar (II “Door of Hope”) [1] [Fig. 2] breakage, split wall creates and accentuates the main entrance to the team. The object of the seminar (with a residential function), has the form of half a square – similar to a trapezoid, flanking courtyard, open to the south – with views of the greenery. The building has four floors.

The side wings from the outside, designed concrete colonnade of exaggerated proportions of elements, which close the outer courtyard.

At elevations team produce screen appear high, reinforced concrete walls, concrete walls with square and doubled arched window openings [6] [Fig. 2-4]. These holes are not always cover relative to the windows of the building, because some task was to achieve a dim light, in order to obtain a desired mood study and prayer [6].

The function and purpose of individual buildings, facade colors correspond definite [7]. The walls of the building seminar, both from the front (ie. Facing the street. ks. Pawlicki) as well as on the inner courtyard, decorated in pale-pink color scheme, carpentry in – blue; located in front of them spans of the wall (from the main entrance with arched openings) – with blue and green, while the inner courtyard – natural color gray reinforced concrete, with visible traces of formwork. Emmaus church facade, painted white, and in parts of reinforced concrete – the color of the light-gray, leaving traces of the formwork [Fig. 5].



Fig. 3. Group of sacral Centre Resurrectionis XX Zmartwychwstańców in Cracow, 1985-1993, designer D. Kozłowski, W. Stefański, M. Misiągiewicz, “Świątynia Wschodu”, photo by the author



Fig. 5. Group of sacral Centre Resurrectionis XX. Zmartwychwstańców in Cracow, 1985-1993, designer D. Kozłowski, W. Stefański, M. Misiągiewicz, church of Emmaus, photo by the author



Fig. 4. Group of sacral Centre Resurrectionis XX. Zmartwychwstańców in Cracow, 1985-1993, designer D. Kozłowski, W. Stefański, M. Misiągiewicz, “Świątynia Zachodu”, photo by the author



Fig. 6. Group of sacral Centre Resurrectionis XX. Zmartwychwstańców in Cracow, 1985-1993, designer D. Kozłowski, W. Stefański, M. Misiągiewicz, “Prowincjałat”, photo by the author

With the opening of the observation (“Gate of Knowledge”), located: Emmaus body of the church, a library, and between them the great mastaba – a triangular plan.

The church of the monastery is the dominant spatial and symbolic part of the “Gates of Knowledge”. It was located in the western part of the right arm of the seminary building. At the entrance to the temple, the right wing of the seminar, placed the Chapel of St. John Vianney. The inner courtyard full circle amphitheater stairs (now covered with black tar paper). They mark the path to the light [4], and virtually lead nowhere. Outside the auditorium to serve as a summer theater, hidden inside the auditorium. The stage of the theater is a crash-gallery, shielding the center of the building. For the auditorium, located on a semi-circular plan, not high in relation to the whole premise library building (with a reading and lecture halls). Behind him was designed bell tower – “The Tower of the Resurrection” – vertical component of the cross, which is the final form of the whole team (“Gate of Faith”) [1].

The architectural composition of the Resurrection Center, associated with the idea of “Spirit Roads” called “the Road of the Four Gates”, is closely associated with a record keynote architectural concept, description of the shape and destiny of the individual blocks [2]. With this kind of reading is also associated, given the architecture of the building deep symbolic value. The creators of the band was about *mining metaphor of space by strengthening receipt forms – word*. Dariusz Kozłowski wrote: *Naming things is herein; (...) The word is intertwined with the image and creating a kind of whole, and ... mood* [1].

The idea diagram of the “Road of the Four Gates” has become the the backbone of the the concept of the whole project. These gates are: “The Gate of Initiation”, “Gate of Hope”, “The Gate of Knowledge” and “Gate of Faith.” The architecture of the building, not all gates are readable because some of them are only conceptual game. The toughest to read are Gate of Faith, because it exists only in the imagination of the initiate. It creates a cross, which is being built in space [6].

The Gate of Faith – (Gate IV)

*pion Kolumny Zmartwychwstania
poziom horyzontu skały na tle błękitu
Krzyż – który istnieje w myśli
Brama – którą mogą dostrzec ci, którzy wiedzą
przejście – które ujrzeć mogą ci, którzy wierzą
dalej tylko wiara, jasność, wieczność ...* [1].

The architecture of the complex of sacred XX Zmartwychwstańców in Cracow, recognizes the freedom to create new shapes, metaphysical significance. The architecture is characterized by ambiguity and allusion. It contains symbols and signs are possible to read through the descriptions copyright, explaining the intentions of the creators and facilitating interpretation of meanings contained in structures.

The Gate of Knowledge – (Gate IV)

*portal bez zwieńczenia
mastaba kamienia
schody
schody
ku jasności
cienistość Kaplicy
i
chłód biblioteki
uciszenie rozterek i bojaźni
(kolory: białe)
las
otwarcie przestrzeni
otoczone ścianą drzew
jeszcze błędne kierunki
fałszywe aleje
drzewa mityczne
woda
w tym zwierciadle
ślad Kolumny Zmartwychwstania* [1].



Fig. 7. Group of sacral Centre Resurrectionis XX. Zmartwychwstańców in Cracow, 1985-1993, designer D. Kozłowski, W. Stefański, M. Misiągiewicz, view from the street Zielińskiego, “Refektarz”, photo by the author

Using the means and effects such as “weird perspective” courtyards and gardens, “collapsing” walls “structures in buildings”, “false” column, “false” vaults “lost” rock and proportions of architectural

details, “unfinished buildings”, “structures exist here a long time”, “false churches”, “fake stairs”, “false gates”, “buildings false”, “strange things”, “curved” walls, etc. creators of this architecture enriching its reception, obtained unrealistic atmosphere and mood of the artificial world of architecture [1]. Thus obtained another form of architecture, *hidden nostalgia and romance under the guise of a slightly ironic fun* [1].



Fig. 8. Group of sacral Centre Resurrectionis XX. Zmartwychwstańców in Cracow, 1985-1993, designer D. Kozłowski, W. Stefański, M. Misiągiewicz, view from the street Zielińskiego, “Refektarz”, photo by the author

3. Conclusions

The architecture of the buildings of religious of the Congregation of the Resurrection in Cracow, the authors have adopted the principle of building a non-conventional architecture [6]. (...) *In the area of the monastery Road of the Spirit, in its real and metaphorical dimension unites elements of spatial composition of buildings, arrange the space in a pushy, creating a consistent fragments of the structure of the built environment. This gives the space a bit confusing, retaining consistency only where an overriding need for usability demands; fuzzy, vague, ambiguous enough to resist the weariness form in fenced off from the world, the monastic community – where it just was not possible (...)* [1].

The buildings are very clear references to surrealist art – where the rich and multi-layered intellectual baggage thoughts, often extremely difficult to guess inevitably accompanies the process of building. *Elements of the alphabet building has been used*

here for the deliberate, thought out by the artist, citing a reference to surrealist art, standing at the basis of postmodernism [8]. The architecture evokes emotion and admiration, but also forces us to reflect on the mystery of existence. Implementation of object fragments astonishing architecture not falling within the categories of fundamental principles for building. You can find it fascination with horror, mystery, *sleepy dreams, the combination of surprise and contradiction* [6] [Fig. 2-8]. The complex is an original and important work of the Polish religious art.

References

- [1] D. Kozłowski, *Projekty i budynki 1982-1992. Figura-tywność i rozpad formy w architekturze doby postfunkcjonalnej*, Krakow 1992, pp. 37, 60-68.
- [2] D. Kozłowski, 2 projekty. Droga Czterech Bram, Wyższe Seminarium Duchowne Zgromadzenia XX Zmartwychwstańców. Dom Alchemików, Wytwórnia kosmetyków HEAN, Krakow 1994, pp. 6-7.
- [3] Wąs C., *Bunt* /2006, pp. 74-87; source: http://historiasztuki.uni.wroc.pl/quart/pdf/quart01_Was.pdf, 3.04.2013.
- [4] A. Buszko, *Ewolucja myśli architektonicznej w sztuce sakralnej po reformach Soboru Watykańskiego II na przykładzie Krakowa*, rozprawa doktorska, promotor dr hab. Zdzisława Tołłoczko, prof. PK, Politechnika Krakowska im. Tadeusza Kościuszki, Kraków 2006, p. 133; źródło: Kazimierz Wójtowicz, *Emaus programem formacji seminaryjnej*, Krakow 2006, pp. 9, 130
- [5] D. Tabor, *Seminarium. Od miejsca do wartości. (refleksje krytyczno-estetyczne)*, Resurrectio et vita, pismo polskiej prowincji Zmartwychwstańców, nr 1, 1994, p. 15.
- [6] Węclawowicz-Gyurkovich E., *Postmodernizm w polskiej architekturze. Skrypt dla studentów wyższych szkół technicznych*, Krakow 1998, pp. 39-40.
- [7] Bułdys B., *Czy postmodernizm w Krakowie? Realizacje i projekty architektów krakowskich z terenu miasta i okolic*, Architektura, No. 2, 1989, p. 19.
- [8] Węclawowicz-Gyurkovich E., *Współczesna polska architektura sakralna w twórczości krakowskich architektów. Wybrane zagadnienia* [w:] Kwartalnik Architektury i Urbanistyki, t. XLI, z. 3-4, PAN Komitet Architektury i Urbanistyki, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 1996, p. 328.
- [9] Wroński J. Sz., *Kościoły Krakowa zbudowane w latach 1945-1989, jako wyraz przemian architektury sakralnej w Polsce na tle rozwoju architektury na świecie*, Kraków 2010, p. 327; source: A. Basista, *Model posoborowej świątyni*, „Znak” nr 8 (531): 1999, p. 34.

Joanna Gil-Mastalerczyk

Zespół Sakralny Zgromadzenia Księżych Zmartwychwstańców w Krakowie – przykład nowatorskiej i unikatowej kreacji architektonicznej we współczesnej polskiej sztuce sakralnej

1. Wprowadzenie

Architektura sakralna lat siedemdziesiątych i osiemdziesiątych XX wieku stanowi pewnego rodzaju próbę odróżnienia od otaczającej ją zabudowy, w mieście najczęściej od otaczających ją wysokich blokowisk. Charakteryzuje się poszukiwaniem nowych form. Wszystkie kościoły wyróżnia krzyż – symbol chrześcijaństwa, znak sacrum oraz element polskiej tradycji. Powstające w Polsce świątynie wyróżniają się ze swojego otoczenia początkowo nieśmiało, co może mieć związek z ograniczeniami budowlanymi wynikającymi z sytuacji politycznej kraju. Jednak późniejsze obiekty wyraźnie dominują nad otoczeniem, a w krajobrazie miejskim odważnie wyrastają z otaczających je osiedli.

Zespół obiektów Wyższego Seminarium Duchownego Zgromadzenia XX Zmartwychwstańców – Centrum Resurrectionis, nazwany „Drogą Czterech Bram” [1], mieści się przy ulicy Pawlickiego i Zielnej na Zakrzówku w Krakowie. Zlokalizowany został pomiędzy Skalkami Twardowskiego a terenami zielonymi i ogródkami działkowymi, a od strony miasta widnieje na tle krajobrazu i sylwety wzgórz.

Na umiejscowienie budowli wpłynęła zastana sytuacja przestrzenna, która nasunęła twórcom, w czasie przemysłów projektowych, pewien zamysł: *Pretekstem stały się owe tła: nieodległe wzgórza wapienne w zieleni z jednej strony, z drugiej nieco dalsze – stary Kraków* [1]. Całość założenia w układzie urbanistycznym oparta została na osi kompozycyjnej – wobec historycznego centrum Krakowa. Ideowym założeniem usytuowania Centrum jest oś – „Droga”, *łącząca środek miasta, środek Rynku z dominantą w masywie skał widniejących na horyzoncie* [1] [Fot. 1].

Projekt zespołu obiektów „Drogi Czterech Bram” powstał w latach 1984-1988. Realizowany był w latach 1985-1993 według projektu Dariusza Kozłowskiego,

Marii Misiągiewicz i Wacława Stefańskiego (projekt wnętrz: Dariusz Kozłowski i Maria Misiągiewicz). Konstrukcję wykonał: Tadeusz Matejko i Stanisław Karczmarczyk [1].

Powierzchnia użytkowa obiektów wynosi: ok. 25 000 m², kubatura: ok. 95 000 m³, powierzchnia terenu: 3,8 ha [2].

2. Centrum Resurrectionis XX Zmartwychwstańców w Krakowie – unikatowe dzieło sztuki sakralnej

Budowla jest zespołem olbrzymich rozmiarów obiektów oraz układem o charakterze sakralnym, *którego kompozycja (i symbolika) wspierana jest osią, znajdującą przedłużenie i kontynuację daleko poza zabudowaniami seminarium* [2]. Ukształtowana została: *jak średniowieczny klasztor z kościołem, wielkim refektarzem, budowlami mieszkalnymi i pomieszczeniami dydaktycznymi. Na (...) kompleks budynków nałożona została niesłychanie bogata warstwa scenografii i dekoracji, które opatrzone niemniej bogatą autorską interpretacją. Skomplikowany plan tworzy labirynt pomieszczeń, a dziwne betonowe utwory stwarzają wewnętrzny, oderwany od rzeczywistości świat o charakterze specyficznego, religijnego surrealizmu* [3].

W skład zespołu obiektów Centrum Zmartwychwstańców wchodzi: „Kościół” pod wezwaniem Emaus; „Dom” – dom mieszkalny studentów i profesorów, budowle bramne – „Refektarz”, „Dom ogrodnika”, „Dom Sióstr”, „Biblioteka”, „Gimnazjon”, „Wieża Zmartwychwstania” (dzwonnica).

Struktura kompleksu jest: *trójstrefowa i centralna. Strefy mają różną zawartość przestrzenną, stopniową doniosłość (mur integrujący, budowle peryferyjne, korpus) i przecina je oś poprzez przerwy w budowlach* [5].

Od strony ulicy Ks. Pawlickiego oraz wejścia, zaprojektowano ogromnych rozmiarów „mur klasztor-

ny” – w postaci potężnej żelbetowej arkady – otaczający budynek seminarium. Forma arkad, ma postać zrytmizowanych, powtarzalnych słupów i stanowi estetyczne ograniczenie – zamknięcie kompozycji od strony miasta. Symbolizuje także dawną funkcję ogrodzenia. „Wyłamane” elementy ogrodzenia świadczą o masywności przeszkody i wzmagają ciekawość do tego, co znajduje się za murem [1]. Strefa ta, od strony ulicy Pawlickiego, przerwana została budynkiem kaplicy pod wezwaniem św. Józefa.

W murze klasztorным mieści się przejście – brama (I „Brama Inicjacji”), w postaci poszerzonej szczeliny. Za żelbetową przegrodą znajdują się kilkukondygnacyjne budowle bramne, które przenikają ogrodzenie i stanowią: *nieagresywne formy w stanie łagodnego nieładu. Zapowiadają raczej tajemnicę wnętrza, niż coś oznaczają. Są raczej rozbudowaną granicą świata zewnętrznego, i tego – po drugiej stronie muru. Przywołać na myśl mogą ten specyficzny rodzaj anarchizujących przestrzeni zabudowań, którymi porastało przymurze dawnych klasztorów* [1].

Za murem mieści się nieregularny dziedziniec („Dziedziniec Pragnień”) z bramami prowadzącymi donikąd. Uwagę zwraca charakterystyczny sposób kształtowania elewacji budynków: *Elewacje otaczających budowli są nałożone na nie raczej, niż oddające tektonikę architektury; należą w równej mierze do kubatur, jak do pustki dziedzińca* [1].

Budowlę klasztoru poprzedza dramatyczna w formie – rozdarta ściana, osłaniająca regularność portalu budynku seminarium (II „Brama Nadziei”) [1] [Fot. 2]. Przerwany, rozłamany mur tworzy i akcentuje główne wejście do zespołu. Obiekt seminarium (o funkcji mieszkalnej) posiada formę niepełnego czworoboku – zbliżonego do trapezu, oskrzydłającego dziedziniec wewnętrzny, otwarty na południe – z widokiem na zieleń. Budynek ma cztery kondygnacje.

W bocznych skrzydłach z zewnątrz, zaprojektowano betonowe kolumnady o przesadzonych proporcjach elementów, które zamykają zewnętrzny dziedziniec.

Na elewacjach zespołu pojawiają się kilkukondygnacyjne parawanowe, żelbetowe ściany, portyki betonowe, ściany zdwojone z kwadratowymi i łukowymi otworami okiennymi [6] [Fot. 2-4]. Otwory te nie zawsze znajdują pokrycie w stosunku do okien budynku, ponieważ zadaniem niektórych z nich było osiągnięcie światła przyciemnionego w celu uzyskania odpowiedniego nastroju nauki i modlitwy [6].

Funkcji i przeznaczeniu poszczególnych budynków odpowiadają określone kolory elewacji [7]. Ściany

budynku seminarium, zarówno te od frontu (tj. zwrócone w stronę ul. ks. Pawlickiego), jak i od strony dziedzińca wewnętrznego, utrzymane są w bladioróżowej tonacji kolorystycznej, stolarka w – niebieskim; usytuowane przed nimi parawanowe ściany (od strony wejścia głównego z łukowymi otworami) – w kolorze niebiesko-zielonym, natomiast od wewnętrznego dziedzińca – w kolorze naturalnego szarego żelbetu, z widocznymi śladami deskowania. Fasady kościoła Emaus pomalowano na biało, a we fragmentach żelbetowych – na kolor jasnopopielaty, pozostawiając ślady deskowania [Fot. 5].

Przy otwarciu widokowym („Bramie Wiedzy”), zlokalizowano: bryłę kościoła Emaus, bibliotekę oraz pomiędzy nimi wielką mastabę – o trójkątnym planie.

Kościół stanowi dominantę przestrzenną klasztoru oraz część symbolicznej „Bramy Wiedzy”. Zlokalizowano go w części zachodniej prawego ramienia trapezoidalnego budynku seminarium. Przy wejściu do świątyni, w prawym skrzydle seminarium, umieszczono kaplicę pod wezwaniem św. Jana Vianney. Wewnętrzny dziedziniec domykają amfiteatralne schody (pokryte obecnie czarną papą). Oznaczają one drogę do światłości [4], natomiast praktycznie prowadzą donikąd. Na zewnątrz mają pełnić funkcję widowni teatru letniego, wewnątrz kryją aulę. Scenę teatru stanowi ruina-krużganek, osłaniająca centrum budowli. Za aulą usytuowano na rzucie półkolistym niewysoki, w stosunku do całego założenia, budynek biblioteki (z czytelnia i salami wykładowymi). Za nim zaprojektowana została dzwonnica – „Wieża Zmartwychwstania” – pionowy element krzyża, będąca ostatnią formą całego zespołu („Brama Wiary”) [1].

Kompozycja architektoniczna Centrum Zmartwychwstańców, związana z ideą „Drogi Ducha” nazwanej „Drogą Czterech Bram”, ściśle wiąże się z zapisem myśli przewodniej koncepcji architektonicznej, opisem kształtów i przeznaczeniem poszczególnych brył [2]. Z takim rodzajem odczytu wiąże się także nadane architekturze budowli głębokie wartości symboliczne. Twórcom zespołu chodziło o *wydobycie metafory przestrzeni przez wzmocnienie odbioru formy – słowem*. Dariusz Kozłowski napisał: *Nazwanie rzeczy ma tu znaczenie; (...) słowo przeplata się z obrazem i tworząc swojego rodzaju całość, i ... nastrój* [1].

Zamysł ideowy „Drogi Czterech Bram” stał się kręgosłupem koncepcji całego założenia. Bramy te to: „Brama Inicjacji”, „Brama Nadziei”, „Brama Wiedzy” i „Brama Wiary”. W architekturze budowli nie wszystkie bramy są możliwe do odczytania, po-

nieważ niektóre z nich są jedynie grą konceptualną. Najtrudniejsza do odczytania jest Brama Wiary, gdyż istnieje tylko w wyobraźni wtajemniczonego. Tworzy ją krzyż, który budowany jest w przestrzeni [6].

Brama Wiary – (Brama IV)

pion Kolumny Zmartwychwstania

poziom horyzontu skały na tle błękitu

Krzyż – który istnieje w myśli

Brama – którą mogą dostrzec ci, którzy wiedzą

przejście – które ujrzyć mogą ci, którzy wierzą

dalej tylko wiara, jasność, wieczność ... [1].

Za pomocą zastosowanych środków i efektów, takich jak: „dziwne perspektywy” podworców i ogródków, „zapadających się” murów, „budowle w budowlach”, „nieprawdziwe” kolumny, „fałszywe” sklepienia, „zagubione” skale i proporcje detali architektonicznych, „budowle niedokończone”, „budowle istniejące tu od dawna”, „fałszywe świątynie”, „fałszywe schody”, „fałszywe bramy”, „budowle fałszywe”, „rzeczy dziwne”, „krzywe” ściany, itd. twórcy tej architektury wzbogacając jej odbiór, uzyskali nierealistyczny klimat oraz nastrój sztucznego świata architektury [1]. Uzyskana w ten sposób inna forma architektury *kryje nostalgie i romantyczność pod maską lekko ironicznej zabawy* [1].

3. Podsumowanie

W architekturze budowli sakralnej Zgromadzenia Księży Zmartwychwstańców w Krakowie, autorzy przyjęli zasadę budowania architektury niekonwencjonalnej [6]. (...) *Na obszarze klasztoru Droga Ducha, w jej wymiarze realnym i metaforycznym spaja kompozycję elementów przestrzennych budowli, porządkuje przestrzeń w sposób nienachalny, tworząc spójne fragmenty konstrukcji otoczenia architektonicznego w układzie dekomponowanej całości. Daje to przestrzeń nieco zagmatwaną, zachowującą spójność jedynie tam, gdzie nakazuje bezwzględna potrzeba użyteczności; zamazaną, niejasną, wieloznaczną na tyle, by przeciwstawić się znużeniu formą w odgradzonej od świata społeczności klasztornej – tam, gdzie to tylko było możliwe (...) [1].*

W budowli bardzo czytelne stają się także odniesienia do sztuki surrealistycznej – gdzie bogaty i wielowarstwowy bagaż przemyśleń intelektualnych, często niezwykle trudny do odgadnięcia, towarzyszy nieodłącznie procesowi budowania. *Elementy alfabetu budowania zostały tu użyte dla zamierzonego, przemyślanego przez artystę celu, przywołując odniesienia do sztuki surrealistycznej, stojącej u podstaw postmodernizmu* [8].

Architektura obiektu wywołuje wzruszenie i podziw, ale także zmusza do zadumy nad zagadką istnienia. Realizacja obiektu zadziwia fragmentami architektury niemieszczącej się w kategoriach podstawowych zasad budowania. Odnaleźć w niej można fascynację grozą, tajemniczością, *sennymi marzeniami, jednoczesne stosowanie zaskoczenia i sprzeczności* [6] [Fot. 2-8]. Reasumowując, należy stwierdzić, że zespół jest oryginalnym i znaczącym dziełem polskiej sztuki sakralnej.

GRZEGORZ MAJEWSKI¹
MAREK TELEJKO²

Kielce University of Technology

¹e-mail: majewskigrzegorz@wp.pl

²e-mail: telejko@tu.kielce.pl

THERMAL COMFORT IN INTELLIGENT BUILDINGS

Abstract

The paper presents the issue of thermal comfort conditions with regard to intelligent buildings. First the principles of thermal comfort are discussed, namely the parameters affecting the human perception of the best indoor air conditions. Among the mentioned parameters indoor temperature seems to be especially vital for humans. In the second part the test results of temperature changes in the Energis building are presented together with the discussion.

Keywords: smart building, thermal comfort, indoor air quality

1. Introduction

The term intelligent building has been used since the 1980s. Intelligent buildings came into being when those already constructed were not able to meet users' expectations. Another contributing factor was the advancement in engineering sciences. An intelligent building integrates different systems to ensure a synchronised management of the resources and to provide the best environment for the users [1]. For a building to be categorised as intelligent, it must have one of the systems that manage all the installations, i.e. Building Management System (BMS) [2].

Intelligent building involves the coordination of, among others, the following systems: air conditioning, ventilation, heating, electrical and power, lighting, structural cabling, audiovisual, access control, burglary and assault, fire safety, on-site transport, telecommunication and IT. Using the electronic systems, the smart building "feels" the internal and external conditions, and also "responds" to those so that the users could be safe and comfortable [1].

2. Thermal comfort versus air parameters

From the layman's perspective, the terms of microclimate and thermal comfort are interchangeable, which is not entirely correct though. Interior microclimate is a collection of many factors that contribute to how individuals feel in a room. In addition to those affecting metabolic processes and thermal balance, the factors include acoustic, olfactory, light and other stimuli that influence human

psychic. Thermal comfort, however, refers to factors that are exclusively related to body thermal balance, and also heat transfer to the environment [3]. Thus, thermal comfort is the state of individuals' physical contentment with the ambient environment [4].

The main source of information on thermal comfort of people staying in different thermal environments are the assessments given by them. The microenvironment, friendly to humans, should be adjustable, so that an individual staying in it could describe it as not too warm or too cool, or in other words, comfortably warm or cool (Table 1) [5].

Table 1. Scales of thermal comfort [5, 6, 7]

Scale of thermal comfort				
Bedford	ASHRAE	Numerical	Linear	
Much too warm	Hot	7	7 -	comfort zone
Too warm	Warm	6	6 -	
Comfortably warm	Slightly warm	5	5 -	
Comfortable	Neutral	4	4 -	
Comfortably cool	Slightly cool	3	3 -	
Too cool	Cool	2	2 -	
Much too cool	Cold	1	1 -	

Thermal comfort sensations are traditionally represented by a seven-point scale (Table 1). The comfort zone is considered to be represented by three medium values of thermal sensations [5]. According to Bedford, those are “comfortably warm”, “comfortable” and “comfortably cool” [6]. In accordance with ASHRAE, the terms applied are “slightly warm”, “neutral”, and “slightly cool” [7]. Precise temperature control is very important when a large group of people are staying in the room. Even when the air temperature is regarded as optimal, statistically 5% of people find it uncomfortable. If the temperature exceeds the optimum, the number of those discontented grows very fast. Temperature must range ± 1.5 K around the optimum value for the number of the discontented individuals to remain below 10%. Consequently, the rooms, intended to be used by a large number of people, should have the temperature that could be precisely controlled, and vary within a narrow range around the optimum value. In addition to air temperature, radiation temperature and air humidity are also important. The motion of air, the temperature of which is lower than that of the body surface, results in increased heat being given up. That phenomenon is called calorific loss. Air humidity significantly affects thermal sensations at high temperatures. In the room, in which temperature is higher than the comfortable one, people sweat. Simultaneous occurrence of high temperature and high air humidity creates a lack of comfort, which is related to latent heat being given up. In comfortable temperatures, however, the effect of air humidity can be disregarded [5].

In rooms, thermal comfort is offered when [8]:

- a) the average temperature of the surrounding space-dividing elements is equal to, or close to, the indoor room temperature;
- b) in winter, air temperature is $20 \div 22^\circ\text{C}$; in summer, however, indoor temperature should be the closer to the outdoor temperature, that shorter user stays, on average, in a given room. Summer indoor temperature should be $23 \div 25^\circ\text{C}$, in industrial spaces, the permitted temperature in summer is 28°C ;
- c) air relative humidity ranges $30 \div 70\%$ (optimum values are $40 \div 60\%$), and the rate of change in relative humidity does not exceed 20% an hour;
- d) air velocity does not exceed the values that are assumed, and which depend on temperature.

Maintaining the optimal levels of indoor temperature and relative humidity is not sufficient for people to perceive comfort. The indoor air quality is equally important.

The most harmful pollutants found in air include the following [9]:

- a) pollutants emitted from building materials used in the environment where people stay;
- b) anthropogenic pollutants, i.e. those that result from human activities, like tobacco smoking, cleaning, cooking, natural gas combustion, and repair works, etc.;
- c) microbiological pollutants, i.e. fungi, yeasts, mould, dust, and animal wastes.

The determinants of indoor air quality include, among others, concentrations of NO_2 , SO_2 , O_3 , and also the presence of dusts. However, the most popular indicator of indoor air quality is CO_2 concentration. The dependence holding between the amount of fresh air and carbon dioxide concentration inside the room has been a widely applied criterion in air quality assessment [10, 11]. Currently, CO_2 concentration value ranges 400 – 600 ppm [12, 13]. In rooms, living organisms and natural gas devices are the main source of carbon dioxide [12]. Presently, indoor air quality standards allow the maximum permitted CO_2 concentration level of 1000 ppm [13].

3. ENERGIS Building

3.1. Building characteristics

The ENERGIS, a teaching and laboratory building, houses the Faculty of Environmental Engineering, Geomatics and Power Engineering of the Kielce University of Technology. It was put into operation in 2012. The building is located in the western part of the university campus, at the corner of Warszawska and Studencka streets. It is a seven-storey building, with five stories of the superstructure and two stories located underground. The building has monolithic structure of reinforced concrete and it is supported by reinforced concrete raft foundation. The exterior reinforced concrete walls are insulated with styrofoam, 25 cm in thickness. The interior masonry walls are made of clay brick. Concrete flooring systems have two-way reinforcement. The reinforced concrete flat roof is insulated with styrofoam, 35 cm in thickness. The building houses lecture halls, auditorium halls, rooms for classes and seminars, computer laboratories and other laboratories, office rooms and laboratory backup facilities [14].

The building dimensions are as follows [15]:

- a) height, including underground storeys: 19.95 m,
- b) total area: 6 288.92 m^2 ;
- c) floor space: 5 121.24 m^2 ;
- d) cubic volume: 23 366.51 m^3 .

The ENERGIS is an example of energy-saving, smart building, powered by renewable energy sources.

The structure harvests solar energy (photovoltaic cells, solar collectors), and also energy accumulated in the ground and air (heat pumps, recuperators). The whole structure makes an example of smart building using the latest energy-saving technologies to power the utilities, modern solutions to harvest and store heat, and modern IT technologies for control and monitoring. The building itself provides an interdisciplinary laboratory [15].

3.2. Results of tests on temperature changes

The BMS of the ENERGIS building records a number of parameters, including air temperature in the rooms. Changes in this parameter over time may be used to draw conclusions on the quality of control in the building, and also increase the comfort of the users. Figures 1, 2 and 3 show temperature changes over the 24-hour period for a selected date in September (when the classes had not started yet, and the ambient air temperature was above zero) and in winter, namely in January, when classes were not held either, and also on the day when full time students attended regular classes.

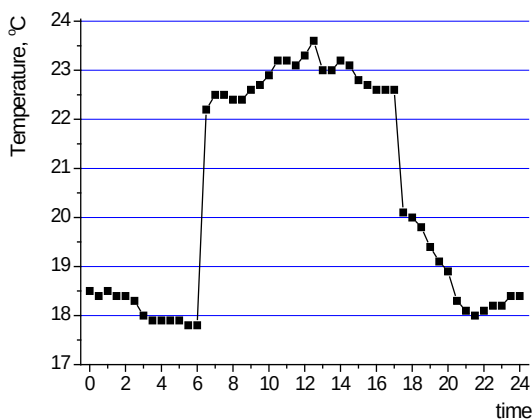


Fig. 1. Temperature changes for 20 September 2015 – no classes were held

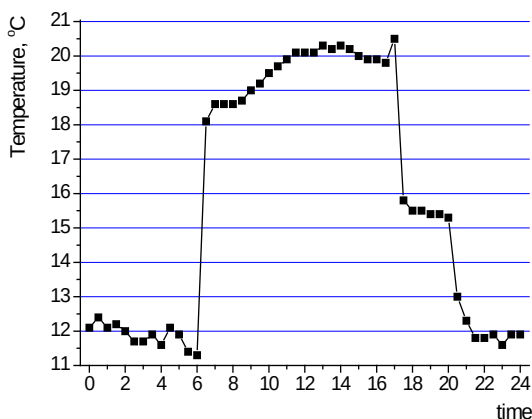


Fig. 2. Temperature changes for 3 January 2016 – no classes were held

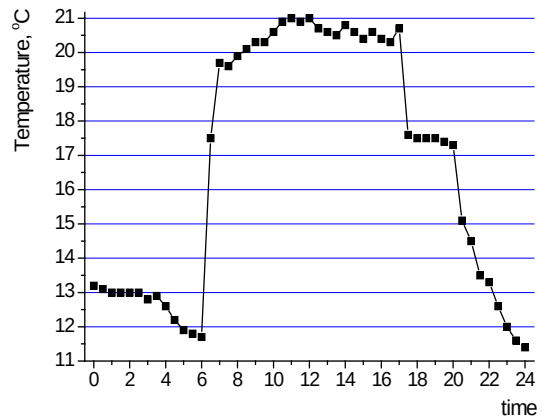


Fig. 3. Temperature changes for 12 January 2016 – classes were held for full time students

The figures above show that starting from 6 a.m., quick increment of temperature is observed until the values that can be perceived as comfortable are achieved. That also occurs on the days when the students or the staff might not be present in the building (Fig. 1). In that case, it would be possible to adjust the settings by means of prolonging the time when temperature is lower. That would contribute to cost reduction. Around 6-8 PM, air temperature clearly dropped. It should be added, however, that when classes were taught, the temperature in the room of concern was fairly precisely controlled within the range of about 1°C (Fig. 3). That can also indicate the value was controlled by the users themselves, by means of control panels available in the classroom. Additionally, for the winter period, the temperatures recorded outside the regular operating hours of the building remained far below the comfort range of values and amounted to approx. 11°C.

4. Conclusions

The necessity of ensuring thermal comfort for the users makes it necessary to design increasingly expensive and efficient systems to control indoor air parameters. Currently, smart buildings are constructed more commonly. In such buildings, it is possible to test the effect of indoor air parameters on the thermal comfort of the users. The data on temperature changes together with surveys on comfort evaluation, and also other air parameters can lead to better performance of control systems in smart buildings. As a result, that can lower the percentage of the users who do not feel comfortable, and also reduce the costs of the building operation. The management of the individual components of the system, based on the assumed time schedules and parameters provided, can also optimise energy consumption in the building.

References

- [1] Niezabitowska E. ed.: *Budynek inteligentny, potrzeby użytkownika a standard budynku inteligentnego, tom 1 (Intelligent building, user's needs versus the building standard, vol. 1)*. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2005.
- [2] Biskupski J.: *Inteligentny budynek mieszkalny (Intelligent residential building)*. Rynek Instalacyjny, 1-2/2009.
- [3] Pogorzelski J.A.: *Fizyka cieplna budowli (Structure thermal physics)*. PWN, Warszawa 1976.
- [4] ASHRAE Standard *Thermal Environmental Conditions for Human Occupancy*, 1992, pp. 1041-2336 [as cited in] Klemm P. ed.: *Budownictwo ogólne, Fizyka budowli, tom 2 (General construction, Structure physics), vol. 2*. Arkady, Warszawa 2010, p. 54.
- [5] Śliwowski L.: *Mikroklimat wnętrz i komfort cieplny ludzi w pomieszczeniach (Interior microclimate and thermal comfort of people in rooms)*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1999.
- [6] Bedford T.: *The warmth factor in comfort at work*. MRC industrial health board. Report no. 76. London, HMSO 1936.
- [7] ASHRAE Standard *Thermal Environmental Conditions for Human Occupancy*, 2003, pp. 10.
- [8] Klinka T., Krygier K., Seweryniak J.: *Ogrzewnictwo, wentylacja, klimatyzacja (Heating, ventilation, air conditioning)*. Wydawnictwo Szkolne i Pedagogiczne, Warszawa 1991.
- [9] Muller J., Skrzyniowska D.: *Jakość powietrza a wentylacja pomieszczeń (Air quality versus room ventilation)*. Czasopismo Techniczne, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, 4-Ś/2012, Zeszyt 28, pp. 41.
- [10] Nantka, M.B.: *Wentylacja w budownictwie ogólnym – przegląd, działanie, problemy i mity (Ventilation in general construction – review, operation, problems and myths)*. Materiały Forum Instalacyjnego, Poznań 2004 [in:] Telejko M.: *Evaluation of indoor air quality in selected nursery schools*. Budownictwo i Architektura 13(4), (2014), pp. 41-48.
- [11] Nowakowski E.: *Problemy z wentylacją grawitacyjną pomieszczeń (Problems of room gravity ventilation)*. Rynek Instalacyjny 9/02, pp. 58-62, [in:] Telejko M.: *Ocena jakości powietrza wewnętrznego w wybranych przedszkolach (Evaluation of indoor air quality in selected nursery schools)*. Budownictwo i Architektura 13(4), (2014), pp. 41-48.
- [12] Telejko M.: *Ocena jakości powietrza wewnętrznego w wybranych przedszkolach (Evaluation of indoor air quality in selected nursery schools)*. Budownictwo i Architektura, 13 (4) (2014), pp. 41-48.
- [13] Telejko M.: *Microclimate in a flat with additional air intakes*. Structure and Environment, 2 (1) (2010), pp. 48.
- [14] Tracz W., Piotrowski J.Z.: *Projekt budowlany budynku dydaktyczno-laboratoryjnego z łącznikiem wydziału Inżynierii Środowiska Politechniki Świętokrzyskiej w Kielcach (Design of the teaching and laboratory building with an enclosed walkway for the Faculty of Environmental Engineering of the Kielce University of Technology)*. Kielce 2008.
- [15] http://energis.tu.kielce.pl/index.php/krotki_opis_projektu

Grzegorz Majewski
Marek Telejko

Komfort cieplny w budynkach inteligentnych

1. Wstęp

Określenie inteligentny budynek znane jest już od lat osiemdziesiątych XX wieku. Budynki inteligentne zaczęły powstawać, gdy ówczesne budynki nie potrafiły dorównać oczekiwaniom użytkowników. Do powstania budynku inteligentnego przyczynił się również rozwój nauk inżynierskich. Inteligentny budynek integruje różne systemy, aby w sposób zsynchronizowany zarządzać zasobami, a także zapewnić jak najlepsze funkcjonowanie jego użytkowników [1]. O tym, czy budynek należy do inteligentnych przesądza występowanie w nim jednego systemu zarządzania wszelkimi instalacjami tzw. systemu BMS (Building Management System) [2].

Inteligentny budynek to koordynacja między innymi systemów: klimatyzacji, wentylacji, ogrzewania, elektrycznych i zasilających, oświetleniowych, okablowania strukturalnego, audiowizualnych, kontroli dostępu, systemu włamania i napadu, sygnalizacji pożaru, transportu wewnętrznego, telekomunikacyjnych, informatycznych. Budynek inteligentny za pomocą systemów elektronicznych „odczuwa” zewnętrzne i wewnętrzne stany w budynku, a także „reaguje” na nie w celu zapewnienia użytkownikom bezpieczeństwa i komfortowych warunków [1].

2. Komfort cieplny a parametry powietrza

Głównymi informacjami na temat komfortu cieplnego ludzi przebywających w różnych środowiskach

cieplnych są ich własne oceny. Mikrośrodowisko służące dla ludzi powinno się dopasowywać tak, by znajdujący się w nim człowiek mógł je sformułować jako ani za ciepłe, ani za zimne, bądź jako przyjemnie ciepłe lub przyjemnie chłodne (tab. 1) [5].

Standardowo stwierdza się odczucie komfortu cieplnego na siedmiopunktowej skali (tab. 1). Strefą komfortu uważa się trzy środkowe oceny odczucia cieplnego [5]. Według Bedforda są to „przyjemnie”, „przyjemnie ciepło” i „przyjemnie chłodno” [6]. Natomiast zgodnie z ASHRAE będą to oceny „ani za ciepło, ani za zimno”, „lekko ciepło” i „lekko chłodno” [7]. Precyzyjna regulacja temperatury jest bardzo ważna, gdy w pomieszczeniu przebywa duża grupa ludzi. Tymczasem w optymalnej temperaturze powietrza statystycznie zawsze niezadowolonych jest 5% osób. Jeżeli temperatura przekracza optimum, wówczas liczba niezadowolonych osób szybko rośnie. Aby liczba niezadowolonych nie przekraczała 10%, temperatura musi być utrzymywana w granicach $\pm 1,5$ K wokół optymalnej. W związku z tym w pomieszczeniach przeznaczonych dla dużej liczby ludzi powinny mieć precyzyjnie regulowaną temperaturę powietrza w niewielkim zakresie wokół optymalnej. Oprócz temperatury powietrza istotna jest również temperatura promieniowania oraz wilgotność powietrza. Ruch powietrza o temperaturze niższej od temperatury powierzchni ciała skutkuje zwiększeniem oddawania ciepła i nazywane jest odciążeniem kalorycznym. Wilgotność powietrza znacząco wpływa na odczucia ciepłe w wysokiej temperaturze. W takim pomieszczeniu, gdzie temperatura jest wyższa od komfortowej człowiek poci się. Jednoczesne występowanie wysokiej temperatury i dużej wilgotności powoduje łącznie brak komfortu, a to jest powiązane ze zmniejszeniem oddawania ciepła w postaci utajonej. Jednak w temperaturach komfortowych znaczenie wilgotności może być pomijane [5].

3. Budynek ENERGIS

3.1. Charakterystyka obiektu

Budynek laboratoryjno-dydaktyczny ENERGIS będący siedzibą Wydziału Inżynierii Środowiska, Geomatyki i Energetyki Politechniki Świętokrzyskiej w Kielcach został oddany do użytkowania w 2012 roku. Budynek znajduje się w zachodniej części kompleksu obiektów Politechniki u zbiegu ulic Warszawskiej i Studenckiej. Jest to budynek siedmiokondygnacyjny (pięć kondygnacji nadziemnych oraz dwie kondygnacje podziemne). Konstrukcja obiektu żelbetowa monolityczna. Budynek posadowiony jest na żelbetowej

placie fundamentowej. Ściany zewnętrzne żelbetowe ocieplone styropianem grubości 25 cm. Ściany wewnętrzne murowane z cegły ceramicznej. Stropy żelbetowe krzyżowo zbrojone. Stropodach żelbetowy ocieplony styropianem grubości 35 cm. W obiekcie znajdują się m.in.: sale wykładowe, audytoryjne, ćwiczeniowo-projektowe, seminaryjne, pracownie komputerowe, sale laboratoryjne, pomieszczenia biurowe oraz zaplecza laboratoryjne [14].

ENERGIS jest przykładem budynku energooszczędnego, inteligentnego, zasilanego z odnawialnych źródeł energii. Obiekt pozyskuje energię promieniowania słonecznego (ogniwa fotowoltaiczne, kolektory słoneczne), a także energię zakumulowaną w gruncie i powietrzu (pompy ciepła, rekuperatory). Cały obiekt jako przykład budynku inteligentnego wykorzystującego najnowocześniejsze energooszczędne technologie dla zasilania w media, nowatorskie rozwiązania pozyskiwania i akumulowania ciepła oraz nowoczesne technologie informacyjne dla celów sterowania i monitoringu sam w sobie stanowi interdyscyplinarne laboratorium [15].

3.2. Wyniki badań zmian temperatury

System BMS budynku Energis rejestruje szereg parametrów – w tym temperaturę powietrza w pomieszczeniach. Zmiany tego parametru w czasie mogą posłużyć do wnioskowania o jakości sposobu regulacji w obiekcie, a także przyczynić się do podniesienia komfortu użytkowników. Rysunki 1, 2 i 3 przedstawiają zmiany temperatury w czasie jednej doby odpowiednio dla wybranego dnia: we wrześniu (gdy nie było jeszcze zajęć, a temperatura powietrza zewnętrznego była dodatnia) i w okresie zimowym tj. w styczniu (gdy również nie było zajęć w obiekcie) i w styczniu – w dniu z normalnymi zajęciami dla studentów studiów stacjonarnych.

W oparciu o powyższe rysunki można stwierdzić, że od godziny 6.00 następuje szybki wzrost temperatury do wartości uznawanych za komfortowe. Dzieje się tak nawet w dni, kiedy w obiekcie może w ogóle nie być studentów i pracowników (rys. 1). W tym przypadku można byłoby zaproponować usprawnienie polegające na zwiększeniu czasu, w którym mamy do czynienia z obniżoną temperaturą. Przyczyniłoby się to do redukcji kosztów. Około godz. 18.00-20.00 temperatura powietrza wyraźnie spada. Należy jednocześnie zaznaczyć, że w przypadku gdy odbywają się zajęcia temperatura w rozpatrywanym pomieszczeniu była dość precyzyjnie regulowana w zakresie ok. 1°C (rys. 3), co może również świadczyć o samodzielnej regulacji

tej wielości przez użytkowników za pomocą paneli sterujących w sali. Jednocześnie warto zauważyć, że w przypadku okresu zimowego temperatury rejestrowane poza czasem normalnej eksploatacji obiektu znacząco wykraczają poza obszar komfortu i sięgają ok. 11°C.

4. Wnioski

Potrzeba zapewnienia użytkownikom warunków komfortu cieplnego wymaga projektowania coraz droższych i wydajniejszych układów regulujących parametry powietrza wewnątrz pomieszczeń. Obecnie coraz powszechniej buduje się obiekty inteligentne, w których możliwe jest wykonywanie badań wpływu parametrów powietrza wewnętrznego na komfort cieplny użytkowników. Dane na temat zmian temperatury w połączeniu z badaniami ankietowymi, dotyczącymi oceny komfortu, a także innymi parametrami powietrza mogą prowadzić do określenia lepszego sposobu sterowania działaniem układów regulacyjnych w budynkach inteligentnych, co może przełożyć się na zmniejszenie odsetka osób niezadowolonych przy jednoczesnym ograniczeniu kosztów eksploatacyjnych obiektu. Dzięki zarządzaniu pracą poszczególnych urządzeń, na podstawie założonych harmonogramów czasowych i podanych parametrów, można także korygować efektywne zużycie energii w budynku.

KAROL SKOWERA

Kielce University of Technology

e-mail: kskowera@tu.kielce.pl

ANALYSIS OF FROST RESISTANCE AND PHYSICAL PROPERTIES OF DEVONIAN COMPACT LIMESTONES DERIVING FROM ONE DEPOSIT

Abstract

The use of carbonate rocks in building industry as a raw material for the production of construction elements and aggregates has a long history. Yet, a stereotype approach to this group of materials orders to avoid using them in constructions exposed to moisture and frost. It applies to both elements and aggregates for frost-resistant concretes. The problem lies, above all, in significant differentiation of physical properties of available minerals and the lack of clear criteria for standard classification. The article focuses on the differentiation analysis of physical properties of rocks originating from two singled out mines of Devonian compact limestone, located in the region of Świętokrzyskie.

Keywords: frost resistance, rocks, limestones

1. Introduction

Over decades the fact has been confirmed that frost resistance and durability of rock products and concretes with carbonate aggregate can be high. However, many works and performed research have not contributed to the increase of direct use of this type of rocks in the building industry. Deposits from sedimentary rocks for the needs of production of stone construction elements are not fully exploited. The main problems in this group include: frost resistance and methods of testing it, high heterogeneity (even within one deposit) arising from the genesis of rocks and alkali-aggregate reaction. The article analyzes the rock material originating from two mines that exploit the deposit of Devonian compact limestone similar in geological terms.

The assumption is that it is worth using carbonate rocks in the building industry more efficiently. They can be used more widely for production of facade elements and in some cases pavement surfaces. However, one should consider recommendations of applicable standards in Poland in terms of frost resistance. Freezing and defrosting is a commonly adopted and generally resolving method of establishing frost resistance, despite the fact that

discrepancy of conditions of these tests with the real exploitation conditions raises doubts. For example, standard PN-EN 12371 does not specify the number of required cycles of freezing and defrosting for rock materials. It is dependent on the investor's opinion, and it has been recommended to perform even 240 cycles of freezing and defrosting, if necessary. The adoption of such assumptions is quite arguable and puzzling. The arbitrariness of the adopted number of cycles in the test does not support a positive evaluation. On the other hand, the performance of a great number of cycles of freezing extends the testing time considerably. The standard criteria also raise doubts in case of water absorption by weight of rocks.

According to standards PN-EN 1341, PN-EN 1342, PN-EN 1343, water absorption by weight of rocks used for production of road surface components should not exceed 3%, but it is recommended to adopt the water absorption by weight below 0.5%. The tests [1] have demonstrated that rocks are entirely frost resistant, the volumetric absorbability of which when rising damp is not greater than 0.6%, which approximately corresponds to 0.25% of water absorption by weight. Using inaccurate standard recommendations can be the reason for serious errors

in the evaluation of usefulness of the rock material. One has suggested guidelines for the classification of rock materials in terms of their frost resistance in the project final report [1]. A measurable effect in the form of volumetric strain of the sample has been adopted as the classification index (determined using the method of Differential Analysis of Volumetric Strain – DAVS) – $\Delta V_u/0.083$. The estimated value $\Delta V_u/0.083$ approximately corresponding to the mass of ice being formed in a volume unit of the rock should not exceed 0.7% in case of frost resistant products exploited in moderately harsh conditions (long-term contact with water, without access of defrosting agents, without access of salt water). It should be emphasized that the aforementioned condition applies to the samples of rocks absorbed using a vacuum method.

As a result of further analyses [2] it has been stated that frost resistance of rocks should be evaluated not using samples absorbed at the highest level (vacuum method) but as a result of capillary saturation. The following two indicators are used as an evaluation tool of frost resistance: $\Delta V_u/0.083$ and volumetric capillary absorbability. It is acknowledged that:

- rocks with capillary volumetric absorbability below 0.6% are frost resistant without exception;
- rocks with capillary volumetric absorbability over 1.5% are not resistant to cyclic freezing and defrosting;
- within the range of absorbability of 0.6–1.5% the indicator $\Delta V_u/0.083$ determines durability: frost resistant rocks $\Delta V_u/0.083 < 0.5\%$, dubious rocks or non-frost resistant rocks $\Delta V_u/0.083 > 0.6\%$.

2. Methodology

Rock samples taken from 2 mines of Devonian limestones have been tested. It has been stated that rock genesis in both mines is the same. The aim of the tests was to determine the changeability of physical parameters and their comparison with frost resistance of rocks tested directly through freezing and defrosting as well as based on the parameters mentioned previously: $\Delta V_u/0.083$ and volumetric capillary absorbability. In both mines it was possible to remove rocks from deposits located at various depths. Nine rock fragments different from one another in terms of color and localization with a mass of 30 to 70 kg each were finally taken based on inspections and a geologist's opinion. Four samples were taken from mine No. 1, three samples were taken from mine No. 2. One of the samples from mine no. 2 (2b) was destroyed while drilling and it was not taken into

consideration during the tests of frost resistance and strain using the DAVS method.

From the material taken in the mines, samples were drilled out with the following dimensions 50 mm and 30 mm in diameter and height $h = 150$ mm and $h = 100$ mm, respectively. The samples were used for the performance of the following markings:

- density,
- volumetric density,
- porosity,
- volumetric capillary absorbability,
- direct frost resistance (measurements of mass and length of the samples and a macroscopic evaluation during 80 cycles of freezing and defrosting),
- coefficient $\Delta V_u/0.083$ according to the DAVS procedure [2]

Density was marked using Le Chatelier flask. Volumetric density was determined using a hydrostatic method. Porosity was calculated from the difference of density and volumetric density.

Capillary absorbability was marked on the samples with dimensions of 50 mm in diameter and $h = 150$ mm. The samples were immersed at the depth of 10 mm in a covered container. Changes in the mass were recorded in minutes 1, 3, 5, 10, 15, 30, 60, 180, 420, and then every 24 hours until a constant mass was obtained.

The test of direct frost resistance was also performed on the rock samples with dimensions of 50 mm in diameter and $h = 150$ mm. Holes were drilled in each sample on both sides that allowed to equip the samples with benchmarks that made it possible to record changes in length in the Graf-Kaufman apparatus. The test program included 80 cycles of freezing and defrosting. They were frozen in the air up to the temperature of -20°C , and then were defrosted in water. Changes in the samples' mass, their linear strains and damages visible on the surface were recorded.

Coefficient $\Delta V_u/0.083$ was determined using the DAVS procedure. DAVS method through simultaneous analysis of volumetric strain of the rock samples saturated with water and a comparative sample that did not contain water allowed to observe volumetric strain of the rock related only to the water phase change into ice while freezing. The entire procedure has been described in the study [3].

3. Test results and their analysis

Table 1 presents the results of basic physical features of the rocks studied.

Table 1. Physical properties of rock samples

	Sample No.	Porosity [%]	Volumetric density [g/cm ³]	Volumetric capillary density [%]	Evaluation of frost resistance
Mine 1	1a	1.13	2.68	0.64	+
	1b	0.98	2.68	0.41	+
	1c	0.77	2.67	0.50	+
	1d	1.68	2.69	0.37	+
Mine 2	2a	1.61	2.70	0.37	+
	2b	1.37	2.70	-	-
	2c	1.96	2.71	1.18	+

+ means total frost resistance after 80 cycles of freezing

The tested samples were macroscopically different from one another. The samples from mine 1 are rocks of grey color with few interlayers. Significantly darker rocks, and in the case of sample 2c – rust-colored, with numerous visible interlayers came from mine No. 2.

Figure 1 presents the percentage increase of volumetric absorbability of the tested rock samples during capillary saturation.

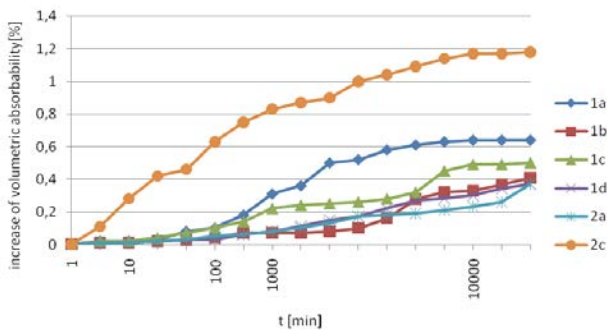


Fig. 1. Damp rising of rock samples

Changes in the samples' mass, their linear strains and damages visible on the surface were recorded during the test of direct frost resistance. Figure 2 presents the changes in linear strains of rock samples.

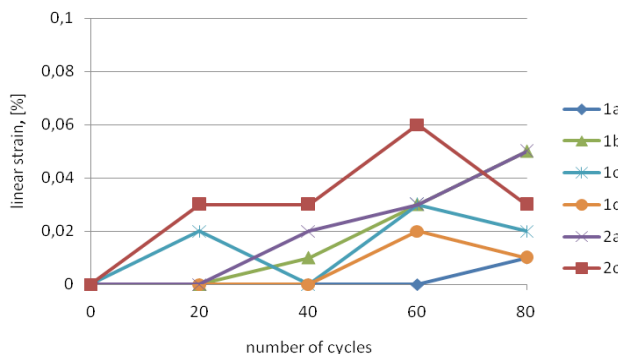


Fig. 2. Linear strain of rock samples

All tested samples were considered to be entirely frost resistant after 80 cycles of freezing and defrosting. None of the tested rock samples demonstrated a significant mass increase. The sample marked with symbol 1a was the most stable – both in linear strains and mass increase.

Table 2 presents the results of maximum values of capillary absorbability and $\Delta Vu/0.083$ values which correspond to capillary absorbability of a given rock.

Table 2. List of $\Delta Vu/0.083$ indicators and capillary absorbabilities

Sample No.	Maximum value capillary absorbability [%]	$\Delta Vu/0.083$ value corresponding to capillary absorbability [%]
1a	0.64	0.36
1b	0.41	0.36
1c	0.50	0.36
1d	0.37	0.35
2a	0.37	0.37
2c	1.18	1.08

Rocks 1d, 2a and 1b are characterized by similar very low volumetric capillary absorbability at the level of about 0.4%, which classifies them into the group of frost resistant rocks according to standard criteria and DAVS tests. Slightly higher value of capillary saturation of rock 1c is also within the group of the results characteristic for frost resistant rocks. The rock marked 1a has capillary volumetric absorbability at the level of 0.64% and the value of $\Delta Vu/0.083$ indicator should determine its classification according to DAVS. For sample 1a $\Delta Vu/0.083$ is 0.36% which is characteristic of frost resistant rocks. Rock 2c with capillary volumetric absorbability being 1.18% and the value of $\Delta Vu/0.083$ indicator equaling 1.08% is classified in the group of rocks with dubious durability. However, the rock remained frost resistant like all other samples during the conducted direct frost resistance tests using 80 cycles of freezing and defrosting. In order to obtain additional information on sample 2c, a chemical analysis of the material was performed and it was examined under an electron microscope.

SEM image of the fracture surface of sample 2c has been presented below and for comparison an image of sample 1b (Fig. 3).

Pictures taken in thousandfold magnification. They present the fracture surface of the sample and a “shining” mineral clearly marked out on the left in the picture of sample 2c.

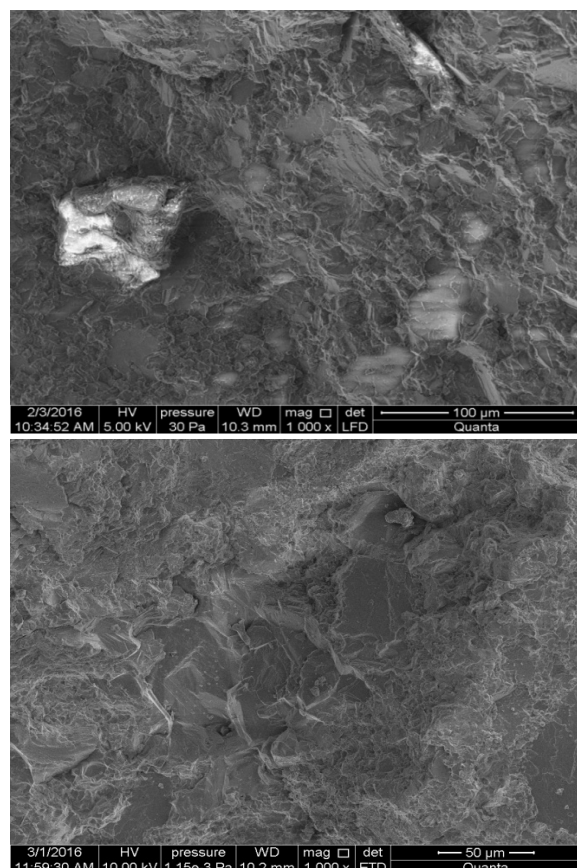


Fig. 3. Fracture surface of sample 2c (on the up) and 1b (on the down) magnified a thousand times

The chemical analysis presented below has shown that it is iron. Other fragments of the sample confirmed the high content of iron in the studied material. No presence of iron has been detected in the remaining samples used during the tests.

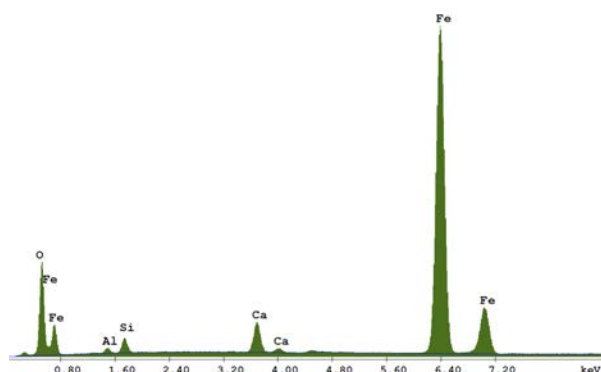


Fig. 4. Chemical analysis of the “shining” fragment of sample 2c

According to the adopted assumptions, it has been stated that all rocks besides sample 2c could have been classified in the group of frost resistant materials. The direct test of cyclic freezing and defrosting has confirmed correctness of the opinion based on the DAVS test.

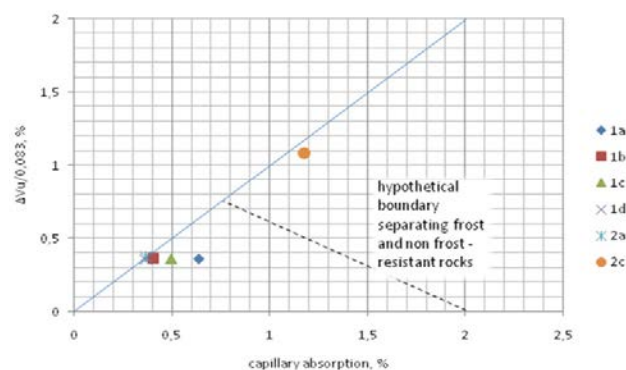


Fig. 5. Assessment of the test results $\Delta Vu/0.083$ and capillary absorptivity in the context of the anticipated frost resistance according to [2]

Rock sample 2c was disqualified as a result of the DAVS test. Nevertheless, no destructive impact of frost on the rock was found during the test of cyclic freezing. There is an issue of the number of freezing cycles the rock samples undergo. It is possible that rock 2c, when subjected to an increased number of cycles, would be significantly damaged. The content of iron in the rock composition could have affected the test results, but possible relations seem to be unclear at this stage of material identification.

4. Conclusions

The test results show that the tested rocks deriving from various spots of both mines are characterized by high frost resistance. Their differentiation in terms of changeability of physical parameters is small – except for rock 2c which differs from the other ones significantly. Macroscopic differences in the color of the material were observed which seem to have no effect on the physical properties (except for rock 2c). Low absorptivity and good frost resistance of the rocks are reasons to use them more efficiently, e.g. to produce facades made of stone slabs.

References

- [1] Rusin Z., Owsiak Z., Stelmaszczyk G., Świercz P.: *The use of differential analysis of deformations in the diagnosis of aggregates and stones for frost durability*. Development project N R04 006 10, Kielce University of Technology, 2014.
- [2] Rusin Z., Świercz P.: *Mrozoodporność skal*. Maszynopis, Kielce 2016.
- [3] Rusin Z., Stelmaszczyk G., Świercz P.: *Differential Analysis of Volumetric Strains in Porous Materials in Terms of Water Freezing*. Ceramics-Silikaty, Volume 57 (2013), Issue 2, pp. 103-107.
- [4] Wessman L.: *Studies on the frost resistance of natural stone*. Lund Institute of Technology in Sweden, 1997.

Karol Skowera

Analiza mrozoodporności i właściwości fizycznych dewońskich wapieni zbitych pochodzących z jednego złoża

1. Wprowadzenie

Przez dziesiątki lat potwierdzony został fakt, iż mrozoodporność i trwałość wyrobów skalnych i betonów z kruszywem węglanowym może być wysoka. Wiele prac i wykonanych badań nie przyczyniło się jednak do wzrostu bezpośredniego wykorzystania tego typu skał w przemyśle budowlanym. Nie wykorzystuje się w pełni możliwości eksploatacji złóż ze skał osadowych na potrzeby produkcji kamiennych elementów budowlanych. Do głównych problemów w tej grupie należą: mrozoodporność i sposoby jej badania, duża niejednorodność (nawet w obrębie jednego złoża) wynikająca z genezy skał oraz reakcja alkalia-kruszywo. W artykule poddano analizie materiał skalny pochodzący z dwóch kopalń eksploatujących podobne pod względem geologicznym złożo dewońskiego wapienia zbitego.

Założeniem jest, iż warto racjonalniej wykorzystywać skały węglanowe w przemyśle budowlanym. W sprawozdaniu końcowym projektu [1] zaproponowano wytyczne do klasyfikacji materiałów skalnych pod kątem ich mrozoodporności. Za wskaźnik klasyfikacyjny przyjęto mierzalny efekt w postaci odkształcenia objętościowego próbki (określonego metodą Differential Analysis of Volumetric Strain – DAVS) – $\Delta V_u/0,083$. Szacowana wartość $\Delta V_u/0,083$, odpowiadająca w przybliżeniu masie powstającego lodu w jednostce objętości skały, nie powinna przekraczać 0,7% w przypadku wyrobów mrozoodpornych eksploatowanych w umiarkowanie trudnych warunkach (długotrwały kontakt z wodą, bez dostępu środków rozmrażających, bez dostępu wody morskiej). Należy podkreślić, że powyższy warunek dotyczy próbek skał nasączanych metodą próżniową.

W wyniku dalszych analiz [2] stwierdzono, że mrozoodporność skał powinna być oceniana nie na próbkach nasączanych w stopniu najwyższym (metodą próżniową), lecz w wyniku nasycenia kapilarnego. Jako narzędzie oceny mrozoodporności wykorzystuje

się wówczas dwa wskaźniki: $\Delta V_u/0,083$ oraz objętościową nasiąkliwość kapilarną. Uznano, że:

- skały o kapilarnej nasiąkliwości objętościowej poniżej 0,6% są bez wyjątku mrozoodporne;
- skały o kapilarnej nasiąkliwości objętościowej powyżej 1,5% nie są odporne na cykliczne zamrażanie i rozmrażanie;
- w przedziale nasiąkliwości 0,6–1,5% o trwałości decyduje wskaźnik $\Delta V_u/0,083$: skały mrozoodporne $\Delta V_u/0,083 < 0,5\%$, skały wątpliwe lub niemrozoodporne $\Delta V_u/0,083 > 0,6\%$.

2. Metodologia

Badaniom poddano próbki skalne, pobrane z dwóch kopalń wapieni dewońskich. Stwierdzono, że geneza skał w obu kopalniach jest ta sama. Celem badań było określenie zmienności parametrów fizycznych i porównanie ich z mrozoodpornością skał, badanej bezpośrednio przez zamrażanie i odmrażanie, a także na podstawie wcześniej wspomnianych parametrów: $\Delta V_u/0,083$ oraz objętościowej nasiąkliwości kapilarnej. Z pobranego w kopalniach materiału wywiercono próbki o wymiarach $\varnothing 50$ mm i $\varnothing 30$ mm oraz wysokości odpowiednio $h = 150$ mm i $h = 100$ mm. Wykonane próbki posłużyły do przeprowadzenia następujących oznaczeń:

- gęstości,
- gęstości objętościowej,
- porowatości,
- objętościowej nasiąkliwości kapilarnej,
- mrozoodporności bezpośredniej (pomiar masy i długości próbek oraz ocena makroskopowa podczas 80 cykli zamrażania i odmrażania),
- współczynnika $\Delta V_u/0,083$ zgodnie z procedurą DAVS [2].

3. Wyniki badań i ich analiza

Wszystkie przebadane próbki uznano za całkowicie mrozoodporne po 80 cyklach zamrażania i rozmrażania. Żadna z przebadanych próbek skał nie wykazała

istotnego przyrostu masy. Najbardziej stabilnie zachowywała się próbka oznaczona symbolem 1a – zarówno w odkształceniach liniowych, jak i przyroście masy.

Zgodnie z przyjętymi założeniami stwierdzono, że wszystkie skały poza próbką 2c można było zakwalifikować do grupy materiałów mrozoodpornych. Bezpośredni test cyklicznego zamrażania i odmrażania potwierdził poprawność opinii opartej na teście DAVS. Próbka skały 2c została w wyniku testu DAVS zdyskwalifikowana. Pomimo to w teście zamrażania cyklicznego nie stwierdzono destrukcyjnego wpływu mrozu na tę skałę. Otwarty pozostaje problem liczby cykli zamrażania, którym poddaje się próbki skał. Nie jest wykluczone, że skała 2c poddana zwiększonej liczbie cykli uległaby istotnym uszkodzeniom. Zawartość żelaza w składzie tej skały mogła mieć wpływ na wyniki badań, lecz ewentualne związki wydają się na tym etapie rozpoznania materiału niejasne.

4. Wnioski

Z przeprowadzonych badań wynika, że przebadane skały pochodzące z różnych miejsc obu kopalni charakteryzują się wysoką mrozoodpornością. Ich zróżnicowanie pod kątem zmienności parametrów fizycznych jest niewielkie – za wyjątkiem skały 2c, znacznie odróżniającej się od pozostałych. Zaobserwowano różnice makroskopowe w barwie materiału, które wydają się nie mieć wpływu na właściwości fizyczne (poza skałą 2c). Niska nasiąkliwość i dobra mrozoodporność tych skał są przesłankami do bardziej racjonalnego ich wykorzystania, np. do produkcji elewacji z płyt kamiennych.

PAWEŁ KOSSAKOWSKI
Kielce University of Technology
e-mail: kossak@tu.kielce.pl

STAINLESS STEEL BRIDGES

Abstract

The paper concerns problems of application of stainless steel as construction material in bridges. The characteristics and properties of stainless steel are discussed, taking into consideration its possibilities for using in bridge engineering. As an example, duplex Uranus 35N stainless steel, which is suitable for use in bridges, is presented. Some examples of bridges, which main structure is made of stainless steel are also shown.

Keywords: bridges, bridge structure, stainless steel, ferritic-austenitic duplex stainless steel

1. Introduction

The history of metal bridges has over 200 years of tradition, because it reaches the industrial revolution, which began in England and Scotland in the eighteenth century. The progressive industrialization forced the expansion and modernization of communication routes, including, in particular the erection and development of railway lines. These required the construction of new or upgrading existing bridges and viaducts. New structural materials, including primarily metals were introduced. They have been applied in bridge engineering very quickly, because the world's first bridge made of material other than wood and stone was built in Ironbridge in Shropshire in England in 1779. It was Iron Bridge, made of cast iron, which was put into use on January 1, 1781.

In the next period, the research works were conducted on improving and finding new structural materials that could be used for the construction of superstructures. As a result, first the puddle steel, then the cast steel, and finally many structural steels, which are used to our time, were introduced into the engineering. Currently, S235 and S355 are the basic grades of steel used in bridge engineering, but the increase in the use of the high-strength steels is also observed.

The studies are also carried now, and they are not limited only to ferrous materials. The aluminium and its alloys may be an example, which are used in more and more superstructures of bridges and parts of bridges, such as decks or equipment. Substantially it's a separate segment of the bridge construction; the advantages of materials and more favorable raw material prices, as well as products, means that they can compete with

the basic grades used to build steel bridges. The main parameter in favor of the use of aluminium and its alloys in bridges is its excellent resistance to corrosion.

Durability of bridge structures is significant enough that, although a number of solutions for securing their required stability are developed, the materials that they are resistant to corrosion in themselves are still in request. Aluminium and its alloys may be an example of such materials. A separate trend, which is observed in this regard, it is the use of stainless steels to perform not only pieces of bridge equipment, but also to form their superstructure.

2. Stainless steels used in the bridge engineering

As mentioned above, the main problem that determines the use of stainless steel in bridge engineering is the durability of the material. PN-EN 1990 [1] standard imposes for bridges a requirement of 100 years of service life, when they must function without failure. Durability of structure is naturally determined by the adverse effects of the environment in which they operate. As a result of these impacts, corrosive phenomena are observed, which lead to the initiation of destructive processes. They reduce load capacity of the structure, and consequently decrease the safety of their use. Therefore the main problem in bridges is on the one hand to ensure adequate resistance to destructive influences, through proper selection of materials of construction and security systems, but also searching for materials with increased corrosion resistance, which guarantee the durability of the required maintenance. Therefore, the gradual introduction for use metallic materials as construction materials which has high

resistance to corrosion, such as aluminium and its alloys and stainless steel is observed.

History of steel dates back to the mid-nineteenth century, when it was discovered in France by adding chromium to the steel means that it becomes resistant to acids. In the following period, its chemical composition was improved, which resulted in developing a number of basic grades. As defined in the standard EN 10088-1 [2] the corrosion resistant steel must contain a minimum 10.5% of chromium and a maximum 1.2% of carbon.

There are more than one hundred grades of stainless steel now, and a substantial group of them is used in the engineering. In bridge engineering 1.4462, 1.4404, 1.4401, 1.4362, 1.4062, 1.4062, 1.4307, 1.4301, 1.4618, 1.4003 and 1.4017 grades are recommended for use. In this group so called ferritic-austenitic duplex Cr-Ni-Mo steels should be highlighted. They are characterized by a chromium content above 16%, 4–6% of nickel and 1.5–3% of molybdenum. In comparison to the austenitic steels they contain less nickel and have much better mechanical properties and simultaneously have good deformability and a resistance to corrosion. Duplex steel also have a very good fracture toughness at low temperatures down to -40°C , what in the case of bridge structures is essential. Three duplex steels are especially suitable for use in bridge engineering, ie. 1.4462, 1.4362 and 1.4162 EN 10088-4 [3].

One of the grades used as a construction material for bridge superstructures is Uranus 35N duplex steel. According to European standard EN 10216-5 [4] it is denoted as 1.4362 - X2 Cr Ni 23.4. Using this grade as an example, the properties of stainless steel used in bridge engineering are presented below.

Uranus 35N steel is one of the commonly used in the engineering the ferritic-austenitic duplex grade. Its chemical composition is given in Table 1.

Table 1. Chemical composition of duplex Uranus 35N steel (1.4362 – X2 Cr Ni 23.4) [5]

Element content [%]					
C	Cr	Ni	Mo	N	Other
0.02	23.0	4.0	0.2	0.1	S = 0.001
PREN = [Cr %] + 3.3 [Mo %] + 16 [N %] ≥ 24					

This grade of stainless steel has very good mechanical parameters, which significantly excess the typical characteristics of the basic structural steel used in the bridge engineering, such as for example S235. Table 2 shows the strength and elongation

values obtained for hot-rolled sheet made of Uranus 35N steel (1.4362 – X2 Cr Ni 23.4) with a thickness up to 50 mm.

Table 2. Mechanical parameters of duplex Uranus 35N steel (1.4362 – X2 Cr Ni 23.4) [5]

Temperature [°C]	Parameter			
	$R_{p0.2}$ [MPa]	$R_{p1.0}$ [MPa]	R_m [MPa]	Elongation [%]
20	400	440	600	25
100	330	365	570	25
200	280	310	530	20
300	230	260	490	20

Uranus 35N steel has a impact strength of 90 J/cm^3 at the temperature -50°C and 150 J/m^3 at the temperature $+20^{\circ}\text{C}$.

In terms of corrosion resistance, Uranus 35N stainless steel has similar properties as 316L grade. The low nickel content and a high chromium content results in the increase of resistance to stress corrosion in comparison to the 304 and 316 grades. Figures 1a and b shows corrosion resistance of stainless Uranus 35N steel compared to other grades of stainless steels.

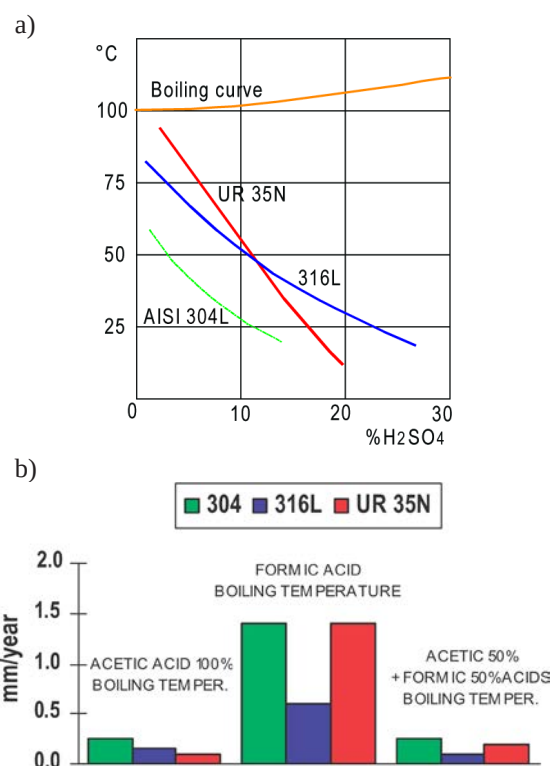


Fig. 1. Corrosion resistance of Uranus 35N steel: a) to stagnant sulfuric acid (0.3 mm/year), b) in different organic acids [5]

3. Examples of the bridges made of stainless steel

The history of bridges made of stainless steel is relatively short, about twenty years. The first applications of this material included parts of the equipment, then increasingly it was chosen to construct superstructures. Recently, it has been seen more and more of this type of investments, which lets hope that stainless steel become the equivalent construction material to conventional structural steels commonly used in this industry.

The first applications of stainless steel in bridge engineering was the modernization of arched bridge Kunglav in Sweden, under which in 2003 corroded hangers was replaced for the new one made of 1.4462 steel grade and later wind barriers on the viaduct Crni Kal in Slovenia, made of stainless 1.4162 grade.

Arched bridge built in Spain in 2005 in the town of Cala Galdana on Menorca was the structure of first road bridge in Europe made of stainless steel (Fig. 2).



Fig. 2. Cala Galdana Bridge on Menorca (Spain) [6]

The total length of this bridge is 55 m, width 13 m and span length 45 m. The structure is made in the form of two parallel arches with triangular cross-section 700–1000/700/20–25 mm (element No. 1 according to Fig. 3) connected which two longitudinal girders made of welded rectangular tubes with the central web of the 1000/500/15–25 mm profile (element No. 3 according to Fig. 3). Arches and girders are based directly on reinforced concrete abutments. Arches span is 45 m and the elevation of 6 m. The bridge deck is made of reinforced concrete, in the form of composed structure with steel crossbeams of rectangular section 250/500–570/10–12 mm (middle cross-members) and 250/300–50/8–10 mm (outer cantilever cross-members), which

are arranged in spacing of 2 m (elements No. 4 and 5 according to Fig. 3). For main structural members duplex stainless steel of 1.4462 grade was used, which is characterized by high resistance to corrosion caused by chlorides and high strength.

Another bridges, of which the main structure is made of stainless steel, have been built recently in Italy. These are Arco di Malizia in Siena (2005) and Piove di Sacco in Padua (2006). In both cases, duplex stainless steel was used.

Arco di Malizia is a road viaduct, located above the railway line and made in the form of arch structure with a total length of 50 m (Fig. 4).

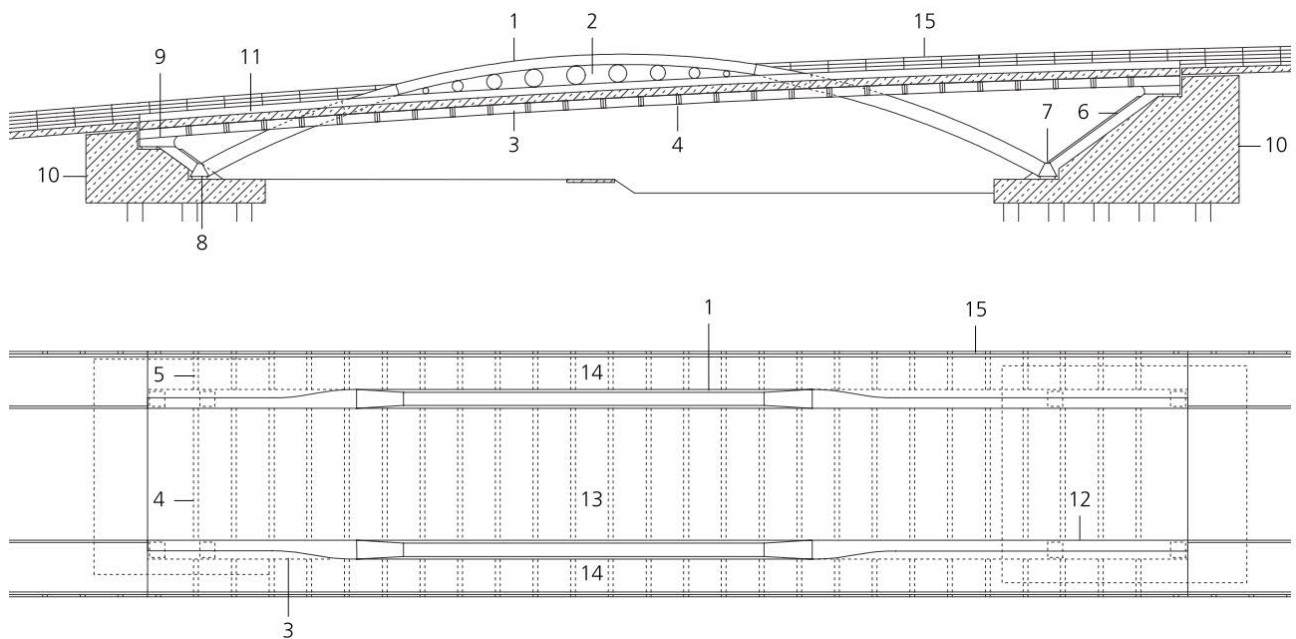


Fig. 3. Structure of Cala Galdana Bridge on Menorca (Spain)



Fig. 4. Arco di Malizia Bridge in Siena (Italy) [7]

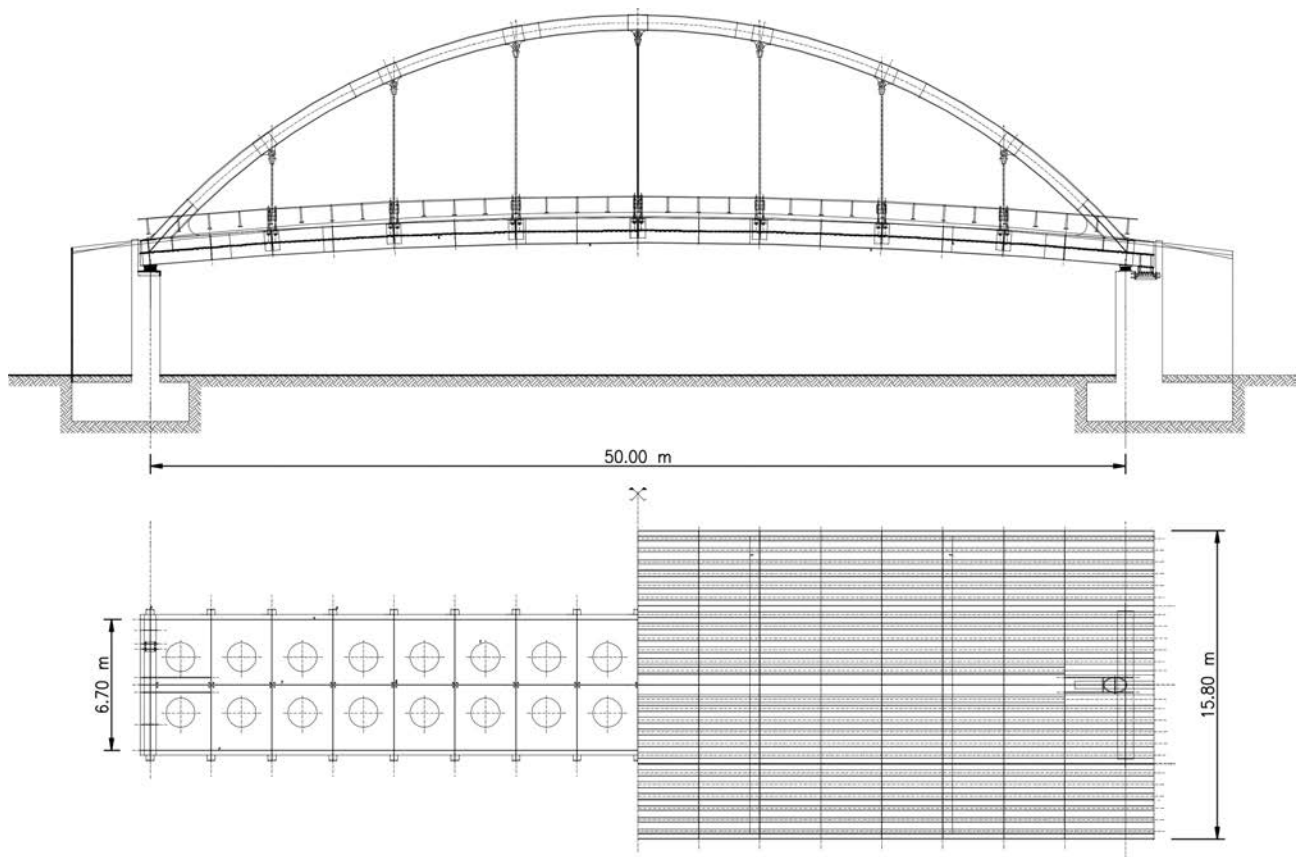


Fig. 5. Structure of Arco di Malizia Bridge in Siena (Italy)

The main structural element of Arco di Malizia Bridge is a single steel arch (Fig. 5). Its length is 50 m and height 10 m. It is constructed in the form of a tube with a circular diameter of 820 mm, made of stainless steel duplex Uranus 35N. It consists of five elements, which are welded together at the assembly. The composite plate steel-reinforced concrete bridge with a width of 15.8 m has been suspended to the arch by tendons.

Of a great interest is the development and application of innovative technology for welding parts of the bridge structure made of duplex stainless steel and structural steel grade S355. It should be mentioned also, that it was the first application in Italy of stainless steel in infrastructure work on such a large scale.

4. Conclusions

Bridge engineering is still looking for new solutions for structural systems and modern materials. The main problem is to provide long life of bridges, usually achieved through the use of suitable corrosion protection. An interesting approach is to search for new construction materials which are resistant to corrosion and sufficiently durable and can be applied in bridges. One of them is stainless steel, which has

been gradually introduced for use for some years. Recently it has been observed an increase in bridge investment, where structure is made of stainless steel.

References

- [1] PN-EN 1990:2004 Eurocode – Basis of structural design.
- [2] PN-EN 10088-1:2014-12 Stainless steels. Stainless steels. List of stainless steels.
- [3] PN-EN 10088-4:2010 Stainless steels. Technical delivery conditions for sheet/plate and strip of corrosion resisting steels for construction purposes.
- [4] PN-EN 10216-5:2014-02 Seamless steel tubes for pressure purposes. Technical delivery conditions. Stainless steel tubes.
- [5] Uranus 35N. Technical data. Industeel, Arcelor Group, Le Creusot 2000.
- [6] pl.wikipedia.org
- [7] ilnuovocantiere.it

Paweł Kossakowski

MOSTY ZE STALI NIERDZEWNEJ

1. Wprowadzenie

Historia mostów metalowych ma już ponad 200 lat, bo sięga rozpoczętej w Anglii i Szkocji w XVIII wieku rewolucji przemysłowej. Postępujące uprzemysłowienie wymusiło rozbudowę i unowocześnienie tras komunikacyjnych, w tym przede wszystkim powstanie i rozwój linii kolejowych. Te z kolei wymagały budowy nowych lub modernizacji istniejących mostów i wiaduktów. Wprowadzano nowe materiały konstrukcyjne, z których najbardziej interesującymi były metale. Bardzo szybko znalazły one zastosowanie w mostownictwie, bo już w roku 1779 wybudowano w Ironbridge w Shropshire w Anglii pierwszy na świecie most z materiału innego niż drewno i kamień. Był to oddany do użytku 1 stycznia 1781 roku most Iron Bridge, który wykonano z lanego żeliwa.

W następnym okresie prowadzono prace nad doskonaleniem i poszukiwaniem nowych materiałów konstrukcyjnych, które mogłyby znaleźć zastosowanie do budowy ustrojów nośnych. Efektem tego było wprowadzenie do inżynierii stali żelaznej, a następnie zlewnej, oraz stali konstrukcyjnych, które poddawane udoskonaleniom są wykorzystywane aż do naszych czasów. Obecnie podstawowe gatunki stali stosowane w mostownictwie to S235 i S355. Coraz szersze zastosowanie znajdują także stale wysokowytrzymałe.

Prace te są prowadzone również i obecnie i nie zawężają się tylko do materiałów żelaznych. Przykładem może być aluminium i jego stopy, z których wykonuje się coraz więcej ustrojów nośnych mostów, jak i ich elementów, takich jak pomosty czy wyposażenie. Jest to w zasadzie osobny segment konstrukcji mostowych, który z uwagi na zalety tych materiałów oraz coraz korzystniejsze ceny surowca jak również wyrobów, powoduje, że mogą one stanowić konkurencję dla podstawowych gatunków stali mostowych. Zasadniczym parametrem przemawiającym za zastosowaniem aluminium i jego stopów w mostownictwie jest jego znakomita odporność na korozję.

Zagadnienia trwałości obiektów mostowych są na tyle istotne, że choć opracowano szereg rozwiązań gwarantujących uzyskanie przez nie wymaganej trwałości, to wciąż poszukuje materiałów, które same w sobie są odporne na korozję. Przykładem może być

właśnie aluminium i jego stopy. Osobnym trendem, jaki obserwuje się w tym zakresie, jest zastosowanie stali nierdzewnych do wykonywania nie tylko elementów wyposażenia obiektów mostowych, ale także kształtowania ich zasadniczej struktury nośnej.

2. Stale nierdzewne stosowane w mostownictwie

Jak wspomniano wyżej, podstawowym zagadnieniem, które decyduje o zastosowaniu stali nierdzewnej w mostownictwie jest jej trwałość. Norma PN-EN 1990 [1] dla obiektów mostowych narzuca wymóg 100-letniego okresu trwałości, w czasie którego muszą one bezawaryjnie funkcjonować. Trwałość konstrukcji budowlanych jest w naturalny sposób determinowana niekorzystnym oddziaływaniem środowiska, w jakim one funkcjonują. Efektem tych oddziaływań są rozwijające się zjawiska korozyjne, powodujące inicjację procesów destrukcyjnych które obniżają nośność konstrukcji, a w konsekwencji stwarzają zagrożenie bezpieczeństwa ich użytkowania. Stąd podstawowym zagadnieniem w mostownictwie jest z jednej strony zagwarantowanie odpowiedniej odporności na oddziaływanie czynników destrukcyjnych, poprzez odpowiedni dobór materiałów konstrukcyjnych i systemów zabezpieczeń, ale także poszukiwanie materiałów o podwyższonej odporności korozyjnej, które gwarantują utrzymanie wymaganej trwałości obiektów. Stąd sukcesywne wprowadzanie do użytku materiałów metalicznych o wysokiej odporności na korozję, takich jak aluminium i jego stopy oraz stal nierdzewna.

Historia stali nierdzewnej sięga drugiej połowy XIX wieku, kiedy to we Francji odkryto, że dodanie do stali chromu powoduje, że staje się ona odporna na działanie kwasów. W dalszym okresie udoskonalano jej skład chemiczny, opracowując kilka zasadniczych gatunków. Zgodnie z definicją podaną w normie PN-EN 10088-1 [2] za stale odporne na korozję przyjmuje się te, w których zawarte jest minimum 10,5% chromu i maksymalnie 1,2% węgla.

Obecnie istnieje ponad sto gatunków stali nierdzewnej, a zasadnicza ich grupa znajduje zastosowanie w technice i inżynierii. W inżynierii mostowej zalecane do stosowania gatunki to 1.4462, 1.4404, 1.4401, 1.4362, 1.4062, 1.4062, 1.4307, 1.4301, 1.4618, 1.4003 i 1.4017. W tej grupie na szczególne

wyróżnienie zasługują tzw. ferrytyczno-austenityczne stale typu duplex Cr-Ni-Mo. Charakteryzują się one zawartością chromu powyżej 16%, zawartością niklu 4–6% oraz molibdenu 1,5–3%. W porównaniu ze stalą austenityczną zawierają one mniej niklu oraz mają znacznie lepsze właściwości wytrzymałościowe, a jednocześnie cechują się dobrą odkształcalnością i odpornością na korozję. Stale duplex odznaczają się także dobrą odpornością na pękanie w zakresie niskich temperatur do -40°C , co w przypadku konstrukcji mostów ma znaczenie podstawowe. W mostownictwie trzy gatunków stali duplex są szczególnie odpowiednie do stosowania, tj. 1.4462, 1.4362 i 1.4162 EN 10088-4 [3].

Jednym z gatunków znajdujących zastosowanie jako materiał konstrukcyjny, z którego wykonuje się ustroje nośne obiektów mostowych jest stal typu duplex Uranus 35N, oznaczany zgodnie z normą europejską EN 10216-5 [4] jako 1.4362 – X2 Cr Ni 23.4. Na przykładzie tego gatunku zaprezentowano poniżej właściwości stali nierdzewnej pod kątem jej wykorzystania w inżynierii mostowej.

Stal Uranus 35N to jeden z powszechnie stosowanych w technice gatunków stali ferrytyczno-austenitycznych typu duplex. Jej skład chemiczny podano w tabeli 1.

Charakteryzuje się ona bardzo dobrymi parametrami mechanicznymi, znacząco przewyższającymi typowe charakterystyki podstawowych stali konstrukcyjnych stosowanych w mostownictwie, jak np. stale gatunków S235. W tabeli 2 podano wartości wytrzymałości oraz wydłużenia uzyskane dla blach walcowanych na gorąco ze stali Uranus 35N (1.4362 – X2 Cr Ni 23.4) o grubości do 50 mm.

Stal Uranus 35N charakteryzuje się udurowieniem na poziomie 90 J/cm^3 dla temperatury -50°C oraz 150 J/cm^3 dla temperatury $+20^{\circ}\text{C}$.

W zakresie odporności korozyjnej stal Uranus 35N ma podobne właściwości jak gatunek 316L. Niska zawartość niklu a jednocześnie wysoka chromu sprawia, że gatunek ten ma podwyższoną odporność na korozję naprężeniową w porównaniu z gatunkami 304 i 316. Na rysunku 1a i 1b scharakteryzowano odporność korozyjną stali Uranus 35N w porównaniu z innymi gatunkami stali nierdzewnych.

3. Przykłady konstrukcji obiektów mostowych wykonanych ze stali nierdzewnej

Historia obiektów mostowych wykonywanych ze stali nierdzewnej jest stosunkowo krótka, bo około dwudziestoletnia. Pierwsze zastosowania obejmowały

elementy wyposażenia, później coraz szerzej decydowano się na konstruowanie ustrojów nośnych z tego materiału. W ostatnim okresie obserwuje się coraz więcej tego typu inwestycji, co pozwala mieć nadzieję, że stal nierdzewna stanie się równorzędnym dla typowych stali konstrukcyjnych materiałem konstrukcyjnym powszechnie stosowanym w mostownictwie.

Z pierwszych zastosowań stali nierdzewnych w mostach należy wymienić modernizację mostu łukowego Kunglav w Szwecji, w ramach której w roku 2003 wymieniono skorodowane zawiesia stalowe pomostu na nowe, wykonane ze stali gatunku 1.4462 oraz bariery przeciwwiatrowe na wiadukcie Črni Kal w Słowenii, których konstrukcję wykonano ze stali gatunku 1.4162.

Pierwszym w Europie mostem drogowym, którego konstrukcja wykonana została ze stali nierdzewnej był łukowy most wybudowany w Hiszpanii w 2005 roku w miejscowości Cala Galdana na Minorce (rys. 2).

Całkowita długość obiektu wynosi 55 m, szerokość 13 m, rozpiętość przęsła 45 m. Konstrukcję wykonano w postaci dwóch równoległych łuków o przekroju trójkątnym 700–1000/700/20–25 mm (element nr 1 wg rys. 3), przez które przenikają dwa podłużne dźwigary wykonane ze spawanych rur prostokątnych z środkowym średnikiem 1000/500/15–25 mm (element nr 3 wg rys. 3). Łuki i dźwigary opierają się bezpośrednio na żelbetowych przyczółkach (oczepach). Rozpiętość łuków wynosi 45 m, a wyniesienie 6 m. Płytę pomostu wykonano z żelbetu, zespalaając ją z poprzecznikami stalowymi o przekroju prostokątnym 250/500–570/10–12 mm (poprzecznice środkowe) i 250/300–50/8–10 mm (wspornikowe poprzecznice skrajne), które są rozmieszczone w rozstawie co 2 m (elementy nr 4 i 5 wg rys. 3). Do wykonania konstrukcji obiektu zastosowano stal nierdzewną typu duplex gatunku 1.4462, który cechuje się wysoką odpornością na korozję spowodowaną przez chlorki oraz wysoką wytrzymałością.

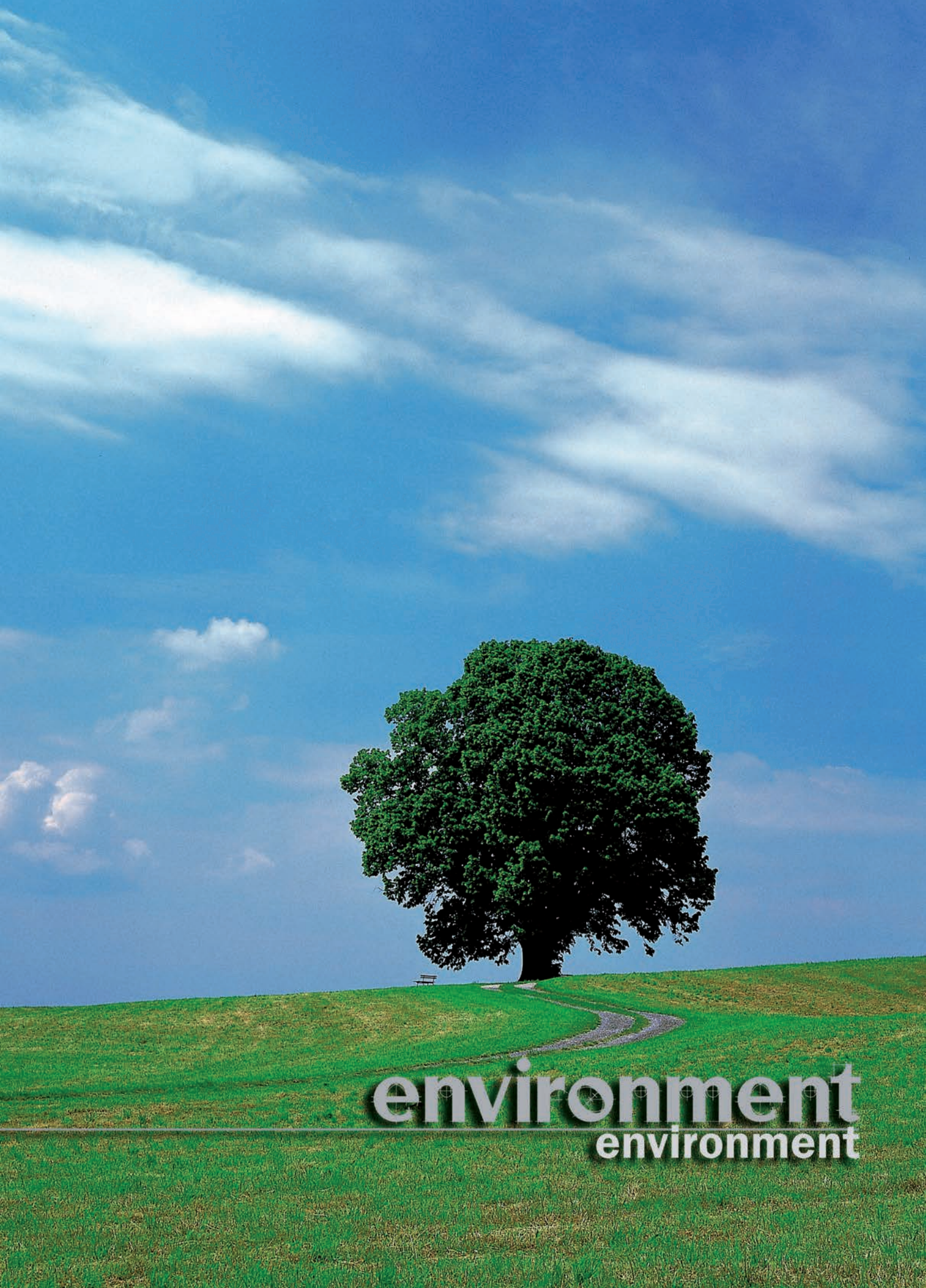
Z innych obiektów mostowych, których główną konstrukcję wykonano ze stali nierdzewnej należy wymienić obiekty wybudowane we Włoszech: Arco di Malizia w Sienie (2005) i Piove di Sacco w Padwie (2006). W obydwu przypadkach również zastosowano stal typu duplex.

Arco di Malizia to wiadukt drogowy, zlokalizowany nad linią kolejową. Wykonano go w postaci konstrukcji łukowej o długości całkowitej 50 m (rys. 4). Zasadniczym elementem konstrukcyjnym jest pojedynczy stalowy łuk, do którego podwieszona jest konstrukcja pomostu (rys. 5). Łuk o długości 50 m

i wyniesieniu 10 m wykonano w postaci rury o przekroju okrągłym średnicy 820 mm ze stali nierdzewnej typu duplex Uranus 35N. Składa się on z 5 elementów, które zesparowano na montażu w jedną całość. Zespółona płyta stalowo-żelbetowa pomostu o szerokości 15,8 m została podwieszona do łuku za pomocą cięgien. W obiekcie Arco di Malizia po raz pierwszy we Włoszech zdecydowano się na zastosowanie stali nierdzewnej w pracach infrastrukturalnych na tak dużą skalę. Na uwagę zasługuje opracowanie i zastosowanie innowacyjnej technologii spawania elementów konstrukcji mostu wykonanych ze stali nierdzewnej typu duplex i stali konstrukcyjnej gatunku S355.

4. Podsumowanie

Inżynieria mostowa poszukuje nowych rozwiązań w zakresie układów konstrukcyjnych oraz nowoczesnych materiałów. Zapewnienie odpowiednio długiej trwałości obiektów mostowych jest od zawsze kluczowym problemem. Standardowo jest ona osiągnięta poprzez zastosowanie odpowiednich zabezpieczeń antykorozyjnych. Interesującym kierunkiem jest poszukiwanie nowych materiałów konstrukcyjnych, które są odporne na korozję, a jednocześnie odpowiednio wytrzymałe i mogą mieć zastosowanie w mostownictwie. Jednym z nich jest stal nierdzewna, która od pewnego czasu jest sukcesywnie wprowadzana do użytku w tej branży. Efektem tego jest obserwowany ostatnio na świecie wzrost inwestycji mostowych, których konstrukcja jest wykonywana ze stali nierdzewnej.



environment
environment

ANATOLIY PAVLENKO

Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University (Ukraine)

e-mail: am.pavlenko@i.ua

ENERGY AND RESOURCE SAVING TECHNOLOGIES OF FORMATION OF MASSIVE AMORPHOUS STRUCTURE

Abstract

The article presents the results of an experimental study of energy-resource saving technologies of formation of massive amorphous structure. Considered are the methods of mathematical modeling and optimization of process production of massive amorphous structures, which can reduce experimental studies and material resources to create a highly efficient production of amorphous alloys. The results of physical experiments are compared with the results of the calculation. Received results can be used to analyze the physical regularities and justified choice of technological modes of formation of amorphous structures.

Keywords: resource saving, amorphous structure, casting, cooled form, heat conduction, mathematical model, cooling

1. Introduction

The formation of the amorphous structure of metals and alloys lead to fundamental changes in the magnetic, electrical, mechanical, and other superconducting properties. Amorphous alloys have high toughness, strength, fracture toughness, corrosion resistance, wear resistance. All of the above properties make amorphous alloys ideal resource saving materials for use in the area of heat power technologies and heat power equipment.

The process of forming massive layer with an amorphous structure has a number of difficulties, since the cooling of the volumetric array molten metal, in contrast to the thin layers is a process that is substantially different in intensity of energy-exchange processes. For obtaining massive amorphous structures we have developed experimental laboratory equipment, which investigated the process of obtaining massive amorphous structures by method of casting in copper cooled form with fast cooling.

2. Theory

For the possibility obtaining of the amorphous structure in pure metals melt cooling rate should not be below 10^6 K/s, which is difficult to achieve for a given technology.

The investigated alloys were selected with additives which increase the tendency of the liquid melt to

the volumetric amorphization. Alloys $\text{Cu}_{45}\text{Ti}_{35}\text{Zr}_{20}$, $\text{Ni}_{62,4}\text{Nb}_{37,6}$, $\text{Fe}_{80}\text{P}_{13}\text{C}_7$, $\text{Co}_{75}\text{Si}_{15}\text{B}_{10}$ which were made of the powder components. To prepare the alloys pure charge materials were used. The investigated alloys were melted in an induction high-frequency furnace in atmosphere of argon method of direct melting components. After obtaining a homogeneous melt through a hole in the bottom of the crucible the melt is poured into cooled copper mold. The chemical composition of the main components of the alloy was controlled by micro-X-ray analysis up to $\pm 1\%$ and local ~ 1.0 microns.

The process for obtaining massive metal layer with an amorphous structure was carried out with casting method in the water-cooled form, in the process the active heat removal will be expended on the evaporation of water which is before the contact surface, in such a case three cooling mode can be considered [1].

In the first case water velocity and has small values in the process cooling the vapor layer is formed enveloping heat-conducting surface. In this case, the surface on the water side is covered by steam, creating a thermal resistance to heat flow.

In the second case, increasing the velocity of the cooling water in the vapor phase the heat exchange surface will be exposed to destruction, which leads to an increase in the intensity of the heat sink.

In the third case, the turbulent flow conditions a mass flow rate has maximum value and the percentage of the vapor phase will have a minimum value, the water will push the vapor and the cooling rate in this case will have a maximum value.

Therefore, changing the water flow rate in the equipment, gradually increasing the speed of the cooling water in the heat exchange wall can be controlled heat flow density on the cooled outer surface of the mold and, consequently, of solidification process.

Solidification of the melt occurs as a result of heat removal superheat of liquid metal and latent heat of solidification from the melt into the cooled form and further in the environment [1].

For structure investigation and determining the degree of amorphization was excised several samples (of templates) so as to be able to determine changes in the structure on a number of cross sections. To reveal the microstructure chemical etching was performed by using a reagent consisting of CH_3COOH , HNO_3 and HF . To determine the degree of amorphization conducted electron-macroscopic research in the mode of direct expansion. Visual examination microsections and photographing used the microscope MMP-4 [1].

With metallo-physical studies, it was found that the analyzed metal layer obtained by casting in cooled form in the first case in Figure 1 has a crystalline ferrite-pearlite structure, the formation of the amorphous structure does not happen, since the velocity of the cooling water has a value less than 1 m/s, at maximum a water temperature of 15°C and the maximum thickness of the metal layer.

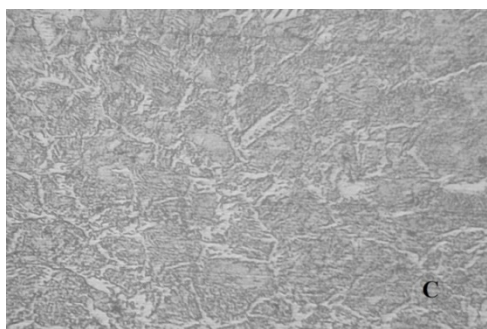


Fig. 1. The crystalline structure massive layer of metal

The investigated layer of metal in the second case in Figure 2 partly has an amorphous structure on the boundaries layer near the boundary with the cooling medium, and in the middle of microcrystalline ferrite-pearlite structure, besides ferrite and perlite are present as martensite, bainite and residual austenite.

The formation of the amorphous structure at the layer boundaries due to an increase in the velocity of the cooling water to 2 m/s and decreasing the temperature of water to 7°C with average values of metal layer thickness.



Fig. 2. Amorphous-crystalline structure a massive layer of metal: A – amorphous structure, C – the crystalline

In the third case in Figure 3 for turbulent flow conditions investigated layer of metal has a partially amorphous structure on the boundaries layer near the boundary with the cooling medium, and in the middle layer of microcrystalline ferrite-pearlite structure resulting at the maximum velocity of water of 3 m/s, the minimum temperature of the water 5°C and the thickness layer of metal is 5 mm. Since the cooling rate in this case will have a maximum value observed an increase of the amorphous metal phase.

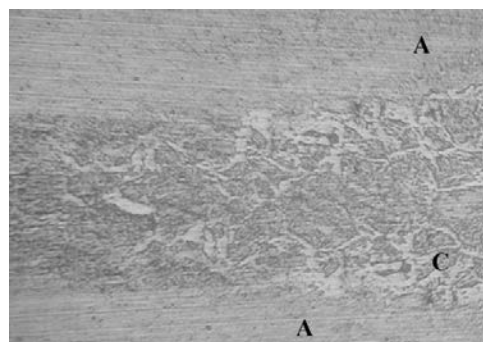


Fig. 3. Amorphous-crystalline structure a massive layer of metal, obtained at high cooling rate: A – amorphous structure, C – the crystalline

Based on the results of experimental research, forming a massive layer with an amorphous structure can be achieved at the minimum values cooling water temperature and the maximum speed of the cooling water, but the main factor is the value of the thickness layer of metal.

Thermal stability of amorphous alloys and the solidification process was studied by differential scanning calorimeter Setaram DSC 131. For

processing of thermograms using the software package included in the kit calorimeter. Processing of experimental data was carried out in the software package for statistical analysis StatSoft Statistica 6.0 – Figure 4.

The maximum degree of cooling is achieved at the surfaces of the layer adjacent to the cooled walls of the mold, at the maximum velocity of the cooling water in heat exchange wall forms and a minimum temperature of the cooling water (Fig. 4), but the main factor that has the greatest impact on the degree of amorphization serves the thickness of the melt. The crystallization temperature inside the layer is higher than the surface layer. The duration of the cooling process inside the layer is 5-10 times more [2].

Metallo-physical research, it was found that some “amorphous” phase located inside the layer composed of microcrystals, which in turn proves these pseudo-amorphous phases.

Experimental investigations technology of casting in cooled form is time- and material resources, which allows you to reduce the use of methods of mathematical modeling and optimization.

Using modern methods and means of mathematical modeling, we can solve complex problems of heat transfer, as well as to investigate the features of the technological process, identify the qualitative picture of the interaction of various factors. It is possible by means of calculation to establish quantitative functional dependencies [2].

The mathematical formulation of the problem casting metal in cooled forms include heat conduction equation describing thermal phenomena at the relevant boundary conditions. The first step begins with setting the type and dimensions of the model (1D, 2D, or 3D) [3].

When considering the joint solutions model the overall heat transfer and model of weakly compressible liquid Navier-Stokes equations in the start menu, select the 2D problem (General heat transfer) and 2D problem (Weakly Compressible Navier-Stokes). Built on such algorithm model of the process of casting metal in the cooled form of a graphical solution, which we can see the temperature distribution (temperature field), the direction of the flow lines, a temperature gradient.

Thus, the temperature distribution in the solidifying layer is determined by solving the system of equations (1) – (2) with appropriate boundary conditions [3].

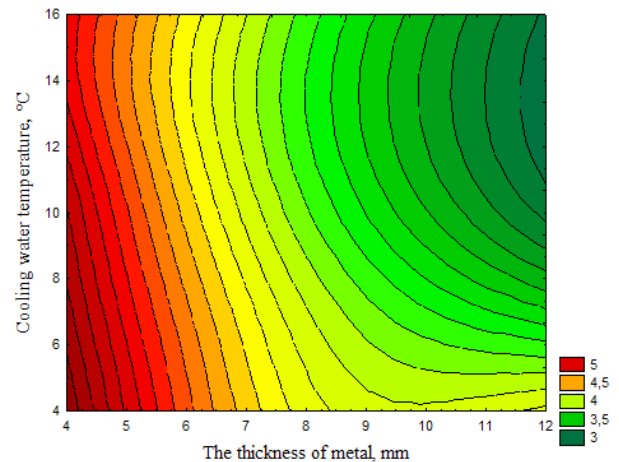


Fig. 4. Graph of the degree of amorphization of the cooling water temperature and the thickness of layer of metal

To solve these equations necessary to formulate initial and boundary conditions, ie, temperature distribution at the initial time and conditions of heat exchange with the environment.

A necessary condition for solving the equations is the knowledge of thermophysical properties of metals and alloys at high temperatures: heat capacity, thermal conductivity and heat of solidification (glass transition).

$$\rho C_p \frac{\partial T}{\partial t} + \nabla(-k \nabla T) = Q + q_s T \quad (1)$$

where: q_s [W/m³·K] is absorption coefficient, Q [W/m³] is heat source, k [W/m·K] is coefficient of thermal conductivity, T [K] is temperature, ρ [kg/m³] is density, C_p [J/kg·K] is heat capacity at constant pressure, ∇ – Operator Nabla.

Navier-Stokes equations

$$\begin{aligned} & \rho \frac{\partial u}{\partial t} + \rho(u \nabla)u = \\ & = \nabla \left[-pI + \mu(\nabla u + (\nabla u)^T) - \frac{2}{3} \mu(\nabla u)I \right] + \\ & + F \frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla(\rho u) = 0 \end{aligned} \quad (2)$$

where: ρ [kg/m³] is density, η [P·s] is dynamic viscosity, k_{dv} [P·s] is volume viscosity, u [m/s] is velocity.

As a model alloy was selected alloy having a good tendency to amorphization due to the content in the composition of alloy elements prone to amorphization, such as zirconium Zr.

From previous studies it is known that the thickness of the melt during the formation of the amorphous

structure has a significant impact on the structure and properties of metals and alloys. Accordingly, as a study, we chose two cooled mold with different dimensions, which in turn determines the thickness of the melt, and the possibility of obtaining an amorphous structure. In Table 1 presents thermophysical properties the investigated alloy.

Table 1. Thermophysical properties of the investigated alloy

Alloy	The melting temperature, K	The temperature of transition to the amorphous state, K	The density of the alloy, kg/m ³	The heat capacity of the alloy, J/(kg·K)	Coefficient of thermal conductivity, W/m·K
Cu ₄₅ Ti ₃₅ Zr ₂₀	1063	683	6900	385	340

Alloy Cu₄₅Ti₃₅Zr₂₀ from other massive amorphous alloy characterized by a high hardness, strength and thermal stability. When content increases Zr to 18% increases the thermal stability of the alloy from 690K to 815 K, which substantially increases the area of application of this type of alloys. The formation of the amorphous structure of this alloy is quite ambiguous process. The conditions for the solution of thermal problem casting alloy Cu₄₅Ti₃₅Zr₂₀ shown in Table 2. The results of modeling in graphs and fields of temperature distribution are shown in Figures 5-8. Graphs provide an effective estimate of the intensity of heat transfer during the casting process, which makes it possible to estimate and predict the ability of alloys to the amorphization of the structure.

Table 2. The parameters for solving thermal problem of casting alloy Cu₄₅Ti₃₅Zr₂₀

The parameter	The parameter value
Temperature of the melt before the casting process	T _{in} = 1063 K
The temperature at the walls of a cooled mold	T _K = 373 K
Casting speed	v _{cast} = 1.6 mm/s
The melt density	ρ = 6900 kg/m ³
The specific heat of the metal	C _p = 385 J/(kg·K)
The dynamic viscosity	η = 0.0434 P·s
The latent heat	dH = 205 kJ/kg
Coefficient of thermal conductivity	k = 340 W/m·K
The measurement interval of the casting process	0-1 s
The size of the form (casting thickness): height × diameter mm	100 × 3, 100 × 10

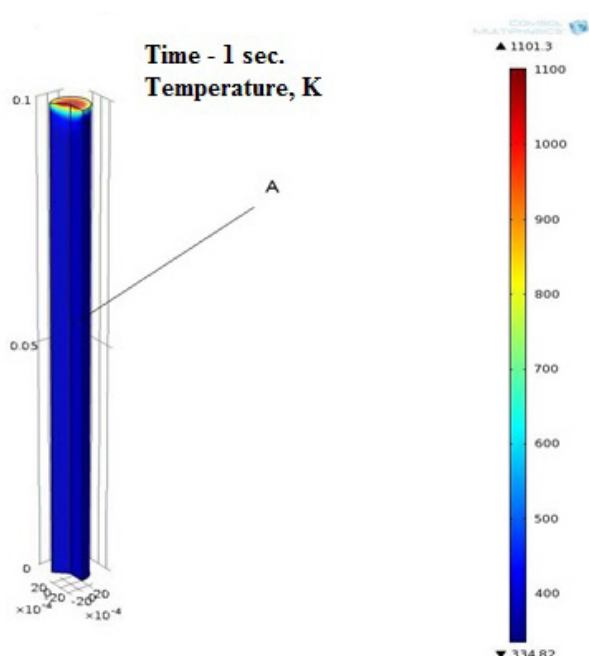


Fig. 5. The temperature field of the melt Cu₄₅Ti₃₅Zr₂₀ in a cooled form: A – amorphous structure

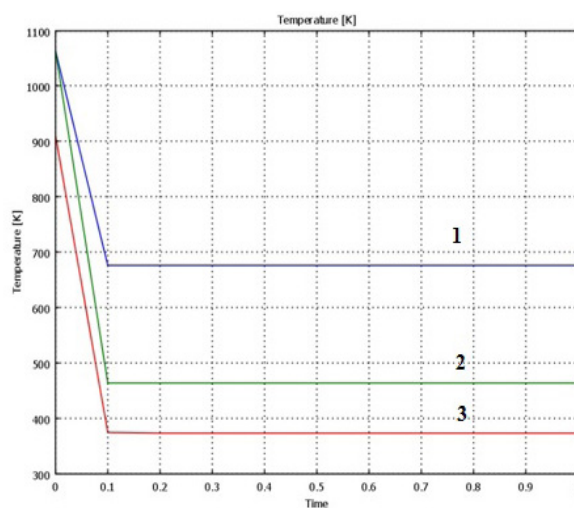


Fig. 6. The temperature distribution in the alloy Cu₄₅Ti₃₅Zr₂₀ at a temperature of the mold wall 373 K 1 – casting center, 2 – near the cooled walls of the mold, 3 – near the boundary with the cooling medium

From these graphs Figure 5-6 shows that in the range of 1 second, ultra-fast cooling of the metal. It can be concluded that the formation of the amorphous structure (A) (Fig. 5) around the metal layer is only possible with the maximum cooling rate on the walls of a cooled mold – Figure 6. The other Figures 7-8 show that with decreasing cooling rate occurs only partial amorphization of near-cooled walls of the mold, which leads to formation of both the amorphous (A) and the crystalline (C) of the structure (Fig. 2-3).

Closer to the center of the layer as a result less of heat transfer is formed microcrystalline (MC) of the metal structure. In the central part of the layer even at the maximum degree of cooling the formation of amorphous structure does not occur. The presence of convective flows in the middle layer leads to an increase heat transfer and increase the rate of cooling can be achieved there by microcrystalline metal structure with improved mechanical properties.

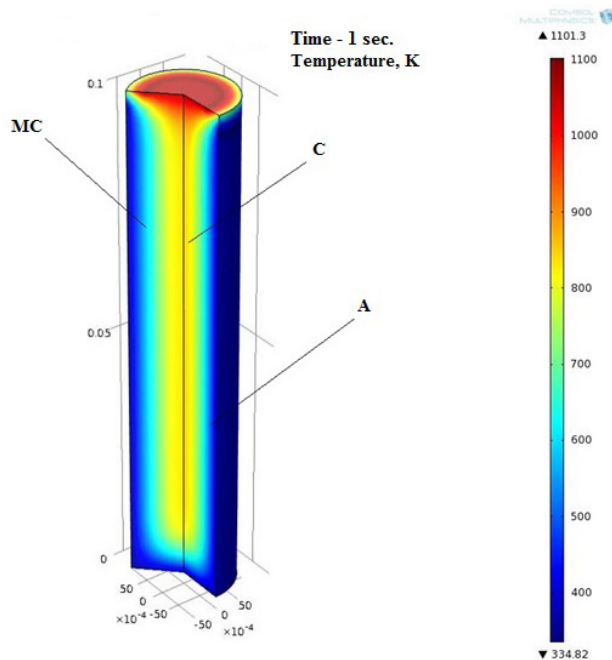


Fig. 7. The temperature field of the melt $\text{Cu}_{45}\text{Ti}_{35}\text{Zr}_{20}$ in a cooled form: A – amorphous structure, MC – fine crystalline, C – the crystalline

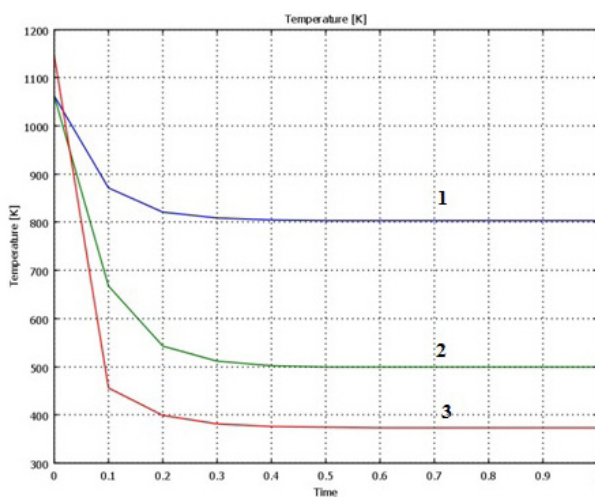


Fig. 8. The temperature distribution in the alloy $\text{Cu}_{45}\text{Ti}_{35}\text{Zr}_{20}$ at a temperature of the mold wall 373 K
1 – casting center, 2 – near the cooled walls of the mold,
3 – near the boundary with the cooling medium

For alloy $\text{Cu}_{45}\text{Ti}_{35}\text{Zr}_{20}$ critical cooling rate was $10^2\text{-}10^3$ K/sec which made it possible to obtain samples with an amorphous structure, as evidenced by metallo-physical, X-ray diffraction studies. Obtained when hardening amorphous-crystalline structures have good mechanical properties, the hardness of the alloy is 750 HV.

3. Conclusions

The maximum degree of cooling during the molding process of the metal to the cooled form is achieved in the surfaces layer adjacent to the cooled walls of the mold. The crystallization temperature inside the layer is higher than the surface layer. The duration of the cooling process inside the layer is 5-10 times greater.

The experimental and calculated data showed that when using casting method to cooled mold to obtain amorphous products thick several millimeters required alloys with sufficiently low critical cooling rate of less than 1000 K/s. Obtaining massive amorphous layer is possible when the thickness of a few millimeters when using this experimental casting method.

Determined the two main factors that limit the thickness of the amorphous products: 1. Reduced heat transfer coefficient from the melt to the forms with increasing thickness of the product and local melt crystallization, which depends on the volume of the molded product and increases with increasing thickness of the product to the critical value.

The greatest interest of investigated alloys represents massive amorphous alloys of copper-titanium-zirconium. From other massive amorphous alloys they are characterized by high hardness, strength and thermal stability. When content increases Zr to 18% increases the thermal stability of the alloy from 690K to 815 K, which substantially increases the area of application this type of alloys.

References

- [1] Pavlenko A.M., Usenko B.O., Koshlak H.V.: *Analysis of thermal peculiarities of alloying with special properties*, Metallurgical and Mining Industry, 2 (2014), pp. 15-20.
- [2] Pavlenko A.M., Usenko B.O., Koshlak H.V.: *Research the energyefficient process of high-speed casting of metal between the cooling rolls*, Metallurgical and Mining Industry, 5 (2014), pp. 68-72.
- [3] Pavlenko A.M., Usenko B.O., Koshlak H.V.: *Mathematical modeling of the casting process in Comsol 3.5a package*, Metallurgical and Mining Industry, 1 (2015), pp. 132-140.

PROCESSES MODELLING IN TWO-NAVE BUILDING WITH NATURAL AIR EXCHANGE

Abstract

The paper explains ventilation air exchange driven by the gravitational force and wind, and the major factors affecting the phenomenon. A mathematical model, namely a system of equations, for computations of natural ventilation in two-bay building is presented. The model was used to make calculations of the amount of ventilation air and the pressure inside the building. The effect of external temperature and wind velocity on the amount of ventilation air and pressure values inside the building was analysed. Aerodynamics of multi-zone building ventilation is a complex process. It is difficult to both to determine the pressure prevailing inside the building and to select the area of ventilation openings. The literature does not provide dependences for making computations for such buildings, while computer methods are too time-consuming.

Keywords: natural ventilation, gravitational forces, wind action, multi-zone buildings

1. Introduction

The purpose of the ventilation system is to exchange air in the building. The system effectiveness depends on the delivery of the fresh air, ensuring appropriate air flow between rooms and effective removal of waste air. In ventilation, the technology of forming air flows in the rooms, based on the knowledge of ventilation aerodynamics, plays a crucial role.

For natural ventilation, the inflow of external air occurs through the building leakage (infiltration) and ventilation openings, without using a mechanical system powered by electricity. The processes that occur in natural ventilation and types of this ventilation were described, among others, in [1, 2, 3, 4].

Three types of natural ventilation can be differentiated:

- airing, which results from opening the windows,
- gravitational ventilation, provided by vertically installed ducts or ventilation openings located at different heights,
- transverse (wind) ventilation, characterised by air flow induced by the pressure action on the building envelope.

2. Factors inducing air movement within the building indoor space

The key feature of natural ventilation is that air flow is induced only by pressure difference, the action of the wind and the gravitational force, which are caused by temperature differences inside and outside the building. Both factors vary in time, which makes it difficult to determine the correct size of ventilation openings.

2.1. Natural ventilation induced by the gravitational forces

To determine the pressure difference caused by the gravitational force (3) acting on a given surface, it is necessary to determine, on the basis of the dependences below, pressure outside (1) and inside the building (2) [1, 4, 5].

$$\begin{aligned}
 P_{I-I}^z &= \frac{F_1}{S} = \frac{m_z \times g}{S} = \frac{V \times \rho_z \times g}{S} = \\
 &= \frac{S \times h \times \rho_z \times g}{S} = h \times \rho_z \times g [Pa]
 \end{aligned}
 \tag{1}$$

$$P_{I-I}^w = \frac{F_2}{S} = \frac{m_w \times g}{S} = \frac{V \times \rho_w \times g}{S} =$$

$$= \frac{S \times h \times \rho_w \times g}{S} = h \times \rho_w \times g [Pa]$$

$$\begin{aligned} \Delta P &= P_{I-I}^z - P_{I-I}^w = \\ &= (h \times \rho_z \times g) - (h \times \rho_w \times g) = \\ &= h \times (\rho_z - \rho_w) \times g \end{aligned} \quad (3)$$

The air flow through the building indoor space is presented in Figure 1. Major parameters that affect air movement induced by the gravitational force include the following: distance h between the supply and exhaust openings and temperature difference inside and outside the building, thus the difference in the air density ρ .

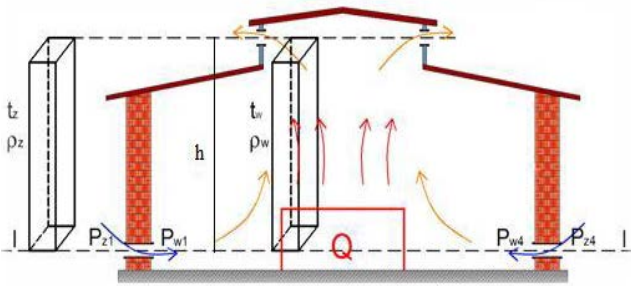


Fig. 1. In-room air flow caused by the gravitational force

2.2. Natural ventilation driven by the wind

The impact of wind on the building envelope produces positive pressure on the exterior closures on the building windward side, whereas on the building leeward side, negative pressure is created. In the action of wind around the building, the wind dynamic pressure p_d increases, whereas the static pressure p_s decreases. That is related to the air potential energy conversion to kinetic energy [4].

To determine the magnitude of positive or negative pressure (6) outside the building, created due to the wind action, it is necessary to know the values of the aerodynamic parameters (4). The value of the aerodynamic parameter expresses the ratio of the static pressure at a given point of the exterior closure to the wind dynamic pressure (5) [6].

$$K = \frac{p_s}{p_d} [-] \quad (4)$$

$$p_d = \frac{v^2}{2} \times \rho_z [Pa] \quad (5)$$

$$p = K \times p_d [Pa] \quad (6)$$

$$\Delta P = p_z - p_w = K \times \frac{v^2}{2} \times \rho_z - p_w \quad (7.1)$$

$$\begin{aligned} \Delta P &= p_w - p_z = \\ &= p_w - K \times \frac{v^2}{2} \times \rho_z \end{aligned} \quad (7.2)$$

If those values, and the values of negative and positive pressures p_w in the building are known, it is possible to determine pressure difference in individual openings (6). If the pressure inside the building is lower than the pressure outside, (7.1) is employed, otherwise, (7.2) is used.

When pressure difference in ventilation openings, induced the gravitational force and the wind action are known, it is possible to determine the stream of ventilation air. It should be remembered, however, that the balance of air amount must be maintained.

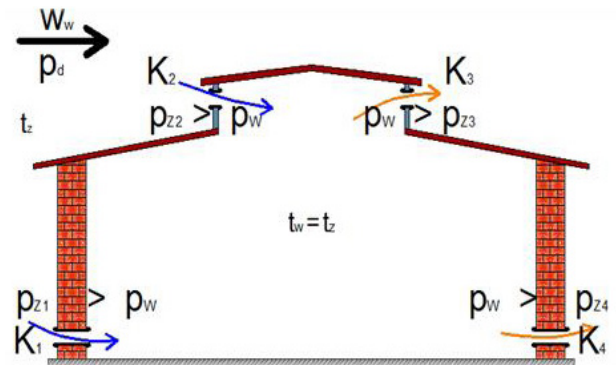


Fig. 2. In-room air movement caused by the wind

3. Ventilation computations in multi-zone buildings

Many models are available to predict air flow within the building. Those can be categorised as empirical, theoretical, network, zonal or Computational Fluid Dynamics (CFD) ones [7, 8, 9, 10]. The simplified formula for the phenomenon description in empirical or theoretical models makes it possible to calculate the amount of ventilation air relatively quickly, but those calculations yield only inferred values. Those can be applied, similar to empirical models, for estimating air flow in single-zone buildings.

Network, zonal or CFD models allow predicting air flow in multi-zone buildings. However, the literature on the subject is sparse. The reason might be the fact that the application of those techniques to natural ventilation is extremely time-consuming.

Air stream distribution in individual ventilation openings is presented in the physical model (Fig. 3). Fresh air is supplied into the room through the openings 1 and 4. The exhaust air outlets are openings

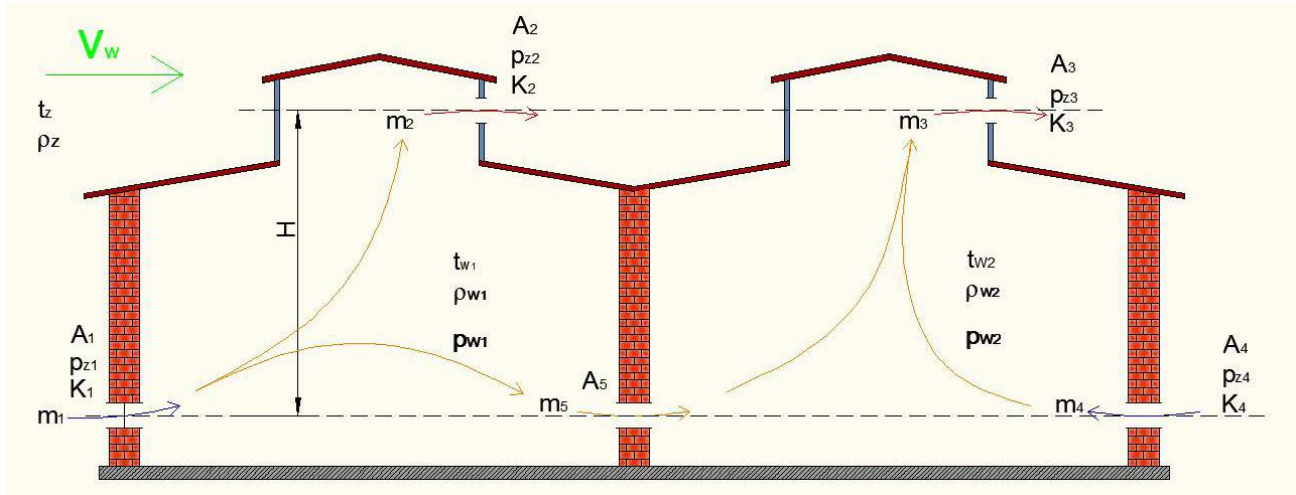


Fig. 3. The physical model showing natural ventilation operation in the two-bay building

2 and 3. Opening 5, located between the bays, allows air flow from the first to the second bay.

The mathematical model (8) in the form of the system of equations, describing the air movement within two-bay building, is presented below. The model is used to determine the amount of ventilation air flowing through individual openings. Maintaining mass flux balance is taken into account. The model can also be employed to determine positive and negative pressures prevalent in the individual bays of the building.

$$\begin{cases}
 H \times (\rho_z - \rho_{w1}) \times g + K_1 \times \frac{v_w^2}{2} \times \rho_z - p_{w1} = \\
 = \frac{1}{\mu^2 \times 2 \times A_1^2 \times \rho_z} \times m_1^2 + \frac{1}{\mu^2 \times 2 \times A_2^2 \times \rho_z} \times m_2^2 + \\
 + \frac{1}{\mu^2 \times 2 \times A_5^2 \times \rho_z} \times m_5^2 \\
 p_{w1} - K_2 \times \frac{v_w^2}{2} \times \rho_z = \frac{1}{\mu^2 \times 2 \times A_2^2 \times \rho_z} \times m_2^2 \\
 H \times (\rho_{w1} - \rho_{w2}) \times g + p_{w1} - p_{w2} = \\
 = \frac{1}{\mu^2 \times 2 \times A_5^2 \times \rho_z} \times m_5^2 + \frac{1}{\mu^2 \times 2 \times A_3^2 \times \rho_z} \times m_3^2 \quad (8) \\
 p_{w2} - K_3 \times \frac{v_w^2}{2} \times \rho_z = \frac{1}{\mu^2 \times 2 \times A_3^2 \times \rho_z} \times m_3^2 \\
 H \times (\rho_z - \rho_{w2}) \times g + \rho_{w1} + K_4 \times \frac{v_w^2}{2} \times \rho_z = \\
 = \frac{1}{\mu^2 \times 2 \times A_4^2 \times \rho_z} \times m_4^2 + \frac{1}{\mu^2 \times 2 \times A_5^2 \times \rho_z} \times m_5^2 \\
 m_1 = m_2 + m_5 \\
 m_3 = m_4 + m_5
 \end{cases}$$

where:

H – height between ventilation openings [m];

ρ_i – air density [kg/m^3];

g – gravitational acceleration [m/s^2];

K_i – aerodynamic coefficient [-];

v_w – wind velocity [m/s];

p_{zi} – positive or negative pressure outside the building [Pa];

p_{wi} – positive or negative pressure inside the building [Pa];

A_i – cross-sectional area of ventilation openings [m^2];

m_i – mass flux of the airflow [kg/s];

μ – local resistance in the ventilation opening [-].

4. Computational results and their analysis

Mathcad software was used to compute air stream and positive pressures in individual bays of the building. On the basis of the model developed, computations were performed for the exemplary data:

– $H = 12 \text{ m}$; $g = 9.81 \text{ m/s}^2$; $v_w = 1.0 \text{ m/s}$, 1.5 m/s , 2.0 m/s ;

– $\rho_z = 1.248 \text{ kg/m}^3$ for an external temperature of 10°C ;

– $\rho_z = 1.27 \text{ kg/m}^3$ for an external temperature of 5°C ;

– $\rho_{w1} = 1.205 \text{ kg/m}^3$ for the temperature of 20°C in the first bay;

– $\rho_{w2} = 1.185 \text{ kg/m}^3$ for the temperature of 25°C in the second bay;

– $K_1 = 0.6$; $K_2 = -0.5$; $K_3 = -0.45$; $K_4 = -0.4$;

– $A_1 = 20 \text{ m}^2$; $A_2 = 15 \text{ m}^2$; $A_3 = 20 \text{ m}^2$; $A_4 = 10 \text{ m}^2$; $A_5 = 30 \text{ m}^2$.

The computations were made for three different wind velocities and two temperatures of the external air. On the basis of computational results, it is possible to assume that the model developed by the author was correct, because the balance of mass fluxes was maintained ($m_1 = m_2 + m_5$ and $m_3 = m_4 + m_5$).

Table 1. Results of computations of the air stream flowing through the building

v_w	t_z	m_1	m_2	m_3	m_4	m_5	p_{w1}	p_{w2}
m/s	[°C]	[kg/s]	[kg/s]	[kg/s]	[kg/s]	[kg/s]	[Pa]	[Pa]
1	5	56.74	42.66	44.86	30.78	14.08	7.63	4.74
	10	45.80	34.02	38.04	26.26	11.78	4.74	3.33
1,5	5	56.96	42.25	44.38	29.67	14.71	7.08	4.28
	10	46.06	33.53	37.49	24.96	12.53	4.21	2.88
2	5	57.26	41.62	43.67	28.03	15.64	6.29	3.62
	10	46.42	32.77	36.67	23.02	13.65	3.44	2.23

For the external temperature of 5°C, the air exchange rate is much higher than for the external temperature of 10°C. That results from the fact that the values of mass fluxes in individual ventilation openings for the temperature of 5°C (Fig. 4) are greater than the values of the same parameter for the temperature of 10°C. It happens so because, for the lower external temperature, the difference in air density inside and outside the building is higher, which enhances air exchange. Figures 4 and 5 indicate that a change in the wind velocity does not significantly affect the amount of ventilation air.

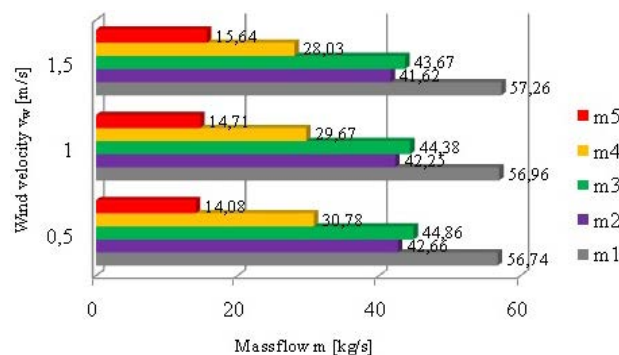


Fig. 4. Values of mass fluxes in the ventilation openings for different wind velocities at the external temp. of 5°C

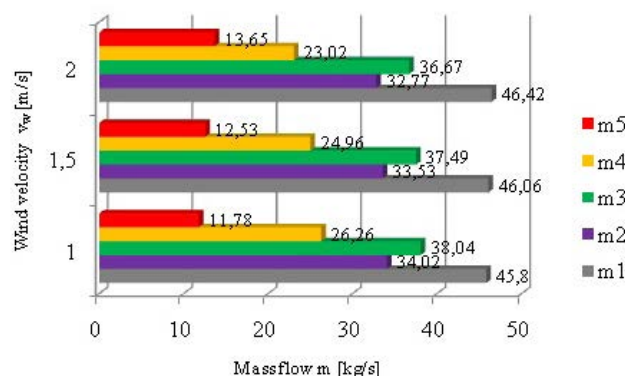


Fig. 5. Values of mass fluxes in the ventilation openings for different wind velocities at the external temp. of 10°C

Positive pressure created in each bay inside the building decreases with an increase in wind velocity and temperature (Fig. 6). The pressure shows higher values for the external temperature of 5°C, which is caused by a greater pressure difference inside and outside the building. It can be assumed that with a further increase in wind velocity, negative pressure will be created in the building, which may lead to a change in the operation of ventilation openings, namely instead of supplying the air, they will extract it. As wind velocity and temperature constantly fluctuate, it is difficult to determine the optimal area of ventilation openings. It should also be noted that the value of the pressure inside the building does not significantly affect the amount of ventilation air.

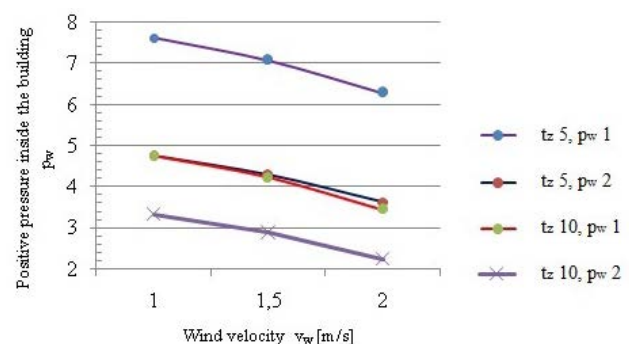


Fig. 6. Values of negative pressure in individual bays of the building for different wind velocities and external temperatures

5. Conclusions

Architects or design engineers, who are usually not concerned about issues related to aerodynamic processes occurring in the building, reduce the problem to the installation of air-conditioning systems. The activities aimed at lowering the energy demand to protect the natural environment have enhanced interest in natural ventilation.

The reason why an attempt was made to investigate the aerodynamic processes involved in natural ventilation is related to the issues of air distribution in various zones of the building. Performing computations for natural ventilation in multi-zone buildings, e.g. the ones having many bays, is a very complex process, in which multiple assumptions need to be made. The models that would make it possible to compute ventilation aerodynamics in such structures are not available. The amount of air is determined on the basis of heat load. The air distribution and the values of negative and positive pressure in individual bays are assumed. These assumptions are based on estimations depending on

various types of building occupancy, which may lead to erroneous results of calculations.

References

- [1] Allard F.; *Natural ventilation in buildings: a designed handbook*. James & James, 1998.
- [1] Baturin W.W.; *Wentylacja naturalna w zakładach przemysłowych*. Arkady, Warszawa 1974.
- [2] Kreider J.F.; *Handbook of heating, ventilation and air conditioning*. Boca Raton, CRC Press LLC. 2001.
- [3] Malicki M.; *Wentylacja przemysłowa*, Arkady, Warszawa 1967.
- [4] Piotrowski J.Z.; *Przepływ powietrza przez przegrody i pomieszczenia budynku*. Politechnika Świętokrzyska, Kielce 2013.
- [5] ASHRAE *Fundamentals Handbook*, Ch. 26, *Ventilation and infiltration*. American Society of Heating, Refrigeration and Air-Conditioning Engineers, Atlanta 2001.
- [6] Awbi H.B.; *Ventilation of buildings*. Chapman & Hall, 1991.
- [7] Awbi H.B.; *Application of computational fluid dynamics in room ventilation*. Building and Environment, 24, 73-84.
- [8] Bzowska D.; *Dynamika procesów wymiany ciepła i naturalnej wymiany powietrza w budynkach o różnej strukturze materiałowej przegród*. Instytut Podstawowych Problemów Techniki PAN, Warszawa 2007.
- [9] Clifford M., Hand J., Clarke R., Riffat S.; *Using computational fluid dynamics as a tool for naturally ventilated buildings*. Building and Environment, 32(4), 305-312, 1997.

Karol Biernacki
Jerzy Zb. Piotrowski

Modelowanie procesów w budynkach dwunawowych z naturalną wymianą powietrza

1. Wstęp

Zadaniem systemu wentylacji jest wymiana powietrza w budynku. Jej skuteczność zależy od właściwego doprowadzenia powietrza świeżego, zapewnienia odpowiedniego przepływu pomiędzy pomieszczeniami i sprawnego usunięcia powietrza zanieczyszczonego. W technice wentylacji istotną rolę odgrywa technologia formowania przepływów powietrza w pomieszczeniach, której podstawą jest znajomość aerodynamiki wentylacji.

Dopływ powietrza zewnętrznego dla wentylacji naturalnej odbywa się przez nieszczelności (infiltracja) oraz otwory wentylacyjne w budynku, bez wspomagania urządzeniami zasilanymi elektrycznie. Procesy zachodzące przy wentylacji naturalnej oraz jej podział zostały opisane m.in. w [1, 2, 3, 4].

Wyróżnia się 3 rodzaje wentylacji naturalnej:

- wietrzenie – następuje w wyniku otwierania okien,
- wentylacja grawitacyjna – za pomocą przewodów zamontowanych pionowo lub otworów wentylacyjnych usytuowanych na różnych wysokościach,
- wentylacja poprzeczna (wiatrowa) – charakteryzuje

przepływ powietrza wywołany przez wpływ ciśnienia wiatru na fasady budynku.

2. Czynniki powodujące ruch powietrza w budynku

Główną cechą wentylacji naturalnej jest to, że przepływ powietrza następuje tylko na skutek różnicy ciśnień, w wyniku działania wiatru i sił grawitacji, które wywołane są różnicą temperatur panujących na zewnątrz i wewnątrz budynku. Oba te czynniki zmieniają się w czasie, co powoduje trudności w wyznaczeniu prawidłowej wielkości otworów wentylacyjnych.

2.1. Wentylacja naturalna spowodowana siłami grawitacji

W celu wyznaczenia różnicy ciśnień spowodowanej siłami grawitacji (3) oddziałującymi na daną powierzchnię należy z zależności wyznaczyć ciśnienie na zewnątrz (1) oraz wewnątrz budynku (2) [1, 4, 5].

Przepływ powietrza przez budynek spowodowany siłami grawitacji przedstawia rysunek 1. Głównymi parametrami wpływającymi na ruch powietrza spowodowany siłami grawitacji są: odległość wysokości h pomiędzy otworami nawiewnymi i wywiewnymi

oraz różnica temperatur wewnątrz i na zewnątrz budynku, a co za tym idzie różnica gęstości powietrza ρ .

2.2. Wentylacja naturalna spowodowana działaniem wiatru

Działanie wiatru na budynek wytwarza na jego przegrodach od strony nawietrznej nadciśnienie natomiast od strony zawiętrznej podciśnienie. Podczas działania wiatru w pobliżu budynku wzrasta ciśnienie dynamiczne wiatru p_d , natomiast maleje ciśnienie statyczne p_s . Jest to związane z zamianą energii potencjalnej powietrza na energię kinetyczną [4].

Aby wyznaczyć wielkość nadciśnienia lub podciśnienia (6) na zewnątrz budynku w wyniku działania wiatru należy znać wartości współczynników aerodynamicznych (4). Wartość współczynnika aerodynamicznego wyraża stosunek ciśnienia statycznego w danym punkcie na powierzchni przegrody do ciśnienia dynamicznego wiatru (5) [6].

Znając te wartości oraz wartość podciśnienia lub nadciśnienia p_w w budynku, możemy określić różnicę ciśnień w poszczególnych otworach (6). Jeśli ciśnienie wewnątrz budynku jest mniejsze od ciśnienia na zewnątrz, korzystamy ze wzoru (7.1). W przeciwnym przypadku zastosowanie ma wzór (7.2).

Znając różnicę ciśnień w otworach wentylacyjnych spowodowaną siłami grawitacji oraz działaniem wiatru, można określić strumień powietrza wentylacyjnego. Należy jednak pamiętać o tym, aby był zachowany bilans ilości powietrza.

3. Obliczanie wentylacji w budynkach wielostrefowych

Istnieje wiele modeli do predykcji przepływu powietrza w budynku, które można podzielić na empiryczne, teoretyczne, sieciowe, strefowe czy CFD [7, 8, 9, 10]. Uproszczona forma opisu zjawiska w modelach empirycznych czy teoretycznych umożliwia stosunkowo szybkie, ale szacunkowe wyliczenie ilości powietrza wentylacyjnego. Można je stosować, podobnie jak modele empiryczne, do szacowania przepływu powietrza w budynkach jednostrefowych.

Modele sieciowe, strefowe czy też modele CFD dają możliwość predykcji przepływu w budynkach wielostrefowych. Okazuje się jednak, że literatura przedmiotu w tym zakresie jest dość znikoma. Przyczyna może tkwić w tym, że stosowanie tych technik w wentylacji naturalnej jest niezwykle czasochłonne.

Rozkład strumieni powietrza w poszczególnych otworach wentylacyjnych przedstawiony został na modelu fizycznym (rys. 3). Powietrze jest nawiewane do pomieszczenia przez otwory 1 oraz 4. Wywiew następuje otworami 2 oraz 3. Otwór 5 zlokalizowany

jest pomiędzy nawami, a przepływ następuje z nawy pierwszej do nawy drugiej.

Model matematyczny (8) zaprezentowano w formie układu równań opisujący ruch powietrza w budynku dwunawowym. Model ten służy do wyznaczenia ilości powietrza wentylacyjnego przepływającego przez poszczególne otwory z zachowaniem bilansu strumieni masowych. Za pomocą modelu wyznaczyć można również nadciśnienie lub podciśnienie występujące w poszczególnych nawach budynku.

4. Wyniki obliczeń oraz ich analiza

Do obliczeń strumienia powietrza oraz nadciśnienia w poszczególnych nawach budynku wykorzystano program Mathcad. Na podstawie opracowanego modelu dokonano obliczeń dla przykładowych danych.

Obliczenia wykonano dla trzech różnych prędkości wiatru oraz dwóch temperatur powietrza zewnętrznego. Na podstawie otrzymanych wyników można założyć, że opracowany model jest prawidłowy, ponieważ został zachowany bilans strumieni masowych ($m_1 = m_2 + m_5$ oraz $m_3 = m_4 + m_5$).

Dla temperatury zewnętrznej równej 5°C intensywność wymiany powietrza jest znacznie lepsza niż dla temperatury zewnętrznej równej 10°C. Wynika to z tego, że wartość strumieni masowych w poszczególnych otworach wentylacyjnych dla temperatury 5°C (rys. 4) jest większa od wartości strumieni masowych w otworach dla temperatury 10°C. Dzieje się tak, ponieważ przy niższej temperaturze zewnętrznej różnica gęstości powietrza wewnątrz oraz na zewnątrz budynku jest większa, co intensyfikuje wymianę powietrza. Jak wynika z rysunków 4 i 5, zmieniająca się wartość prędkości wiatru nie wpływa znacząco na ilość powietrza wentylacyjnego.

Nadciśnienie panujące wewnątrz budynku dla każdej z naw zmniejsza się wraz ze wzrostem prędkości wiatru oraz temperatury (rys. 6). Przyjmuje ono większe wartości dla temperatury zewnętrznej 5°C, co spowodowane jest większą różnicą ciśnień wewnątrz oraz na zewnątrz budynku. Założyć można, że wraz z dalszym wzrostem prędkości wiatru, w budynku powstanie podciśnienie, co prowadzić może do zmiany pracy otworów wentylacyjnych z nawiewnych na wywiewne. Ponieważ prędkość wiatru jak i temperatury ulegają ciągłym zmianom, ciężko wyznaczyć optymalną powierzchnię otworów wentylacyjnych. Na uwagę zasługuje fakt, że wartość ciśnienia wewnątrz budynku nie wpływa znacząco na ilość powietrza wentylacyjnego.

5. Wnioski

Zagadnienia związane z procesami aerodynamicznymi w budynku nie leżą w zainteresowaniu architektów i projektantów, którzy sprowadzają problem do instalacji klimatyzatorów. Działania podejmowane na rzecz ochrony środowiska w celu obniżenia zapotrzebowania na energię zwiększają zainteresowanie wentylacją naturalną.

Powód, dla którego podjęto próbę badania procesów aerodynamicznych z wentylacją naturalną, wiąże się z problemami związanymi z rozdziałem powietrza w różnych strefach budynku. Obliczanie wentylacji naturalnej dla budynków wielostrefowych, np. wielonawowych jest procesem bardzo złożonym, opartym na licznych założeniach. Brak jest modeli pozwalających na dokładne obliczenie aerodynamiki wentylacji w takich obiektach. Ilość powietrza ustalana jest na podstawie obciążenia cieplnego. Zakładany jest rozdział powietrza oraz wartość podciśnienia lub nadciśnienia w poszczególnych nawach. Założenia te są przypuszczalne w zależności od przeznaczenia budynku, co może prowadzić do błędnych wyników obliczeń.

ŁUKASZ J. ORMAN
Kielce University of Technology
e-mail: orman@tu.kielce.pl

BOILING HEAT TRANSFER PHENOMENON FROM AN ISOLATED NUCLEATION CENTER

Abstract

The paper discusses a method of boiling heat transfer investigation from a cavity of given geometrical dimensions. The testing method is described together with literature review on the subject. This experimental concept can be used to provide useful data on the creation and departure frequency of bubbles, thus giving more insight into the boiling phenomenon.

Keywords: boiling heat transfer, nucleation center

1. Introduction

Boiling is a mode of heat transfer during which considerable values of heat flux can be transferred at relatively low temperature differences. As a consequence, phase-change heat exchangers can be small and efficient. However, the knowledge about the physical phenomena occurring during bubbles production and departure is still insufficient.

Vapour bubbles are typically created at the cracks and pits of the heaters. However, if additional microstructural coating are applied that enhance heat transfer, then different mechanisms can influence boiling. For example, in the case of wire mesh coatings bubbles may be produced between the wires of the layer. A proper understanding of the process of bubbles' production and departure may be crucial for the design of heat exchangers and modeling of the heat transfer coefficient from such heat enhancing microstructures. Thus, enabling their wider industrial application.

2. Bubble growth and departure

The investigation of bubble growth and departure frequency is vital for proper understanding of the boiling phenomena and the development of a dynamic model of the boiling process. An isolated nucleation site offers better insight into the physics of bubble growth and departure than experiments on tubes or flat surfaces with many cavities as it eliminates the interaction of the surrounding active nucleation sites. As a consequence, a correlation for boiling heat flux can be produced that would apply to a number of different microstructural coatings.

Yoon et al. [1] considered the numerical approach and presented results for the growth rate of bubbles, departure radius of the bubble as well as the heat transfer. The authors claim a good congruence with experimental data. Shoji et al. [2] tested boiling phenomenon on artificial surfaces with different cavity shapes, sizes and spacing. The experiments focused, among others, on bubble behavior and the fluctuations of surface temperature. The considered shapes of the cavities were conical, cylindrical and reentrant. It was concluded that the diameter of the cavity as well as the fluctuation of temperature has a negligible effect on the bubble behavior as opposed to cavity spacing which has strong impact. Lee et al. [3] conducted research of boiling of R11 and R113 on a microheater maintained at constant temperature. The experiments considered bubble growth on such a surface with a high speed camera. The authors proposed a correlation for a radius of the bubble. In [4] the authors used their dimensionless scales regarding the radius and times in order to analyse a bubble departure radius as well as time. The results from the theoretical approach were compared to experimental data. It was concluded that the proposed relation for high and low Jacob numbers may quite successfully describe the process of departing bubbles' behavior. Siedel et al. [5] studied boiling of pentane on one or two adjacent sites. A high speed camera has been used to record bubbles growing at different superheats. The samples were placed on a cylinder with a heater through which heat was conducted to the sample. The sample had the diameter of 18 mm and the height of 40 μm . The nucleation site was produced using mechanical indentation. Its

depth was 500 μm and diameter 180 μm . It was found that the detachment volume was independent of the superheat, while the growing time was. Moreover, it was also concluded that a bubble which leaves the surface impacts the growth of the next bubble. What is more, bubble frequency proved to be generally proportional to the superheat. The phenomenon of coalescence of neighbouring bubbles seemed not to have a significant influence on vapour generation. Hutter et al. [6] experimentally analysed boiling of FC-72 on a silicon chip, on which artificial cavities had been made. The cavities were of cylindrical shape with diameter of 10 μm and depths of 40, 80, 100 μm . The authors found out that departure diameter rose with wall superheat. The cavity depth and pressure proved to have no impact. It was also concluded that waiting times decreased as superheat rose and no noticeable impact of cavity depth or pressure was observed. The authors estimated evaporative heat flux based on bubbles' departure frequencies and diameters. Phan et al. [7] proposed a model that considers the effect of the contact angle on departure of bubbles from a horizontal surface. It was concluded that in the case of wetted surfaces the departure diameter is dependent on the contact angle in the form of $\tan \theta^{-1/6}$.

Although the analysis of an insulated nucleation site is very helpful in understanding the process of vapour bubbles production, the heaters in practical applications may have a great many such sites. Consequently, it is vital to study also the interaction between the neighbouring sites and how the bubbles growing next to each other influence one another during their growth and departure. One of the works on the problem of bubbles' interaction was presented by Chatpun et al. [8]. The authors studies two kinds of cavity arrangement: inline and triangular pattern. It was reported that both spacing and arrangement have an impact on the departure frequency and bubble diameter. The cavities were of cylindrical shape. The diameter was 10 μm and the depth 80 μm . The spacing between the centers of the cavities ranged from 1 to 4 mm. Smallest spacing provided highest departure frequencies. The best performance in terms of heat flux as a function of superheat was observed for the inline patten and the spacing of 3 mm.

3. Experimental stand

The analysis of boiling heat transfer has been conducted by the author in many scientific works – both on the isothermal and non-isothermal surfaces. For example in [9] boiling on the copper fin was studied. Figure 1 presents the image of the fin, to which heat was

supplied on one side producing a temperature gradient along its length. Consequently, a few types of boiling patterns can be present as shown on the photo below.

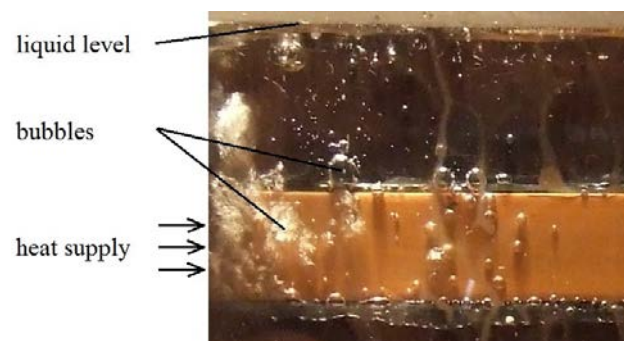


Fig. 1. Bubbles on a non-isothermal surface

At the base of the fin, where superheat is highest, a vapour blanket may be produced. As the temperature differences become lower isolated bubbles are present on the surface. They can be produced at the cracks on the surface. Further along the fin the heat transfer takes place as convection without phase change. The analysis of the temperature distribution on the other side of the fin provides information on the temperature gradient along it. This enables to determine boiling curves according to the procedure presented in [10]. Figure 2 presents an example superheat gradient along the copper fin recorded with an infrared camera. Superheat is defined as the difference between surface temperature and the saturation temperature of the boiling liquid – in this case distilled water.

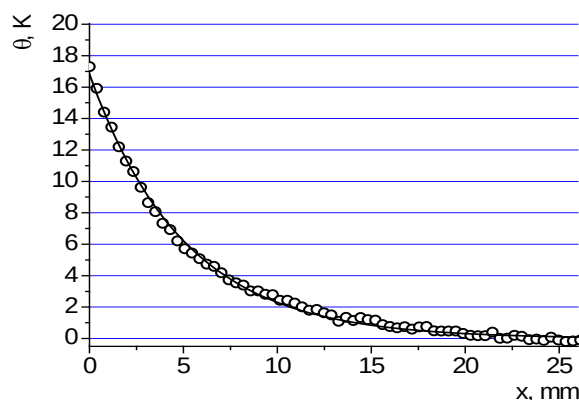


Fig. 2. Example superheat gradient along the fin

The experimental concept described earlier does not provide a good chance of visualization studies since coalescence of bubbles occurs and they are also created at different locations such as the edges. As a result, the effective visualization studies should be performed on a different stand – presented schematically below in Figure 3.

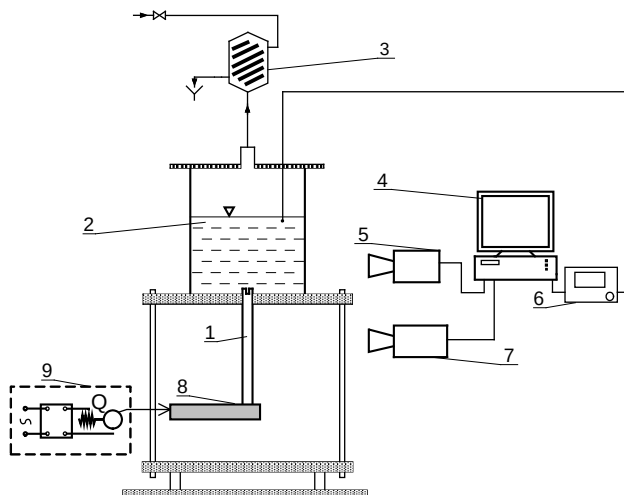


Fig. 3. Experimental stand: 1 – sample, 2 – glass vessel with boiling liquid, 3 – condensation unit, 4 – data acquisition system, 5 – high speed digital camera, 6 – temperature measuring unit, 7 – infrared camera, 8 – electric heater, 9 – autotransformer

The concept is based on using a copper element of 2 mm diameter (1) in which cavities of different geometry are drilled. This sample is heated using electric cartridge heaters in a copper block (8) supplied with electric power through an autotransformer. In this way the power and, consequently, the heat flux can be changed during the experiment. The experiments can be carried out under saturated or subcooled boiling conditions. The auxiliary heater located in the vessel enables to maintain stable saturated conditions. The generated vapour is recovered in the condensation unit supplied with cold water. The heat flux can be assessed through the analysis of the temperature distribution along the sample (1) with a thermovision camera. The copper sample is covered along its length with a special black paint of high emissivity. The measurements conducted with a high speed camera (5) contain information about the frequency of bubble departure, growth and waiting times as well as geometrical parameters of the produced bubbles. The temperature of the liquid in the vessel is controlled with the K type thermocouple.

The high speed camera produces images at extremely high rate, thus, the process of bubble formation and departure can be studied in detail. The software for data analysis enables to do it efficiently.

4. Conclusions

The phenomenon of boiling heat transfer and the mechanisms that govern the process of bubble development on heating surfaces are still not completely understood. Due to a large number of industrial applications of phase change heat exchangers a broader

knowledge should be looked for and more research is welcome. The proposed experimental method enables to obtain detailed information on the process of bubble growth and departure from a cavity of different shapes while simultaneously determining heat flux transferred from the heater.

References

- [1] Yoon H.Y., Koshizuka, S., Oka, Y.: *Direct calculation of bubble growth, departure, and rise in nucleate pool boiling*, International Journal of Multiphase Flow, 27 (2001), pp. 277-298.
- [2] Shoji M., Mosdorf R., Zhang L., Takagi Y., Yasui K., Yokota M.: *Features of boiling on an artificial surface - bubble formation, wall temperature fluctuation and nucleation site interaction*, J. of Thermal Science, Vol. 11 (3) (2002), pp. 226-234.
- [3] Lee H.C., Oh B.D., Bae S.W., Kim M.H.: *Single bubble growth in saturated pool boiling on a constant wall temperature surface*, International Journal of Multiphase Flow, 29 (2003), pp. 1857-1874.
- [4] Kim J., Kim M.H.: *On the departure behaviors of bubble at nucleate pool boiling*, International Journal of Multiphase Flow, 32 (2006), pp. 1269-1286.
- [5] Siedel S., Cioulachtjian S., Bonjour J.: *Experimental analysis of bubble growth, departure and interactions during pool boiling on artificial nucleation sites*, Experimental Thermal and Fluid Science, 32 (2008), pp. 1504-1511.
- [6] Hutter C., Kenning D.B.R., Sefiane K., Karayiannis T.G., Lin H., Cummins G., Walton A.J.: *Experimental pool boiling investigations of FC-72 on silicon with artificial cavities and integrated temperature microsensors*, Experimental Thermal and Fluid Science, 34 (2010), pp. 422-433.
- [7] Phan H.T., Caney N., Marty P., Colasson S., Gavillet J.: *A model to predict the effect of contact angle on the bubble departure diameter during heterogeneous boiling*, International Communications in Heat and Mass Transfer, 37 (2010), pp. 964-969.
- [8] Chatpun S., Watanabe M., Shoji M.: *Experimental study on characteristics of nucleate pool boiling by the effects of cavity arrangement*, Experimental Thermal and Fluid Science, 29 (2004), pp. 33-40.
- [9] Orman Ł.J.: *Measurements of boiling heat transfer on a single fin*, Structure and Environment, Kielce University of Technology, Vol. 3 (1) (2011), pp. 47-51.
- [10] Orzechowski T.: *Wymiana ciepła przy wrzeniu na żebrach z mikropowierzchnią strukturalną*, Wydawnictwo PŚk, Kielce 2003.

Acknowledgement

Work in the article was funded by statutory research of the Faculty of Environmental, Geomatic and Energy Engineering of Kielce University of Technology, No. 05.0.07.00/2.01.01.01.0033 MNŚP.IKSI.16.003.

Łukasz J. Orman

Wymiana ciepła przy wrzeniu dla wyodrębnionego centrum nukleacji

1. Wstęp

W przypadku wrzenia pęcherzykowego wymiennicze gęstości strumienia ciepła są bardzo duże, a różnice temperatur dość niewielkie. Wymienniki wykorzystujące zjawisko zmiany fazy są wysoce wydajne, jednak wiedza na temat zjawiska wrzenia jest nadal niepełna, a znajomość mechanizmów tworzenia się i odrywania pęcherzy może być istotna do prawidłowego projektowania tego typu wymienników ciepła.

Generalnie można stwierdzić, że pęcherze parowe tworzą się w rysach czy zagłębieniach powierzchni. Jednak w przypadku zastosowania pokryw intensyfikujących wymianę ciepła inne czynniki mogą mieć wpływ na proces wrzenia, np. w pokryciach siatkowych pęcherze mogą tworzyć się pomiędzy drutami siatki.

2. Wzrost i odrywanie się pęcherzy parowych

Badania dotyczące procesu wzrostu i częstotliwości odrywania się pęcherzy parowych są przedmiotem prac teoretycznych i eksperymentalnych. Yoon i in. [1] rozważali zagadnienie tempa wzrostu pęcherzy i ich średnicę w oparciu o analizę numeryczną. Shoji i in. [2] badali wrzenie na powierzchni ze sztucznymi zagłębieniami o różnych kształtach, rozmiarach i wzajemnej odległości między nimi. Podano, że zarówno średnica otworu, jak i fluktuacje temperatury mają pomijalny wpływ na tworzenie pęcherzy – w przeciwieństwie do odległości między otworami, która wykazała znaczący wpływ. Lee i in. [3] prowadzili badania wrzenia czynników chłodzących na mikrogrzejniku o stałej temperaturze. W pracy analizowano wzrost pęcherzy przy użyciu szybkiej kamery. Autorzy podali korelację na określenie promienia pęcherza. W [4] analizowano promień odrywającego się pęcherza parowego, a rozważania teoretyczne porównano z badaniami eksperymentalnymi. Siedel i in. [5] rozpatrywali wrzenie pentanu na powierzchni z jednym i dwoma otworami. Średnica próbek to 18 mm, a wysokość 40 μm . Podano, że pęcherz, który odrywa się z powierzchni wpływa na pęcherz dopiero co tworzący się w tym samym miejscu. Co więcej,

częstotliwość odrywania się pęcherzy była generalnie proporcjonalna do przegrzania. Hutter i in. [6] badali wrzenie FC-72 na krzemowej płytce z otworami o przekroju cylindrycznym o średnicy 10 μm i głębokościach 40, 80, 100 μm . Podano, że średnica pęcherza w momencie oderwania rosła wraz ze wzrostem przegrzania, natomiast głębokość otworu nie miała wpływu na obserwowane zjawisko. Phan i in. [7] zaproponowali model dotyczący odrywających się pęcherzy z poziomej powierzchni.

Należy zwrócić uwagę, że analiza procesu tworzenia się pęcherzy w pojedynczych otworach jest istotna, to jednak interakcja między sąsiadującymi otworami jest równie ważna. Jedną z prac na ten temat jest artykuł Chatpuna i in. [8], w którym autorzy rozpatrywali dwa rodzaje wzajemnego ułożenia cylindrycznych otworów na powierzchni grzejnej. Podano, że ułożenie to wpływa na częstotliwość odrywania pęcherzy i ich średnicę. Średnica otworów w próbkach to 10 μm , a głębokość 80 μm . Odległości między środkami otworów zmieniano w zakresie 1-4 mm. Najmniejsza odległość prowadziła do największej częstotliwości odrywania się pęcherzy.

3. Stanowisko badawcze

Wymiana ciepła przy wrzeniu była tematem prac badawczych autora – zarówno na powierzchniach izotermicznych, jak i nieizotermicznych. Przykładowo w [9] analizowano wrzenie na powierzchni żebra. Rysunek 1 przedstawia miedziane żebro, na którym widoczne są pęcherze parowe. W związku z dostarczaniem ciepła tylko z jednej strony na długości badanego elementu pojawia się gradient temperatury, który można mierzyć kamerą termowizyjną. Umożliwia on wyznaczenie krzywych wrzenia zgodnie z metodologią podaną w [10].

Badania wzrostu i odrywania się pęcherzy na przedstawionym powyżej żebrze są utrudnione, stąd pojawia się konieczność realizacji badań na innym układzie pomiarowym. Rysunek 3 przedstawia schemat stanowiska, które służy do analizy procesu tworzenia, wzrostu i odrywania się pęcherzy z izolowanego centrum enukleacji. W konsekwencji unika się wpływu

sąsiednich centrów, zjawiska łączenia pęcherzy itp. Koncepcja stanowiska polega na wykorzystaniu miedzianych próbek o średnicy 2 mm (1) z wydrążeniami o różnej średnicy i głębokości. Element ten jest ogrzewany za pomocą grzejników elektrycznych zlokalizowanych w miedzianym walcu (8). Moc elektryczna regulowana jest autotransformatorem. Wrzenie odbywa się w zbiorniku, w którym zamontowany jest dodatkowy grzejnik elektryczny, utrzymujący temperaturę saturacji w całej objętości. Generowana para jest skraplana, a skropliny zawracane do układu. Pomiar rozkładu temperatury na długości próbki niesie informację o strumieniu ciepła i jest dokonywany kamerą termowizyjną. Badania procesu tworzenia, wzrostu i odrywania pęcherzy parowych realizowane są poprzez zastosowanie szybkiej kamery cyfrowej (5), współpracującej z oprogramowaniem do analizy uzyskanych obrazów. Pomiar temperatury cieczy wrzącej odbywa się za pomocą termopary typu K.

4. Wnioski

Zjawisko wymiany ciepła przy wrzeniu i mechanizmy rządzące procesem tworzenia i wzrostu pęcherzy parowych nie są w pełni wyjaśnione. W związku z szerokim zastosowaniem wymienników pracujących w oparciu o zmianę fazy czynnika należy prowadzić dalsze badania i analizy w celu pełniejszego zrozumienia fizyki analizowanych zjawisk. Prezentowane w pracy stanowisko badawcze może przyczynić się do zwiększenia bazy eksperymentalnej w zakresie wpływu parametrów geometrycznych centrum enukleacji na wymianę ciepła przy wrzeniu.

PAWEŁ DUMA
Paweld.stachu@gmail.com

KAROL GAJOS
Karollorak6565@02.pl

MARCIN GIL
marcin92gil@gmail.com, marcin92wawoz@tlen.pl

BARTOSZ GODZISZ
Bartek.godzisz1990@gmail.com

DIANA KALETA
Dianakaleta@vp.pl

Kielce University of Technology

KAROL KRAWCZYK
Krawczyk_karol@op.pl

MARCIN SALAMON
Marcin.salamon92@gmail.com

KRYSTIAN SIWIEC
Ksiwiec25@gmail.com, krystek199207255@wp.pl

JACEK SZEWCZYK
Jszewczyk@gmail.com, jszewczyk@tu.kielce.pl

JÓZEF WOŚ
Wos.jozef@gmail.com

Kielce University of Technology

STUDY OF THE CONDITION OF THE SELECTED LANDSLIDES IN THE AREA OF KADZIELNIA

Abstract

The Kadzielnia nature reserve located in Kielce is a remnant of the long-term exploitation of limestone. The slopes of a former quarry are unstable; landslide processes occur there, posing a threat to humans and disturbing the landscape. This condition requires observation of the changes in order to take preventive measures. The article presents the preliminary results of such observations, performed for four selected landslides in Kadzielnia. While measuring, modern geodetic techniques were applied, including satellite technology, scanning tacheometry and laser scanning. Obtained results indicate slight displacements of the monitored walls over several months. Observations which were made are initiating study on the behavior of the landslides in the area of Kadzielnia, aimed at early detection of threats and enabling taking safety procedures.

Keywords: landslide movements, laser scanning, determination of displacements

1. Introduction

Kadzielnia is a strict inanimate nature reserve, created within the administrative boundaries of Kielce on January 26, 1962, by the Order of the Minister of Forestry and Wood Industry. The present complex is a remnant of the exploitation of Devonian limestone which lasted from the seventeenth century. The operation was completed in 1962, but work on the liquidation of the quarry lasted until the 1970s. As a result of intensive excavation of the original hill only its eastern slope remained, remnants of the south-western slope with adjacent mound (now named Wzgórze Harcerskie, Scouts Hill) and Skalka Geologów (Geologists Rock), separated by a deep excavation.

Despite the lapse of several decades, post-exploitation condition still poses certain risk for both the landscape of the reserve, as well as for the people staying in it. The slopes of the quarry which were exploited are far from stability. Therefore, there is a

possibility of activation of landslide processes, often violent. The landslide activity is demonstrated by the accumulation of masses of soil and debris at the foot of the excavation walls. Therefore, there is a need for monitoring the changes occurring on the slopes in order to determine the risks associated with the activation of the landslide process. Among the most common observation methods of landslides are the surveying methods.

Until recently, no systematic measurements of the condition of the landslides have been carried out in Kadzielnia. In 2014, in cooperation between the Faculty of Environmental, Geomatic and Energy Engineering at the Kielce University of Technology and Kielce Geopark, the first observations of selected landslides were made in Kadzielnia. Members of the Geomatica Student Academic Circle and postgraduates at the geodesy and cartography engineering studies attended the initiated work [1-4], in parallel with other measurements for the

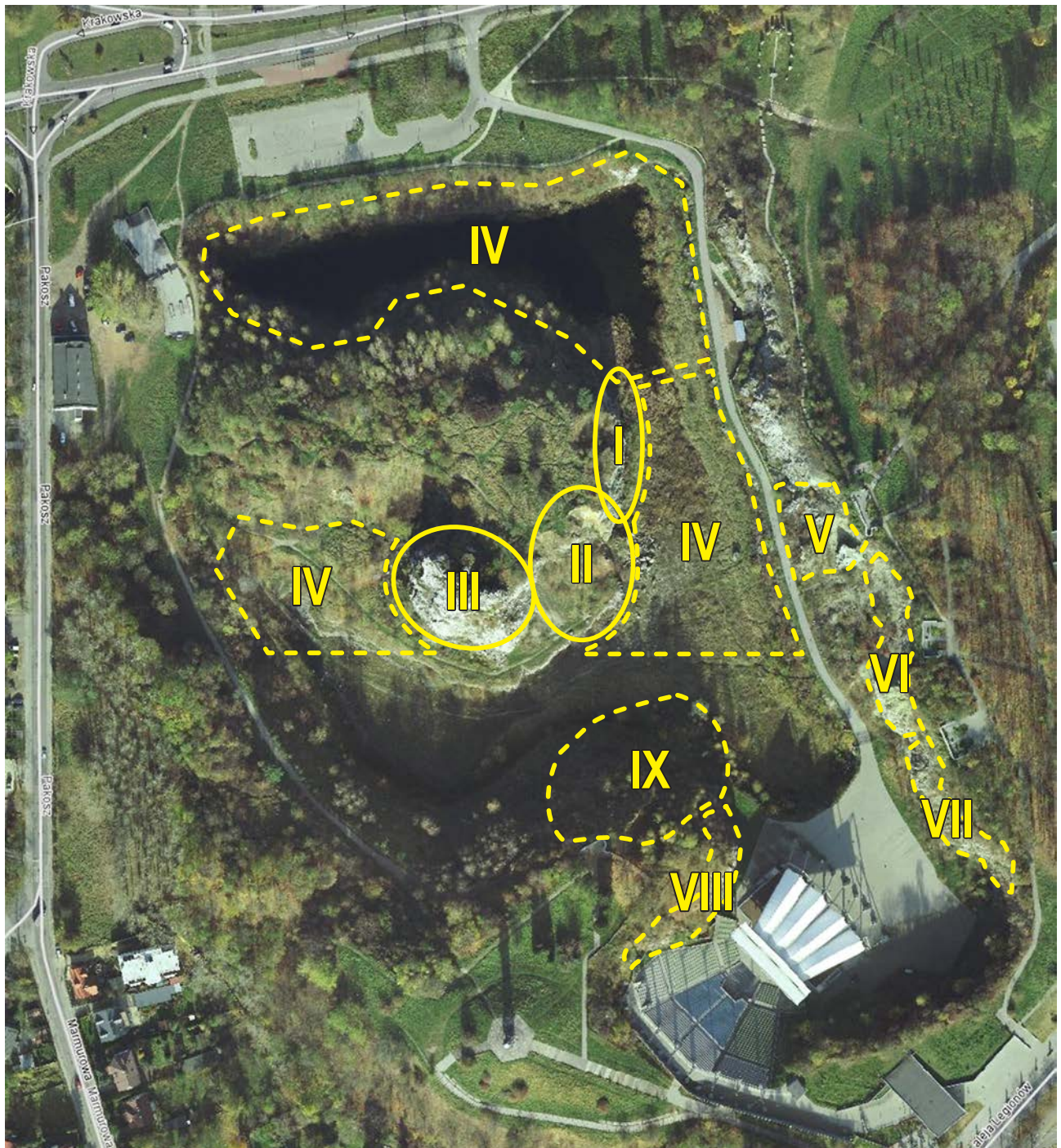


Fig. 1. Surveyed areas in Kadzielnia – north part (source: Geopark materials)

inventory of Kadzielnia area [5], [6], within the statutory research. Two cycles of observation performed by them enabled identifying the areas causing potential danger of the development of landslide processes. This article is a summary of the results of these studies. It should be noted that observation control network which was established and the methodology of observation will greatly facilitate further study on the condition of the Kadzielnia landslides.

Measurements included the following landslides, marked with yellow Roman numerals in Figure 1:

- the eastern wall of Skałka Geologów (Fig. 1, area I),
- the southern wall of Skałka Geologów (Fig. 1, area II),
- the south-western wall of Skałka Geologów (Fig. 1, area III),
- the eastern wall of the former quarry (Fig. 1, areas V and VI).

2. Characteristics of the Kadzielnia landslides

In accordance with the classification of the landslides [7-9], the landslides studied by the authors, located in the Kadzielnia nature reserve, are insequent landslides, formed when a landslide occurs across the structural surface. The surface of the cut partly belongs to the weathering area and partly runs along the surface of the cracks. Colluvium consists of a detrital and block material (comminuted ground, rock waste, rock boulders). Due to the almost vertical wall of the scarp, mass movement in the area of Kadzielnia can also be classified as tearing off. Figure 2 shows the surface of the cut, along which the material has slid. Figure 3 shows a fragment of the monitored area and the torn off material collected at the base of the scarp. In Figure 3 the cracks in the rocks can be clearly seen, along which in the future the cut surface may occur.



Fig. 2. Surface of the cut [2]



Fig. 3. Slid material at the base of the scarp [2]

In the light of the data presented above, the studied object can be classified as translational landslide.

3. The choice of observation method of landslides

For the assessment of landslide movements, their size, direction and speed, quantitative information resulting from cyclic measurement is essential. Its purpose is to determine the extent of the landslide, speed and direction of its movement. Geodetic monitoring methods are put into two main groups: surface – related to surface movements of the landslide and subsurface [10-11]. The detailed division is shown in Figure 4.

The main issue is choosing measurement techniques appropriate to the desired monitoring results, determining the expected monitoring accuracy and observation frequency of the object.

To study the landslides in Kadzielnia the following methods were selected (the main factor determining the choice of these methods was the availability of measuring equipment):

- Satellite techniques – static measurement (to determine the coordinates of the measuring control network);
- Laser scanning of a landslide area using total station;
- Laser scanning of a landslide area using a laser scanner.

4. Performed measurements

Primary series of the tacheometry scanning was performed in May-June 2014, and the secondary was performed in October-November of the same year. Laser scanning was performed in September; it served as a comparison of results of both methods. The time between the first and the next measurement is favorable for the results. Within a few months between measurement cycles atmospheric temperature was high, which caused intense heating up of the rocks, as well as frequent and heavy rainfall. Such weather conditions increase their influence on physical weathering processes whose effects are leaching and washing away parts of the rock, chipping rocks and the like.

Measurement works related to the study of the landslides included the following:

- design of a network;
- stabilization of geodetic control points;
- performing linear-angular, and levelling measurements of the network points;
- measurement of the landslide area.

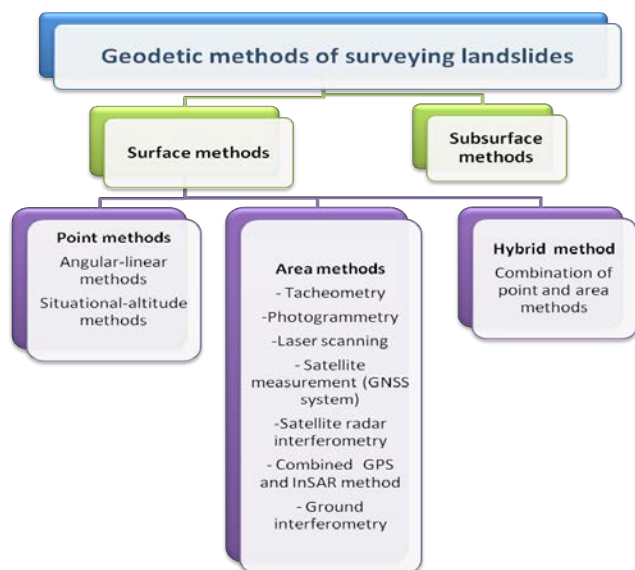


Fig. 4. Geodetic methods of surveying landslides (according to: [10], [11])

According to [7], monitoring should be carried out on the basis of control points permanently stabilized around the landslide. Optimally control points should be outside the influence of possible mass movements.

In the case of the Kadzielnia reserve four metal poles were fixed in the ground, playing the role of control points. Stabilization was performed using two 2-meter poles with a diameter of 20 cm with a thread (to enable installation of the mirror and setting the instrument without using a tripod, i.e. with forced centering), and two 1.5-meter pipes with a diameter of 8 cm which enable the installation of a mirror, but without the possibility of setting an instrument. The sketch of the control network is shown in Figure 5.

Measuring of the coordinates of the control took place a few weeks after stabilization of the points. The coordinates of control points were designated using static GNSS method. Sokkia antennas were used for measurement. With generated monitoring files in this format, the files were forwarded to POZGEO of ASG-EUPOS network; in the obtained reports coordinates of the control were established and errors of their designation were determined. Next, angular-linear and height measurement of control network including the height of the GRX1 Sokkia antenna, using the Topcon Quick Station 1 A was performed. Using the appliance was possible thanks to the purchase within the project „Retrofitting laboratories assisting the teaching process in the course of study at Environmental Engineering and Geodesy and Cartography Faculties at Kielce University of Technology”, the project co-financed by the European Union under the European

Regional Development Fund Operational Programme Świętokrzyskie Voivodship for the years 2007-2013. Strict adjustment of the coordinates of control points was made in Winkalk software.

Measurement of the surface of the landslides was made in June 2014 with Topcon Quick Station 1 A, assuming the resolution of 35 x 35, which gives the size of about 50 cm x 50 cm in the area. Monitoring was performed using TopSURV software, available in the device. The second series of measurements was carried out in the same way in November 2014.

Measurement with laser scanner was made in September 2014 with Ilris 3D scanner. Thanks to courtesy of Czerski Trade Polska Sp. z o.o, which made available their scanner and expertise and technical assistance during laser scanning, it was possible to compare the results of two independent methods to study the mass movements of the slope [12].



Fig. 5. The map of Kadzielnia showing the distribution of stabilized measuring control points [1]

5. Developing the results of observation

Determination of the size of displacements in the area of the landslide took place by comparing with each other the two surfaces (from the primary and secondary measurement cycles) within the set profiles, using the method “shape to shape”. When interpreting the results, a permissible error of determining the position of the point (m_g) equal to 0.10 m, was applied as a value of displacement, significant from the point of view of the observation accuracy.

The results of monitoring were compiled using the profiles, the number of profiles for each landslide was 10 to 14 and the distances between adjacent profiles from

2 m to 4.5 m. The profiles were created in AutoCAD Civil. The models of the landslides were also created for primary and secondary measuring, which allowed further to demonstrate the differences between the models and determination of mass movement of the ground (Fig. 6 shows a sample model).

Based on the charts of profiles the areas where changes occurred on the surface of landslides were distinguished.

Comparison of the results of the primary scanning and secondary scanning according to one of the profiles is shown in Figure 8.

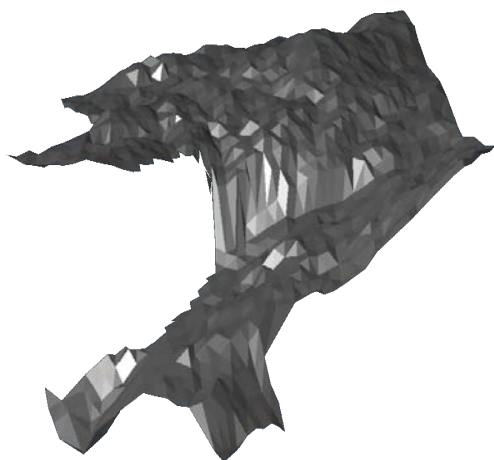


Fig. 6. The eastern wall of Skalka Geologów. The three-dimensional model of an object from the June scanning, made in AutoCAD Civil 3D [4]

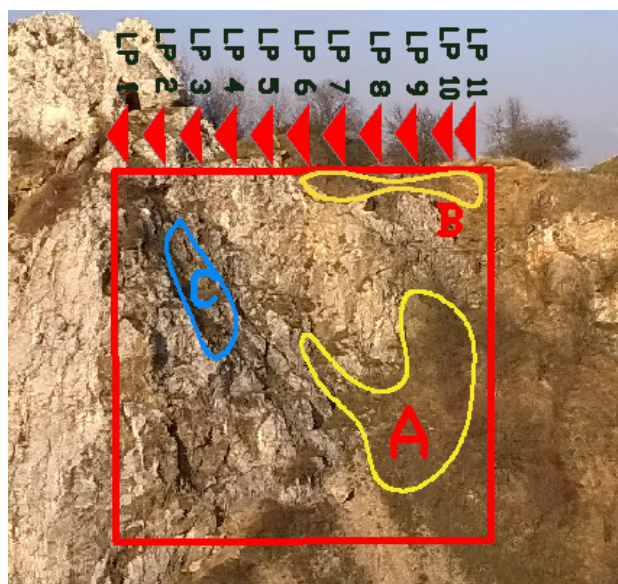


Fig. 7. Southern wall of Skalka Geologów: the areas where changes were reported. The largest displacement is about 20 cm (A and B). The area where movement of around 40 cm was observed is marked with the blue colour (C) [3]

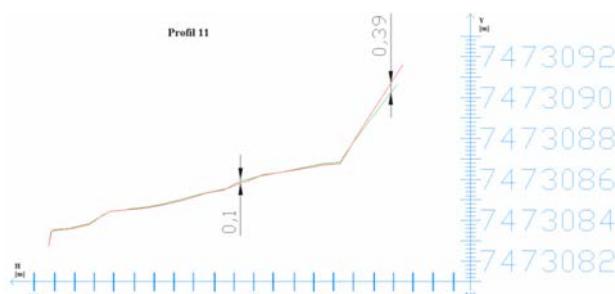


Fig. 8. Eastern landslide. Chart of the profile 11 [2]

6. Conclusions

1. Landslides in Kadzielnia which are remnants of a long-term exploitation of aggregate may pose a threat to people staying there, and may affect adversely the landscape qualities of the nature reserve.
2. Surface methods were used to carry out observations of the landslides. The measurements were performed using a Topcon QS1A total station. Reflectorless measurement was made directly to the surface of the studied area, and satisfactory results were obtained in terms of accuracy. Experimental observations were also conducted using a laser scanner, made available by Czernski Trade Polska Sp. z o.o. Scanning enables measurement with greater accuracy than conventional methods of measurement; moreover, it enables the measurement of the objects which are difficult to access.
3. Given the errors of geodetic control points and errors determining the position of the pickets, permissible error 0.10 m was established. Displacements of the landslides exceeding this value were considered significant in the case where they did not concern single points, but were associated with a group of several adjacent points.
4. The results of observation were compiled using the profiles, the number of profiles for respective landslides was 10-14, and the distance between adjacent profiles was between 2 and 4.5 m. Models of landslides were also created for primary and secondary measuring.
5. For individual landslides the following results were obtained:
 - a) In the area of the east landslide, as a result of interpretation of differences in the profiles using the "shape to shape" method no major deformations were observed. The biggest differences between the surfaces in the created profiles vary from 0.02 m to 0.76 m.
 - b) In the area of the south-west wall of Skalka Geologów the results of observations allow us

to conclude that the landslide is not moving. Recorded surface displacements only document the movement of the stones.

- c) The northern slope of Skalka Geologów is not, in the light of obtained measurement results and interpretation of generated cross sections, an active landslide. In some places, however, greater displacements were observed, due to the presence of loose rock fragments that were torn off. In this sense, the landslide represents certain threat to people remaining in its immediate vicinity.
- d) In the observed region of the eastern wall of Skalka Geologów in some places slight movement of rock masses was recorded. Values of displacements from the point of view of the slope stability are at a relatively safe level. However, the occurrence of landslide movement process cannot be ruled out completely, since it is possible to identify the places where the displacements exceed the permissible error.
6. The obtained results are preliminary; during a several-month period it is difficult to determine the actual size of the landslide process. It is, therefore, recommended to conduct further periodic observations of the landslides, using the existing methodology supplemented by greater use of laser scanning on the basis of established control points. This will enable early detection of threats and taking preventive measures (securing).

References

- [1] Duma P., Kaleta D., *Metody geodezyjne w zastosowaniu do obserwacji terenów osuwiskowych na obszarze Kadzielni w Kielcach*, Engineer's thesis (under supervision of J. Szewczyk), Kielce University of Technology, Kielce 2015.
- [2] Gil M., Gajos K., *Zastosowanie nowoczesnych metod geodezyjnych w obserwacji ruchów wybranego osuwiska na terenie Kadzielni w Kielcach*. Engineer's thesis (under supervision of J. Szewczyk), Kielce University of Technology, Kielce 2015.
- [3] Godzisz B., Woś J., *Pomiar ruchów mas ziemnych osuwiska na terenie Kadzielni w Kielcach za pomocą nowoczesnych technologii geodezyjnych*, Engineer's thesis (under supervision of J. Szewczyk), Kielce University of Technology, Kielce 2015.
- [4] Salamon M., Siwiec K., *Obserwacje ruchów wybranego osuwiska na terenie Kadzielni w Kielcach*. Engineer's thesis (under supervision of J. Szewczyk), Kielce University of Technology, Kielce 2015.
- [5] Klimczyk P. et al.: *Determining the shape and volume of the post-mining basin in Kadzielnia area, Kielce*. Structure and Environment, Kielce University of Technology (in print).
- [6] Kowalczyk L. et al.: *Study of the condition of the selected underground caves in Kadzielnia area, Kielce*. Structure and Environment, Kielce University of Technology (in print).
- [7] Grabowski D., Marciniak P., Mrozek T., Nescieruk P., Rączkowski W., Wójcik A., Zimnal Z.: *Instrukcja opracowania mapy osuwisk i terenów zagrożonych ruchami masowymi w skali 1 : 10000*, Państwowy Instytut Geologiczny, Warszawa 2008.
- [8] Migoń P.: *Geomorfologia*, Wyd. Naukowe PWN, Warszawa 2009.
- [9] Mizerski W.: *Geologia dynamiczna*, Wyd. Naukowe PWN, Warszawa 2010.
- [10] Szafarczyk A., *Geodezyjne metody monitoringu osuwisk*, Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich nr 2/2011, PAN Oddział w Krakowie 2011, s. 293-300.
- [11] Szewczyk J.: *Geodezyjne metody monitoringu osuwisk*, not published.
- [12] Maciaszek J., Cwiakła P.: *Badanie możliwości zastosowania skanowania laserowego do monitoringu osuwisk zboczy wyrobisk odkrywkowych na przykładzie KWB „Bełchatów”*, Warsztaty 2010 z cyklu: Zagrożenia naturalne w górnictwie s. 154-164, AGH Kraków 2010.

Acknowledgement

Research for the article was funded by statutory research of the Faculty of Environmental, Geomatic and Energy Engineering of Kielce University of Technology, No. 05.0.09.00/2.01.01.0022 MNSP.IKGO.15.006

Paweł Duma
Karol Gajos
Marcin Gil
Bartosz Godzisz
Diana Kaleta
Karol Krawczyk
Marcin Salamon
Krystian Siwiec
Jacek Szewczyk
Józef Woś

Badania stanu wybranych osuwisk na terenie Kadzielni

1. Wstęp

Kadzielnia to ścisły rezerwat przyrody nieożywionej, utworzony w granicach administracyjnych Kielc 26 stycznia 1962 roku na mocy Zarządzenia Ministra Leśnictwa i Przemysłu Drzewnego. Obecny kompleks jest pozostałością po eksploatacji wapieni dewońskich, trwającej od XVII wieku. Eksploatację zakończono w roku 1962, jednak prace nad likwidacją kamieniołomu trwały do lat siedemdziesiątych XX w. W wyniku intensywnego wydobywania z pierwotnego wzgórza pozostało tylko jego wschodnie zbocze, resztki zbocza południowo-zachodniego z przylegającą hałdą (zwaną obecnie Wzgórzem Harcerskim) oraz oddzielona głębokim wyrobiskiem Skalka Geologów.

Stan poeksploatacyjny, pomimo upływu kilkudziesięciu lat, stwarza nadal pewne zagrożenie, zarówno dla krajobrazu rezerwatu, jak i dla przebywających w nim ludzi. Zbocza kamieniołomu, podlegające eksploatacji, pozostają w stanie dalekim od stabilizacji. Istnieje więc możliwość aktywizacji procesów osuwiskowych, często gwałtownych. O aktywności osuwisk świadczy nagromadzenie mas ziemnych i odłamków skalnych u podnóża ścian wyrobiska. Zachodzi zatem potrzeba monitoringu zmian, zachodzących na zboczach, dla określenia ryzyka związanego z aktywizacją procesu osuwiskowego. Wśród sposobów obserwacji osuwisk najczęściej stosuje się metody geodezyjne.

Dotychczas nie prowadzono systematycznych pomiarów stanu osuwisk Kadzielni. W 2014 r. w ramach współpracy Wydziału Inżynierii Środowiska,

Geomatyki i Energetyki Politechniki Świętokrzyskiej oraz Geoparku Kielce, podjęto pierwsze obserwacje wybranych osuwisk Kadzielni. W zainicjowanych pracach wzięli udział członkowie Studenckiego Koła Naukowego Geomatica oraz dyplomanci studiów inżynierskich kierunku „geodezja i kartografia” [1-4]. Równocześnie prowadzono w ramach badań statutowych inne pomiary inwentaryzacyjne obszaru Kadzielni [5-6]. Wykonane dwa cykle obserwacji pozwoliły na wskazanie rejonów, potencjalnie zagrażających rozwojem procesów osuwiskowych. Przedstawiany artykuł stanowi podsumowanie wyników tych badań. Należy przy tym podkreślić, że założona trwała osnowa obserwacyjna oraz opracowana metodyka obserwacji znacznie ułatwią dalsze prace badawcze nad stanem osuwisk Kadzielni.

Pomiarami objęto następujące osuwiska, zaznaczone na rysunku 1., za pomocą żółtych liczb rzymskich:

- wschodnia ściana Skalki Geologów (rys. 1., rejon I),
- południowa ściana Skalki Geologów (rys. 1., rejon II),
- południowo-zachodnia ściana Skalki Geologów (rys. 1., rejon III),
- wschodnia ściana dawnego kamieniołomu (rys. 1., rejon V i VI).

2. Charakterystyka osuwisk Kadzielni

Zgodnie z klasyfikacją osuwisk [7-9] badane przez autorów osuwiska znajdujące się na terenie rezerwatu Kadzielnia należą do osuwisk insekwentnych. Powierzchnia ścięcia częściowo należy do obszaru zwietrzliny, a częściowo przebiega wzdłuż powierzchni spękań. Koluwium składa się z materiału detrytyczno-blokowego (rozdrobniiony grunt, zwie-

trzelina, głazy skalne). Z uwagi na niemal pionową ścianę skarpy ruch masowy na obszarze Kadzielni może być również klasyfikowany jako obrywanie. Rysunek 2 przedstawia powierzchnię ścięcia, po której osunął się materiał. Rysunek 3 ukazuje fragment monitorowanego obszaru oraz oderwany materiał zgromadzony u podnóża skarpy. Na rysunku 3 widać wyraźne spękania w skałach, wzdłuż których w przyszłości może przebiegać powierzchnia ścięcia.

W świetle zamieszczonych wyżej danych obiekt poddany badaniom można zaklasyfikować jako osuwisko ześlizgowe.

3. Wybór metody obserwacji osuwisk

Dla oceny ruchów osuwiskowych, ich wielkości, kierunku i szybkości istotne są informacje ilościowe będące wynikiem pomiarów cyklicznych. Celem ich jest określenie zasięgu osuwiska, szybkości oraz kierunku jego ruchu. Geodezyjne metody obserwacji dzielą się na dwie główne grupy: powierzchniowe - dotyczące ruchów powierzchni osuwiska oraz wgłębne [10-11]. Szczegółowy podział przedstawiono na rysunku 5.

Podstawową sprawą jest dobranie technik pomiarowych odpowiednich dla uzyskania oczekiwanego rezultatu obserwacji, określenie oczekiwanych dokładności oraz częstotliwości obserwacji obiektu.

Do przeprowadzenia badań osuwiska na Kadzielni wybrano następujące metody (przy czym głównym czynnikiem decydującym o wyborze tych metod była dostępność sprzętu pomiarowego):

- techniki satelitarne – pomiar statyczny (do wyznaczenia współrzędnych osnowy pomiarowej);
- skanowanie laserowe powierzchni osuwiska za pomocą tachimetru skanującego;
- skanowanie laserowe powierzchni osuwiska za pomocą skanera laserowego.

4. Przeprowadzone pomiary

Bazowy pomiar tachimetryczny został wykonany w maju-czerwcu 2014 roku, zaś kolejny – w październiku-listopadzie tego samego roku. Skanowanie laserowe wykonano we wrześniu; posłużył on jako porównanie wyników z obu metod pomiarowych. Czas pomiędzy pierwszym i kolejnym pomiarem jest sprzyjający dla rezultatu wyników. W ciągu kilku miesięcy dzielących cykle pomiarowe występowały wysokie temperatury powietrza atmosferycznego, co wpływało na intensywne nagrzewanie się skał, jak również częste oraz obfite opady deszczu. Takie warunki atmosferyczne zwiększają wpływ na procesy wietrzenia fi-

zycznego, którego efektami są wymywanie i wypłukiwanie części skalnych, łuszczenia się skał itp.

Prace pomiarowe związane z badaniem osuwisk obejmowały następujące czynności:

- zaprojektowanie sieci;
- stabilizacja punktów osnowy geodezyjnej;
- wykonanie pomiarów liniowo-kątowych i wysokościowych sieci;
- pomiar powierzchni osuwiska.

Zgodnie z [7] monitoring powinno prowadzić się na podstawie trwale zastabilizowanej wokół osuwiska siatki punktów pomiarowych. Optymalnie punkty osnowy powinny znajdować się poza wpływem ewentualnych ruchów masowych.

W przypadku rezerwatu Kadzielnia utrwalono w gruncie cztery słupy metalowe, spełniające rolę punktów osnowy. Stabilizację wykonano z użyciem dwóch słupów 2-metrowych o średnicy 20 cm z gwintem (co umożliwia zamontowanie lustra oraz ustawienie instrumentu bez konieczności stosowania statywu, tj. z wymuszonym centrowaniem), a także 2 rur 1,5-metrowych o średnicy 8 cm, które umożliwiają montaż lustra, jednak bez możliwości ustawienia instrumentu. Szkic osnowy przedstawia rysunek 5.

Pomiar współrzędnych osnowy odbył się kilka tygodni po stabilizacji punktów. Współrzędne punktów osnowy wyznaczono techniką GNSS metodą statyczną. Do pomiaru użyto anten Sokkia. Mając wygenerowane pliki obserwacyjne w tym formacie, wysłano pliki do serwisu POZGEO sieci ASG- EUPOS; w otrzymanych raportach uzyskano współrzędne punktów osnowy oraz błędy ich wyznaczenia. Następnie wykonano pomiar kątowo-liniowy i wysokościowy osnowy z uwzględnieniem wysokości anteny odbiornika Sokkia GRX1, za pomocą tachimetru Topcon Quick Station 1 A. Tachimetr użyty do pomiaru został zakupiony w ramach projektu „Doposażenie laboratoriów wspomagających proces dydaktyczny Kierunku Inżynierii Środowiska oraz Geodezji i Kartografii w Politechnice Świętokrzyskiej”, współfinansowanego przez Unię Europejską ze środków Europejskiego Funduszu Rozwoju Regionalnego Programu Operacyjnego Województwa Świętokrzyskiego na lata 2007-2013. W programie Winkalk wykonano wyrównanie ściśle współrzędnych punktów osnowy pomiarowej.

Pomiar powierzchni osuwisk wykonano w czerwcu 2014 r. tachimetrem skanującym Topcon Quick Station 1 A, przyjmując rozdzielczość 35 x 35, co daje rozmiar około 50 x 50 cm w terenie. Obserwacje wykonywano

przy użyciu oprogramowania TopSURV, dostępnego w urządzeniu. Drugi cykl pomiarów wykonano w listopadzie 2014 r. w identyczny sposób.

Pomiar skanerem laserowym został wykonany we wrześniu 2014 r. za pomocą skanera Ilris 3D. Dzięki uprzejmości firmy Czerski Trade Polska Sp. z o.o., która udostępniła swój skaner oraz fachowej, merytorycznej pomocy podczas skanowania laserowego, możliwe było porównanie wyników z dwóch, niezależnych od siebie metod przy badaniu ruchów masowych zbocza [12].

5. Opracowanie wyników obserwacji

Określenie wielkości przemieszczeń na obszarze osuwiska odbyło się poprzez porównanie ze sobą dwóch powierzchni (pomierzonej w cyklu bazowym i ponownie w drugim cyklu pomiarowym) w obrębie wyznaczonych profili z zastosowaniem metody „kształt na kształt”. Przy interpretacji wyników przyjęto wartość błędu granicznego wyznaczenia położenia punktu (m_g) równą 0,10 m, jako wartość przemieszczenia, istotnego z punktu widzenia dokładności obserwacji.

Wyniki obserwacji opracowano metodą profili, przy czym liczba profili wynosiła dla poszczególnych osuwisk 10÷14, a odległości między sąsiednimi profilami od 2 m do 4,5 m. Profile wykonano w programie AutoCAD Civil. Stworzono również modele osuwisk dla pomiaru pierwotnego i wtórnego, co pozwoliło dodatkowo na wykazanie różnic między modelami i określenie miejsc ruchu mas ziemnych (przykład modelu ukazuje rysunek 6).

Na podstawie wykresów profili wyróżniono rejony występowania zmian na powierzchni osuwisk. Przykład takiego wyróżnienia ukazuje rysunek 7.

Przykład porównania rezultatów skanowania pierwotnego i powtórnego według jednego z profili przedstawia rysunek 8.

6. Wnioski

1. Osuwiska na terenie Kadzielni, będące pozostałością po wieloletniej eksploatacji kruszywa, mogą stanowić zagrożenie dla przebywających tam osób oraz wpływać niekorzystnie na krajobrazowe walory rezerwatu przyrody.
2. Dla wykonania obserwacji osuwisk zastosowano metody powierzchniowe. Pomiar przeprowadzono za pomocą tachimetru skanującego firmy Topcon QS1A. Wykonano pomiar bezlustrawy bezpośrednio do powierzchni badanego obszaru, uzyskując zadowalające pod względem dokładnościowym

rezultaty. Przeprowadzono również eksperymentalne obserwacje za pomocą skanera laserowego, użytego przez firmę Czerski Trade Polska Sp. z o.o. Skanিং umożliwia pomiar z większą dokładnością niż w przypadku pomiaru przeprowadzonego metodami klasycznymi; dodatkowo pozwala na pomiar obiektów trudnodostępnych.

3. Biorąc pod uwagę błędy punktów osnowy geodezyjnej oraz błędy wyznaczenia położenia pikiet, założono błąd graniczny, wynoszący 0,10 m. Przemieszczenia osuwisk przekraczające tę wartość uznano jako istotne w przypadku, gdy nie dotyczyły pojedynczych punktów, lecz związane były z zespołem kilku-kilkunastu sąsiadujących punktów.
4. Wyniki obserwacji opracowano metodą profili, przy czym liczba profili wynosiła dla poszczególnych osuwisk 10-14, a odległości między sąsiednimi profilami od 2 m do 4,5 m. Stworzono również modele osuwisk dla pomiaru pierwotnego i wtórnego.
5. Dla oddzielnych osuwisk otrzymano następujące wyniki:
 - a) W rejonie osuwiska wschodniego w wyniku interpretacji różnic w profilach metodą „kształt na kształt” nie zaobserwowano większych deformacji. Największe różnice między powierzchniami w stworzonych profilach wahają się w przedziale od 0,02 m do 0,76 m.
 - b) W rejonie południowo-zachodniej ściany Skałki Geologów wyniki obserwacji pozwalają stwierdzić, że osuwisko nie przemieszcza się. Odotowane przemieszczenia powierzchniowe dokumentują jedynie ruch kamieni.
 - c) Północne zbocze Skałki Geologów nie jest, w świetle uzyskanych wyników pomiarów i interpretacji wygenerowanych przekrojów, czynnym osuwiskiem. W niektórych miejscach zaobserwowano jednak większe przemieszczenia, spowodowane tym, że występowały tam luźne okruchy skalne, które uległy oberwaniu. W tym sensie osuwisko stanowi pewne zagrożenie dla osób przebywających w jego bezpośrednim sąsiedztwie.
 - d) W obserwowanym rejonie wschodniej ściany Skałki Geologów w niektórych miejscach zanotowano niewielkie przemieszczenia mas skalnych. Wartości przemieszczeń są z punktu widzenia zagrożenia stateczności skarpy na stosunkowo bezpiecznym poziomie. Nie można jednak całkowicie wykluczyć występowania procesu

ruchów osuwiskowych, gdyż istnieje możliwość wyodrębnienia miejsc, w których przemieszczenia przekraczają wartość błędu granicznego.

6. Uzyskane wyniki mają charakter wstępny; w okresie kilkumiesięcznym trudno jest określić faktyczne rozmiary procesu osuwiskowego. Zaleca się zatem prowadzenie dalszych cyklicznych obserwacji osuwisk z zastosowaniem dotychczasowej metodyki poszerzonej o szersze wykorzystanie skaningu laserowego w oparciu o założoną ośnowę geodezyjną. Pozwoli to na wczesne wykrywanie zagrożeń i podejmowanie zabiegów profilaktycznych (zabezpieczających).

MARIA NOWAK (Font size 10 pt Times New Roman)
Kielce University of Technology
e-mail: mmmm@tu.kielce.pl

HOW TO PREPARE THE MANUSCRIPT (Font size 14 pt Times New Roman)

Abstract

The abstract should not exceed 10 lines. It should provide information about the objectives of the work, methods used and test results obtained in the course of the experiments/analyses.
(Font size 10 pt Times New Roman Italic)

Keywords: phrases, words (Font size 10 pt Times New Roman)

1. Introduction

The introduction should present the background of the work (font size 11 pt Times New Roman).

2. Main text

2.1. General information

The paper volume should not exceed 8 pages of A4 size with font size of 11 pt (Times New Roman). The number in square brackets [1] should be used for quotations. The paper should be sent by email to sae@tu.kielce.pl. The papers in the journal are reviewed.

2.2. Figures

Figures (in black and white or colour) should be of good quality and numbered with the sequence of their appearance in the text. They should be centered and have a caption of 10 pt size. High resolution files *.JPG, *.WMF, *.CDR, *.TIFF, *.EPS, *.BMP files should be used and inserted into the text as well as sent as separate files. 10 pt spacing should be left between the figure and the text.

2.3. Tables

Tables should be centered. Titles should be placed above the tables and written with font size of 10 pt (Times New Roman). The same applies to the text in the table (see example below).

Table 1. Title of the table.

No	table	table	table
1	table	table	table
2	table	table	table
3	table	table	table

2.4. Equations

Equations and formulas should be centered and numbered in brackets. 11 pt spacing should be left between the equation and the text above and below it.

3. Conclusions

References (*arranged in the citing order*):

- [1] Nowak M.: *Modelowanie konstrukcyjne (Structural modelling)*. Postępy Technologiczne 10 (2000), pp. 30-34.
[2] Zarylski R.: *Pomiary dynamiczne (Dynamic measurements)*. WNT, Warszawa 1971.
(Font size 10 pt Times New Roman)

Maria Nowak

Tytuł w języku polskim

1. Wprowadzenie

2. Tekst artykułu

Tekst w języku polskim ma odpowiadać swoim układem wersji angielskiej, może być skrócony. Nie powinien zawierać tabel, rysunków, wzorów, a jedynie odniesienie do tych, które znajdują się w wersji angielskiej. Objętość artykułu nie powinna przekraczać 8 stron czcionką 11 (Times New Roman). Bibliografię należy umieszczać w nawiasie kwadratowym [1] i numerować w kolejności alfabetycznej. Artykuły należy przesłać na adres sae@tu.kielce.pl. Artykuły są recenzowane.

3. Wnioski

THE REVIEW PROCESS

The following requirements need to be met by the paper:

- the title should reflect the content of the paper
- the content should be within the thematic scope of the journal
- the paper should be properly and clearly divided into paragraphs
- original elements need to be part of the paper
- the research method should be properly selected
- adequate references need to be cited
- interpretation and conclusions should match the presented test results
- the paper should not contain parts indicating commercial use

