

# BUDOWNICTWO OGÓLNE



Wydawnictwa Uczelniane  
Uniwersytetu Technologiczno-Przyrodniczego  
w Bydgoszczy

# BUDOWNICTWO OGÓLNE



Wydawnictwa Uczelniane  
Uniwersytetu Technologiczno-Przyrodniczego  
w Bydgoszczy

## OPINIODAWCY

prof. dr hab. Mykhaylo DELYAVSKYY  
dr hab. inż. Andrzej DYLLA, prof. UTP  
dr hab. inż. Wiesława GŁODKOWSKA, prof. PK  
prof. dr hab. inż. Jerzy HOŁA  
dr hab. inż. Wiesław LIGĘZA, prof. PK  
prof. dr hab. inż. Romuald ORŁOWICZ  
prof. dr hab. inż. Adam PODHORECKI

Opracowanie redakcyjne i techniczne  
mgr Michał Górecki, mgr Aleksandra Górka  
mgr Patrycja Fereni-Morzyńska

Projekt i fotografie na okładce  
mgr inż. Daniel Morzyński

© Copyright

Wydawnictwa Uczelniane Uniwersytetu Technologiczno-Przyrodniczego  
Bydgoszcz 2013

Utwór w całości ani we fragmentach nie może być powielany  
ani rozpowszechniany za pomocą urządzeń elektronicznych, mechanicznych,  
kopiujących, nagrywających i innych bez pisemnej zgody posiadacza praw autorskich.

ISBN 978-83-61314-63-9

Wydawnictwa Uczelniane Uniwersytetu Technologiczno-Przyrodniczego  
Redaktor Naczelny  
prof. dr hab. inż. Józef Flizikowski  
ul. Ks. A. Kordeckiego 20, 85-225 Bydgoszcz, tel. 52 3749482, 52 3749426  
e-mail: wydawucz@utp.edu.pl <http://www.wu.utp.edu.pl/>

---

Wyd. I. Nakład 120 egz. Ark. aut. 13,5. Ark. druk. 14,3.  
Oddano do druku i druk ukończono w maju 2013 r.  
Zakład Poligraficzny ARGONEX S.J.  
ul. Przemysłowa 34, 85-758 Bydgoszcz, tel. 52 348 93 11

## Spis treści

1. Sylwester Kobielał, Edward Hutnik – Jednokierunkowe stalowe układy przekryć dużej rozpiętości .....	5
2. Sylwester Kobielał, Edward Hutnik – Dwukierunkowe i przestrzenne stalowe układy przekryć dużej rozpiętości .....	17
3. Tomasz Janiak, Aleksandra Niespodziana, Adam Grabowski – Analiza sztywności zginanych przekrojów żelbetowych w oparciu o zależności konstytutywne określone w Eurokodzie 2 .....	39
4. Adam Podhorecki, Magdalena Lachowicz – Modelowanie ośrodka lepkosprężystego w metodzie elementów czasoprzestrzennych .....	53
5. Maria Mrówczyńska, Sławomir Gibowski – Strategia ewolucyjna ( $\mu + \lambda$ ) jako metoda optymalizacji numerycznej .....	61
6. Adam Klimek – Błędny schemat statyczny przyczyną awarii zadaszenia .....	71
7. Magdalena Lachowicz, Adam Podhorecki – Wybrane problemy dotyczące budowy przepustów i przejść dla zwierząt .....	77
8. Dariusz Bajno – Trwałość i bezpieczeństwo użytkowe dachowych konstrukcji drewnianych na przykładzie wybranych obiektów zabytkowych .....	87
9. Irena Bagińska, Piotr Berkowski, Grzegorz Dmochowski, Wojciech Pawlak, Olgierd Puła – Analiza przyczyn awarii i problemy konstrukcyjne zabezpieczenia ponemieckiego schronu podziemnego .....	97
10. Jerzy Bochen, Agnieszka Szymanowska-Gwiżdż – Problemy użytkowe w nowych budynkach mieszkalnych spowodowane błędami projektowymi i wykonawczymi .....	107
11. Beata Wilk-Słomka, Janusz Belok – Wykorzystanie metody LCA do oceny zagrożeń środowiskowych w budownictwie na przykładzie ściany dwuwarstwowej .....	119
12. Michał Kołaczkowski, Wiesław Ligęza – Wpływ ścian osłonowych na bezpieczeństwo budynków wielkopłytyowych .....	129
13. Michał Kołaczkowski, Wiesław Ligęza – Aspekty konstrukcyjne modernizacji funkcjonalnej budynków wielkopłytyowych .....	143
14. Justyna Sobczak-Piąstka, Adam Podhorecki – Diagnostyka techniczna budynku wielkopłytyowego .....	151
15. Tomasz Nowak, Zygmunt Matkowski – Analiza stanu konstrukcji słupowo-ryglowej w remontowanym budynku gospodarczym adaptowanym na cele mieszkalne .....	161
16. Jan Lorkowski – Wzmocnienie na przebicie oparcia słupów na płycie fundamentowej .....	171
17. Maria Gadomska, Jan Gadomski – Trwałość reperów w aspekcie długookresowych pomiarów przemieszczeń .....	181
18. Ryszard Antonowicz – Współczesne okno drewniane – od projektu do zamontowania .....	191

19. Agnieszka Gębczyńska-Janowicz, Rafał Janowicz – Pomieszczenia zakładów żywienia zbiorowego – wymagane rozwiązania materiałowe .....	201
20. Małgorzata Rogińska-Niesłuchowska – Światło jako materiał. Współczesne systemy oświetlenia w architekturze .....	209
21. Amabela Dylla – Małe elektrownie wodne na rzece Wdzie w szkicach architektonicznych .....	219
WYKAZ AUTORÓW I WSPÓŁAUTORÓW .....	227

# 1. JEDNOKIERUNKOWE STALOWE UKŁADY PRZEKRYĆ DUŻEJ ROZPIĘTOŚCI

## 1. WSTĘP

Projektując układy konstrukcyjne przekryć dużych rozpiętości, to jest takie, które przekrywają duże wolne od podpór przestrzenie na ogół przyjmuje się, że są to konstrukcje o rozpiętości większej niż 20 m. Przekrycia te są stosowane, gdy rozpiętość konstrukcji nośnej jest większa od tej, która może być przekryta kształtownikami walcowanymi. Przekrycia dużej rozpiętości można podzielić na [1]:

- jednokierunkowe układy przekryć, charakteryzujące się stosunkowo dużą długością elementów ułożonych w jednym kierunku, do których zalicza się przekrycia kratownicami, układami kratownicowo-ciężnowymi oraz ramami i łukami,
- dwukierunkowe układy przekryć, w których obciążenia są przejmowane przez dwa lub więcej elementów, do układów tych zaliczają się: dwukierunkowo rozmieszczone kratownice lub dźwigary Vierendeela oraz strukturalne siatki przestrzenne, kopuły wzniesione na rzucie okręgu lub wielokąta, układy ciężnowo-linowe, układy masztowo-linowe i podwieszane, przekrycia dźwigarami linowymi.

Tematyka konstrukcji dużych rozpiętości stanowi przedmiot licznych współczesnych konferencji naukowych, m.in. XXVII Ogólnopolskich Warsztatów Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk 2012 – Nowoczesne rozwiązania konstrukcyjno-materiałowo-technologiczne. Konstrukcje metalowe. W roku bieżącym organizowane jest IABSE Symposium Kolkata – 2013 Long Span Bridges and Roofs. We wstępnym zaproszeniu Sympozjum Kalkuta 2013 można przeczytać: „przekrywanie dużych rozpiętości, takich jak porty lotnicze, terminale kolejowe, stadiony sportowe, centra kongresowe stały się normą”, a więc wymagają zwrócenia uwagi na ich projektowanie, wznoszenie i eksploatację. Opierając się na tym stwierdzeniu powstał zamysł napisania publikacji, będącej kontynuacją pracy przedstawionej w Szczyrku 2012 [21].

W pracy dokonano klasyfikacji i przeglądu tych przekryć, podając zwięzłą ich charakterystykę.

## 2. PRZYKŁADY PRZEKRYĆ JEDNOKIERUNKOWYCH

### **Kratownice i układy kratownicowo-ciężnowe**

Interesującymi przykładami zastosowania kratownic są:

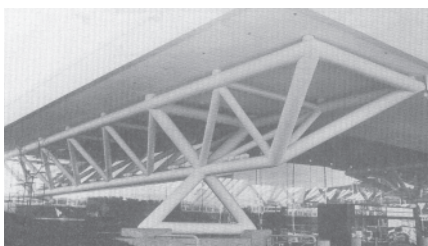
- kratownica płaska przekrywająca halę Sprint Center w Kansas City o maksymalnej rozpiętości 102 m i wysokości 9,75 m wg projektu Walter P. Moore Co. [11] (rys. 1),



Rys. 1. Kratownica płaska [11]

Fig. 1. Planar truss [11]

- przekrycie hali sportowej o wymiarach  $120 \times 47,9$  m (rys. 3) wg projektu Planungsgesellschaft Architektur + Städtebau Stolpe GmbH, St. Engelbert [25]; halę przekryto 12 kratownicami łukowymi rurowymi dla celów lekkiej atletyki i badmintona w Saarbrücken; kratownice wykonano rur i są o przekroju trójkątnym o wysokości 2,70 m; rok budowy 2000,



Rys. 2. Kratownica przestrzenna z elementów rurowych [26]

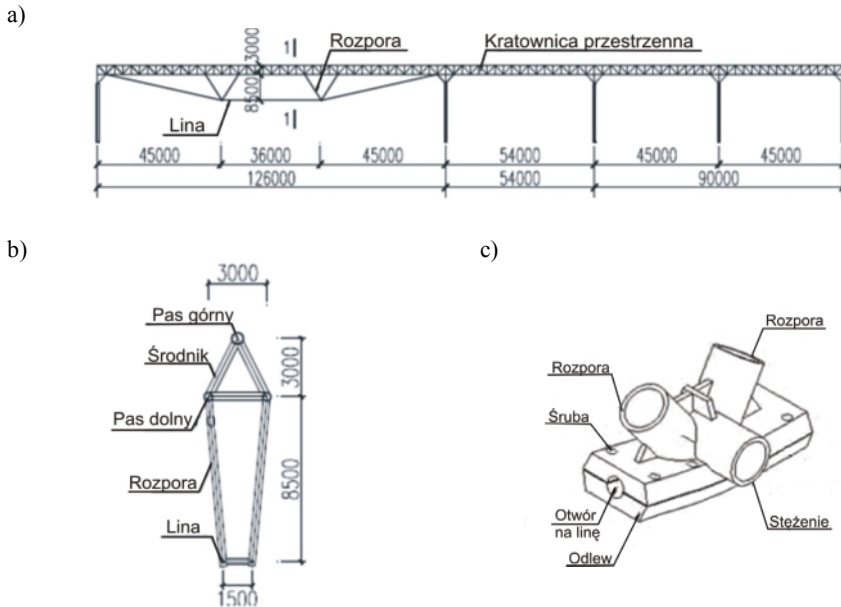
Fig. 2. Spatial tubular truss [26]



Rys. 3. Przekrycie hali sportowej [25]

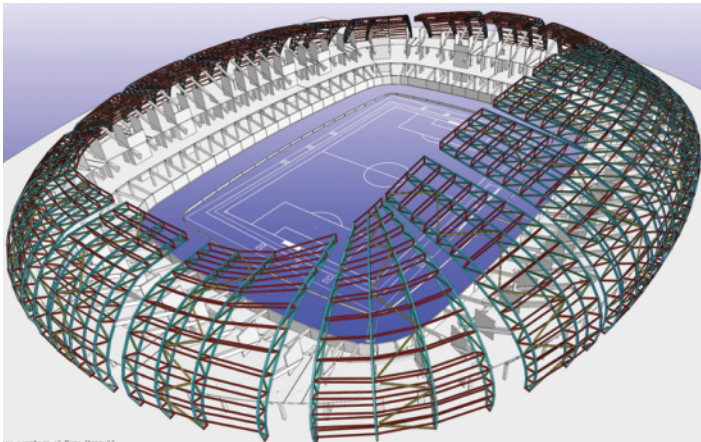
Fig. 3. Sport hall roof [25]

- przekrycie czteronawowej hali The Theme Pavilion (rys. 4) na wystawie w Szanghaju (World Expo 2010) [5, 6]. Najszersza bezsłupowa nawa posiada wymiary  $126 \text{ m} \times 180 \text{ m}$ ; przekrycie jej stanowią przestrzenne dźwigary kratowe trójkątne z ciągnem sprężającym; otwór w węźle przez który przechodzi lina pokryty jest 2 mm grubości warstwą PTFE w celu wyeliminowania tarcia i tym samym, aby siła spowodowana tarcie nie była przekazywana na rozpory V,
- stadion (Estadio das Dunas) w Natal w Brazylii (rys. 5) na Mistrzostwa Świata w 2014 r. (FIFA 2014 World Cup) o konstrukcji wspornikowej wg projektu Buro Happold, New York + Populous [24, 27]; pojemność 45 000 widzów,



Rys. 4. Przekrycie czteronawowej hali The Theme Pavillion: a) przekrój poprzeczny hali, b) przekrój poprzeczny I-I, c) połączenie liny z rozporą V w węzle

Fig. 4. Roof under four-bay The Theme Pavilion hall: a) cross-section of the hall, b) cross-section I-I, c) connection line with strut V in the node

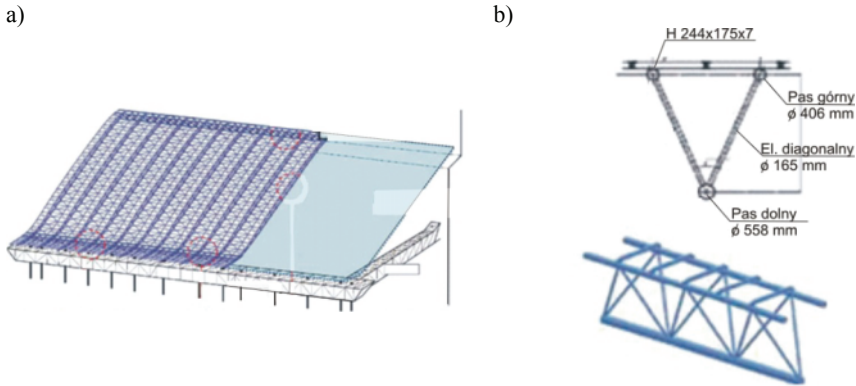


Rys. 5. Widok stadionu Estadio das Dunas w Natal w Brazylii

Fig. 5. View of Estadio das Dunas Stadium, Natal, Brasil

- przekrycie peronów dworca kolejowego w Osaka w Japonii [17] o rozpiętości około 100 m i długości około 180 m; przekrycie stanowi 17 rzędów trójkątnych kratownic wykonanych z rur (maks.  $\varnothing$  600 mm) o pochyleniu  $23^\circ$  i maksymalnej różnicy wzniesienia 30 m; w płaszczyźnie pokrycia z blach fałdowych umieszczono 12 rzędów świetlików (rys. 6),

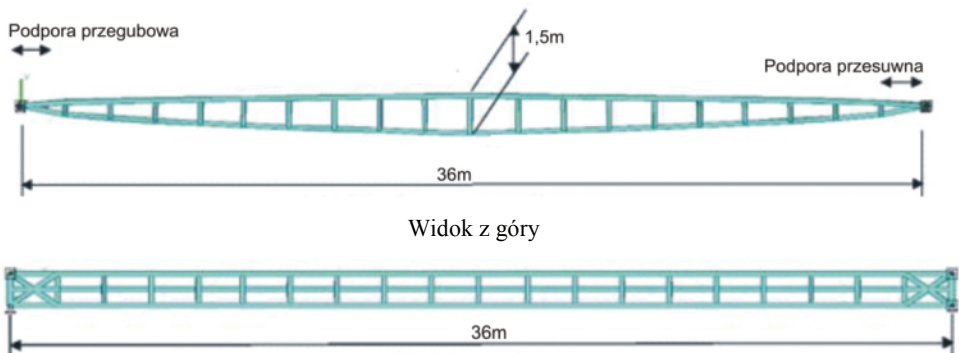




Rys. 6. Przekrycie peronów dworca kolejowego w Osaka, Japonia: a) widok aksonometryczny, b) przekrój poprzeczny i widok aksonometryczny kratownic

Fig. 6. Roof under Railway Station platform in Osaka, Japan: a) axonometric view, b) cross section and axonometric view of trusses

- stalowe przeszklone przekrycie pięcioma kratownicami Vierendeela o rozpiętości 36 m, rozmieszczonych co 4,8 m między dwoma budynkami [9]; każda z kratownic składa się z dwóch górnych łukowych pasów i jednego dolnego również o kształcie łuku; między poszczególnymi kratownicami nie ma ani poziomych, ani diagonalnych stężeń; dwa górne pasy w poziomie są sztywno połączone w celu przeniesienia obciążeń poziomych; rozwiązanie podpór (przegubowa i przesuwna) uwzględnia różnicę przemieszczeń obydwu budynków (rys. 7).



Rys. 7. Widok z boku przekrycia między dwoma budynkami

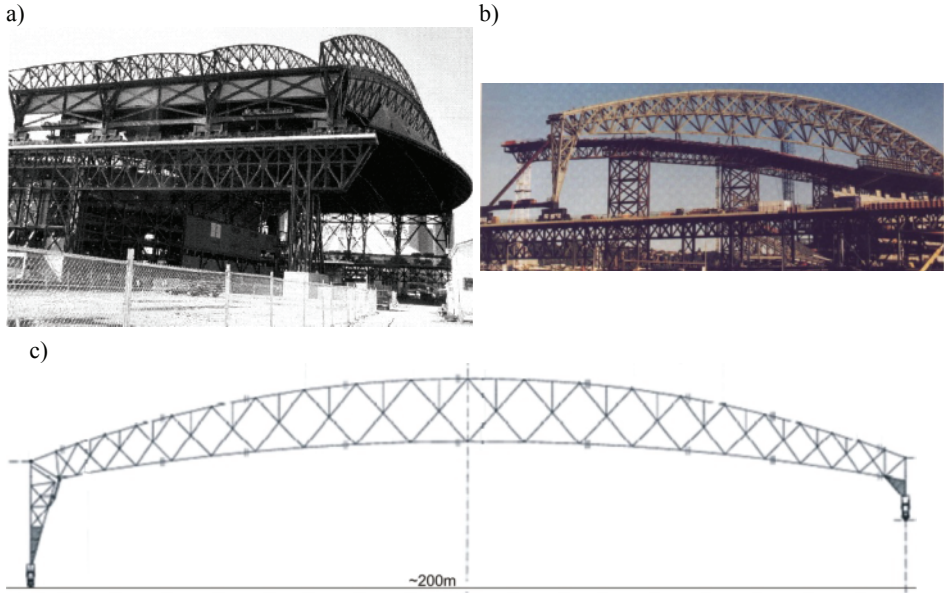
Fig. 7. Side view of roof between two buildings

## Ramy

Obiektami, w których zastosowano przekrycia ramowe to:

- stadion Safeco Field w Seattle, Washington (Stadion do gry w baseball klubu Seattle Mariners) [15, 18] wg projektu NBBJ Sports and Entertainment, Seattle (architektura) i Stephen Tipping + Associates, Berkeley, CA + Skilling Ward Magnusson Barkshire (konstrukcja przekrycia); pojemność stadionu 47 000 widzów; przekrycie składające się

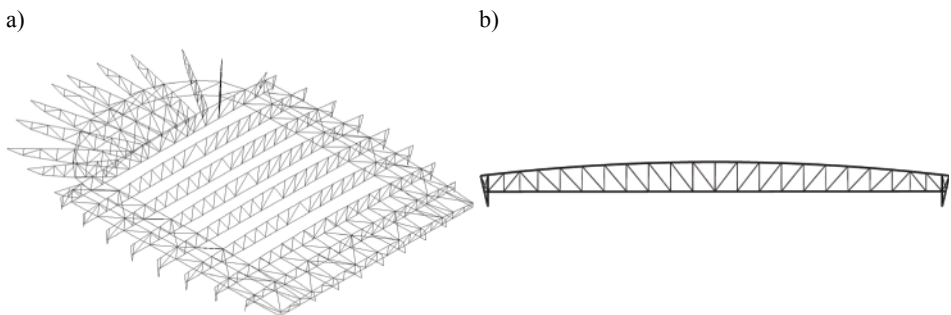
czterech ram przesuwane jest z prędkością 0,305 m/s na 128 kołach na dwóch wyniesionych torach; rozpiętość trójpasowej ramy kratownicowej 199,78 m; otwarcie stadionu nastąpiło w 1999 r.; przekrycie spoczywa na ośmiu kratowych słupach o wysokości 27,45 m (rys. 8),



Rys. 8. Przesuwane przekrycie stadionu: a) przekrycie w położeniu otwartego stadionu, b) widok ramy kratownicowej, c) widok ramy w przekroju poprzecznym stadionu

Fig. 8. Retractable roof of stadium: a) roof in open position of stadium, b) view of truss frame roof, c) frame in stadium cross section

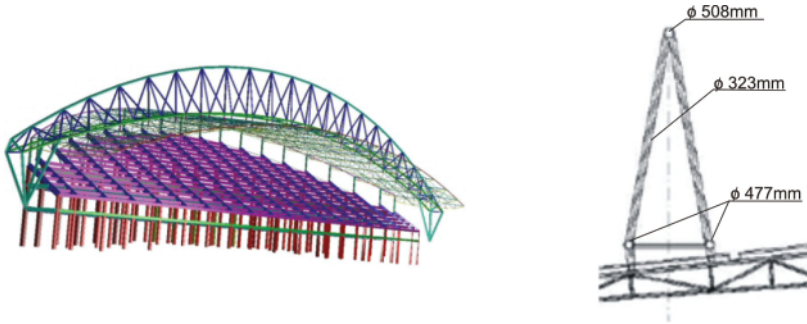
– hala wystawowa o rozpiętości 90 m, której przekrycie z przekrojów rurowych analizowano dla celów optymalizacyjnych [8], (rys. 9),



Rys. 9. Przekrycie hali a) widok aksonometryczny 3D, b) geometria kratownicowej ramy płaskiej 2D o rozpiętości 90 m

Fig. 9. Hall roof a) axonometric view 3D, b) geometry of planar truss frame 2D of 90 m span

- dwie trybuny stadionu z głównym przestrzennym elementem ramowym o rozpiętości 150 m wg projektu AFL + MOLA (architektura) i MPP (konstrukcja) [4]; pojemność trybun 25 756 widzów (rys. 10).



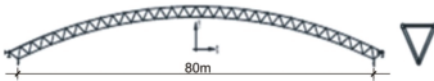
Rys. 10. Przekrycie dwóch trybun stadionu a) rama łukowa o kształcie tęczy nad jedną z trybun, b) przekrój poprzeczny ramy głównej

Fig. 10. Roof of two stadium stands a) arch frame of rainbow shape under one of stand, b) cross section of primary frame

## Łuki

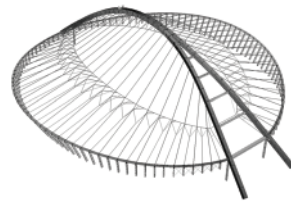
Przekrycia łukowe zastosowano m.in.:

- w centrum rozrywkowym Taiyuan w Chinach; zastosowano tam przestrzenny łuk kratownicowy o rozpiętości 80 m i strzałce 8 m, o trójkątnym przekroju poprzecznym [12]; pręty przekroju poprzecznego wykonane są rur  $\varnothing 203 \times 16$ ,  $\varnothing 168 \times 6$  oraz  $\varnothing 68 \times 3$  i są to odpowiednio przekroje pasów górnych, pasa dolnego i skratowań (rys. 11),
- na stadionie w Durban (Moses Mabhida Stadium), RPA FIFA 2010 wg projektu gmp Architekten von Gerkan, Marg und Partner [2, 19]; rozpiętość łuku 340 m, strzałka 106 m (rys. 12); pojemność 56 000 widzów,



Rys. 11. Przestrzenny łuk kratownicowy

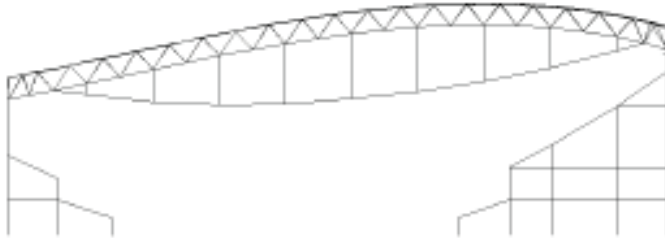
Fig. 11. Spatial truss arch



Rys. 12. Widok łuku centralnego w kształcie Y

Fig. 12. Central arch of Y- shape

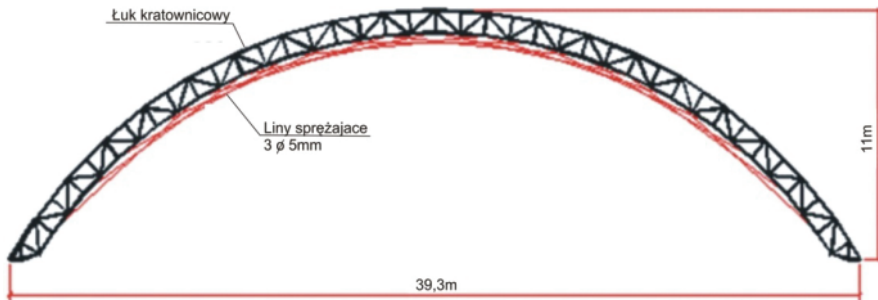
- w hali sportowej Quanzhou; przekrycie kratownicowymi łukami eliptycznymi sprężonymi cięgnami [6] (rys. 13),



Rys. 13. Kratownicowy łuk eliptyczny sprężony ciągnem

Fig. 13. Truss arch prestressed with string

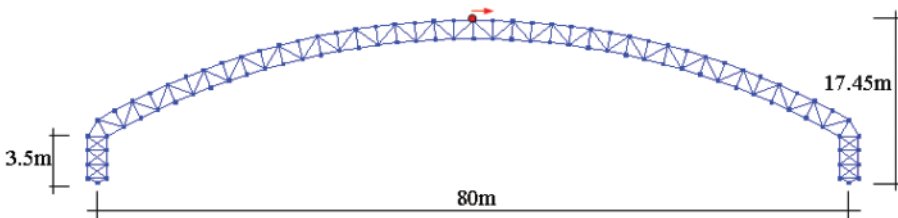
- na kortach tenisowych; do przekrycia kortów zastosowano 5 szt. sprężonego ocynkowanymi liniami  $3\phi 5$  mm łuku kratownicowego o rozpiętości 39,3 m, strzałce 10 m i wysokości kratownicy 1,0 m [14] (rys. 14),



Rys. 14. Łuk kratownicowy sprężony liniami

Fig. 14. Truss arch prestressed with cables

- w hali sportowej o rozpiętości 80 m [22] (rys. 15); łuk kratownicowy podparty jest słupami, których wysokość wynosi 3,5 m; łuki rozmieszczono co 8 m; wysokość kratownic i słupów wynosi 1/40 rozpiętości hali,



Rys. 15. Łuk kratownicowy ze słupami podpierającymi

Fig. 15. Truss arch with support columns

- nad peronami dworca kolejowego w Melbourne (Southern Cross Station); przekrycie przestrzennymi łukami kratownicowymi podpartymi słupami Y wg projektu Grimshaw + Daryl Jackson Architects (architektura) oraz Winward Structures (konstrukcja) [16]; przekrycie ma złożoną geometrię i jest w dwóch kierunkach falowe; wszystkie główne elementy przekrycia wykonane są z rur; górne i dolne pasy kratownic wykonane są z

rur  $\varnothing$  356 mm przy zmiennej grubości ścianek od 6,4 mm do 32 mm; poszczególne kratownice biegnące wzdłuż peronów połączone są kierunku poprzecznym łukami co 4 m wykonanymi z rur  $\varnothing$  356 mm o grubości ścianek od 6,4 do 24 mm; rozpiętość maksymalna łuków sięga 40 m; elementy drugorzędne wykonane są z rur  $\varnothing$  168 mm (rys. 16),



Rys. 16. Przekrycie peronów na dworcu kolejowym w Melbourne

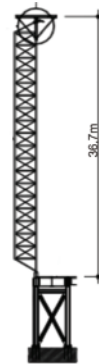
Fig. 16. Platform roof on Melbourne railway station

– na dworcu kolejowym w Kwang-Myeong, Korea Płd [3] (rys. 17); rozpiętość nawy głównej 86,10 m, nawy boczne mają szerokość 37,20 m; długość naw wynosi 306 m; pasy słupów ściany o wysokości 36,7 m wykonano z rur  $\varnothing$  168  $\times$  12; skratowania X z prętów  $\varnothing$  22 mm oraz elementy poziomych stężeń ściany z H-194  $\times$  150  $\times$  6  $\times$  9 mm,

a)



b)



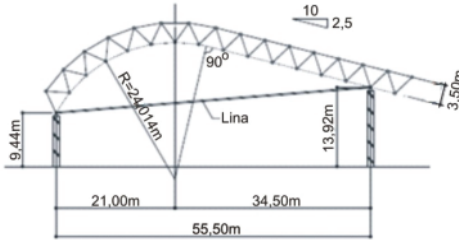
c)



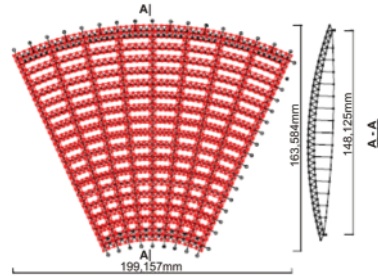
Rys. 17. Przekrycie dworca kolejowego w Kwang-Myeong: a) widok ściany czołowej, b) zewnętrzna kratownica pionowa ściany, c) przekrój poprzeczny budynku

Fig. 17. Roof of railway station in Kwang-Myeong: a) front façade view, b) external wall truss, c) cross-section of the building

- nad basenem pływackim Suzuka [23] (rys. 18) o rozpiętości 55,5 m i długości 102,2 m; kable ściągu są z włókna węglowego,
- przekrycie łukami kratownicowo-linowymi (BSS) o rozpiętości 148,125 m [20] (rys. 19); wysokość słupów z obu stron, na których oparte są łuki jest zróżnicowana i wynosi 18,86 m i 12,77 m; wysokość trygonalnych kratownic wynosi 4,5 m,

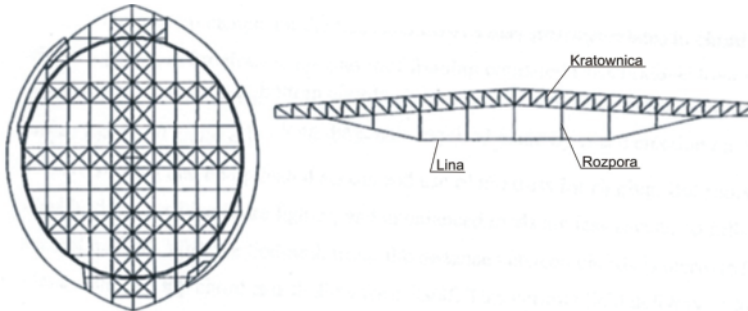


Rys. 18. Przekrycie basenu pływackiego  
Fig. 18. Swimming pool roof



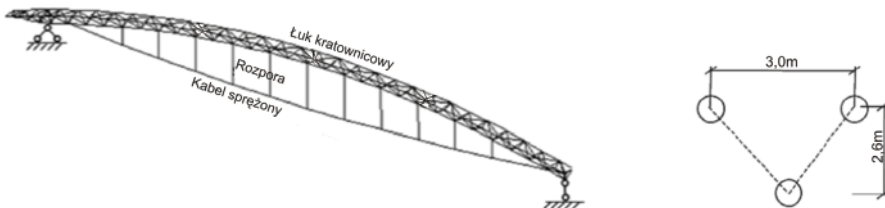
Rys. 19. Przekrycie łukami kratownicowo-linowymi (BSS)  
Fig. 19. Truss arch roof with strings (BSS)

- nad American Airlines Arena, Miami, FL [27] (rys. 20),



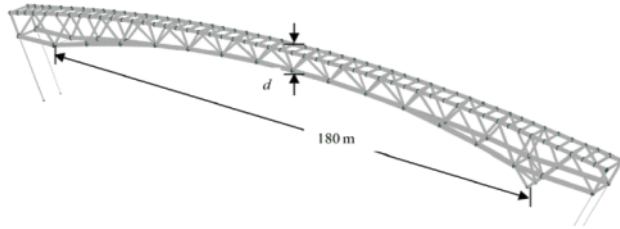
Rys. 20. Przekrycie American Airlines Arena, Miami, FL  
Fig. 20. Roof of American Airlines Arena, Miami, FL

- w hali wystawowej – przekrycie sprężonym dźwigarem kratownicowo-łukowym o rozpiętości 128 m [23] (rys. 21); wysokość kratownicy równa jest 2,6 m, a wzniesienie łuku 11,7 m; przekrój kabla wynosi 15740 mm<sup>2</sup>, a jego zwis 3,7 m.



Rys. 21. Przekrycie hali wystawowej  
Fig. 21. Roof of exhibition hall

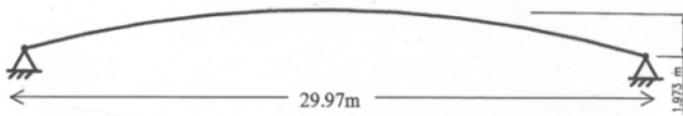
W celu określenia geometrii dźwigara głównego (rys. 22) przekrycia stadionu dokonano analizy optymalizacyjnej [7]. Analizie poddano zakres zmiany wysokości kratownicy w granicach 3 m-15 m. Jako ograniczenie m.in. przyjęto, aby ugięcie nie było większe niż  $L/360$ , które w rozpatrywanym przypadku w środku rozpiętości wynosi 500 mm.



Rys. 22. Geometria dźwigara po analizie optymalizacyjnej

Fig. 22. Girder geometry after optimization analyse

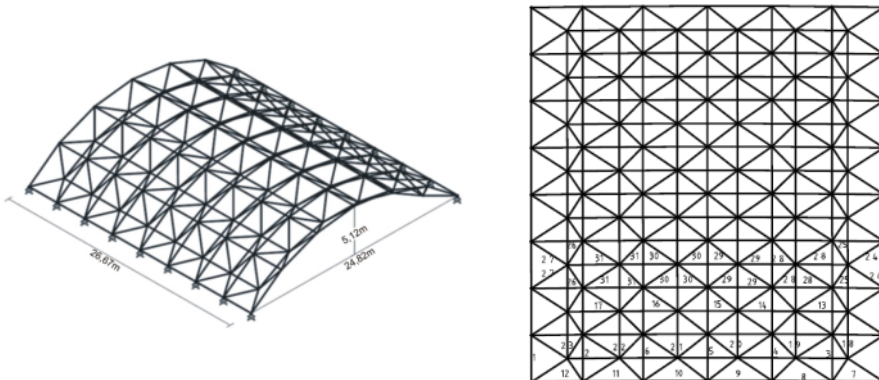
Przykład jednowarstwowego walcowego sklepienia o rozpiętości 29,97 m, długości 21,0 m i strzałce 1,973 m wykonanego z 212 elementów rurowych rozmieszczonych przedstawiono na rysunku 23. Przyjęto, że wszystkie elementy są wzajemnie sztywno połączone. Dla obciążenia własnego równomiernie rozłożonego  $0,5 \text{ kN/m}^2$ , obciążenia zmiennego  $0,75 \text{ kN/m}^2$  i obciążenia wiatrem otrzymano rury dla elementów łuku  $\varnothing 273 \text{ mm} \times 12,5 \text{ mm}$ , a dla pozostałych elementów  $\varnothing 193,7 \text{ mm} \times 12,5 \text{ mm}$ , przy założeniu, że krawędzie lukowe są niepodparte [13].



Rys. 23. Jednowarstwowe sklepienie walcowe

Fig. 23. Single later barrel vault system

Na rysunku 24 przedstawiono dwuwarstwowe sklepienie walcowe, dla którego przeprowadzono analizę optymalizacyjną [10] wg metody Improved Big Bang-Big Crunch (IBB-BC).



Rys. 24. Dwuwarstwowe sklepienie walcowe

Fig. 24. Double layer barrel vault

### 3. POSUMOWANIE

Zagadnienie projektowania przekryć dużej rozpiętości spotyka się z rosnącymi żądaniami adresowanymi do projektantów, konstruktorów i wykonawców tych konstrukcji. W szczególności inżynierom stawiane są wezwania odnośnie przekrywania coraz większych rozpiętości, a równocześnie, aby projektowane konstrukcje były lżejsze m.in. poprzez zastosowanie materiałów o mniejszej wadze, przy zachowaniu stateczności i uczynienia ich zdolnymi do przejścia działań wpływów środowiskowych takich obciążenie wiatrem i śniegiem.

Udział obciążenia ciężarem własnym jest dominujący w projektowaniu konstrukcji przekryć dużych rozpiętości i z tego względu parametr ten istotnie wpływa na kształtowanie konstrukcyjne i architektoniczne obiektu. Obiekt budowlany powinien spełniać m.in. kryteria efektywności, ekonomiczności i estetyki. Jako efektywną traktuje się konstrukcję poprawną – zaprojektowaną zgodnie z aktualnym stanem wiedzy i obowiązującymi zasadami, oryginalną, często innowacyjną. Obiekt zaprojektowany ekonomicznie to taki, który spełnia wymagania funkcjonalno-konstrukcyjne przy minimalnych kosztach zaangażowanych na jego wykonanie, a następnie eksploatację. Ocena estetyki obiektu budowlanego jest problemem skomplikowanym, gdyż na odbiór walorów estetycznych obiektu wpływa wiele czynników, takich jak sposób wkomponowania obiektu w tkankę miejską bądź krajobraz, a także skala obiektu i jego proporcje. Używanie rozwiązania spełniającego wszystkie kryteria jest trudne.

### LITERATURA

- [1] Al Nageim H. K., MacGinley T. J., 2009. Steel Structures, Practical Design Studies. Third Edition Taylor&Francis London New York.
- [2] Balz M., Göppert K., Kemmler R., 2009. Concept, design and realization of the Moses Mabhida Stadium, Durban, South Africa for the Football World Cup 2010. Proc. of the IASS Symposium 2009, Valencia.
- [3] Bong-soo J., 2004. Structural Design and Construction of Terminal Building for Kwang-Myeong High-Speed Railway Station. Proc. of PSSC 2004, Long Beach, CA, session P12, 1-12.
- [4] Cosgrove T., Quilligan M., Whelan B., Murphy C., 2009. Redevelopment of Thomond Park, Limerick. The Structural Engineer 87(8), 25.
- [5] Ding J., Wu H., He Z. and Wan Y., 2010. Structural Analysis and Design of the Theme Pavilion of World Expo 2010. The Structural Engineer 88(10), 18.
- [6] Ding J. M., Wu H. L., Zhang Z., 2009. Applications of Hybrid String Structures in Large-Span Architectures. Proc. of the IASS Symposium 2009, Valencia, 1929-1940.
- [7] Flager F., Adya A., Fischer M. and Haymaker J., 2011. BIOPT: Method for Shape and Member Sizing Optimization of Steel Frame Structures. CIFE Technical Report #TR202 Stanford University.
- [8] Gilbert M., Darwich W., Tyas A., Shepherd P., 2005. Application of Large-Scale Layout Optimization Techniques in Structural Engineering Practice. 6<sup>th</sup> World Congresses of Structural and Multidisciplinary Optimization, Rio de Janeiro, Brazil, 1-10.
- [9] Imabayashi M., Konomi S., 2011. Roof Structure between Two Buildings in Severe Earthquake Prone Country Hybrid Structure Composed by Arch, Tension, and Vierendeel-Truss. Proc. of Structural Engineering World Congress (SEWC), Como, Italy.



- [10] Kaveh A., Eftekhar B., 2012. Optimal Design of Double Layer Barrel Vaults Using an Improved Hybrid Big Bang-Big Crunch Method. *Asian J. of the Civil Engineering (Building and Housing)* 13(4), 465-487.
- [11] Landis D. W., 2006. Curtain Up! Sprint Center Structure Helps the Show Go On, *Structure Magazine*. January 2006, 34-36.
- [12] Li H. W., Zhi J. X, Ma F. and Qin D. Q., 2008. A Parameter Study on Dynamic Buckling of Spatial Arch Trusses Under Seismic Action. *Proc. of the 6<sup>th</sup> Int. Conf. IASS-IACM 2008*, Cornell University, Ithaca, NY.
- [13] Liew J. Y., Punniyakotty M. N., Shanmugam N. E., 2001. Limit-State Analysis and Design of Cable-Tensioned Structures. *Int. J. of Space Structures*, Multi Science Publishing, 16(2), 95 -110.
- [14] Liu Z., Liu H. Prestressing Work of Arch with Cables. [www.e-book.sjtu.edu.cn](http://www.e-book.sjtu.edu.cn)
- [15] Safeco Field, Seattle, Washington, *Modern Steel Construction*, March 2000.
- [16] The New Southern Cross Station, *Steel Australia* March 2006.
- [17] Umeki T., 2011. Osaka Station – Large-scale Domed Roof Installed above Station Platform. *Steel Construction Today & Tomorrow*, 34, 8-11.
- [18] Weinmann T. L., 2002. Health Monitoring of the Retractable Roof at Safeco Field. *Ninth Biennial Movable Bridge Symposium, Preserving Traditional Values with New Technologies*, 1-11.
- [19] Wind Effect Studies – A Critical Feature of Modern Stadium Design, *BMT Newsletter*, January 2003.
- [20] Wu J., Zhang Y., Geng X., 2008. Dynamic Behaviors of Two Large Spatial Structures. *Proc. of 6<sup>th</sup> Int. of IASS-IACM 2008*, Cornell University, Ithaca, NY.
- [21] XXVII Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk 2012. Nowoczesne rozwiązania konstrukcyjno-materiałowo-technologiczne. Konstrukcje metalowe. Kobiela S. Przekrycia stalowe dużych rozpiętości (Tom I, 128).
- [22] Zhang J., Ohsaki M., 2009. Reliability-Based Optimization of Spatial Structures Using Approximation Model. *Proc. of the IASS Symposium Valencia* 28.
- [23] Zhou Z., Meng S. S., Wu J., 2009. Stability Analysis of Prestressed Space Truss Structures Based on the Imperfect Truss Element. *Int. J. of Steel Structures* 9 (3), 253-260.
- [24] [www.burohappold.com](http://www.burohappold.com)
- [25] [www.dondes-steeltec.de](http://www.dondes-steeltec.de)
- [26] [www.engr.mun.ca](http://www.engr.mun.ca)
- [27] [www.ThorntonTomasetti.com](http://www.ThorntonTomasetti.com)

## LONG SPAN ONE-WAY STEEL ROOF STRUCTURAL SYSTEMS

*Summary.* This paper deals with general information on classification and some background about design considerations of long span roof structural systems with the particular review of the most representative modern given type structure examples of wide spanning one-way roof structural system. Selected examples of long span system presents following types of roof structure: truss and lattice girder, Vierendeel girder, portal and arches and cable or tie lattice girder.

## 2. DWUKIERUNKOWE I PRZESTRZENNE STALOWE UKŁADY PRZEKRYĆ DUŻEJ ROZPIĘTOŚCI

### 1. WSTĘP

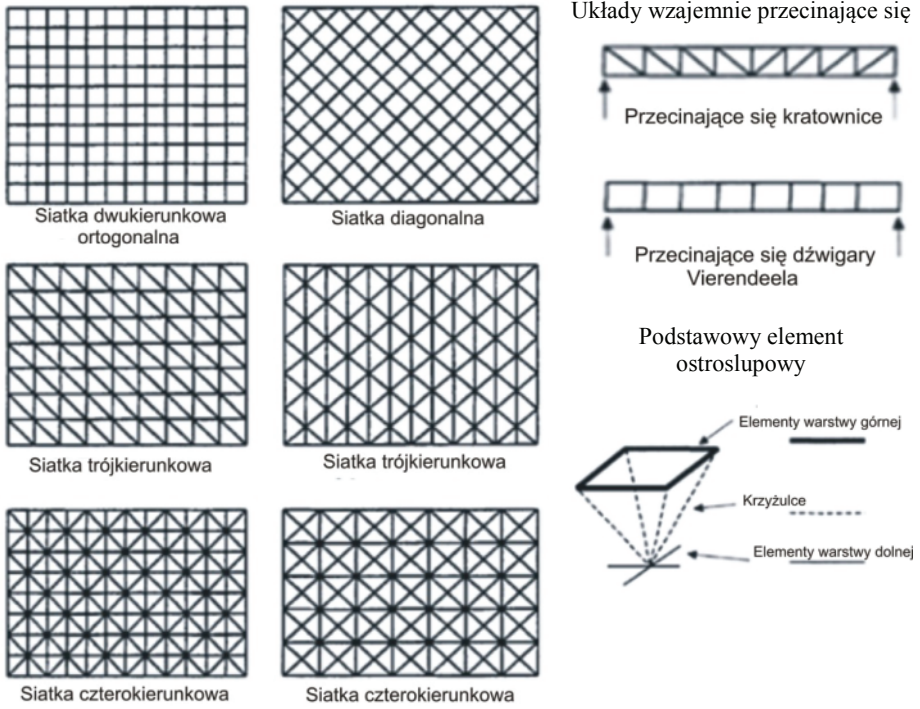
Do dwukierunkowych układów przekryć zalicza się: dwukierunkowo rozmieszczone kratownice, dźwigary Vierendeela oraz strukturalne siatki przestrzenne, kopuły wzniesione na rzucie okręgu lub wielokąta, układy ciągnowo-linowe, układy masztowo-linowe i podwieszane oraz przekrycia dźwigarami linowymi. Przekrycia kratownicami, dźwigarami Vierendeela i strukturalnymi siatkami przestrzennymi są najbardziej efektywne w przykryciach na rzucie kwadratu. Konstrukcje przekryć dwukierunkowych są znacznie bardziej przesztynnione niż przekrycia jednokierunkowe. Są trudniejsze w obliczeniach i projektowaniu z uwagi na ich statyczną niewyznaczalność.

### 2. PRZYKŁADY PRZEKRYĆ KRATOWNIC UŁOŻONYCH W DWÓCH KIERUNKACH STRUKTURALNE SIATKI PRZESTRZENNE

Na rysunkach 1-3 przedstawiono kształtowanie dwuwarstwowych przekryć strukturalnych [1, 16] oraz połączenia stosowane w węzłach tego typu przekryć.

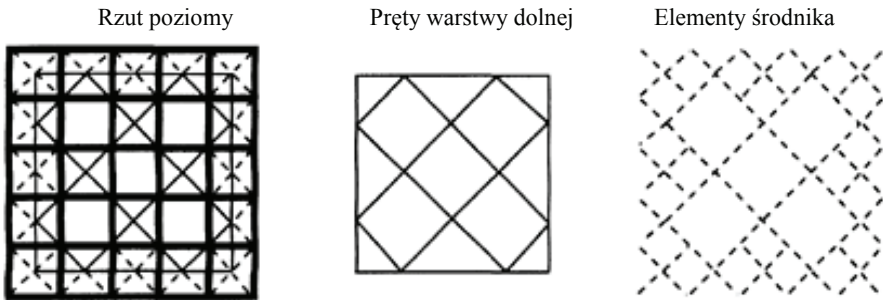
Interesującymi przykładami obiektów w przypadku których zastosowano przekrycia kratownicami ułożonymi w dwóch kierunkach i strukturalne siatki przestrzenne, są:

- korty tenisowe w Deira w Zjednoczonych Emiratach Arabskich wg projektu The Callison Partnership Ltd., Seattle, USA (architektura) + Schuster Pechtold & Partners, Dubai (konstrukcja) [18]; przekrycie o wymiarach rzutu 58,8 m × 50,4 m podparto słupami zewnętrznymi co 8,4 m i czterema słupami kratownicowymi rozwidlonymi wewnętrznymi (rys. 4),



Rys. 1. Wybrane układy dużej rozpiętości przekrycia

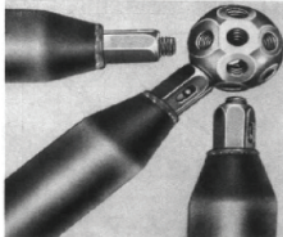
Fig. 1. Selected wide-span roof systems



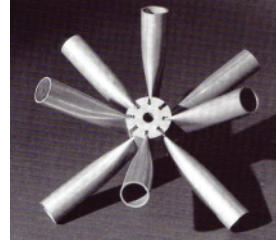
Rys. 2. Przekrycie dwuwarstwowe o rzucie kwadratowym powiązane elementami diagonalnymi

Fig. 2. Double layer roof on square plan set diagonally

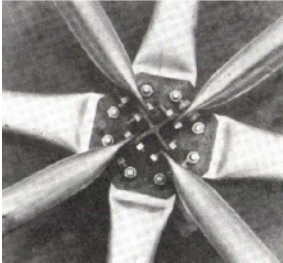
System Mero [3]



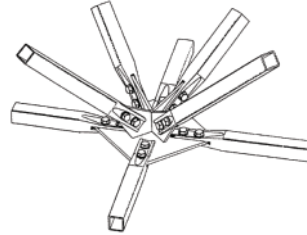
System Triodetic [3]



System Octatube [22]



TOP-SYSTEM [6]



Rozwiązanie węzła dolnego i górnego w systemie Cattrus [15]

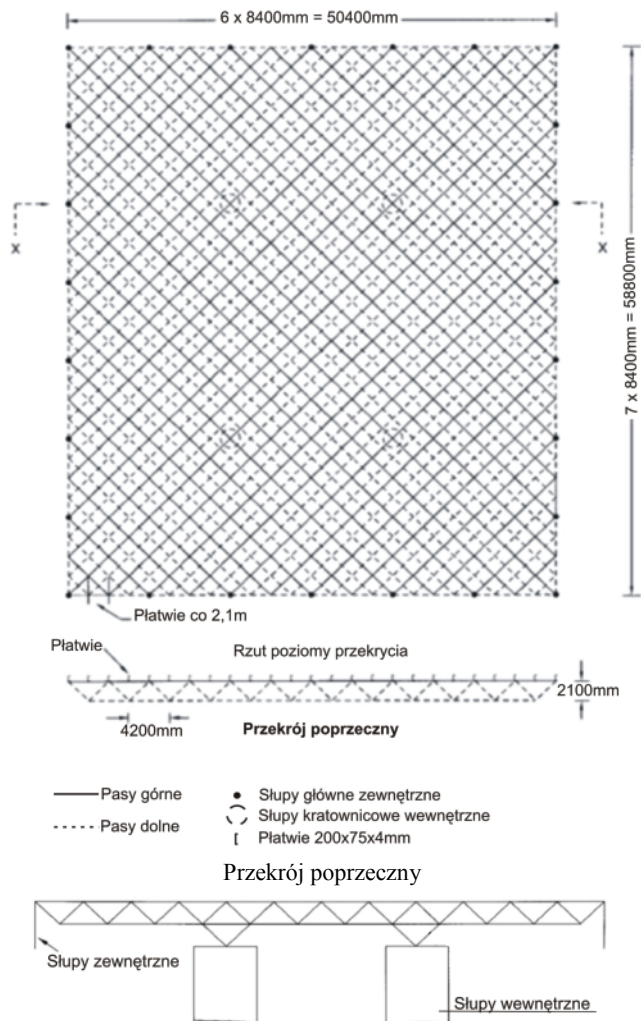


System połączenia Conder-Harley przy zachowaniu ciągłych pasów (zdjęcie John Chilton) [3]



Rys. 3. Systemy połączeń stosowanych w węzłach przekryć przestrzennych

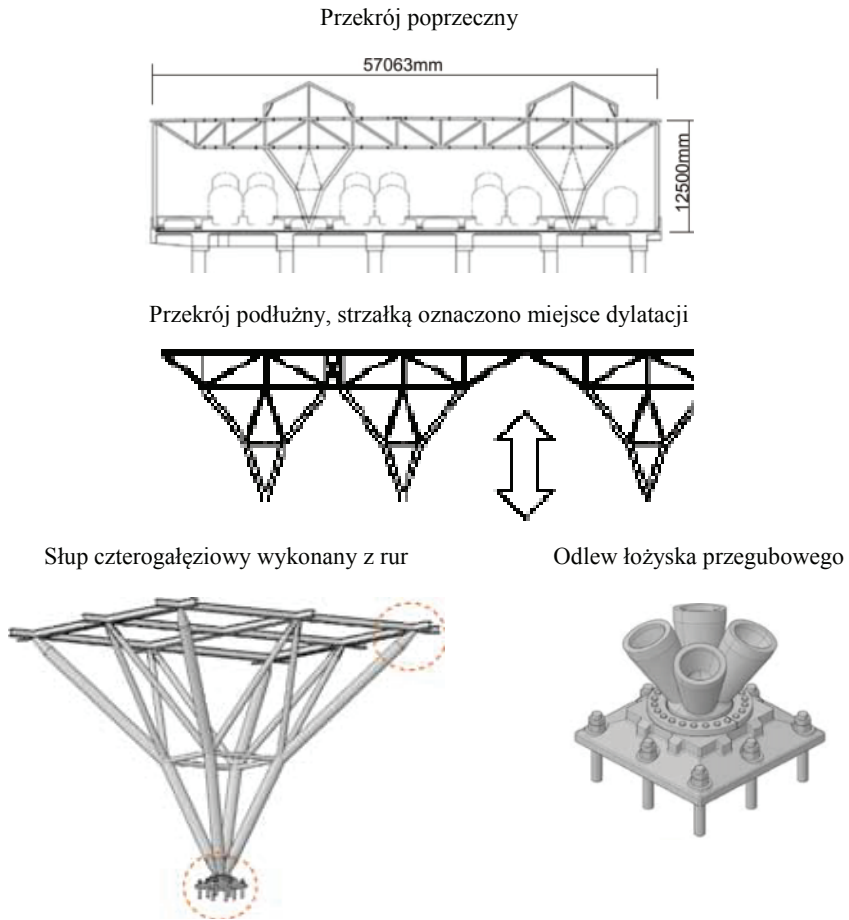
Fig. 3. Connection systems used in nodes of spatial roofs



Rys. 4. Przekrycie strukturalną siatką przestrzenną

Fig. 4. Spatial lattice system of roof

- dworzec kolejowy w Asahikawa, Hokkaido [11] o wymiarach rzutu poziomego  $57,063 \text{ m} \times 178,165 \text{ m}$  i wysokości do górnych pasów około 22 m; przekrycie staniowią kratownice o równoległych pasach o wysokości 3 m rozmieszczone w obydwóch kierunkach dworca i podparto 20 słupami czterogałęziowymi; górne i dolne pasy wykonano z  $\text{H}250 \times 250$  i rur  $\text{ø}165,2 - \text{ø}216,3$  zastosowane na elementy diagonalne i rozporę; otwarcie dworca nastąpiło w 2011 r. (rys. 5),



Rys. 5. Elementy konstrukcji dworca kolejowego w Asahikawa

Fig. 5. Roof structural elements of Asahikawa Railway Station

- Qatar Science and Technology Park wg projektu Woods Bagot + Alf Seeling, Peter Miglis, Maria Cakarun i Peter Nielsen (architektura) i Connell Wagner (konstrukcja) [28] (rys. 6),



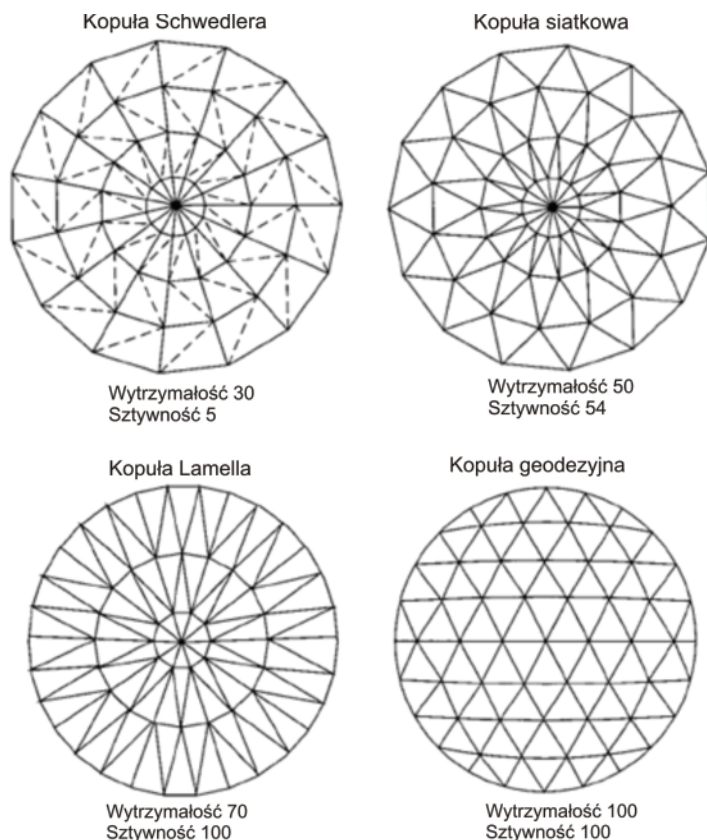
Rys. 6. Przekrycie Qatar Science and Technology Park

Fig. 6. Roof of Qatar Science and Technology Park

### 3. PRZYKŁADY PRZEKRYĆ KOPUŁAMI WZNIESIONYMI NA RZUCIE OKRĘGU LUB WIELOKĄTA

#### Przekrycia kopułami wzniesionymi na rzucie okręgu

Poniżej przedstawiono interesujące przykłady przekryć kopułami wzniesionymi na rzucie okręgu (rys. 7).

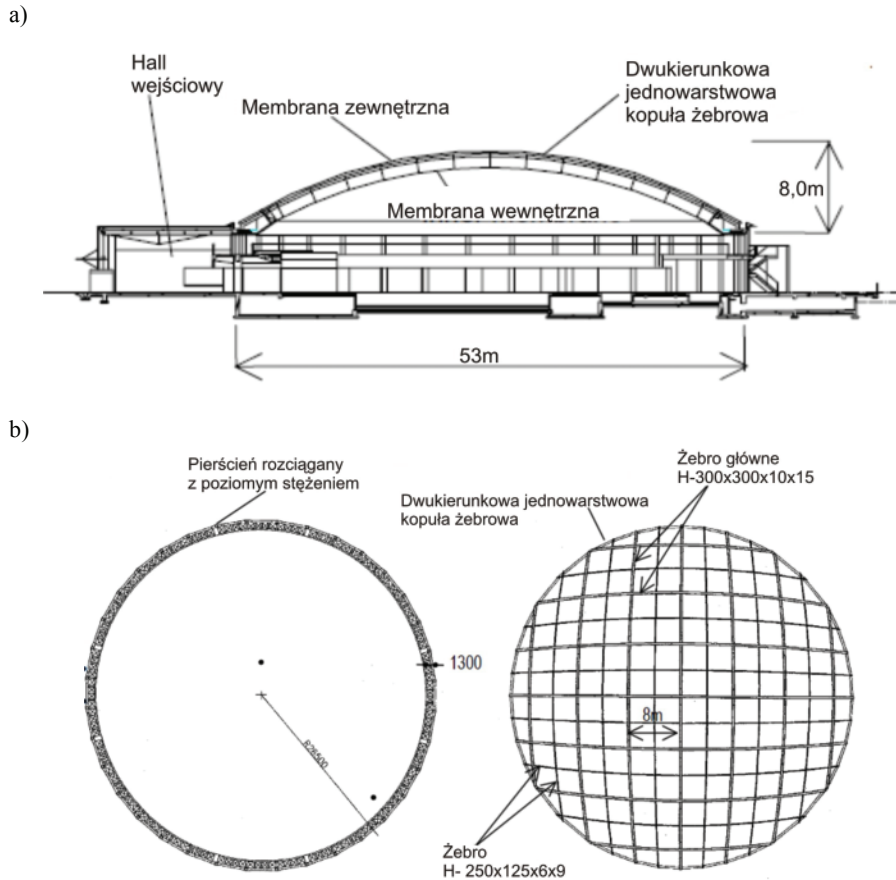


Rys. 7. Jednowarstwowe układy konstrukcyjne kopuł prętowych

Fig. 7. Single-layer latticed structural systems of domes

Analizowano układy konstrukcyjne kopuł prętowych i ich względną charakterystykę, biorąc pod uwagę wytrzymałość i sztywność [19, 18]. Wyniki badań Richtera [19] wykazały, że kopuła geodezyjna, z wyżej wymienionych względów, ma przewagę nad innymi analizowanymi kopułami.

Innym przykładem przekrycia jest jednowarstwowa dwukierunkowa kopuła żebrowa [26] nad pływalnią (rys. 8). Pierścień rozciągany na obwodzie kopuły jest poziomym kratownicowym ściśle kołowym żebrem o szerokości 1300 mm; na pasy użyto elementów stalowych o przekroju H, które wszystkie sztywno ze sobą połączono, aby zapewnić ekonomiczne przekroje elementów kopuły, stosunek strzałki kopuły do średnicy przyjęto 0,15.



Rys. 8. Jednowarstwowa dwukierunkowa kopuła żebrowa: a) przekrój poprzeczny pływalni, b) pierścień rozciągany i rzut poziomy dwukierunkowej jednowarstwowej kopuły żebrowej  
 Fig. 8. Two-way, single layer laticed dome system: a) section view of two indoor pools, b) Tension ring and two-way, single layer laticed dome plan

Przekrycie jednowarstwową kopułą żebrową o średnicy 15 m sali koncertowej dla 450-osobowej widowni na Uniwersytecie Birmingham [4] to kolejny interesujący przykład (rys. 9). Kopułę tworzą 24 elementy ułożone radialnie i połączone razem pierścieniem ściskającym na jej wierzchołku; kopułę wykonano z ponad 400 elementów.





Rys. 9. Przekrycie kopułą sali koncertowej na Uniwersytecie Birmingham

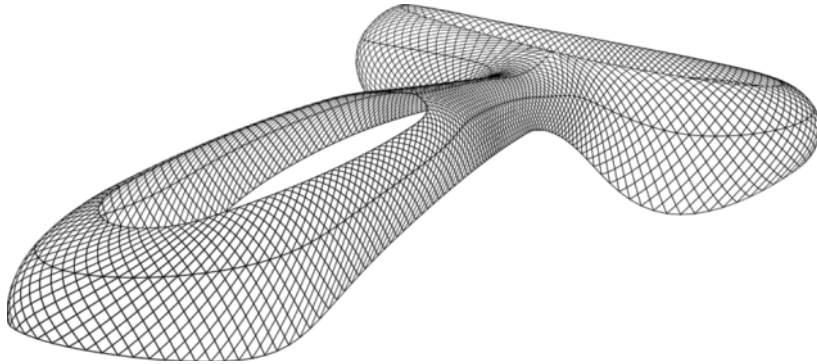
Fig. 9. Dome roof under Birmingham University music auditorium

### **Przekrycia powłokami nieobrotowymi wzniesionymi na rzucie nieregularnym**

Interesującym przykładem przekrycia powłokami nieobrotowymi wzniesionymi na rzucie nieregularnym jest jednowarstwowa struktura osłaniająca 5800 szklanymi panelami budynek hotelu w Abu Dhabi (Yas Island Marina Hotel) (rys. 10); projekt Asymptote Architecture: Principals Hani Rashid + Lise Anne Couture (architektura) i Schlaich Bergermann und Partner (SBP), Stuttgart + Waagner Biro, Vienna (konstrukcja) [27, 17].

Przekrycie strukturalne ośrodka sportowego Palafoills [10] w rzucie poziomym jest półokręgiem o średnicy 70 m wg projektu Arata Isozaki; do wykonania jego konstrukcji użyto 4612 różnych elementów; halę zbudowano w 1991 r. (rys. 11).

## Symulacja powłoki osłony budynku hotelu w Abu Dhabi



Widok żeber powłoki

Widok fragmentu oszklonej osłony



Rys. 10. Powłoka siatkowa z obrotowymi rombowego kształtu szybami osłaniająca budynek Yas Island Marina Hotel w Abu Dhabi

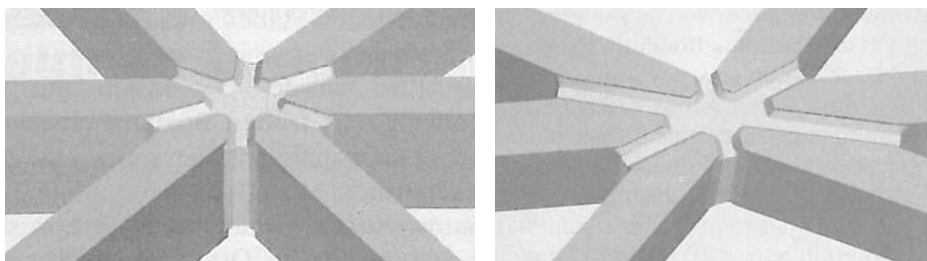
Fig. 10. Grid shell with pivoting diamond shape glass panels as a curtain of building Yas Island Marina Hotel, Abu Dhabi



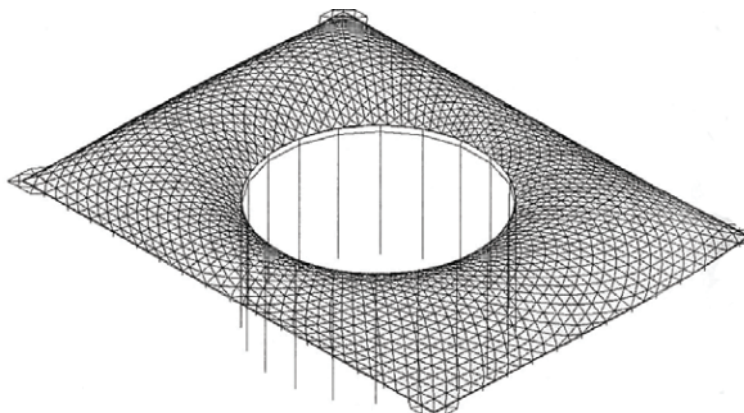
Rys. 11. Widok z lotu ptaka hali sportowej w Palafolls

Fig. 11. Aerial view of sport hall in Palafolls

W jednowarstwowym przekryciu British Museum w Londynie [9, 21] zastosowano złącze WAB-1 o różnych kątach opracowane przez Waagner-Biro z Wiednia (rys. 12).



Symulacja przekrycia British Museum w Londynie

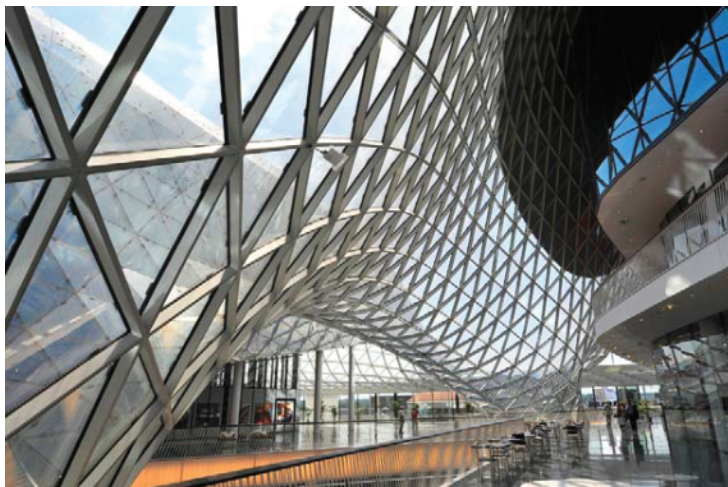


Rys. 12. Jednowarstwowe przekrycie dziedzińca British Museum

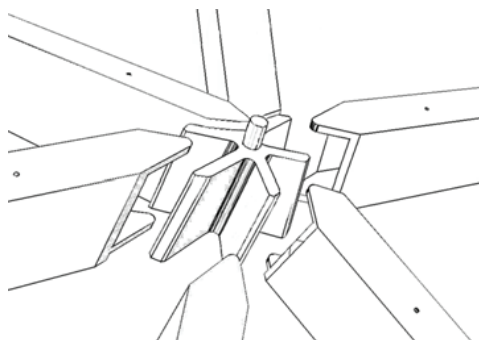
Fig. 12. British Museum single-layer court roof

Innym przykładem jest przekrycie strukturalne w centrum handlowym we Frankfurcie MyZeil Shopping Mall [9, 13], w którym zastosowano spawane elementy skrzynkowe o przeciętnym wymiarze  $120 \times 60$  mm; grubość blachy przyjmowano zmienną stosownie do potrzeb (rys. 13).

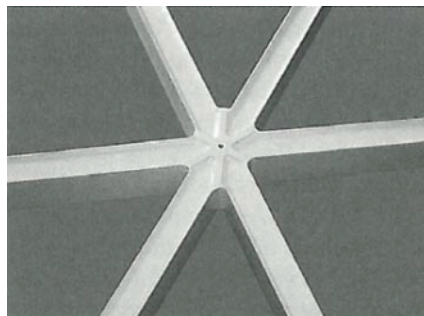
Widok od wewnątrz siatki strukturalnej przekrycia



Złącze węzłowe Waagner-Biro umożliwiające swobodne kształtowanie przekrycia



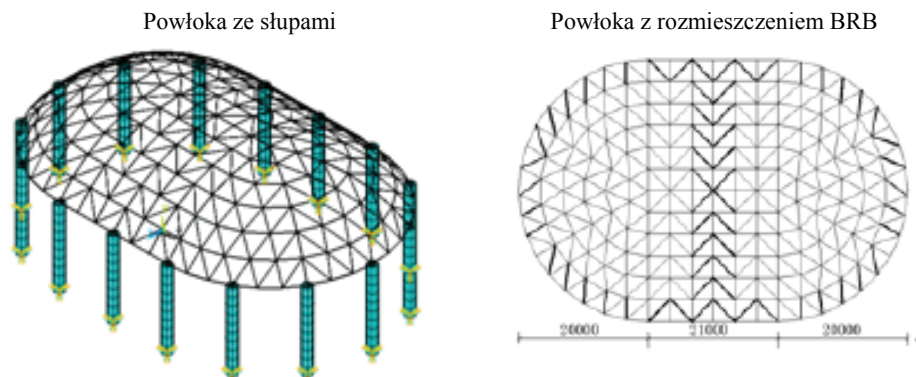
Widok od wewnątrz siatki strukturalnej



Rys. 13. Przekrycie strukturalne w centrum handlowym we Frankfurcie

Fig. 13. Grid shell structural system in Frankfurt shopping mall

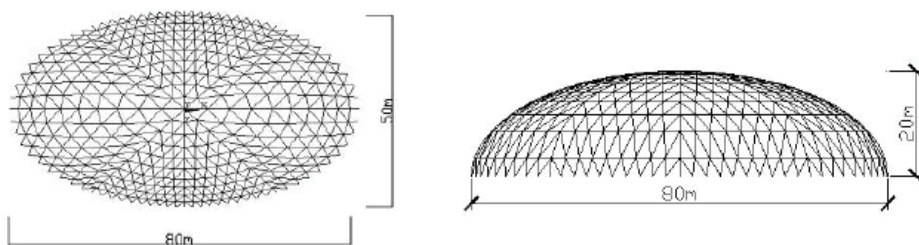
Przykładem przekrycia stosowanego m.in. w terenach sejsmicznych jest jednowarstwowa struktura siatkowa o kształcie nieckowym o rozpiętości 40 m [23] podparta żelbetowymi słupami o średnicy 900 mm i wysokości 15 m (rys. 14). Długość całkowita 61 m; środkowa część o wymiarze 21 m jest o kształcie walcowym; stosunek strzałki do rozpiętości wynosi tutaj  $\frac{1}{4}$ ; przyjęto następujące przekroje elementów powłoki: główne i drugorzędne żebra  $\varnothing 133 \times 4,5$  mm, pręty pochylone  $\varnothing 108 \times 4,5$  mm oraz elementy zabezpieczające przed wyobczeniem BRB (buckling restrained braces)  $\varnothing 108 \times 4,5$  mm.



Rys. 14. Jednowarstwowa struktura siatkowa

Fig. 14. Single-layer lattice shell

Model innej jednowarstwowej powłoki siatkowej [24], ale o kształcie elipsoidalnym o wymiarach osi 80 m i 50 m, przedstawiono na rysunku 15. Uźebrowanie powłoki wykonano z rur  $\varnothing 273 \times 10$  mm, żebra środkowe  $\varnothing 203 \times 8$  mm i pochylone  $\varnothing 168 \times 7$  mm.



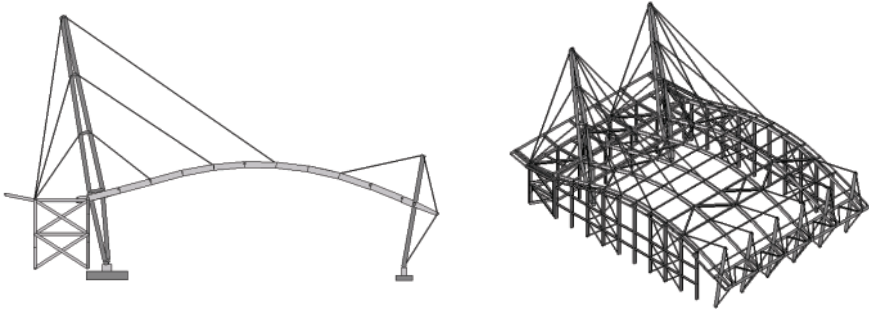
Rys. 15. Siatka elementów skończonych jednowarstwowej powłoki elipsoidalnej

Fig. 15. Finite element single shell ellipsoid network

#### 4. PRZYKŁADY PRZEKRYĆ MASZTOWO-LINOWYCH I PODWIESZONYCH

##### Przekrycia masztowo-linowe

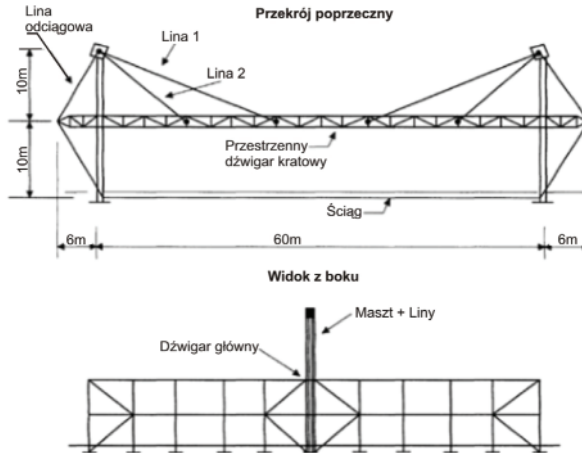
Przekrój poprzeczny i model perspektywiczny przekrycia hali o konstrukcji masztowo-linowej na Uniwersytecie w Chicago [2] przedstawiono na rysunku 16. Hala ma wymiary  $48,8 \text{ m} \times 38,13 \text{ m}$ ; przyjęto elementy nośne nad halą o wysokości 840 mm; maszty są pochylone zbieżne stabilizowane 15 linami, w tym 9 jest przednich oraz 6 odciągowych.



Rys. 16. Przekrycie hali na Uniwersytecie w Chicago

Fig. 16. Hall roof at Chicago University

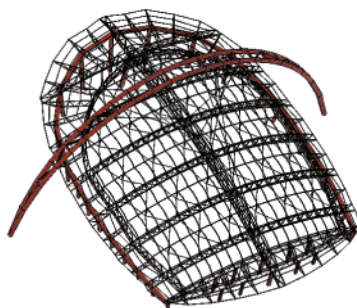
Innym przykładem jest masztowo-linowe przekrycie hali o wymiarach rzutu poziomego  $60\text{ m} \times 60\text{ m}$  [1] (rys. 17). Dźwigar główny jest o przekroju skrzynkowym prostokątnym o wymiarach  $1500\text{ mm} \times 750\text{ mm}$ ; cztery pasy wykonano z rur kwadratowych SHS  $200 \times 200 \times 12,5\text{ mm}$ .



Rys. 17. Masztowo-linowe przekrycie hali

Fig. 17. Hall roof with spine suspension frame

Hala sportowa w FuDan przekryta jest elementami stalowymi sprężonymi [14]. Sprężone są zarówno przestrzenne kratownice, jak i główny łuk, do którego kratownice podwieszone są szeregiem lin (rys. 18).

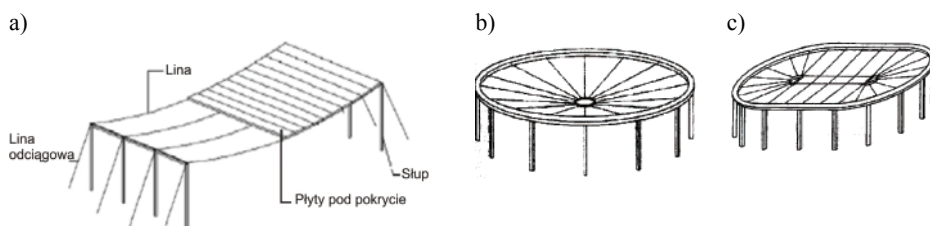


Rys. 18. Przekrycie hali sportowej w FuDan

Fig. 18. FuDan gymnasium roof

### Jednowarstwowe układy podwieszane

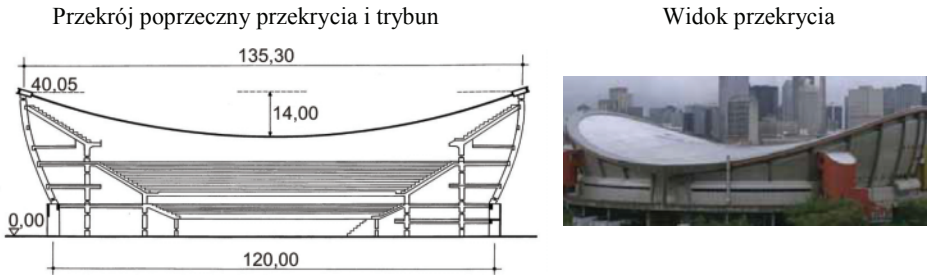
Cechą charakterystyczną swobodnie podwieszonych układów linowych jest fakt, że liny w tym rodzaju przekrycia nie są sprężone (rys. 19 a, b, c).



Rys. 19. Jednowarstwowe układy podwieszane: a) przekrycie o rzucie prostokątnym, b) rozmieszczenie lin przekrycia o rzucie kołowym, c) rozmieszczenie lin przekrycia o rzucie elipsoidalnym

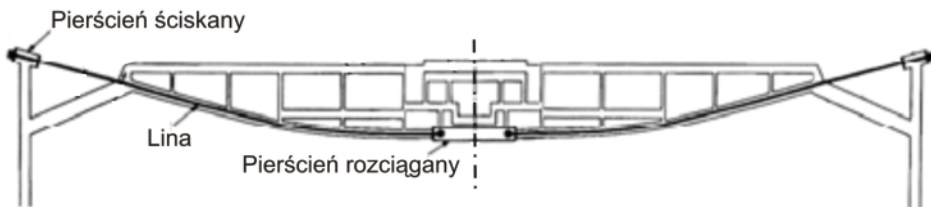
Fig. 19. Single-layer suspension structure systems: a) rectangular in plan roof structure, b) radial arrangement of cables at circular in plane roof, c) cable lay-out for elliptical plan of roof

Przekrycie hiperboliczno-paraboliczną (kopułą siodłową) typu wiszącego o rzucie kołowym o promieniu 67,7 m zastosowano na stadionie hokejowym w Calgary, Kanada, gdzie gra NHL Calgary Flames (rys. 20). Przekrycie podzielone jest na 32 równe części radialnie położonymi słupami podpierającymi pierścień, składający się z 16 masywnych betonowych elementów, które po połączeniu, zostały sprężone; na siatce lin wiszących i wypiętych ku górze ( $6\text{ m} \times 6\text{ m}$ ) ułożono 391 lekkich sprężonych płyt, które po połączeniu razem tworzą cienką powłokę; przekrycie wykonano wg projektu Graham – McCourt (architektura) i Jan Bobrowski and Partners Ltd. (konstrukcja).



Rys. 20. Przekrycie stadionu hokejowego w Calgary  
Fig. 20. Roof of hockey stadium at Calgary

Bardzo interesujące jest przekrycie hali Madison Square Garden w Nowym Jorku, w której gra czołowy zespół koszykówki USA New York Knicks. Została zaprojektowana przez BBB Architects, wykonana zaś w 1962 r. przez firmę Turner. Hala w rzucie jest kołem o średnicy około 127 m; do jej przekrycia zastosowano 48 radialnych lin, zakotwionych w ściskany zewnętrzny betonowy pierścieniu; w środku liny powiązane są z rozciągany pierścieniem stalowym; zasada pracy przekrycia oparta jest na kole rowerowym (rys. 21).



Rys. 21. Przekrycie hali Madison Square Garden  
Fig. 21. Roof of Madison Square Garden Hall

### Dwuwarstwowe układy podwieszane

Na rysunku 22 przedstawiono przykład dwuwarstwowych układów podwieszonych.



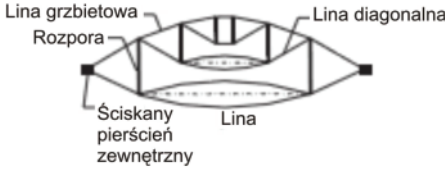
Rys. 22. Przykłady dwuwarstwowych układów podwieszonych  
Fig. 22. Examples of double-layer suspension systems



## 5. PRZYKŁADY PRZEKRYĆ DŹWIGARAMI LINOWYMI

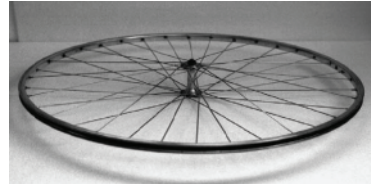
Na rysunku 23 przedstawiono przekrycie kopułą o konstrukcji linowo-prętowej (tensegrity system), w którym słupki rozpirają zespół lin i membranę stanowiącą zewnętrzną powłokę.

Przekrycia pierścieniowo-linowe trybun stadionów oparte są też niejednokrotnie na zasadzie budowy koła rowerowego (rys. 24).



Rys. 23. Kopuła o konstrukcji linowo-prętowej (kopuła linowa Geigera)

Fig. 23. Dome of line-strut structure (Geiger's cable dome)



Rys. 24. Koło rowerowe

Fig. 24. Bicycle wheel

Jednym z ciekawszych przykładów jest przekrycie pierścieniowo-linowe trybun i centralnego kortu tenisowego stadionu w Halle (Gerry Weber Center Court, Halle) [7] (rys. 25), foto: Gerry Weber World wg projektu Streich Architects, Bielefeld (architektura) i Schlaich Bergermann & Partners, Stuttgart; wymiary przekrycia w rzucie  $96,5 \text{ m} \times 84,0 \text{ m}$  oraz wysokość od poziomu terenu  $25,0 \text{ m}$ .

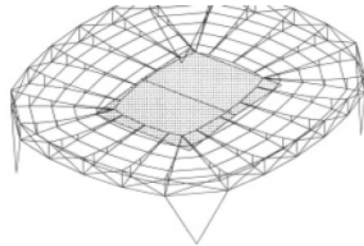
Widok z lotu ptaka stadionu tenisowego w Halle o przekryciu pierścieniowo-liniowym



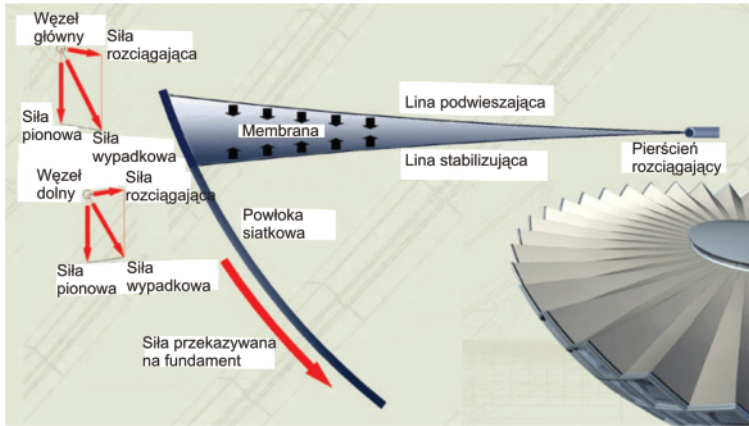
Rys. 25. Przekrycie stadionu tenisowego w Halle

Fig. 25. Tennis stadium roof in Halle

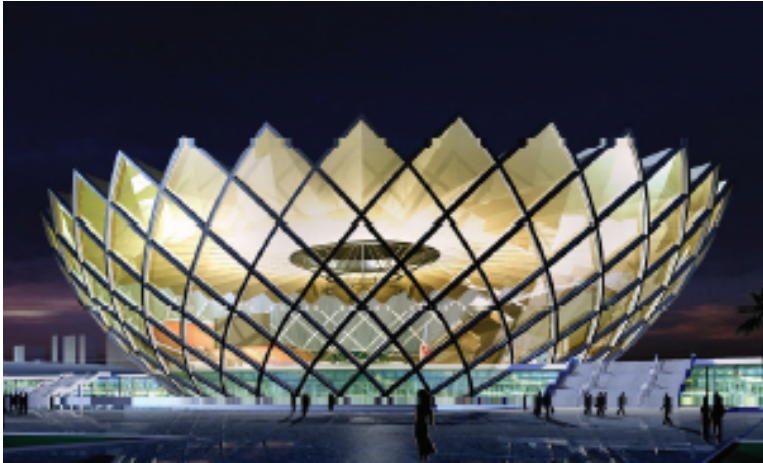
Aksonometria układu nośnego



Przekrycie pierścieniowo-linowe hali sportowej w Foshan, Chiny [25] przedstawiono na rysunku 26. Średnica przekrycia wynosi  $150 \text{ m}$ .

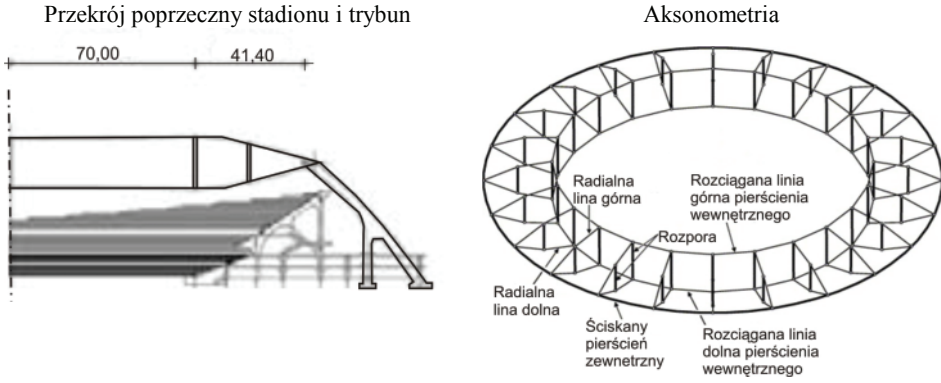


Widok hali w nocy



Rys. 26. Widok nocą hali sportowej w Foshan (Chiny) przekrytej konstrukcją pierścieniowo-linową  
 Fig. 26. Night view of sport hall in Foshan (China) with cable-ring roof structure

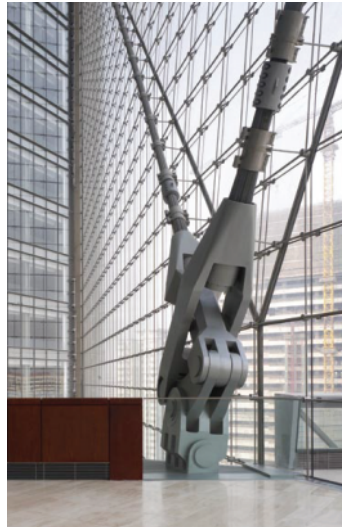
Na rysunku 27 przedstawiono przekrój poprzeczny i aksonometrię przekrycia pierścieniowo-linowe stadionu w Busan, Korea Płd wg projektu Space Group, Seoul (architektura) i Schlaich Bergermann & Partner, Stuttgart (konstrukcja); średnica zewnętrznego pierścienia ściskanego wynosi 222,80 m.



Rys. 27. Przekrycie stadionu w Busan

Fig. 27. Roof of Busan Stadium

Innym interesującym przykładem omawianego typu przekryć jest zastosowanie dwukierunkowego układu dźwigarów linowych w przeszklonej ścianie atrium budynku o wysokości 110 m [20] (rys. 28). Przekrycie ściany atrium ma wysokość 90 m i szerokość 60 m; głównymi elementami przekrycia są sprężone kable; średnica największego z nich wynosi 275 mm; są wiązką 199 równoległych cięgien; każde cięgno jest wiązką 6 skręconych drutów wokół jednego prostego i posiada średnicę 15,2 mm; maksymalne obciążenie użytkowe, jakie może przejąć lina wynosi 18 300 kN.



Rys. 28. Ściana atrium podparta układem kratownicowo-linowym

Fig. 28. Atrium wall with cable trusses structure system

## 6. ZALECENIA DLA PROJEKTANTÓW DUŻEJ ROZPIĘTOŚCI PRZEKRYĆ CELEM UNIKNIĘCIA PROBLEMÓW PROJEKTOWO-WYKONAWCZYCH

Zalecenia takie zostały przedstawione w raporcie [12], (zob. [8]). Raport ten zatytułowany Towards Safer Long-Span Buildings powstał w reakcji na zawalenie się pięciu większych przekryć w późnych latach 70. ubiegłego wieku. Zawarto w nim podsumowanie dyskusji zespołu składającego się z architektów, konstruktorów i wykonawców. Strategie te przedstawiono w następujących punktach:

- ustalenie kluczowych osób, biorących udział w projekcie, ich roli i odpowiedzialności oraz właściwych sposobów komunikowania się we wczesnym stadium projektowania,
- włączenie zespołu wykonawczego do projektu możliwie jak najwcześniej m.in. w celu ustalenia gatunków stali, rodzaju połączeń, procedur spawania, sekwencji i metod wznoszenia, rodzaju powłok malarskich (również zastosowanie wysokiej wytrzymałości stali pozwoli na zmniejszenie ciężaru własnego konstrukcji),
- wykorzystanie tuneli wiatrowych i badań obciążenia śniegiem wszędzie tam, gdzie to jest możliwe,
- wykorzystanie układów szkieletowych (łuków, kratownic, masztów, kabli) i materiałów, które zminimalizują ciężar własny konstrukcji,
- unikanie zastosowania złączy kompensacyjnych w konstrukcji przekrycia, które są trudne do włączenia; analiza zmian wpływu temperatury powinna być zawsze przeprowadzona,
- rozważenie możliwości wystąpienia dodatkowego ciężaru własnego w przyszłym ewentualnym przeprojektowaniu przekrycia,
- uwzględnienie wpływu temperatury (np. w wyniku spawania), obciążeń występujących przy wznoszeniu i spowodowanych osiadaniem,
- dokonywanie analizy ugięcia i wygięcia przekrycia bez nadmiernej skrupulatności, dokładne położenie konstrukcji dachu jest rzadko krytyczne; ważne jest aby woda opadowa mogła być odprowadzona z pokrycia,
- zwracanie bacznej uwagi na naprężenia w przeponach, skratowaniach przepon,
- stosowanie na budowie, gdzie tylko jest możliwe, połączeń na śruby,
- celem uniknięcia problemów podczas montażu na budowie konieczne jest rozważenie możliwości wstępnego montażu dużej rozpiętości kratownic u ich wytwórcy, w całości lub w częściach, w zależności od wielkości dysponowanego miejsca,
- rozwiązanie przez projektanta wszystkich ważniejszych połączeń konstrukcji przekrycia, aby to zadanie nie obciążało wytwórcy,
- wymaganie szczegółowej pisemnej procedury wznoszenia,
- aktywna obserwacja procesu budowy przez projektanta.

W zakończeniu tego rozdziału należy podkreślić, że wszystkie udane projekty konstrukcji przekryć dużej rozpiętości były wynikiem bliskiej współpracy inwestora, projektanta i wykonawcy.

## 7. UWAGI KOŃCOWE

Konstrukcje dużej rozpiętości, z uwagi na mały ciężar własny, wysoki stosunek wytrzymałości do ciężaru, łatwość wytwarzania i wznoszenia przy niskich kosztach są coraz częściej stosowane.

Wybór systemu konstrukcyjnego przekrycia powinien być oparty na następujących założeniach [5]:

- morfologia architektoniczna i konstrukcyjna powinna być zharmonizowana i zunifikowana,
- morfologia konstrukcyjna powinna być regularna i elegancka,
- konstrukcja przekrycia powinna być lekka, dla uniknięcia wrażenia ciężkości przekrywanej przestrzeni.

Projektowanie i wznoszenie dużej rozpiętości konstrukcji przekryć wymaga znacznych większych umiejętności od projektanta konstrukcji niż te, które wymagane są przy normalnego typu konstrukcji. W normalnego typu obiektach siły, które występują w wyniku skurczu materiału, osiadania podpór, wpływów temperatury czy też w zależności od kolejności wznoszenia zwykle są pomijane, jednak w konstrukcjach przekryć dużej rozpiętości czynniki te mogą być bardzo istotne.

## LITERATURA

- [1] Al Nageim H. K. and MacGinley T. J., 2005. *Steel Structures, Practical Design Studies*, Third Edition Taylor&Francis London New York.
- [2] Caprani C., 2011. *Preliminary Design of Building Structures*. 3<sup>rd</sup> Year Structural Engineering, DIT Bolton St.
- [3] Chilton J., 2000. *Space Grid Structures*. Oxford Architectural Press.
- [4] Cooper M., 2011. *Acoustics Drive Design*, *New Steel Construction*, NSC 19(5), 12-14.
- [5] Ding J. M., Wu H. L., Zhang Z., 2009. *Applications of Hybrid String Structures in Large-Span Architectures*. Proc. of the IASS Symposium, Valencia, 1929-1940.
- [6] Fulop A., Ivanyi M., 2004. *Experimentally Analyzed Stability and Ductility Behavior of a Space-Truss System*. *Thin-Walled Structures*, 42(2), 309-320.
- [7] Göppert K., 2005. *Adaptive Tragwerke – Wandelbare Dachkonstruktionen für Sportbauten*. *Bautechnik* 82(3), 157-161.
- [8] Griffis L. G., 2004. *The Nature of Long-Span*. *STRUCTURE*, 10-13.
- [9] Hwang K. J., 2010. *Advanced Investigations of Grid Spatial Structures Considering Various Connections Systems*. Institut für Tragkonstruktionen und Konstruktives Entwerfen Universität Stuttgart.
- [10] Irisarri L., Martinez J., Goni J., 2009. *Past, Present of Space Frame Market: LANIK Experience*, Proc. of IASS Symposium Valencia, 1975-1986.
- [11] Kawaguchi M., Aso Y., 2011. *Asahikawa Railway Station – Structural Design of Open Large-Span Station Building*, *Steel Construction Today & Tomorrow* 34, 12-14.
- [12] Kliment S.: *Towards Safer Long Span Buildings*. American Institute of Architects
- [13] Knippers J. and Helbig T., 2009. *The Frankfurt Zeil Grid Shell*. Proc. of IASS, Valencia, 1367-1378.

- [14] Lu J. S., Zhang Q. L., Luo X. Q. and Yu G. J., 2004. Seismic-Resistant Analysis and Design of Large-Span Pretensioned Structures. 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C. Canada.
- [15] Maher Mostafa Abdel-Hakeem Elabad, 2010. Effect of Composite Actions on the Dynamic Behaviour of Space Structures. University of Dundee.
- [16] Nooshin H., 1998. Space Structures and Configuration Processing. Progress in Structural Engineering and Materials, 1(3), 329-336.
- [17] Pottmann H., Schiftner A. and Wallner J., 2008. Geometry of Architectural Freeform Structures. Internat. Math. Nachrichten 209, 15-28.
- [18] Ramaswamy G. S., Eekhout, Suresh G. R., 2002. Analysis, Design and Construction of Steel Space Frames. Thomas Telford Ltd.
- [19] Richter D. L., 1975. Space structures development from early concept to temcor domes. 2<sup>nd</sup> International Space Structures Conference, Surrey, 534-549.
- [20] Sarkisian M., Mathias N., and Mazeika A., 2007. Building in Beijing. Modern Steel Construction.
- [21] Sischka J. et al, 2001. Die überdachung des Great Court im British Museum in London. Stahlbau 70(7), 492-502.
- [22] Souza A. S. C. et al, 2008. A Strategy of Numerical Analysis of Space Truss Connections with Stamped Bar Ends. Int. J. of Space Structures, 23(3), 143-152.
- [23] Wang X., Chen J., Wu Ch.: Dynamic Analysis of Single Layer Lattice Shell with BRBs. Proc. 6<sup>th</sup> Conference of IASS-IACM 2008, Cornell University, Ithaca, NY.
- [24] Wang X. L., Wang B., 2008. The Vibration Reducing Performance of Single Layer Oval Lattice Shell with Buckling Restrained Braces. 14<sup>th</sup> Conference WCEE, Beijing.
- [25] Yao Y., 2009. Structural Expression in Architectural Creation of Sports Facilities. Proc. of the IASS Symposium Valencia, 1471-1476.
- [26] [www.archdaily.com/44595/south-africa-world-cup-2010-moses-mabhida-stadium](http://www.archdaily.com/44595/south-africa-world-cup-2010-moses-mabhida-stadium)
- [27] [www.bustler.net](http://www.bustler.net)
- [28] [www.desmena.com](http://www.desmena.com)

## LONG SPAN TWO-WAY AND SPACE STEEL ROOF STRUCTURAL SYSTEMS

*Summary.* The objective of this article is to present an overview of long span two-way and space steel roof structural systems with an emphasis on two-way-spanning trusses, Vierendeel girders or lattice grids, cylindrical vaults and domes springing from circular or polygonal bases, two-way-spanning cable net roofs, suspension structures, cable structures (single layer and double-layer), space cable structures with radial cables and Geiger's cable dome (tensegrity system), stayed structures and glass facades supported by rope prestressed girders.



### 3. ANALIZA SZTYWNOŚCI ZGINANYCH PRZEKROJÓW ŻELBETOWYCH W OPARCIU O ZALEŻNOŚCI KONSTITUTYWNE OKREŚLONE W EUROKODZIE 2

#### 1. WPROWADZENIE

Wielu badaczy zwraca uwagę na brak spójności pomiędzy obliczaniem sił wewnętrznych a wymiarowaniem elementów w przypadku konstrukcji żelbetowych [1, 2, 4]. Ekstremalne siły przekrojowe wyznaczone na bazie liniowej teorii sprężystości porównuje się z reakcją przekroju, w której uwzględnia się nieliniowe prawo konstytutywne. W porównaniu z polską normą [N1] Eurokod 2 (EC2) [N2] wprowadza metody analizy nieliniowej, które uwzględniają nieliniowości fizyczne. Analiza nieliniowa pozwala uzyskać bliższe rzeczywistości rozkłady sił wewnętrznych i przemieszczenia konstrukcji. Umożliwia to lepsze oszacowanie bezpieczeństwa konstrukcji. Duża część zaleceń zawartych w EC2 ma formę propozycji, do których można się zastosować po gruntownym przeanalizowaniu problemu. Obliczanie konstrukcji żelbetowych z zastosowaniem nieliniowej teorii sprężystości stwarza wiele problemów. Założenia dotyczące praw materiałowych są inne niż przy określaniu sztywności. Pomimo obszernej wiedzy teoretycznej brak jest wciąż efektywnych i prostych programów komputerowych, które wspomagałyby projektowanie inżynierskie w zakresie nieliniowym. Algorytm obliczeniowy autorów pracy, służący do określania funkcji sztywności giętej belek zgodnie z zależnościami nieliniowymi, ma stanowić w przyszłości ważny element składowy programu komputerowego służącego do pełnej nieliniowej analizy belek żelbetowych.

#### 2. PODSTAWY TEORETYCZNE

Nieliniową analizą konstrukcji zgodnie z EC2 nazwano analizę uwzględniającą nieliniowość fizyczną czyli materiałową. Żelbet z samej natury jest materiałem niejednorodnym i stąd silnie nieliniowym. Poniżej przedstawiono podstawy teoretyczne analizy nieliniowej, opierając się na zasadach zawartych w EC2 [N2]. Osnowę żelbetu stanowi beton. Trudno w sposób ściśle naukowy opisać jego własności fizyko-mechaniczne. Od dziesięcioleci wiadomo, że wiele cech tego materiału zależy od sposobu wytwarzania, przechowywania i okresu wykorzystania [3]. Cenną jego zaletą jest możliwość tworzenia dowolnych form konstrukcyjnych. Beton łączy w sobie trzy fazy materiałowe: stałą, ciekłą i gazową. Wytrzymałość betonu zależy głównie od fazy stałej. Eurokod 2 podaje dwie różne zależności naprężenie – odkształcenie. Pierwsza zależność polecana jest przy nieliniowej analizie konstrukcji (rys. 1a), a druga przy wymiarowaniu przekrojów żelbetowych (rys. 1b). W nieliniowej teorii sprężystości oraz w teorii drugiego rzędu (nieliniowość geometryczna) należy stosować następujący związek fizyczny:



$$\sigma_c = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} f_{cm} \quad (1)$$

gdzie:

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}, \quad 0 < \varepsilon_c < \varepsilon_{cu1},$$

$\varepsilon_{c1}$  – odkształcenie odpowiadające największemu naprężeniu w betonie,

$$k = 1,05 E_{cm} \frac{\varepsilon_{c1}}{f_{cm}},$$

$f_{cm}$  – średnia wartość wytrzymałości walcowej betonu na ściskanie,

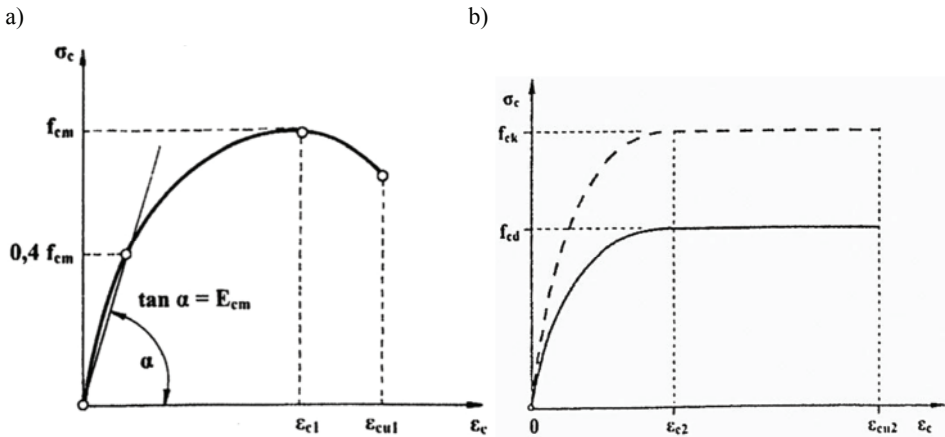
$\varepsilon_{cu1}$  – nominalne odkształcenie graniczne,

wyjaśnienie pozostałych oznaczeń – w EC2.

W przypadku wymiarowania przekrojów w stanie granicznej nośności, normy [N1] i [N2] zalecają stosować różniące się nieznacznie zależności paraboliczne, przechodzące w funkcję stałą. W EC2 zależność paraboliczna, obowiązująca w zakresie  $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}$  (rys. 1b), ma postać:

$$\sigma_c = f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (2)$$

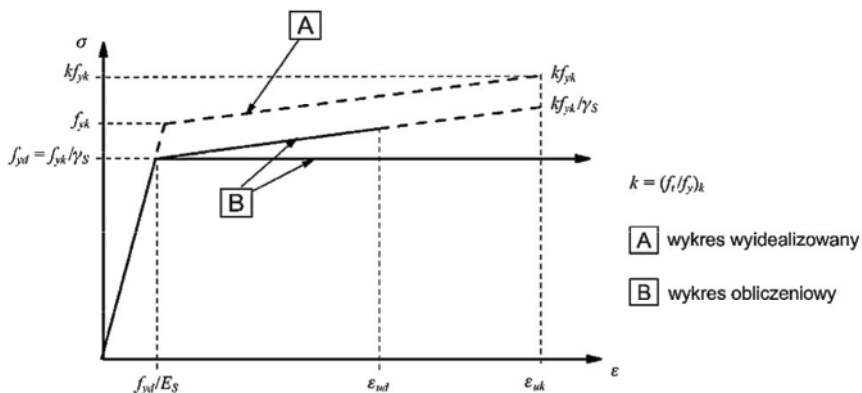
wyjaśnienie oznaczeń – w EC2.



Rys. 1. Wykres zależności naprężenie – odkształcenie betonu ściskanego:  
a) dla nieliniowo-sprężystej analizy konstrukcji, b) do projektowania przekrojów

Fig. 1. Stress-strain relation diagram of concrete under compression:  
a) for non-linear structural analysis, b) for designing of sections

Własności fizykomechaniczne stali zbrojeniowej są bardziej jednorodne niż betonu. Wykres rozciągania stali zbrojeniowej wg EC2 przedstawiono na rysunku 2. Jest to wykres bilinearny, składający się z dwóch odcinków prostoliniowych. Po osiągnięciu wytrzymałości obliczeniowej stali  $f_{yd}$  wykres obliczeniowy ma dwa warianty: rosnący liniowo do osiągnięcia odkształcenia  $\varepsilon_{ud}$  i stały. W analizach zaprezentowanych w niniejszej pracy przyjęto zależność stałą.



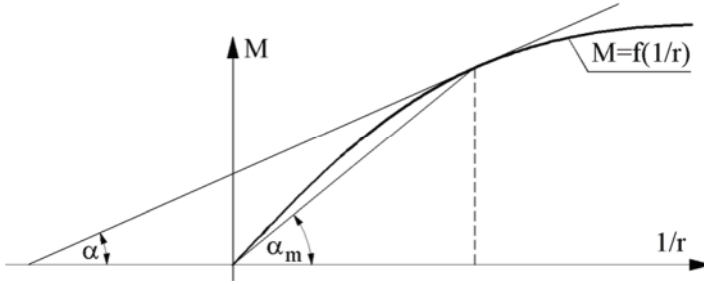
Rys. 2. Wykres zależności naprężenie – odkształcenie dla stali zbrojeniowej wg EC2

Fig. 2. Stress-strain relation diagram of reinforcement steel according to EC2

Należy dodać, że w przypadku zginania belek żelbetowych rozpatruje się dwie podstawowe fazy pracy. Pierwsza faza obejmuje pracę elementu konstrukcyjnego do momentu osiągnięcia wytrzymałości betonu na rozciąganie. Druga faza rozpoczyna się z chwilą powstania pierwszej rysy w betonie strefy rozciąganej i obejmuje wzrost zarysowania oraz sukcesywne zmniejszanie się modułu sprężystości betonu, co powoduje znaczne zmniejszenie się sztywności belek na zginanie. Podstawą do określania sztywności giętej belek jest znalezienie zależności momentu zginającego do krzywizny elementu konstrukcyjnego. Wprawdzie opracowany algorytm umożliwia uwzględnianie współpracy betonu strefy ściskanej w przenoszeniu naprężeń i zmniejszaniu odkształceń, to w pracy odstąpiono od tego zakładając, że beton nie przenosi naprężeń rozciągających (jest to zgodne z EC2).

### 3. ALGORYTM NUMERYCZNY

Sformułowano numeryczny algorytm obliczania sztywności giętej belek żelbetowych pracujących wyłącznie na zginanie, a następnie zaimplementowano go w autorskim programie napisanym w środowisku Scilab. Program określa w sposób dyskretny (poprzez podanie tablicy argumentów i wartości) zależność między momentem gnącym a krzywizną belki, a następnie oblicza sztywność sieczną  $EJ_m$  i sztywność styczną  $EJ$ . Ideę obliczania tych sztywności przedstawiono na rysunku 3. Pokazano tam wykres momentów  $M$  w funkcji krzywizny  $(1/r)$ . W danym punkcie  $(1/r)_i$  wrysowano styczną tworzącą z osią odciętych kąt  $\alpha$ . Sieczna przechodząca przez ten punkt i początek układu współrzędnych nachylona jest do osi odciętych pod kątem  $\alpha_m$ .



Rys. 3. Wykres momentów z pokazaną sieczną i styczną w danym punkcie

Fig. 3. Bending moments diagram with secant and tangent at given point

Przy takich oznaczeniach w modelu ciągłym sieczną sztywność giętą można zdefiniować następująco:

$$EJ_m(1/r) = \frac{M(1/r)}{(1/r)} = \tan \alpha_m \quad (3)$$

a w modelu dyskretnym

$$(EJ_m)_i = \frac{M_i}{(1/r)_i} \quad (4)$$

Z kolei styczna sztywność giętą przedstawiona jest w modelu ciągłym zależnością:

$$EJ(1/r) = \frac{\partial M(1/r)}{\partial (1/r)} = \tan \alpha \quad (5)$$

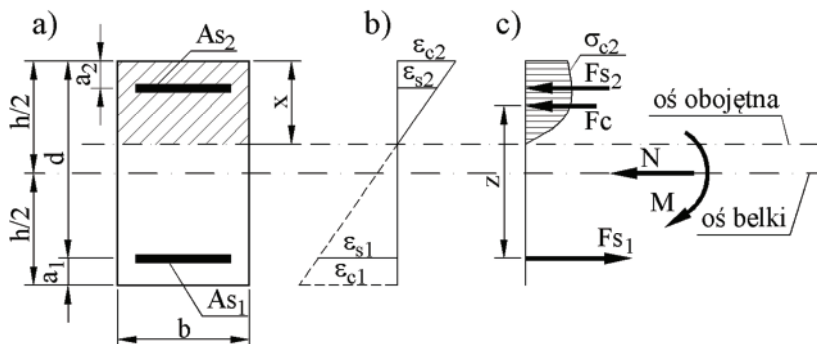
i odpowiednio w modelu dyskretnym:

$$(EJ)_i = \frac{\Delta M_i}{\Delta (1/r)_i} \quad (6)$$

Podstawą opracowania numerycznego algorytmu obliczania sztywności giętej było przyjęcie szeregu założeń określonych w EC 2:

1. Przyjęcie zasady płaskich przekrojów. Zasada ta odnosi się do osnowy betonowej i stalowych prętów zbrojenia, co oznacza że pręty doznają takich samych odkształceń jak bezpośrednio otaczający je beton. Jest to również jednoznaczne z wykluczeniem możliwości przesuwu zbrojenia względem betonu.
2. Pominięcie wytrzymałości betonu na rozciąganie. Założenie to przyjęto w podstawowym algorytmie. Wykonano jednak również jego wersję, w której uwzględniono naprężenia rozciągające w betonie do momentu pojawienia się pierwszej rysy, a nawet współpracę betonu zarysowanego ze zbrojeniem rozciągającym.
3. Przyjęcie nieliniowych związków konstytutywnych (zależności między naprężeniami i odkształceniami) dla betonu i stali.

Podstawowy model matematyczny analizy przekroju żelbetowej belki zginanej opiera się na dwóch równaniach równowagi: równaniu równowagi sił i naprężeń równoległych do osi belki oraz równaniu równowagi momentów wywołanych przez te siły i naprężenia względem osi prostopadłej do płaszczyzny zginania. Geometrię, rozkład odkształceń oraz schemat sił i naprężeń w takim przekroju przedstawiono na rysunku 4. Widoczny na rysunku 4c wykres naprężeń w strefie ściskanej betonu ( $\sigma_{c2}$ ) uzyskano, stosując zależność  $\sigma_c - \varepsilon_c$  właściwą dla nieliniowo-sprężystej analizy konstrukcji (rys. 1a). Opierając się na zależności  $\sigma_c - \varepsilon_c$  używanej do projektowania przekrojów (rys. 1b) otrzymano by powszechnie znany wykres paraboliczno-prostokątny.



Rys. 4. Opis parametrów przekroju, stanu odkształcenia oraz sił i naprężeń belki żelbetowej  
 Fig. 4. Cross – section parameters of reinforced concrete beam: strains, forces and stresses

Stosując oznaczenia z rysunku 4 wspomniane wyżej równania równowagi można zapisać następująco:

$$\begin{aligned} F_{s1} - F_c - F_{s2} - N &= 0 \\ M - F_c z - F_{s2}(d - a_2) - N(h/2 - a_1) &= 0 \end{aligned} \quad (7)$$

Przy opracowywaniu algorytmu założono brak siły osiowej ( $N=0$ ), co jest równoznaczne z występowaniem wyłącznie obciążeń prostopadłych do osi belek oraz więzów umożliwiających swobodne wydłużanie się i skracanie.

Podstawowym elementem opracowanego algorytmu jest procedura obliczania momentu zginającego  $M$  i odpowiadającej mu krzywizny ( $1/r$ ). Danymi do obliczania funkcji momentu w zależności od krzywizny są:

- szerokość ( $b$ ) i wysokość ( $h$ ) przekroju,
- parametry geometryczne zbrojenia: pole przekroju zbrojenia dolnego ( $A_{s1}$ ) i górnego ( $A_{s2}$ ) oraz odległości środków ciężkości zbrojenia od krawędzi ( $a_1$  i  $a_2$ ),
- parametry fizyczne stali zbrojeniowej umożliwiające określenie zależności  $\sigma - \epsilon$ : moduł sprężystości stali zbrojeniowej ( $E_s$ ), granica plastyczności ( $f_{yk}$  lub  $f_{yd}$ ),
- parametry fizyczne betonu umożliwiające określenie zależności  $\sigma_c - \epsilon_c$ : moduł sprężystości betonu ( $E_{cm}$ ), średnia wytrzymałość betonu na ściskanie ( $f_{cm}$ ), odkształcenie betonu odpowiadające wytrzymałości na ściskanie ( $\epsilon_{c1}$ ) i odkształcenie graniczne przy ściskaniu ( $\epsilon_{cu1}$ ),
- w przypadku uwzględniania związku konstytutywnego dla betonu, stosowanego do projektowania przekrojów, wymagane są: obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie ( $f_{cd}$ ), najmniejsze odkształcenie, przy którym osiąga się wytrzymałość betonu ( $\epsilon_{c2}$ ), odkształcenie graniczne ( $\epsilon_{cu2}$ ) oraz wykładnik potęgi zależny od klasy wytrzymałości betonu ( $n$ ).

Algorytm wyznaczania zależności  $M - (1/r)$  polega na wykonaniu szeregu kroków, w których obliczany jest moment gnący w przekroju i odpowiadająca mu wartość krzywizny. Wartością wejściową w każdym kroku jest wartość odkształcenia zbrojenia rozciąganego ( $\epsilon_{s1}$ ), która, przy znanym polu powierzchni tego zbrojenia ( $A_{s1}$ ), pozwala obliczyć siłę  $F_{s1}$ . Zdefiniowanie wektora kolejnych wartości  $\epsilon_{s1}$  od zera do założonej wartości maksymalnej określa liczbę głównych kroków (pętli) obliczeń.

W jednym kroku wykonywane są następujące obliczenia odpowiadające przyporządkowanej temu krokowi wartości  $\varepsilon_{s1}$ :

1. Obliczenie wartości naprężenia  $\sigma_{s1}$  przy wykorzystaniu zależności nieliniowej. Obliczenie siły w zbrojeniu rozciągającym z zależności  $F_{s1} = A_{s1}\sigma_{s1}$ .
2. Przyjęcie startowej w danym kroku wartości odkształcenia skrajnych włókien betonu w strefie ściskanej ( $\varepsilon_{c2} = \varepsilon_{c2}^{(1)}$ ). W pierwszej pętli przyjmuje się wartość startową  $\varepsilon_{c2}^{(1)} = 0$ . W kolejnych krokach wartością startową jest wartość  $\varepsilon_{c2}$  zapełniająca w poprzednim kroku spełnienie równania równowagi (7)<sub>1</sub>.
3. Wyznaczenie dla przyjętego  $\varepsilon_{c2}$  następujących wartości:
  - odkształcenia zbrojenia ściskanego ( $\varepsilon_{s2}$ ), naprężenia  $\sigma_{s2}$  przy wykorzystaniu nieliniowej zależności  $\sigma - \varepsilon$  oraz siły  $F_{s2} = A_{s2}\sigma_{s2}$ ,
  - wysokości strefy ściskanej betonu ( $x$ ) z zależności:

$$x = \frac{d\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{s1} + \varepsilon_{c2}} \quad (8)$$

- wyznaczenie siły  $F_c$  odpowiadającej bryle naprężeń ściskających w betonie; z uwagi na nieliniowość związku konstytutywnego odbywa się to na drodze całkowania numerycznego przy podziale wysokości  $x$  na określoną w programie liczbę równych przedziałów.
4. Sprawdzenie dla policzonych wartości  $F_{s1}$ ,  $F_{s2}$  i  $F_c$  ( $N$  z założenia wynosi zero) równania (7)<sub>1</sub>.
  5. W przypadku, gdy w uzyska się 4. uzyskamy  $F_{s1} > F_c + F_{s2}$ : obliczenie nowej wartości  $\varepsilon_{c2}$  poprzez zwiększenie wartości poprzedniej o narzucony w programie przyrost  $\Delta\varepsilon_{c2}$ .
  6. Wykonanie dla nowej wartości  $\varepsilon_{c2}$  obliczeń wyszczególnionych w punktach 3., 4. i 5., aż do uzyskania zależności  $F_{s1} < F_c + F_{s2}$ . Punkt ten jest równoznaczny z wykonaniem szeregu pętli warunkowych (typu *while*), związanych z sukcesywnym zwiększaniem odkształceń w strefie ściskanej przekroju aż do momentu, gdy suma sił ściskających w betonie i zbrojeniu górnym będzie większa od siły rozciągającej w zbrojeniu dolnym.
  7. W przypadku, gdy w punkcie 4. uzyska się  $F_{s1} < F_c + F_{s2}$ : uruchomienie procedury precyzyjnego określania poszukiwanych wartości  $\varepsilon_{c2}$ , w której zastosowano metodę połowienia w odniesieniu do przedziału  $\varepsilon_{c2}$  ograniczonego dwiema ostatnio uwzględnianymi wartościami. W punkcie tym oblicza się wartość  $\varepsilon_{c2}$ , dla której równanie (7)<sub>1</sub> będzie spełnione z narzuconą w programie dokładnością.
  8. Policzenie, dla obliczonej w punkcie 7. wartości  $\varepsilon_{c2}$ , momentu zginającego ( $M$ ) i krzywizny ( $1/r$ ).
  9. Przyjęcie kolejnej, większej wartości  $\varepsilon_{s1}$  i przejście do następnego kroku.

Po wykonaniu wszystkich przewidzianych kroków uzyskano tablicę wyników zawierającą krzywizny  $(1/r)_i$  i odpowiadające im momenty  $M_i$ . Na podstawie tych wartości można, w zależności od potrzeb, wyznaczyć wartości sztywności siecznych według wzoru (4) lub sztywności stycznych – (6).

Powyżej omówiony algorytm należy uznać za podstawowy, zgodny z zasadami podanymi w EC 2. Niemniej jednak w książce [2], wprost odnoszącej się do tegoż Eurokodu, znajduje się fragment (podrozdział 3.5.2.) opisujący udoskonaloną metodę analizy elementów prętowych poddanych zginaniu. Przedstawiono tam zależności matematyczne oraz tok postępowania umożliwiające uwzględnienie współpracy betonu w strefie rozciąganej w przenoszeniu sił wewnętrznych. Współpraca ta analizowana jest

dwuetapowo, a granicą tych etapów jest moment pojawienia się pierwszej rysy w betonie. Przed zarysowaniem w przenoszeniu sił wewnętrznych bierze udział cały przekrój betonowy oraz zbrojenie górne i dolne. Po pojawieniu się rysy zasadnicze naprężenia rozciągające przenoszone są przez zbrojenie dolne. W strefie rozciąganej pomiędzy rysami beton jest w dalszym ciągu trwale połączony z prętami zbrojenia i na tych odcinkach odkształcenia dodatnie stali muszą przenieść się również na beton. Wprawdzie zjawisko to nie wpływa na nośność przekroju na zginanie, to zmniejsza odkształcenia zbrojenia rozciąganego, a to powoduje wzrost sztywności giętej belki. Wykonano również taką wersję programu, która uwzględnia pracę betonu w strefie rozciąganej, jednak nie przedstawiono w tym przypadku wyników analiz przy jej pomocy wykonanych.

#### 4. ANALIZA SZTYWNOŚCI GIĘTNEJ BELEK

Omówiony w pracy algorytm obliczania nieliniowej sztywności przekrojów żelbetowych oraz jego implementacja komputerowa mają służyć obliczaniu tablic zależności  $M - (1/r)$ . Tablice te, czy inaczej – funkcje określone w sposób dyskretny, będą docelowo wykorzystane w opracowywanym programie do nieliniowej analizy statycznej belek żelbetowych. Niemniej sama analiza sztywności w zależności od przyjętych parametrów może prowadzić do interesujących wniosków i spostrzeżeń.

W rozdziale dokonano analizy sztywności belek w zależności od takich parametrów, jak klasa wytrzymałości betonu, stopień zbrojenia, przyjęte zależności konstytutywne, itp.

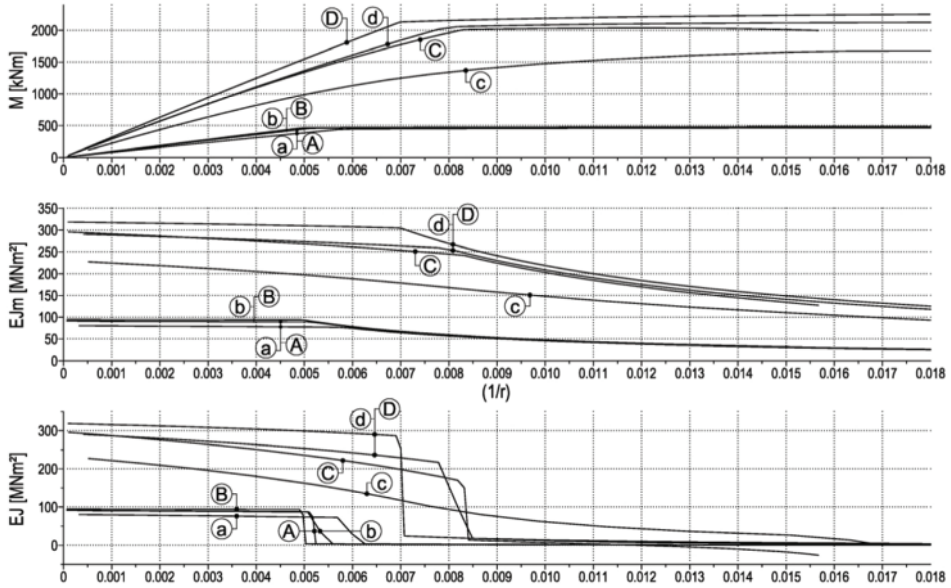
wpływ zależności  $\sigma_c - \varepsilon_c$  na funkcje sztywności belek

W EC2 znajdują się zależności naprężenie – odkształcenie stosowane dla betonu podczas analizy nieliniowej i, różniące się od poprzednich, zależności do wykorzystania przy projektowaniu przekrojów. Kształty wykresów odpowiadających tym zależnościom przedstawiono na rysunkach 1 i 2. W opinii autorów niniejszej pracy, celowe jest dążenie do stosowania takich samych związków  $\sigma_c - \varepsilon_c$  w obu sytuacjach obliczeniowych. Umożliwiłoby to jednoczesne prowadzenie obliczeń statycznych i wymiarowania przekrojów na zginanie. Oczywiście dodatkowo konieczne byłoby sprawdzenie innych stanów granicznych, odnoszących się np. do nośności na ścinanie, możliwości utraty stateczności belki, wartości ugięć czy rozwarcia rys. Przykładem prowadzenia jednoczesnych obliczeń statycznych i wytrzymałościowych może być analiza belek stalowych zabezpieczonych przed utratą stateczności. Wyznaczone podczas analizy statycznej ekstremalne naprężenia w najbardziej wyężonych przekrojach mogą być wprost użyte do weryfikacji nośności takich belek.

W celu oceny wpływu przyjętej zależności naprężenie – odkształcenie na sztywność giętą przekrojów wykonano osiem serii obliczeń, których wyniki przedstawiono na rysunku 5. Każdej serii obliczeń wykonanych dla określonych danych i przy założeniu zależności  $\sigma_c - \varepsilon_c$  właściwej dla analizy nieliniowej (na wykresie odpowiadają im linie oznaczone wielkimi literami) odpowiada seria dla tych samych danych, przy zależności  $\sigma_c - \varepsilon_c$  jak dla projektowania przekrojów (linie oznaczone małymi literami).

Wspólne dane w każdej serii obliczeń, to: wymiary przekroju  $b \times h = 100 \times 50$  cm; zbrojenie wyłącznie dołem ( $A_{s2} = 0$ ), stałą A-III, o środku ciężkości określonym odległością  $a_1 = 4$  cm. Dane różne dla poszczególnych serii to:

- serie **A** i **a**: beton C25/30, zbrojenie 10 #20 o  $A_{s1} = 31,4$  cm<sup>2</sup>, co odpowiada stopniowi zbrojenia 0,68%,
- serie **B** i **b**: beton C55/67, zbrojenie 10 #20 o  $A_{s1} = 31,4$  cm<sup>2</sup>,
- serie **C** i **c**: beton C25/30, zbrojenie 50 #20 o  $A_{s1} = 157,0$  cm<sup>2</sup>, co odpowiada stopniowi zbrojenia 3,41%,
- serie **D** i **d**: beton C55/67, zbrojenie 50 #20 o  $A_{s1} = 157,0$  cm<sup>2</sup>.



Rys. 5. Analiza sztywności dla różnych zależności  $\sigma_c - \varepsilon_c$

Fig. 5. Stiffness analysis for different  $\sigma_c - \varepsilon_c$  relationships

W przypadku belek o stosunkowo niskim stopniu zbrojenia (linie **A**, **a**, **B** i **b**) zauważyć można niewielkie różnice wyników zarówno przy różnych zależnościach  $\sigma_c - \varepsilon_c$  (porównanie linii **A** z **a** i **B** z **b**), jak i przy różnych klasach betonu (porównanie linii **A** z **B** i **a** z **b**). Dla belek silnie zbrojonych (linie **C**, **c**, **D** i **d**) widoczne jest, że wpływ przyjętej zależności naprężenie – odkształcenie na sztywność jest znaczący. Największe różnice zauważyć można dla belki z betonu C20/30 (linie **C** i **c**). Charakterystyczne jest również to, że dla linii **c** na wykresie sztywności stycznej nie pojawia się strefa gwałtownego spadku tej sztywności. Spadek ten związany jest z zachowaniem się stali zbrojeniowej, dla której zależność  $\sigma - \varepsilon$  jest bilinearna, a strefa spadku odpowiada przechodzeniu wykresu  $\sigma - \varepsilon$  z części rosnącej w stałą (co realnie oznacza początek plastycznego płynięcia stali). Wynika z tego, że parametry przyjęte dla linii **c** spowodowały sytuację uplastyczniania się betonu przy jednoczesnej liniowo-sprężystej pracy stali (zbrojenie nie zaczęło się uplastyczniać).

Z przeprowadzonego porównania wynika, że dla małych stopni zbrojenia różnice przy stosowaniu różnych zależności  $\sigma_c - \varepsilon_c$  są na tyle niewielkie, że mogą być pomijane

w obliczeniach statycznych. Oznacza to, że w analizie statycznej możliwe jest stosowanie związków naprężenie – odkształcenie właściwych do wymiarowania przekrojów, nie określono jednak granic dopuszczalności takiego postępowania. W przypadku belek silnie zbrojonych wybór zależności  $\sigma_c - \varepsilon_c$  ma duży wpływ na funkcje sztywności giętej.

wpływ klasy wytrzymałości betonu na funkcje sztywności belek

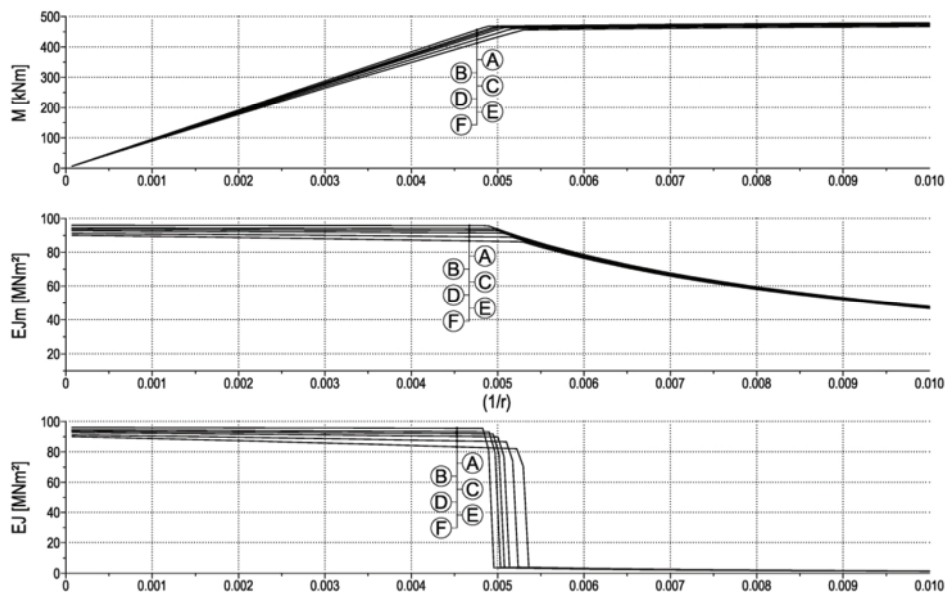
Przyjęcie bilinearnej zależności naprężenie – odkształcenie dla stali zbrojeniowej oraz fakt, że jej moduł sprężystości jest taki sam dla różnych gatunków stali powoduje, że w praktyce gatunek stali nie wpływa na funkcje sztywności belek. Można to uzasadnić również faktem, że dla różnych gatunków stali można tak dobrać pola powierzchni ich przekrojów, aby uzyskać identyczne wykresy  $F_s - \varepsilon$ . Sprawa przedstawia się inaczej w odniesieniu do klasy betonu, która ma wpływ na kształt wykresu  $\sigma_c - \varepsilon_c$ . W celu scharakteryzowania zależności pomiędzy funkcjami sztywności a klasą betonu wykonano dwanaście serii obliczeń. Podstawowe dane w tym zadaniu, to: wymiary przekroju  $b \times h = 100 \times 50$  cm, zbrojenie wyłącznie dołem ( $A_{s2} = 0$ ), stalą A-III, o środku ciężkości określonym odległością  $a_1 = 4$  cm. W pierwszych sześciu seriach, dla których wyniki przedstawiono na rysunku 6, przyjęto zbrojenie w postaci 10 prętów #20, co daje stopień zbrojenia równy 0,68%. Kolejne serie odnoszą się do zbrojenia wynoszącego 50 #20, odpowiadającego stopniowi zbrojenia 3,41% – wyniki dla nich przedstawia rysunek 7. W obu przypadkach przyjmowano kolejno beton: C16/20 (linia F), C25/30 (linia E), C35/45 (linia D), C45/55 (linia C), C55/67 (linia B) i C80/95 (linia A).

Pierwszy wniosek wynikający z porównania wykresów przedstawionych na rysunkach 6 i 7 jest oczywisty: zwiększenie ilości zbrojenia powoduje istotny wzrost sztywności belki, niezależnie od klasy wytrzymałości użytego betonu. W belce o niewielkim zbrojeniu, sztywności na początku wykresu wynoszą ok. 97 MNm<sup>2</sup>, a w belce silnie zbrojonej – ok. 320 MNm<sup>2</sup>, co oznacza 3,3-krotny ich wzrost, przy czym odpowiadający temu wzrost ilości zbrojenia jest 5-krotny. Wskazuje to, że dozbieranie przekrojów betonowych jest dość skuteczną metodą ograniczania ugięć belek żelbetonowych. Warto przy tej okazji wspomnieć, że sztywność gięta pełnego przekroju betonowego klasy C25/30 (niezarysowanego, bez zbrojenia) wynosi 323 MNm<sup>2</sup>.

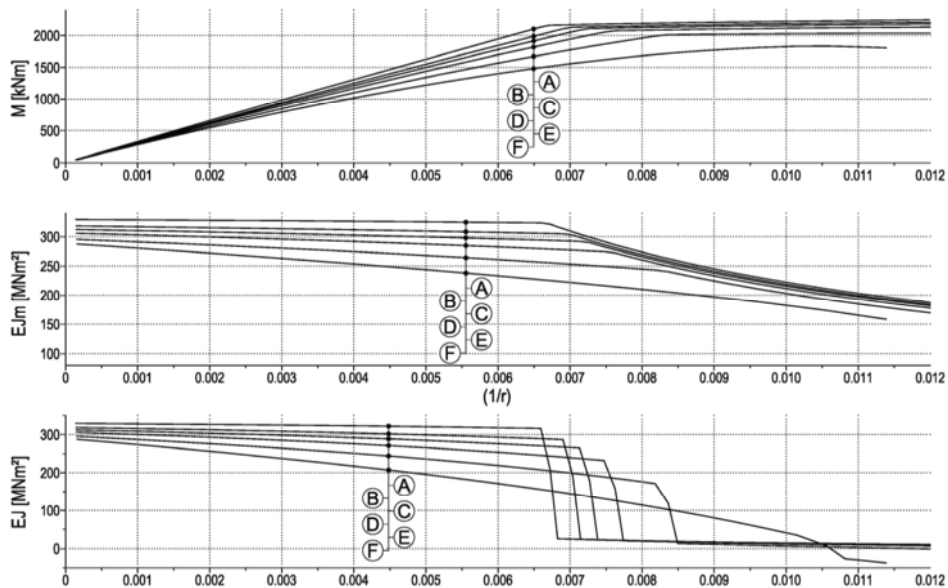
Analiza wykresów sztywności przedstawionych na rysunkach 6 i 7 może wskazywać, że wzrost sztywności związany z podnoszeniem klasy wytrzymałości betonu jest niewielki. W przypadku belki silnie zbrojonej, odnosząc się do początków wykresów, wynosi on ok. 15% pomiędzy wynikami dla betonów C16/20 i C80/95. Trzeba jednak uzmysłowić sobie, że względny przyrost wartości modułów sztywności dla tych betonów jest równy ok. 45%. Oznacza to, że skuteczność zwiększania sztywności belek poprzez zwiększanie wartości współczynnika sprężystości (związanego z klasą wytrzymałości betonu) jest większa niż w przypadku zwiększania pola powierzchni zbrojenia rozciąganego.

Generalnie należy zauważyć, że wpływ klasy wytrzymałości betonu na kształt funkcji sztywności jest tym większy, im wyższy jest stopień zbrojenia belki.





Rys. 6. Analiza sztywności dla różnych klas wytrzymałości betonu przy stopniu zbrojenia 0,68%  
 Fig. 6. Stiffness analysis for different concrete classes assuming 0,68% reinforcement ratio

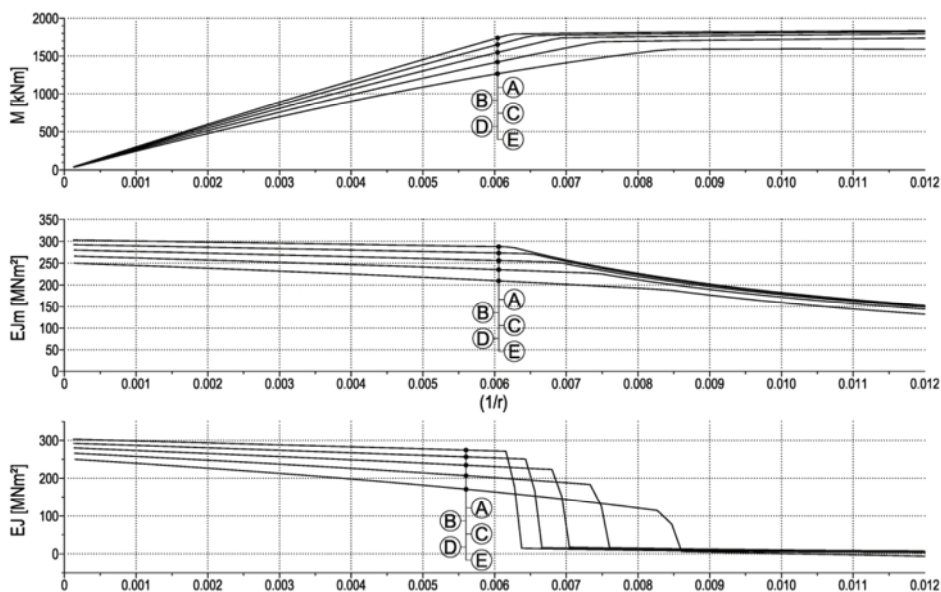


Rys. 7. Analiza sztywności dla różnych klas wytrzymałości betonu przy stopniu zbrojenia 3,41%  
 Fig. 7. Stiffness analysis for different concrete classes assuming 3,41% reinforcement ratio

wpływ ilości zbrojenia ściskanego na funkcje sztywności belek

Ostatnia z zaprezentowanych analiz dotyczy związku między ilością zbrojenia w strefie ściskanej a funkcją sztywności belki. Wykonano szereg obliczeń dla różnych klas wytrzymałości betonu, stopni zbrojenia rozciąganego i ilości zbrojenia ściskanego. Okazało się, że zbrojenie ściskane tym silniej modyfikuje funkcje sztywności, im większy jest stopień zbrojenia rozciąganego i im niższa jest klasa wytrzymałości betonu. Jest to uzasadnione, gdyż właśnie w przypadku dużej ilości zbrojenia dolnego i niskiej klasy betonu (a tym samym niskiego współczynnika sprężystości), beton będzie doznawał dużych odkształceń, a jednocześnie zbrojenie rozciągane – odkształceń niewielkich. Moduł sprężystości stali jest kilkukrotnie większy od modułu betonu, przy czym ta dysproporcja jest większa dla niższych klas betonu. W związku z tym wprowadzenie prętów zbrojenia do strefy ściskanej przekroju powoduje, że zbrojenie to przejmuje dużą część naprężeń ściskających i zmniejsza odkształcenia w tej strefie. Z kolei ograniczenie odkształceń jest równoznaczne ze zwiększeniem sztywności belki.

Na rysunku 8 przedstawiono funkcje sztywności uzyskane w jednej z przeprowadzonych serii obliczeń. Przyjęto przy tym następujące dane: wymiary przekroju  $b \times h = 100 \times 50$  cm, beton C16/20, zbrojenie dołem w postaci 40 prętów #20 (co daje  $A_{s1} = 125,6$  cm<sup>2</sup> i stopień zbrojenia równy 2,73%) ze stali A-III, o środku ciężkości danym odległością  $a_1 = 4$  cm. Odległość  $a_2$ , określająca położenie zbrojenia górnego, też równa jest 4 cm. Kolejne wykresy odpowiadają różnym ilościom zbrojenia ściskanego, które wynosiły:  $A_{s2} = 0$  (linia E),  $A_{s2} = 0,25A_{s1}$  (linia D),  $A_{s2} = 0,5A_{s1}$  (linia C),  $A_{s2} = 0,75A_{s1}$  (linia B),  $A_{s2} = A_{s1}$  (linia A).



Rys. 8. Analiza sztywności w zależności od ilości zbrojenia w strefie ściskanej

Fig. 8. Stiffness analysis according to different levels of concrete reinforcement in compression zone

Kształty wykresów potwierdzają wcześniej omówioną zależność: zbrojenie ściskane zwiększa sztywność giętną belek żelbetowych. Można również zaobserwować, że dokładanie każdej następnej ilości zbrojenia (kolejne wykresy odpowiadają przyrostom o  $0,25A_{s1}$ ) powoduje coraz mniejszy względny przyrost sztywności. Poza tym zauwa-

żalne jest, iż wraz ze zwiększaniem ilości zbrojenia ściskanego wykresy  $M - (1/r)$  nabierają kształtu zbliżonego do bilinearnego. Spowodowane jest to zwiększonym udziałem stali zbrojeniowej (rozciąganej i ściskanej) w przenoszeniu naprężeń (zależność  $\sigma - \varepsilon$  dla stali jest właśnie bilinearna).

## 5. PODSUMOWANIE

Opracowano i zaimplementowano w autorskim programie numeryczny algorytm obliczania funkcji sztywności giętej belek żelbetowych. Istotnymi cechami tego algorytmu są:

- pełna zgodność z określonymi w EC2 zależnościami naprężenie – odkształcenie dla stali i betonu, właściwymi dla nieliniowej analizy konstrukcji lub dla projektowania przekrojów,
- uniwersalność umożliwiająca analizę belek pojedynczo lub podwójnie zbrojonych o dowolnym kształcie przekroju poprzecznego,
- możliwość analizy bardziej zaawansowanych modeli pracy belek żelbetowych, np. uwzględniających pracę betonu w strefie rozciąganej przed i po zarysowaniu (uwzględnienie współpracy betonu zarysowanego ze zbrojeniem rozciągany nie podnosi wytrzymałości, ale zwiększa sztywność belek, co może wpływać na ograniczenie ugięć).

Bazując na opracowanym algorytmie, wykonano wiele serii obliczeń. Wykazano istotny wpływ na funkcję sztywności belki zginanej takich czynników, jak: stopień zbrojenia, klasa wytrzymałości betonu, obecność zbrojenia ściskanego, przyjęta zależność  $\sigma_c - \varepsilon_c$ . Badania numeryczne, z uwagi na dyskretne rozwiązania, pozwoliły autorom na przeprowadzenie wyłącznie analizy ilościowej. Niemniej zaobserwowano wiele interesujących prawidłowości, m.in.:

- wpływ klasy wytrzymałości betonu na sztywność belki zginanej jest tym większy, im większy jest jej stopień zbrojenia,
- w opracowanym algorytmie podstawą do obliczenia sztywności giętej belek żelbetowych była zależność moment – krzywizna:  $M - (1/r)$ ; w przypadku belek słabo zbrojonych nabiera ona cech zależności  $\sigma - \varepsilon$  stali zbrojeniowej (jej wykres upodabnia się do bilinearnego), w przypadku belek silnie zbrojonych staje się zakrzywiona,
- wprowadzanie zbrojenia do strefy ściskanej zwiększa sztywność belki (co jest oczywiste) i powoduje upodobnienie się zależności  $M - (1/r)$  do bilinearnej.

Uzyskane wykresy wskazują wyraźnie na ścisłą zależność sztywności belek od krzywizny w procesie zginania. Teoria liniowa, stosowana powszechnie w obliczeniach inżynierskich (odpowiadająca niezarysowanemu przekrojowi betonowemu), jest daleka od rzeczywistości, ponieważ uwzględnia tylko wpływ kształtu i wymiarów przekroju poprzecznego.

EC2 wprowadza dla betonu inne zależności naprężenie – odkształcenie w fazie analizy nieliniowej i wymiarowania. Ujednoczenie tych związków pozwoliłoby stworzyć algorytmy jednocześnie realizujące analizę statyczną i wymiarowanie. Uzyskane wyniki wskazują, że odmienne zależności  $\sigma_c - \varepsilon_c$  powodują niewielkie różnice sztywności belek o niewielkim zbrojeniu, co daje duże szanse na ujednoczenie tych sztywności. W przypadku belek silnie zbrojonych różnice te są znaczące.

## LITERATURA

- [1] Czkwianianc A., Kamińska M., 1993. Metoda nieliniowej analizy żelbetowych elementów prętowych. KILiW PAN IPPT Warszawa.
  - [2] Praca zbiorowa pod redakcją M. Knauffa, 2006. Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych według Eurokodu 2. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne.
  - [3] L' Hermite R., 1965. Idées Actuelles sur la Technologie du Béton. Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics Paris
  - [4] Wranik J., 2003. Obliczanie konstrukcji żelbetowych w oparciu o model materiału nieliniowo-sprężystego. Oficyna Wydawnicza Uniwersytetu Zielonogórskiego.
- [N1] PN-B 03264:2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie
- [N2] PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków

## STIFFNESS ANALYSIS OF BENT REINFORCED CONCRETE CROSS-SECTIONS, BASED ON PRINCIPAL DEPENDENCIES SPECIFIED IN EUROCODE 2

*Summary.* In the article, the flexural stiffness of the reinforced concrete beam is determined. In order to do so, establishing a dependency between the curvature of the rod and the corresponding bending moment is necessary. The numerical analysis algorithm includes series of assumptions underpinning EC2. The most crucial are: plane cross-section rule and non-linear physical relations between concrete and steel. The authors uses the authorial algorithm formulated in Scilab environment



## 4. MODELOWANIE OŚRODKA LEPKOSPĘŻYSTEGO W METODZIE ELEMENTÓW CZASOPRZESTRZENNYCH

### 1. WSTĘP

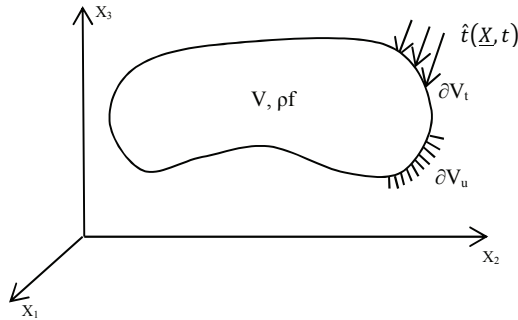
Większość rozważanych problemów mechaniki ciała stałego sprowadza się do rozwiązania równań różniczkowych cząstkowych, do rozwiązania których stosuje się głównie metody numeryczne (komputerowe). Wśród tych metod bezwzględnie przoduje metoda elementów skończonych (MES). Przy stosowaniu MES do rozwiązywania zagadnień początkowo-brzegowych równania różniczkowe cząstkowe zostają sprowadzone do sprzężonego układu równań różniczkowych zwyczajnych, do rozwiązania których z kolei używa się metody transformacji własnej (metoda modalna) lub specjalnych metod numerycznych (metod bezpośredniego całkowania równań ruchu). Alternatywną metodą do takiego dwuetapowego rozwiązania jest metoda elementów czasoprzestrzennych (MECZ). Stosowanie MECZ, dzięki zastosowaniu dyskretyzacji czasoprzestrzeni, wprowadzi wprost do układu równań algebraicznych. Podstawy MECZ stworzył Kączkowski (np. [5, 6]). Metodę tę dalej rozwijali doktoranci Kączkowskiego (np. [1, 9, 10]). Pojawiły się też prace innych autorów (np. [2, 4]).

Problemy związane z wyznaczaniem pól naprężeń i odkształceń w ciałach lepkospężystych komplikują się głównie z powodu złożoności reologicznych równań stanu, które praktycznie występują w postaci związków różniczkowych lub/i całkowych [8, 9]. Istotnymi problemami występującymi przy stosowaniu znanych sposobów są trudności w pozyskiwaniu parametrów materiałowych (w przypadku stosowania, np. modeli różniczkowych), a wysoki rząd równań różniczkowych opisujących zaawansowany model lepkospężysty ośrodka stwarza istotne trudności obliczeniowe.

Celem pracy jest efektywne wymodelowanie ośrodka lepkospężystego, który może podlegać procesom degradacji cech fizycznych i rozwiązanie takiego zagadnienia początkowo-brzegowego metodą elementów czasoprzestrzennych (MECZ).

### 2. ROZWAŻANY PROBLEM POCZĄTKOWO-BRZEGOWY LINIOWEJ TEORII LEPKOSPĘŻYSTOŚCI

Analizujemy ciało liniowo-lepkospężyste zajmujące obszar  $\bar{V}$ , który jest podzbiorem przestrzeni euklidesowej trójwymiarowej  $R^3$ . Przez  $V$  oznaczono wnętrze tego obszaru, a przez  $\partial V$  jego brzeg, który jest sumą zbiorów  $\partial V_t$  i  $\partial V_u$  (rys. 1).



Rys. 1. Rozpatrywany ośrodek lepkosprężysty

Fig. 1. Analysed viscoelastic continuum

Ruch ciała będziemy analizować w przedziale czasu  $t \in (0, \infty)$ . Ciało podlega infinityzmalnym deformacjom. Zmienne dynamiczne, tj. pole wektorowe przemieszczeń  $\underline{u}$  i sił masowych  $\underline{qf}$ , pole naprężeń  $\underline{\sigma}$  i odkształceń  $\underline{\Xi}$  określone są na iloczynie kartezjańskich zbiorów  $(\underline{X}, t) \in \bar{V} \times \langle 0, \infty \rangle$ . Pole wektorowe obciążeń powierzchniowych  $\hat{t}$  opisane jest natomiast na iloczynie  $(\underline{X}, t) \in \partial V_t \times \langle 0, \infty \rangle$ .

Poszukujemy pól przemieszczeń  $\underline{u}$ , odkształceń  $\underline{\Xi}$  i naprężeń  $\underline{\sigma}$ .

Przedstawiony wyżej problem opisuje następujący układ równań różniczkowych i całkowych:

➤ równania geometryczne:

$$\varepsilon_{ij}(\underline{X}, t) = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad (1)$$

$$i, j = 1, 2, 3,$$

gdzie  $u_i$  oznacza współrzędną wektora przemieszczenia  $\vec{u}$ ,

➤ równania konstytutywne:

$$S_{ij}(\underline{X}, t) = \int_0^t \Psi_1(\underline{X}, t - \tau) e_{ij}(\underline{X}, \tau) d\tau \quad (2)$$

$$S(\underline{X}, t) = \int_0^t \Psi_2(\underline{X}, t - \tau) \dot{e}(\underline{X}, \tau) d\tau$$

gdzie  $S_{ij}$  i  $e_{ij}$  są dewiatorami odpowiednio tensorów naprężenia  $\sigma_{ij}$  i odkształcenia  $\varepsilon_{ij}$

$$S_{ij} = \sigma_{ij} - \frac{1}{3} \delta_{ij} \sigma_{kk}, \quad e_{ij} = \varepsilon_{ij} - \frac{1}{3} \delta_{ij} \varepsilon_{kk} \quad (3)$$

( $\delta_{ij}$  jest deltą Kroneckera), a  $s$  i  $e$  są aksjatorami tych wielkości

$$s = \sigma_{kk}, \quad e = \varepsilon_{kk}, \quad (4)$$

natomiast  $\Psi_1$  i  $\Psi_2$  są funkcjami relaksacji,

➤ równania statyczne – równania ruchu;

$$\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_i} + \rho f_j = \rho \ddot{u}_j \quad (5)$$

gdzie  $\rho f_j$  i  $\rho \ddot{u}_j$  reprezentują odpowiednio siły masowe i siły bezwładności

➤ warunki brzegowe;

$$\hat{t}_i = \sigma_{ij}v_j \quad (6)$$

$$(\underline{X}, t) \in \partial V_t x(0, \infty)$$

oraz

$$u_i = \hat{u}_i \quad (7)$$

$$(\underline{X}, t) \in \partial V_u x(0, \infty)$$

gdzie  $\hat{t}_i$  jest znaną składową obciążenia powierzchniowego, a  $v_j$  – składową wektora normalnego do powierzchni granicznej  $\partial V_t$ ,  $\hat{u}_i$  jest znaną składową wektora przemieszczenia  $\vec{u}$  na powierzchni granicznej  $\partial V_u$ ,

➤ warunki początkowe;

$$u_i = u_i^0 \quad (8)$$

$$\dot{u}_i = \vartheta_i^0$$

$$(\underline{X}, t) \in \bar{V}x\{0\}$$

gdzie  $u_i^0$  i  $\vartheta_i^0$  są znanymi składowymi wektorów przemieszczenia  $\vec{u}$  i prędkości przemieszczenia  $\vec{\dot{u}}$  w chwili początkowej  $t = 0$ .

Istnieje ogólny dowód na to, że przedstawiony wyżej zestaw równań ma rozwiązanie jednoznaczne.

W przedstawionych równaniach istotny jest opis funkcji relaksacji  $\Psi_i(t)$ . Funkcje te można wyznaczyć doświadczalnie dla rozważanego ośrodka materiałowego lub opisać znanymi funkcjami dla wybranych modeli różniczkowych, np. Kelvina-Voighta, Maxwella, Zenera, Bürgersa [3, 7].

### 3. RÓWNIANIE CZASOPRACY WIRTUALNEJ

Przedstawione równania (1)–(8) stanowią tzw. lokalne sformułowanie zagadnienia początkowo-brzegowego. Rozwiązanie takiego problemu przy użyciu MECZ (dotyczy to także MES) wymaga globalnego, całkowitego sformułowanie tego problemu. Do tego celu można zastosować różne metody, np. zasadę analogiczną do zasady pracy wirtualnej, nazywanej tutaj zasadą czasopracy wirtualnej [5, 10].

Wariację funkcji  $u_i(\underline{X}, t)$  oznaczono przez  $\delta u_i$  i nazywano także przemieszczeniem wirtualnym. Przemieszczenia  $u_i + \delta u_i$  są zgodne z więzami ośrodka, co powoduje że  $\delta u_i$  zanika na powierzchni  $\partial V_u$ . Rozważany obiekt w czasoprzestrzeni zajmuje czterowymiarowy obszar  $\Omega: \{Vx(0, t)\}$  i jest ograniczony hiperpowierzchnią  $\partial\Omega: \{\partial Vx(0, t)\}$ . Tak opisanemu obiektowi nadajemy przemieszczenie wirtualne  $\delta u_i$ .

Korzystając z równań (5) i (6) można utworzyć wyrażenie słuszne dla dowolnej chwili  $t$ , a więc słuszne także w przedziale czasu  $\langle t_0, t_1 \rangle$ :

$$\int_{t_0}^{t_1} \int_V \delta u_j \left( \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_i} + \rho f_j - \rho \ddot{u}_j \right) dV dt + \int_{t_0}^{t_1} \int_{\partial V} \delta u_j (\hat{t}_j - \sigma_{ij} \vartheta_i) d(\partial V) dt = 0 \quad (9)$$



Po odpowiednich przekształceniach uzyskano poszukiwane równanie czasopracy wirtualnej [10]:

$$\begin{aligned} \iint_{\Omega} \rho (f_j \delta u_j + \dot{u}_j \delta \dot{u}_j) d\Omega + \iint_{\partial\Omega_t} \hat{t}_j \delta u_j d(\partial\Omega) - \int_V \rho \dot{u}_j \delta u_j dV \Big|_{t_0}^{t_1} = \\ = \iint_{\Omega} \delta \mathcal{E}_{ij} \sigma_{ij} d\Omega \end{aligned} \quad (10)$$

Równanie to odpowiada uogólnionej zasadzie Hamiltona [8].

#### 4. RÓWNANIA MECZ

Metoda elementów czasoprzestrzennych (MECZ) jest metodą numeryczną, komputerową – pewnym wariantem MES – służącą m.in. do analizy dynamicznej dowolnych ośrodków (w tym lepkosprężystych) poddanych działaniom nieustalonych obciążeń, wymuszeń kinematycznych itp. W metodzie tej czas  $t$  traktuje się jako czwartą współrzędną, na równi z pozostałymi trzema współrzędnymi przestrzennymi  $\underline{X}$ .

W MECZ obszar czasoprzestrzenny  $\Omega$  dzieli się (dyskretyzuje się) na skończoną liczbę elementów czasoprzestrzennych (SKECZ), tj. na skończoną liczbę rozłącznych podobszarów  $\Omega_e$ ,  $e = 1, 2, \dots, E$ . Kształt SKECZ, liczba węzłów i stopni swobody w węzle mogą być dowolnie dobierane. Parametry węzłowe stanowią podstawowy układ niewiadomych. Tymi parametrami w rozpatrywanym zadaniu są przemieszczenia  $r_\alpha^e$ .

Rozpatrujemy SKECZ o  $w_e$  węzłach i  $s$  stopniach swobody w każdym węzle. Parametrami węzłowymi – w obszarze SKECZ – opisujemy poszczególne funkcje występujące w równaniu czasopracy wirtualnej (10):

➤ przemieszczenia;

$$u_i^e(\underline{X}, t) = \Phi_{i\alpha}^e(\underline{X}, t) r_\alpha^e, \quad \delta u_i^e = \Phi_{i\alpha}^e \delta r_\alpha^e \quad (11)$$

$$\dot{u}_i(\underline{X}, t) = \dot{\Phi}_{i\alpha}^e(\underline{X}, t) r_\alpha^e, \quad \delta \dot{u}_i^e = \dot{\Phi}_{i\alpha}^e \delta r_\alpha^e$$

$$(\underline{X}, t) \in \Omega_e, \quad i = 1, 2, 3, \quad \alpha = 1, 2, \dots, w_e s, \quad e = 1, 2, \dots, E$$

➤ odkształcenia;

$$\mathcal{E}_{ij}^e(\underline{X}, t) = B_{ij\alpha}^e(\underline{X}, t) r_\alpha^e \quad (12)$$

$$\delta \mathcal{E}_{ij}^e(\underline{X}, t) = B_{ij\alpha}^e(\underline{X}, t) \delta r_\alpha^e$$

gdzie:

$$B_{ij\alpha}^e = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial \Phi_{i\alpha}^e}{\partial x_j} + \frac{\partial \Phi_{j\alpha}^e}{\partial x_i} \right) \quad (13)$$

➤ naprężenia;

Czynimy w tym przypadku założenie o stałości prędkości odkształceń ze względu na czas w obszarze SKECZ, tzn.  $\dot{\mathcal{E}}_{ij}^e(\underline{X}, t) = \dot{\mathcal{E}}_{ij}^e(\underline{X})$ . Powoduje to, że równania (2) przyjmują postać,

$$S_{ij}^e(\underline{X}, t) = A_1^e \dot{\mathcal{E}}_{ij}^e \quad (14)$$

$$S^e(\underline{X}, t) = A_2^e \dot{\mathcal{E}}^e$$

gdzie:

$$A_1^e = A_1^e(t) = \int_{t_0^e}^{t_k^e} \Psi_1^e(t - \tau) d\tau \quad (15)$$

$$A_2^e = A_2^e(t) = \int_{t_0^e}^{t_k^e} \Psi_2^e(t - \tau) d\tau$$

Na podstawie wzorów (3) można określić pełny tensor naprężeń

$$\sigma_{ij}^e = C_{ij\alpha}^e(t) r_\alpha^e, \quad (16)$$

gdzie:

$$C_{ij\alpha}^e(t) = A_1^e(t) \dot{B}_{ij\alpha}^e(\underline{X}, t) - \frac{1}{3} \delta_{ij} \dot{B}_{kk\alpha}^e(\underline{X}, t) [A_1^e(t) - A_2^e(t)] \quad (17)$$

Po podstawieniu związków (11), (12) i (16) do równania czasopracy wirtualnej (10) oraz odpowiednich przekształceniach otrzymano równanie MECZ w postaci:

$$\Sigma(K_{\alpha\beta}^e r_\beta^e + F_\beta^e) = 0 \quad (18)$$

gdzie:

$$K_{\alpha\beta}^e = \iint_{\Omega_e} (B_{ij\alpha}^e C_{ij\beta}^e - \Phi_{j\alpha}^e \rho^e \Phi_{j\beta}^e) d\Omega \quad (19)$$

jest macierzą sztywności SKECZ, a

$$F_\beta^e = - \iint_{\Omega_e} \Phi_{j\alpha}^e \rho^e f_j^e d\Omega - \iint_{\partial\Omega_{te}} \Phi_{j\alpha}^e \hat{t}_j^e d(\partial\Omega) + \int_{V_e} \Phi_{j\alpha}^e \rho^e \dot{u}_j^e dV \Big|_{t_0^e}^{t_k^e} \quad (20)$$

jest wektorem zawierającym impulsy węzłowe, ekwiwalentne impulsom sił masowych, impulsom zewnętrznym rozłożonym lub skupionym na hiperpowierzchni ograniczającej obszar elementu oraz impulsom prędkości  $\dot{u}_j^e$  przyłożonych w chwilach początkowej  $t_0^e$  i końcowej  $t_k^e$ . Równanie MECZ (18) można zapisać macierzowo:

$$\underline{\Lambda} = \underline{K} \underline{r} + \underline{F} = \underline{0} \quad (21)$$

gdzie  $\underline{K}$  jest globalną macierzą sztywności czasoprzestrzennej, a  $\underline{r}$  i  $\underline{F}$  są globalnymi wektorami przemieszczeń i impulsów węzłowych dyskretyzowanego ośrodka lepkosprężystego. Uzyskano w efekcie układ równań algebraicznych, które należy rozwiązać ze względu na przemieszczenia węzłowe  $\underline{r}$  przy zachowaniu warunków brzegowych (7) i początkowych (8).

## 5. REKURENCYJNY CHARAKTER RÓWNAŃ MECZ

Obszar czasoprzestrzenny może być w zasadzie dowolnie zdyskretyzowany zarówno w przestrzeni, jak też i czasie. Szczególnie interesujący jest kształt SKECZ w czasie. Poniżej ilustruje się różne przykłady dyskretyzacji (rys. 1). Wnikliwa analiza tych przykładów wskazuje, że układ równań MECZ (21) ma następującą strukturę, niezależnie od sposobu dyskretyzacji:



Przy znanych warunkach początkowych (8) równania (23) przekształcają się w formułę rekurencyjną:

$$\begin{aligned}\underline{r}^1 &= (\underline{B}^0)^{-1}(\underline{F}^0 - \underline{A}^0 \underline{r}^0) \\ \underline{r}^i &= (\underline{B}^{i-1})^{-1}[\underline{F}^{i-1} - (\underline{D}^{i-1} + \underline{A}^{i-1})\underline{r}^{i-1} - \underline{C}^{i-1}\underline{r}^{i-2}] \\ &\text{dla } i = 2, 3, \dots\end{aligned}\quad (24)$$

## 6. WNIOSKI KOŃCOWE

Sformułowanie czasoprzestrzenne jest uogólnieniem MES. Zmienna czasowa w MES dyskretyzowana jest wtedy w sposób odrębny, co oznacza, że obie dyskretyzacje są rozdzielone. W MECZ dyskretyzacja odnosi się jednocześnie do przestrzeni i czasu, co oznacza sprzężenie procesu dyskretyzacji. Nowym elementem pracy jest sformułowanie związków konstytutywnych ośrodka lepkosprężystego w postaci całkowitej (14), (15). Istotną sprawą jest w tym przypadku pozyskanie funkcji relaksacji  $\Psi_i$ , np. z badań doświadczalnych. Dowolna, nieskrępowana dyskretyzacja czasoprzestrzeni, czyni metodę elementów czasoprzestrzennych bardzo przydatną do rozwiązywania zagadnień nieustalonych, a tym także ośrodków lepkosprężystych.

Sformułowana macierz sztywności elementu czasoprzestrzennego (19) i równania rekurencyjne (24) stwarzają przygotowanie do konkretnych analiz statycznych dowolnych ośrodków (ciał) lepkosprężystych.

## LITERATURA

- [1] Bajer Cz., 1988. Dynamics of contact problem by the adaptive simplex-shaped space-time approximation, *J.de Mecanique Theorique of Appliquee* 1, 235-248.
- [2] Cecchi M.M., Scarpa A., 1994. A space-time finite element method for nonlinear parabolic problems, *Appl. Num. Math.* 15, 247-258.
- [3] Gurtin M.E., Sternberg E., 1962. On the linear theory of viscoelasticity, *Arch. Rat. Mech. Anal.* 11(1), 291-356.
- [4] Hughes T.R., Hulbert G.M., 1988. Space-time element methods for elastodynamics: formulations and error estimates, *Comp. Math. Appl. Mech. Eng.*, 66, 339-363.
- [5] Kączkowski Z., 1976. Metoda czasoprzestrzennych elementów skończonych, *Arch. Inż. Łąd.* 3(22), 365-378.
- [6] Kączkowski Z., 1979. General formulation of the stiffness matrix for the space-time finite elements, *Arch. Inż. Łąd.* 25(3), 351-357.
- [7] Nowacki W., 1963. *Teoria pełzania*. Arkady Warszawa.
- [8] Podhorecki A., 1991. Metoda elementów czasoprzestrzennych w geometrycznie nieliniowej teorii lepkosprężystości, *Wyd. Uczeln. ATR Bydgoszcz, Rozprawy* 45.
- [9] Podhorecki A., 1986. The viscoelastic space-time element. *Comp. Struct.* 23, 535-544.
- [10] Podhorecki A., 2005. *Podstawy teoretyczne metody elementów czasoprzestrzennych* Wyd. Uczeln. ATR Bydgoszcz.

## MODELLING OF VISCO-ELASTIC CONTINUUM USING SPACE-TIME FINITE ELEMENT METHOD (STFEM)

*Summary.* The space-time finite element method (STFEM) is a generalization of the classic finite element method (FEM). In the STFEM, the discretization includes both space and time, what in fact leads to coupling of time and space variables. Unlimited discretization, characteristic for STFEM, allows for consideration of non-stationary problems, including visco-plastic continuum analysis. This study covers analysis of initial-boundary problem of linear visco-plasticity using STFEM. The constitutive equation of visco-plasticity is formulated as an integral in form relaxation function. Finally, STFEM equations (as recursion equation) and solution procedure are formulated.

## 5. STRATEGIA EWOLUCYJNA ( $\mu + \lambda$ ) JAKO METODA OPTYMALIZACJI NUMERYCZNEJ

### 1. WSTĘP

Algorytmy ewolucyjne, nazywane również technikami obliczeń ewolucyjnych, stanowią obok algorytmów genetycznych oraz programowania ewolucyjnego jeden z trzech kierunków rozwoju tzw. *symulowanej ewolucji* i są wykorzystywane jako metody rozwiązywania zagadnień optymalizacji. Procedury strategii optymalizacji działają na zasadzie naturalnej ewolucji i mają charakterystyczny dla nich materiał genetyczny, zawierający informację o nich samych oraz pozwalający przekazać swoje cechy następnym pokoleniom. Cechy zapisywane są w genach, które przechowywane są w chromosomach, a te składają się na materiał genetyczny zwany genotypem. Przekazywanie cech zachodzi podczas procesu rekombinacji, na który składają się krzyżowanie i mutacja.

Przedstawiona idea algorytmów ewolucyjnych jest wykorzystywana do rozwiązywania różnych problemów w naukach technicznych, głównie zadań optymalizacyjnych. Strategie ewolucyjne traktowane jako programy ewolucyjne operują na zmiennopozycyjnej reprezentacji chromosomów w postaci liczb rzeczywistych.

### 2. PROBLEM OPTYMALIZACJI A ALGORYTMY EWOLUCYJNE

W literaturze [3, 8] wyróżnia się trzy rodzaje metod poszukiwania rozwiązań optymalnych: metody analityczne, przeglądowe i losowe. W metodach analitycznych poszukuje się lokalnych minimów funkcji, rozwiązując układy równań nieliniowych lub podążając wzdłuż ujemnego kierunku gradientu funkcji celu. Metody te mają charakter lokalny, poszukując rozwiązania w sąsiedztwie danego punktu oraz wymagają znajomości pochodnych funkcji celu, co w zastosowaniach praktycznych nie zawsze jest do spełnienia.

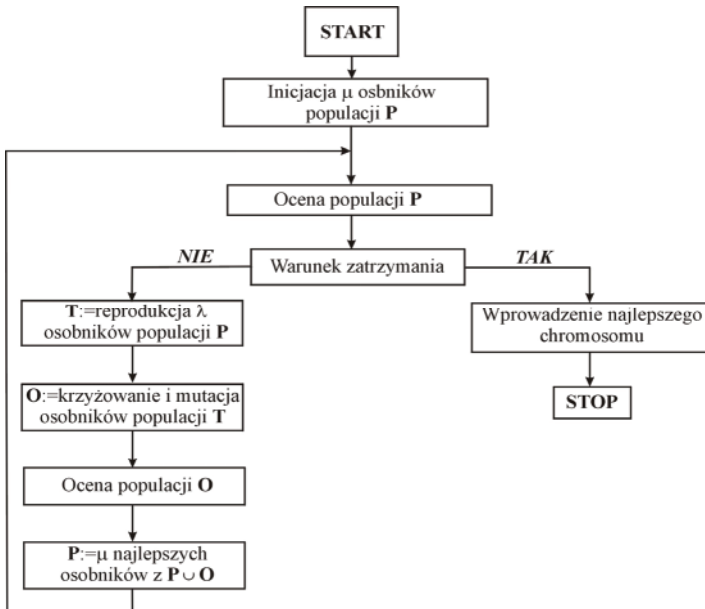
W metodach przeglądowych zakłada się, że minimów funkcji poszukuje się, obliczając jej wartość we wszystkich punktach przestrzeni, co powoduje, że w wielu przypadkach metody te są nieefektywne ze względu na ogromną przestrzeń poszukiwań [9]. W metodach losowych przestrzeń przeszukiwana jest w sposób losowy i zapamiętywane jest najlepsze rozwiązanie.

Algorytmy ewolucyjne stanowią wzorowaną na naturalnej ewolucji metodę rozwiązywania problemów, która traktuje losowy wybór tylko jako narzędzie wspomagające poszukiwania w zakodowanej przestrzeni rozwiązań. Od tradycyjnych metod optymalizacji różnią je następujące elementy, wpływające na odporność algorytmu i wynikającą stąd ich przewagę nad metodami tradycyjnymi, a mianowicie:

- algorytmy ewolucyjne nie przetwarzają bezpośrednio parametrów zadania, lecz ich zakodowaną postać,
- algorytmy ewolucyjne prowadzą poszukiwania wychodząc nie z pojedynczego punktu, lecz z pewnej populacji,
- algorytmy ewolucyjne korzystają jedynie z podstawowej postaci funkcji celu, bez konieczności wyznaczania jej pochodnych lub innych pomocniczych informacji,
- algorytmy ewolucyjne stosują probabilistyczne, a nie deterministyczne reguły wyboru.

### 3. STRATEGIA EWOLUCYJNA ( $\mu + \lambda$ )

Zaletą strategii ewolucyjnej ( $\mu + \lambda$ ) jest zminimalizowanie prawdopodobieństwa osiągnięcia końcowego rozwiązania w postaci minimum lokalnego. Algorytm rozpoczyna się od losowego wygenerowania początkowej populacji rodzicielskiej **P** o liczebności  $\mu$  osobników. Następnie stosując procedury rekombinacji tworzona jest populacja **T** zawierająca  $\lambda$  osobników, przy czym  $\lambda \geq \mu$ . W kolejnym kroku wielokrotnie losuje się  $\lambda$  osobników z populacji **P** i umieszcza się wylosowane osobniki w populacji tymczasowej **T**. Na osobnikach populacji tymczasowej **T** przeprowadza się operacje krzyżowania i mutacji, w wyniku czego powstaje populacja **O** o liczebności  $\lambda$ . Ostatnim krokiem jest wybór  $\mu$  najlepszych potomków z obydwu populacji **P**  $\cup$  **O**, które będą stanowiły nową populację rodzicielską **P**. Schemat blokowy strategii ewolucyjnej ( $\mu + \lambda$ ) przedstawiono na rysunku 1.



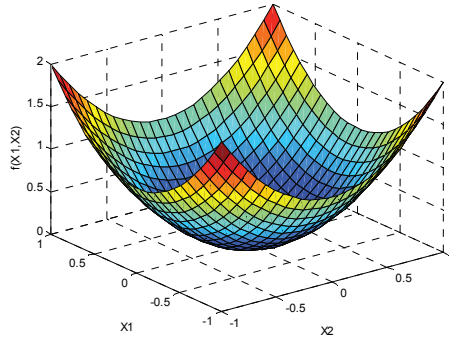
Rys. 1. Schemat blokowy strategii ewolucyjnej ( $\mu + \lambda$ )

Fig. 1. Block diagram of the evolutionary strategy ( $\mu + \lambda$ )

Działania strategii ewolucyjnej przedstawmy na przykładzie minimalizacji funkcji [10]

$$f(x_1, x_2) = x_1^2 + x_2^2 \quad (1)$$

przy założeniu na zmienne ograniczeń  $-1 \leq x_1 \leq 1$  i  $-1 \leq x_2 \leq 1$ . Wykres funkcji (1) przedstawiono na rysunku 2.



Rys. 2. Wykres funkcji dwuwymiarowej (1)

Fig. 2. Two-dimensional graph of the function (1)

Przyjmując wartości parametrów algorytmu  $\lambda = \mu = 4$  poczyniono założenie korzystania jedynie z operatora mutacji. Przystosowanie osobników w populacji będzie określała funkcja przystosowania (funkcja oceny) (1), a za najlepiej przystosowane będzie uznawać te, dla których wartość tej funkcji będzie najmniejsza.

Na pierwszym etapie działania algorytmu zostanie wygenerowana populacja  $\mathbf{P}$ , złożona z  $\mu = 4$  osobników generowanych losowo, reprezentowanych przez dwuelementowe wektory  $\mathbf{x} = [x_1, x_2]^T$  i  $\boldsymbol{\sigma} = [\sigma_1, \sigma_2]^T$  (tab. 1).

Tabela 1. Populacja rodzicielska  $\mathbf{P}$

Table 1. Parental population  $\mathbf{P}$

Nr osobnika	$x_1$	$x_2$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$f(x_1, x_2)$
1	0,43	-0,65	1	1	0,61
2	-0,62	-0,85	1	1	1,11
3	0,32	0,12	1	1	0,12
4	0,51	0,39	1	1	0,41

Łatwo zauważyć, że chromosomy 3 i 4 charakteryzują się najmniejszą wartością funkcji przystosowania. Kolejnym etapem działania algorytmu jest utworzenie poprzez reprodukcję populacji tymczasowej  $\mathbf{T}$  o liczebności  $\lambda = 4$ . Reprodukacja stanowi wynik losowego wyboru  $\lambda$  osobników z populacji  $\mathbf{P}$  (losowanie ze zwracaniem) w postaci populacji tymczasowej  $\mathbf{T}$  (tab. 2). Zauważmy, że do populacji  $\mathbf{T}$  przeszły chromosomy oznaczone jako 1,3 i 4.



Tabela 2. Populacja tymczasowa T

Table 2. Provisional population T

Nr osobnika	$x_1$	$x_2$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$f(x_1, x_2)$
1	0,32	0,12	1	1	0,12
2	0,43	-0,65	1	1	0,61
3	0,51	0,39	1	1	0,41
4	0,32	0,12	1	1	0,12

Następnie na osobnikach populacji **T** dokonuje się operacji genetycznych w postaci mutacji chromosomu  $\sigma$  oraz chromosomu  $\mathbf{x}$  (tab. 3 i 4). Procedura mutacji (zmiana informacji zawartej w genotypie osobnika) dokonywana jest na pojedynczym osobniku, przy czym w pierwszej kolejności mutacji podlega chromosom  $\sigma = [\sigma_1, \sigma_2]^T$ , według zależności

$$\sigma'_i = \sigma_i \exp(\tau' N(0,1) + \pi N_i(0,1)) \quad (2)$$

gdzie:

- $i = 1, 2, \dots, n, n$  – długość chromosomu,
- $N(0,1)$  – liczba losowa z rozkładu normalnego losowana jednorazowo dla całego chromosomu,
- $N_i(0,1)$  – liczba losowa z rozkładu normalnego losowana dla każdego genu,
- $\tau$  i  $\tau'$  – parametry strategii ewolucyjnych, które mają wpływ na uzyskanie zbieżności algorytmu do rozwiązania.

Wartości parametrów otrzymuje się na podstawie wzorów:

$$\tau' = \frac{C}{\sqrt{2n}}, \quad \tau = \frac{C}{\sqrt{2\sqrt{n}}} \quad (3)$$

gdzie stała  $C$  najczęściej przyjmuje wartość 1.

Tabela 3. Mutacja chromosomu  $\sigma$  poszczególnych osobników populacji TTable 3.  $\sigma$  - chromosome mutation population of individuals T

Nr osobnika	N(0,1)	Gen 1				Gen 2			
		$\sigma_1$	$N_1(0,1)$	$\exp(\tau' N(0,1) + \pi N_1(0,1))$	$\sigma'_1$	$\sigma_2$	$N_2(0,1)$	$\exp(\tau' N(0,1) + \pi N_2(0,1))$	$\sigma'_2$
1	0,15	1	-0,42	0,84	0,84	1	-0,45	0,82	0,82
2	-0,54	1	0,75	1,19	1,19	1	-1,06	0,41	0,41
3	-0,73	1	-1,02	0,38	0,38	1	0,95	1,22	1,22
4	0,41	1	1,63	3,24	3,24	1	-0,24	1,06	1,06

Na kolejnym etapie na podstawie obliczonych nowych zakresów mutacji  $\sigma'_i$ , wyznaczamy kolejne wartości chromosomów  $x_i$  (tab. 4) zgodnie z zależnością:

$$x'_i = x_i + \sigma'_i N_i(0,1), \quad (4)$$

gdzie  $N_i(0,1)$  reprezentuje liczbę losową z rozkładu normalnego,  $i = 1, \dots, n$ .

Tabela 4. Mutacja chromosomu  $x$  poszczególnych osobników populacji  $T$ Table 4.  $x$ - chromosome mutation population of individuals  $T$ 

Nr osobnika	Gen 1				Gen 2			
	$x_1$	$N_1(0,1)$	$\sigma_1'N_1(0,1)$	$x_1'$	$x_2$	$N_2(0,1)$	$\sigma_2'N_2(0,1)$	$x_2'$
1	0,32	-0,45	-0,38	-0,06	-0,65	1,12	0,92	0,27
2	0,43	0,21	0,25	0,68	-0,85	0,89	0,36	-0,48
3	0,51	1,35	0,51	1,02	0,12	-0,23	-0,28	-0,16
4	0,32	-0,05	-0,16	0,16	0,39	0,17	0,18	0,57

Po dokonaniu operacji genetycznych otrzymuje się populację potomną  $O$  zawierającą chromosomy zestawione w tabeli 5.

Tabela 5. Populacja potomna  $O$ Table 5. A child population  $O$ 

Nr osobnika	$x_1$	$x_2$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$f(x_1, x_2)$
1	-0,06	0,27	0,84	0,82	0,08
2	0,68	-0,48	1,19	0,41	0,70
3	1,02	-0,16	0,38	1,22	1,07
4	0,16	0,57	3,24	1,06	0,35

Zgodnie z zasadą działania strategii  $(\mu + \lambda)$  nowa populacja rodzicielska  $P$  zostaje utworzona z najlepszych chromosomów wcześniej wygenerowanej populacji  $P$  oraz aktualnej populacji  $O$  (tab. 6).

Warto zauważyć, że najlepszy osobnik w nowej populacji charakteryzuje się wartościami  $x_1$  oraz  $x_2$  bliskimi rozwiązania optymalnego. Jednocześnie wartości elementów  $\sigma_1$  i  $\sigma_2$  odpowiadających najlepszemu osobnikowi są wyraźnie mniejsze od początkowo przyjętych. Mały zakres mutacji umożliwił więc dokładniejsze rozwiązanie oraz zawężenie obszaru przeszukiwanej przestrzeni.

Tabela 6. Nowa populacja rodzicielska  $P$ Table 6. The new parental population  $P$ 

Nr osobnika	$x_1$	$x_2$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$f(x_1, x_2)$
1	-0,06	0,27	0,84	0,82	0,08
2	0,32	0,12	1	1	0,12
3	0,16	0,57	3,24	1,06	0,35
4	0,51	0,39	1	1	0,41

Drugą zastosowanych strategii jest strategia  $(\mu, \lambda)$ , której działanie jest prawie identyczne jak strategii  $(\mu + \lambda)$ . Strategia wymaga jedynie spełnienia warunku  $\mu > \lambda$ , ponieważ nowa populacja  $P$  o liczebności  $\mu$  osobników zostaje utworzona z najlepszych  $\lambda$  osobników populacji  $O$ .

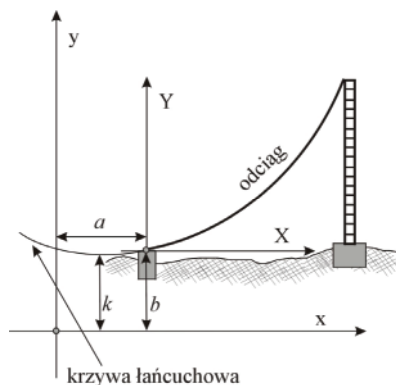
#### 4. PRZYKŁAD LICZBOWY ZASTOSOWANIA STRATEGII $(\mu + \lambda)$

Sprawdzenie poprawności i efektywności działania algorytmów ewolucyjnych zostało zrealizowane na przykładzie pomiarów ugięć odciągów komina stalowego o wysokości 80 m. Kształt krzywej zwisu ciężna pod wpływem własnego ciężaru opisuje krzywa łańcuchowa (katenuida) wyrażona równaniem [1, 6]

$$y = k \cosh\left(\frac{x+a}{k}\right) - b \quad (k > 0) \quad (5)$$

Zadanie polega na estymacji  $p$  parametrów krzywej regresji (łańcuchowej) z zachowaniem warunku  $[v_y^2] = \min$ . (regresja jednowymiarowa). Parametry zawarte we wzorze (5) oznaczają:

- $k$  – parametr geometryczny krzywej, wykorzystywany do obliczenia siły naciągu w ciężnie,
- $a, b$  – stałe translacji początku układu współrzędnych  $xoy$  względem początku układu współrzędnych pomiarowych  $XOY$  (rys. 3).



Rys. 3. Krzywa łańcuchowa

Fig. 3. Chain curve

Parametr  $k$  decyduje o kształcie krzywej łańcuchowej i jest podstawą do obliczenia składowej poziomej siły naciągu linii  $H$  (jednakowej we wszystkich punktach linii), która jest wprost proporcjonalna do ciężaru jednostkowego linii  $q = 7850 \text{ [kg/m}^3\text{]} \cdot \text{pole przekroju linii [m}^2\text{]}$  i parametru  $k$ , zgodnie ze wzorem [6]

$$H = qk \quad (6)$$

Warto podkreślić, że możliwa do osiągnięcia dokładność wpasowania krzywej łańcuchowej zależy od dokładności wyznaczenia pozycji punktów na osi ciężna oraz założonej postaci funkcji wpasowującej [4, 5].

Pomiarami okresowymi mającymi na celu wyznaczenie strzałek ugięcia oraz dekwacji objęto trzy odciągi każdy po trzy linie. W wyniku przeprowadzonych pomiarów uzyskano zbiór składający się z pięciu punktów zlokalizowanych na każdej z trzech lin. Wartości współrzędnych dla jednego z odciągów (składową  $x$  uznano za deterministyczną) zostały zamieszczone w tabeli 7.

Tabela 7. Zestawienie współrzędnych punktów zlokalizowanych na linach odciążu I

Table 7. Statement of coordinates of points located on the ropes extraction I

Numer punktu	x [m]	y [m]	m <sub>v</sub> [m]
<i>Lina górna</i>			
1	0,00	-1,43	0,00
2	9,54	15,88	0,01
3	19,02	33,62	0,02
4	28,53	51,74	0,04
5	38,17	70,80	0,05
<i>Lina środkowa</i>			
1	0,00	-1,65	0,00
2	9,13	10,30	0,01
3	18,61	23,08	0,02
4	28,12	36,10	0,03
5	37,70	49,72	0,04
<i>Lina dolna</i>			
1	0,00	-1,66	0,00
2	7,42	5,44	0,00
3	14,87	12,80	0,01
4	22,40	20,31	0,01
5	30,29	28,63	0,02

W celu weryfikacji uzyskanych wyników z zastosowaniem strategii ewolucyjnej  $(\mu + \lambda)$ , aproksymację krzywej regresji przeprowadzono z zastosowaniem wielomianu 2. stopnia  $y = a_0 + a_1x + a_2x^2$  według koncepcji Koronowskiego [7]. Wyniki działania algorytmu ewolucyjnego oraz aproksymacji wielomianem 2. stopnia zostały zestawione w tabeli 8 oraz przedstawione graficznie na rysunku 4. Dla większej czytelności uzyskanych wyników dane przedstawione na rysunku 4 zostały odpowiednio przeskalowane.

Tabela 8. Zestawienie wyników aproksymacji dla odciążu I

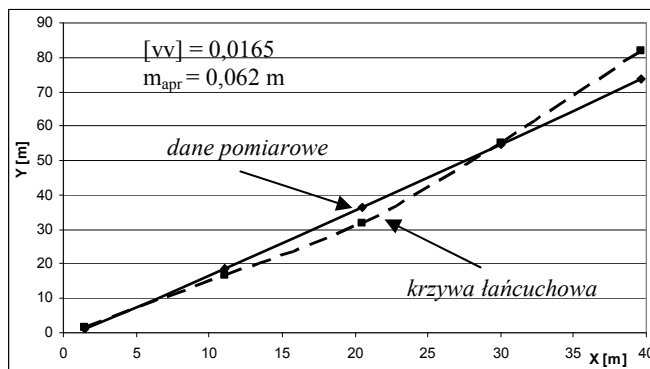
Table 8. Summary of the results of approximation for the extraction I

Strategia ewolucyjna $(\mu + \lambda)$				Wielomian 2-go stopnia			
a	b	k	m <sub>apr</sub> [m]	a <sub>0</sub>	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	m <sub>apr</sub> [m]
<i>Lina górna</i>							
477,91	729,10	356,63	0,062	-1,42196	1,78836	0,00270	0,051
<i>Lina środkowa</i>							
431,28	658,41	403,60	0,048	-1,64474	1,29194	0,00186	0,042
<i>Lina dolna</i>							
272,34	448,54	326,65	0,046	-1,64514	0,93891	0,00197	0,060

Składowa pozioma siły naciągu  $H$  dla liny górnej, środkowej i dolnej w odciążu I wynosi odpowiednio:  $H_g = 219,88$  kN,  $H_s = 248,83$  kN,  $H_d = 201,39$  kN. Składowe dla wszystkich lin w odciążach I, II i III zestawiono w tabeli 9. Graficzną prezentację odchyleń od pionu przedstawiono na rysunku 5.

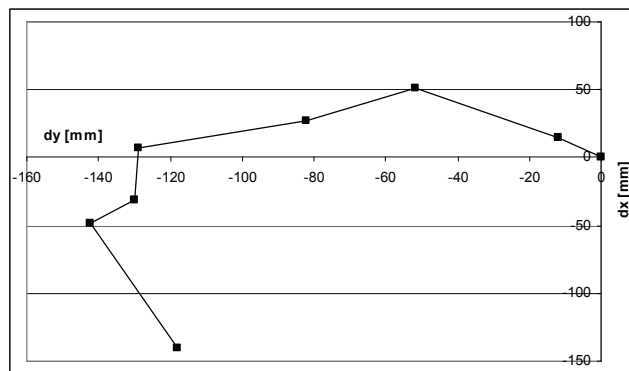
Tabela 9. Zestawienie składowych poziomych  $H$  siły naciągu linyTable 9. Summary of horizontal  $H$  force components rope

Numer odciągu	Składowa pozioma siły naciągu $H$ [kN] dla liny		
	górnjej	środkowej	dolnej
I	219,88	248,83	201,39
II	249,52	241,80	222,24
III	248,86	279,14	197,14



Rys. 4. Wpasowanie krzywej łańcuchowej w empiryczny zbiór punktów (lina górna)

Fig. 4. Curve fitting chain in empirical set of points (upper line)



Rys. 5. Odchylenia od pionu

Fig. 5. Deviation from the vertical

## 5. PODSUMOWANIE

Popularność algorytmów ewolucyjnych wynika z rozwoju programowania ewolucyjnego w kierunku optymalizacji numerycznej. Algorytm ewolucyjny charakteryzuje się tzw. naciskiem selektywnym, ponieważ w wyniku selekcji osobników lepiej przystosowanych dąży w kierunku lepszych rozwiązań. Zaletą strategii ewolucyjnych jest

łatwość ich stosowania, ponieważ nie istnieją ograniczenia na optymalizowane kryterium. Świadczy o tym zawarty w pracy przykład wpasowania do danych pomiarowych krzywej łańcuchowej zwisu ciężna opisanej funkcją uwikłaną. W kontekście zastosowań strategii ewolucyjnych warto wspomnieć, że udowodniono twierdzenie o zbieżności [2], które mówi, że dla dużej liczby poszukiwań (duża liczebność populacji początkowej) uzyskuje się optimum globalne optymalizowanego kryterium z prawdopodobieństwem 1. W dyskusji nie można też pominąć stwierdzenia, że funkcji krzywej zwisu ciężna określonej na dyskretnym zbiorze punktów można aproksymować wielomianem 2. stopnia, ponieważ charakterystyki dokładności obu metod aproksymacji nie wykazują istotnych rozbieżności.

## LITERATURA

- [1] Adamczewski Z., 1992. Krzywa łańcuchowa jako linia realna. Przegląd Geodezyjny 4.
- [2] Arabas J., 2001. Wykłady z algorytmów ewolucyjnych. WN-T, Warszawa.
- [3] Goldberg D.E., 2003. Algorytmy genetyczne i ich zastosowanie. WN-T Warszawa.
- [4] Janusz J., 1996. Metodyka geodezyjnego badania naprężeń i wydłużeń lin w konstrukcjach ciężnowych. Prace Instytutu Geodezji i Kartografii XLIII(94) Warszawa.
- [5] Janusz J., 1995. Ortogonalne wpasowanie krzywej teoretycznej empiryczny zbiór punktów. Prace Instytutu Geodezji i Kartografii XLII (92) Warszawa.
- [6] Jaśkiewicz M., Traczewski W., Wynalek J., Zaremba S., 2000. Zastosowanie pomiarów geodezyjnych do diagnostyki lin. Zesz. Nauk. Akademii Rolniczej we Wrocławiu, Geodezja i Urządzenia Rolne XVII (394).
- [7] Koronowski R., 1982. Metoda określenia najprawdopodobniejszej krzywej aproksymującej wyniki szeregu obserwacji. Warszawa.
- [8] Łęski J., 2008. Systemy neuronowo-rozmyte. WN-T Warszawa.
- [9] Nowak E., 2000. Algorytmy numeryczne w geodezji. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej.
- [10] Rutkowski L., 2009. Metody i techniki sztucznej inteligencji. Wydawnictwo Naukowe PWN Warszawa.

## EVOLUTIONARY STRATEGY ( $\mu + \lambda$ ) AS A METHOD OF NUMERICAL OPTIMIZATION

*Summary.* The article describes the use of an evolutionary algorithm to determine the geometry of the slack rope steel chimney extractor. Authors, precluding analysis of the operation rod (wire) only deal with the issue of appointment of the curve fit function parameters overhang ties to empirical data, obtained by surveying. Estimate parameters of the curve with the characteristic accuracy of the fit to the experimental data was carried out by means of an evolutionary algorithm using an evolutionary strategy ( $\mu + \lambda$ ), mainly as a method of solving optimization problems. In addition to the approximate values were calculated tension forces in wires.



## 6. BŁĘDNY SCHEMAT STATYCZNY PRZYCZYNĄ AWARII ZADASZENIA

### 1. WSTĘP

W pracy przedstawiono przypadek awarii wiaty o konstrukcji stalowej, która miała miejsce w grudniu 2012 r. po dużych opadach śniegu w miejscowości Winnica na Ukrainie. Omówiono pierwotne projektowe rozwiązanie konstrukcyjne oraz wprowadzone na budowie rozwiązanie zamienne, w którym siły wewnętrzne wyznaczono opierając się na błędnym schemacie statycznym. Omówiono znaczenie uproszczeń wykonawczych, które wraz z błędami obliczeniowymi zdecydowały o awarii całej konstrukcji. Podkreślono znaczenie ważności doboru prawidłowych schematów statycznych na etapie projektowania oraz nadzoru autorskiego w fazie wykonawstwa.

### 2. PIERWOTNE ROZWIĄZANIE PROJEKTOWE WIATY

Wiaty została wybudowana w 2006 r. w miejscowości Winnica na Ukrainie. Jest ona dobudowana do hali żelbetowej i pełni rolę zadaszania dla samochodów dostawczych. Dach wiaty jest lekki, kryty blachą trapezową, ułożoną w spadku 5% na płaszczyznach. Ma wymiary 15,5 x 60,0 m. Wszystkie ściany wiaty są ażurowe, nieobudowane, z wyjątkiem ściany hali produkcyjnej, do której przylega wiaty (rys. 1).

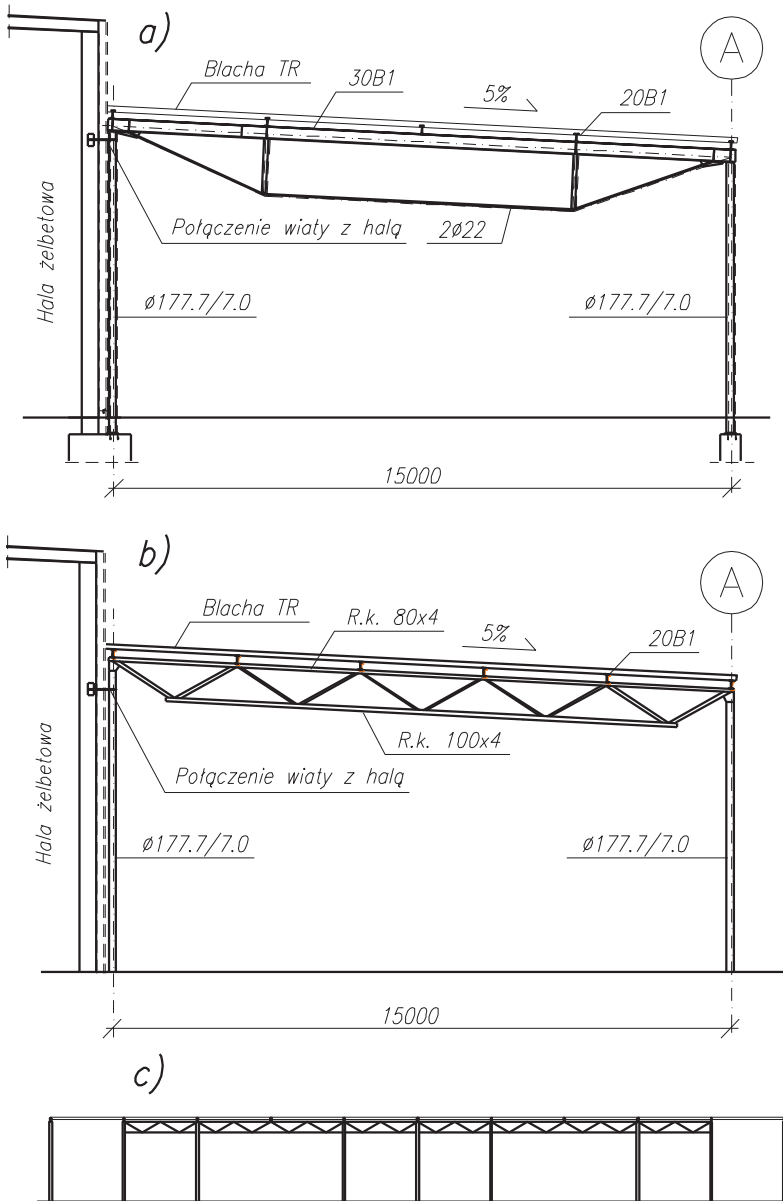


Rys. 1. Wykonana konstrukcja wiaty (2006 r.)

Fig. 1. Executed structure of the shed (2006)



Pierwotne opracowane przez autora rozwiązanie konstrukcji wiaty przedstawiono na rysunku 2a.



Rys. 2. Wiata: a) pierwotne rozwiązanie projektowe, b) zmienione rozwiązanie projektowe, c) podłużny układ konstrukcyjny w osi A w zmienionym rozwiązaniu

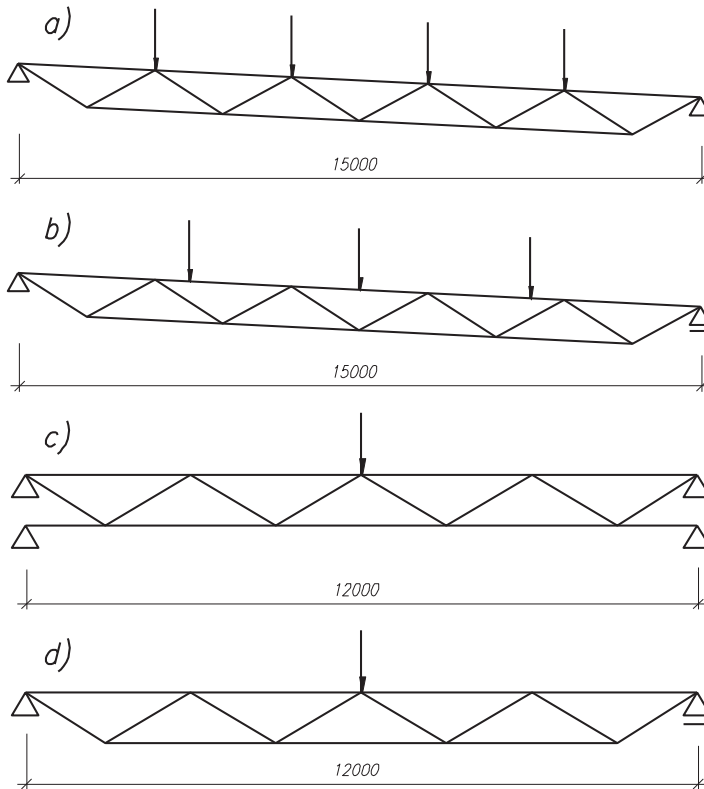
Fig. 2. Shed: a) original design, b) changed design, c) changed design, longitudinal cross-section along the axis A

Wiata miała składać się z 11 dźwigarów ciągłych, rozmieszczonych na długości wiaty w rozstawach co 6,0 m. Dźwigary te zaprojektowano z dwuteowych rygli, podpartych

2 słupkami z rur kwadratowych 80 x 4. Rolę rozciąganego pasa dolnego miało pełnić cięgno, wykonane z 2 prętów o średnicy 22 mm. Oparcie blachy trapezowej zaplanowano na 5 dwuteowych płatwiach, które miały pełnić również rolę elementów przeciwdziałających zwichrzeniu pasów górnych dźwigarów. Każdy z dźwigarów został w tym rozwiązaniu oparty na 2 słupach z rur okrągłych. W konstrukcji nie zastosowano żadnych stężeń. Szywność przestrzenną konstrukcji uzyskano poprzez połączenie obejmami z prętów, przechodzącymi przez obudowę hali (rys. 2a), skrajnych słupów stalowych wiaty ze słupami żelbetowymi hali. Dla zewnętrznego rzędu słupów w osi A uwzględniono ich poziome podparcie tarczą dachową wiaty, składającą się z blachy trapezowej i płatwi, przekazującą siły statecznościowe na przeciwległy rząd słupów, połączonych z konstrukcją żelbetową hali.

### 3. ZAMIENNE ROZWIĄZANIE PROJEKTOWE WIATY

Pierwotne rozwiązanie konstrukcji wiaty zostało przez inwestora zmienione (rys. 2b, 2c, rys. 3).



Rys. 3. Schematy statyczne w zmienionym rozwiązaniu projektowym: a) obliczeniowy schemat dźwigara w projekcie zamiennym, b) rzeczywisty schemat dźwigara wykonanego na budowie, c) obliczeniowy schemat podciągu kratownicowego w osi A, d) rzeczywisty schemat podciągu kratownicowego w osi A

Fig. 3. Statical diagrams of changed design: a) diagram of the truss used for calculation, b) diagram of the executed truss, c) diagram of the girder in axis A, used for calculation, d) diagram of the executed girder in axis A

Z pierwotnego projektu zachowano spadek i poziom dachu, profile słupów wraz z ich połączeniami ze słupami żelbetowymi hali, rozstawy dźwigarów oraz profile płatwi. Zmieniono natomiast konstrukcję dźwigarów na kratownicową z rur kwadratowych, poza tym ze względów użytkowych usunięto dwa z zewnętrznych słupów, które zastąpiono w tych miejscach podciągami kratownicowymi. Ze względu na układ węzłów kratownic dachowych zmniejszono rozstawy pomiędzy płatwiami z 3,75 do 3,00 m (zastosowano 6 zamiast 5 płatwi). W nowym rozwiązaniu konstrukcyjnym również nie zastosowano stężeń.

Wraz z zastosowaniem nowego układu konstrukcyjnego uzyskano zwiększenie wysokości użytkowej wiaty o 60 cm, ponieważ zaprojektowane kratownice dachowe miały wysokość w osiach profili 90 cm, podczas gdy pierwotne dźwigary ciągnowe miały analogiczną wysokość 1,50 m. Uzyskano ponadto lepszy efekt wizualny oraz zmniejszenie ciężaru dźwigarów o 30%. Dzięki usunięciu 2 słupów w rzędzie zewnętrznym w osi A, konstrukcję poprawiono pod względem komunikacyjnym (rys. 1, 2c).

Przyjęte do analizy wytrzymałościowej schematy statyczne przeprojektowanej konstrukcji przedstawiono na rys. 3a i 3c. W tym przypadku popełniono następujące błędy:

- schemat statyczny dźwigara (rys. 3a, obie podpory nieprzesuwne) nie może wystąpić w rzeczywistości ze względu na odkształcalność słupów; należało przyjąć schemat wolnopodparty, z jedną podporą przesuwaną,
- analogicznie błędnie przyjęto schemat statyczny podciągu kratownicowego w osi A (rys. 3c, podpory nieprzesuwne jak dla kratownicy wieloprzęsłowej), ze względu na zbyt słabe połączenia obu pasów w miejscach podpór – zastosowano tu połączenia zakładkowe 2 śrubami M16 przez blachy o grubości 8 mm, w których naprężenia dociskowe śrub do blach wynosiły prawie 600 MPa; należało zatem przyjąć schemat wolnopodparty, który przedstawiono na rysunku 3d.

#### 4. DALSZY ZMIANY WPROWADZONE NA BUDOWIE

Pomimo zmienionego rozwiązania projektowego na budowie dokonano dalszych zmian, które polegały na zwiększeniu rozstawów płatwi. Przyczyną dokonanej zmiany było błędne zamówienie długości arkuszy blachy trapezowej. Gdyby nie zwiększono rozstawów płatwi łączenie blachy wypadłoby w środku dźwigara pomiędzy płatwiami. Problem ten rozwiązano sytuując środkową płatwę w miejscu łączenia blach, a kolejne płatwie w 1/4 długości oraz na skrajach dźwigara. W ten sposób doprowadzono do powstania następujących niekorzystnych zjawisk:

- przekazano siły skupione (reakcje) z płatwi na pas górny dźwigara pomiędzy węzłami, powodując jego zginanie (rys. 3b),
- zwiększono długość wybozczeniową pasa górnego z 3,00 do 3,75 m.

#### 5. KONSEKWENCJE WYTRZYMAŁOŚCIOWE POPEŁNIONYCH BŁĘDÓW PROJEKTOWYCH I WYKONAWCZYCH

Obliczone przyrosty sił oraz wyteżenia elementów konstrukcyjnych, powstałe w wyniku dokonanych zmian, przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Efekty wytrzymałościowe błędów popełnionych w zamiennym rozwiązaniu konstrukcji wiaty

Table 1. The stress results as consequence of errors in changed design

Dźwigar, $l = 15,0$ m		
Rodzaj błędu	Efekt wytrzymałościowy	Wyężenie elementu w rzeczywistym schemacie statycznym
Przyjęcie schematu nieprzesuwne	Zwiększenie siły ściskającej w pasie górnym o 210%	2,7
Zwiększenie rozstawów płatwi	Powstanie momentu zginającego w pasie górnym, zwiększenie długości wybozeniowej pasa górnego	4,1
Podciąg kratownicowy w osi A, $l = 12,0$ m		
Przyjęcie schematu nieprzesuwne	Zwiększenie siły ściskającej w pasie górnym o 200%	1,7

## 6. MECHANIZM ZNISZCZENIA KONSTRUKCJI WIATY

W chwili awarii na dachu wiaty spoczywała warstwa częściowo zleżalego śniegu o grubości około 1 m. Konstrukcję wiaty po wykonaniu oraz po zniszczeniu przedstawiono na rysunkach 3 i 4. Proces zniszczenia wiaty rozpoczął się prawdopodobnie od przekroczenia nośności środkowego pręta pasa górnego dźwigara kratowego, który uległ pionowemu złamaniu, a następnie również wyboczeniu w kierunku poziomym (rys. 4a). Po wyboczeniu tego pręta i powstaniu w jego miejscu przegubu doszło do powstania znacznej siły poziomej, która doprowadziła do przekroczenia nośności na zginanie słupów w zewnętrznej osi A (rys. 4b). Przeciwny rząd słupów, wskutek ich połączenia z mocną konstrukcją żelbetową hali pozostał nieodkształcony. Nie doszło również do pionowego złamania podciągów kratownicowych w osi A, które złożyły się do wewnątrz wiaty wraz ze słupami (rys. 4b). Ostatecznie zawaleniu uległ cały dach wraz ze słupami w zewnętrznej osi A.

a)



b)



Rys. 4. Zniszczona konstrukcja wiaty (grudzień 2012 r.)

Fig. 4. Destroyed structure of the shed (December 2012)

## DESTRUCTION AS A RESULT OF ERRONEOUS STATICAL DIAGRAM

*Summary.* The paper presents an example of destruction of a shed caused by errors in design (erroneous statical diagram) and errors in execution (additional bending moments acting on the upper chord and increase of buckling length of the upper chord).

## 7. WYBRANE PROBLEMY DOTYCZĄCE BUDOWY PRZEPUSTÓW I PRZEJŚĆ DLA ZWIERZĄT

### 1. WSTĘP

Wśród obiektów infrastruktury komunikacyjnej służących ochronie zwierząt wyróżnia się przejścia dla płazów oraz zwierząt małych, średnich i dużych. Obiekty te to przepusty, przejścia, estakady, zielone mosty (mosty krajobrazowe).

Budowa przejść dla zwierząt stanowi podstawową metodę minimalizacji negatywnego wpływu dróg komunikacyjnych na dziką faunę. Duże znaczenie ekologiczne i wysokie koszty budowy przejść powodują liczne komplikacje, stąd decyzje o budowie i lokalizacji tych obiektów są i muszą być poprzedzone złożoną procedurą, także administracyjną. Przejścia dla zwierząt spełniają dwie podstawowe funkcje:

- stwarzają w miarę dobre warunki do bytowania zwierząt, w przypadku kiedy droga stanowi istotną przeszkodę w możliwości korzystania ze środowiska przedzielonego drogą,
- stwarzają w miarę dobre warunki migracji i wędrówek zwierzętom przemieszczającym się na znaczne odległości.

W poszczególnych stadiach procesu inwestycyjno-budowlanego związanego z budową dróg powinna być konsekwentnie stosowana **zasada zrównoważonego rozwoju**. Jej istotą jest powiązanie szybkiego rozwoju gospodarczego i wzrostu jakości życia człowieka z jednoczesną poprawą stanu środowiska przyrodniczego. Jest to zatem przede wszystkim strategia rozwoju społeczno-gospodarczego. Zasada zrównoważonego rozwoju jest pojęciem znacznie szerszym niż tradycyjnie rozumiana ochrona środowiska. Zdarza się, że ruchy ekologiczne „wymuszają” rozbudowę ponad miarę infrastruktury komunikacyjnej o obiekty służące ochronie zwierząt, sprowadzając zasadę zrównoważonego rozwoju w istocie tylko do ochrony środowiska rozumianej dość wybiórczo.

Skuteczność ekologiczna przejść dla zwierząt zależy przede wszystkim od właściwej, dobrze i obiektywnie rozpoznanej lokalizacji, doboru odpowiednich parametrów geometrycznych i konstrukcyjnych tych obiektów oraz także od ich harmonizacji z przestrzenią krajobrazową. Ta złożona problematyka stwarza wiele kłopotów, nieporozumień tak w procesie projektowania i budowania tego typu obiektów ekologicznych, jak i później – w trakcie użytkowania.

## 2. UREGULOWANIA PRAWNE DOTYCZĄCE PRZEJŚĆ DLA ZWIERZĄT

Prawna ochrona zwierząt wynika z aktów prawa międzynarodowego, a w tym między innymi ujęta jest w następujących umowach międzynarodowych:

- Konwencja o ochronie gatunków dzikiej flory i fauny europejskiej oraz ich siedlisk zawarta w Bernie w dniu 19 września 1979 roku (Dz. U. Nr 58 z 1996 roku, poz. 263 z dnia 25.05.1996 roku), tzw. **Konwencja Berneńska**.
- Konwencja o ochronie wędrownych gatunków dzikich zwierząt zawarta w Bonn w dniu 23 czerwca 1979 roku (Dz. U. Nr 2 z 2003 roku, poz. 17 z dnia 13.12.1995 roku), tzw. **Konwencja Bońska**.
- Konwencja o różnorodności biologicznej zawarta w Rio de Janeiro w dniu 5 czerwca 1992 roku (Dz. U. 02.184.1532 z dnia 6 listopada 2002 roku), tzw. **Konwencja o Różnorodności Biologicznej**.
- Dyrektywa Rady z dnia 21 maja 1992 roku Nr 92/43/EWG w sprawie ochrony siedlisk przyrodniczych oraz dzikiej fauny i flory, tzw. **Dyrektywa Siedliskowa**.

Dopełnieniem tego są akty prawa krajowego obejmujące między innymi następujące ustawy:

- Ustawa z dnia 27 kwietnia 2001 roku Prawo Ochrony Środowiska (Dz. U. Nr 62, poz. 627 z dnia 27.04.2001 roku).
- Ustawa z dnia 16 kwietnia 2004 roku o ochronie przyrody (Dz. U. 2008.25.150).
- Ustawa z dnia 21 sierpnia 1997 roku o ochronie zwierząt (Dz. U. Nr 111, poz. 724 z 1997 roku).

Ponadto proces inwestycyjno-budowlany obiektów liniowych regulują następujące podstawowe akty prawne:

- Ustawa z dnia 7 lipca 1994 roku Prawo budowlane (Dz. U. 2003.207.2016).
- Ustawa z dnia 27 marca 2003 roku o planowaniu i zagospodarowaniu przestrzennym (Dz. U. Nr 80, poz. 717 z 2004 roku).
- Ustawa z dnia 18 lipca 2001 roku Prawo wodne (Dz. U. Nr 115, poz. 1229 z 2001 roku).
- Ustawa z dnia 3 października 2008 roku o udostępnieniu informacji o środowisku i jego ochronie, udziale społeczeństwa w ochronie środowiska oraz ocenach oddziaływania na środowisko (Dz. U. Nr 199, poz. 1227 z 2008 roku).
- Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 roku w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie (Dz. U. Nr 63, poz. 735 z 2000 roku).
- Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 roku w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie (Dz. U. Nr 43, poz. 430 z 1999 roku).

Z powyższego zestawienia aktów wynika, że stan prawny dotyczący projektowania, budowania i użytkowania przejść dla zwierząt w Polsce jest dość ogólnikowo potraktowany. Brakuje rozporządzenia traktującego wprost o tej problematyce.

### 3. RODZAJE I OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA PRZEJŚĆ I PRZEPUSTÓW DLA ZWIERZĄT

Przepust to najmniejszy obiekt mostowy typu tunelowego, tj. obiekt wpuszczony w nasyp drogi. Przepusty buduje się zwykle w celu przeprowadzenia małych cieków wodnych, ścieżek ekologicznych, czasami dróg nieutwardzonych (polnych), rurociągów lub kabli. W przypadku przepustów kolejowych przyjmuje się, że jest to niewielki obiekt inżynierski służący do przeprowadzenia linii kolejowej nad przeszkodami. W przypadku przejść dla zwierząt nie definiuje się jednoznacznie tego rodzaju obiektu budowlanego, inżynierskiego. W przypadku przejścia dla zwierząt istotna jest funkcja obiektu, a nie rodzaj budowli itp.

Można dokonać następującej ogólnej klasyfikacji przejść dla zwierząt w zależności od usytuowania tego przejścia w stosunku do drogi [1, 2, 3]:

- przejścia po powierzchni drogi, dotyczy to nie ogrodzonych fragmentów dróg,
- przejścia dolne – zlokalizowane pod drogą (przepusty) (rys. 1÷3),



Rys. 1. Przepust dla drobnych ssaków – przejście dolne (źródło: <http://pracownia.org.pl/przejscia-dla-zwierzat>)

Fig. 1. Culvert for small size animals – bottom passage



Rys. 2. Przepust dla drobnych ssaków – przejście dolne (źródło: <http://siskom.waw.pl/nauka-srodowisko.htm#9>)

Fig. 2. Culvert for small size animals – bottom passage





Rys. 3. Przepust dla drobnych ssaków – przejście dolne (źródło: <http://pracownia.org.pl/przejscia-dla-zwierzat>)

Fig. 3. Culvert for small size animals – bottom passage

➤ przejścia górne – zlokalizowane nad drogą (zielone mosty, estakady) (rys. 4, 5).



Rys. 4. Przejście górne dla zwierząt – autostrada A-2 źródło: <http://www.gddkia.gov.pl/pl/595/dzialania-ograniczajace-negatywny-wplyw-drog-na-srodowisko-w-fazie-eksploatacji>)

Fig. 4. Upper passage for animals – Highway A-2



Rys. 5. Przejście górne (źródło: <http://pracownia.org.pl/przejscia-dla-zwierzat>)

Fig. 5. Upper passage

Przejścia dla zwierząt, oprócz funkcji ekologicznych, mogą również dodatkowo spełniać funkcje gospodarcze. Wyróżnić tutaj można dwie kategorie:

- przejścia samodzielne – służące tylko do celów ekologicznych,
- przejścia zespolone – służące także do innych celów, w tym gospodarczych.

Przejścia po powierzchni drogi charakteryzują się niewielką skutecznością i mogą być lokalizowane na drogach o małym obciążeniu ruchem oraz na drogach, które nie są zlokalizowane na przejściach z korytarzami migracji o dużym terytorialnie znaczeniu.

Przejścia dolne (podziemne) dzielą się następująco, uwzględniając przede wszystkim wielkość zwierząt korzystających z tych obiektów [1, 2, 3, 4]:

- Tunele i przepusty dla małych zwierząt - budowane są głównie dla małych gatunków nocnych ssaków jak lis, borsuk, kuna, jeż, dla gryzoni oraz płazów. Są to obiekty o przekroju okrągłym, owalnym, prostokątnym, o szerokości 50÷250 cm, wykonane z betonu, tworzyw sztucznych, metali. Stosuje się naturalne pokrycie gruntem tych przejść.
- Przepusty dla płazów - są to tunele o szerokości 100÷200 cm i wysokości ponad 75 cm, z powierzchnią pokrytą warstwą gruntu. Stosuje się w tym przypadku systemy naprowadzające i jednocześnie chroniące przed wchodzeniem zwierząt na jezdnię. Do tego celu wykorzystywane są rynny betonowe (w tych rynnach umieszczone są wejścia do tuneli) lub pionowe ogrodzenie o wysokości 40÷60 cm.
- Przejścia dla dużych zwierząt (daniele, jelenie, dziki) - są to obiekty o wysokości min. 4,0 m, szerokości ponad 15,0 m, wykonane z betonu lub stali, pokryte gruntem.
- Przejścia dla średnich zwierząt (głównie saren) - są to obiekty o wysokości min. 2,5 m, szerokości ponad 6,0 m, wykonane z betonu, stali, pokryte gruntem.
- Estakady (wiadukty) - obiekty te przekraczają doliny, jary. Pod konstrukcją pomostu znajduje się naturalna roślinność i krajobraz. Optymalna wysokość powinna być większa od 5,0 m, a rozpiętość przęsła powinna wynosić ponad 15,0 m. Zalecane jest, aby filary wykonywane były w formie słupowej (zespołu słupów).

Przejścia górne (nadziemne) to następujące duże obiekty inżynierskie (obiekty mostowe) [1, 2, 3, 4]:

- Mosty krajobrazowe o szerokości ponad 80,0 m (w najwęższym miejscu). Szerokość ta powinna zwiększyć się płynnie w kierunku podstawy najść w obu kierunkach, tworząc jednocześnie kształt podwójnej paraboli w rzucie pionowym. Obiekty te muszą zachowywać ciągłość krajobrazu, obszarów siedliskowych i korzystny układ korytarzy, ekologiczny dla wszelkich gatunków zwierząt.
- Duże przejścia nadziemne, tzw. zielone mosty. Są to przejścia w formie wiaduktu nad drogą. Mosty te mają szerokość 25÷80 m z zachowaną lub odtworzoną pokrywą roślinną. Wykorzystywane są w zależności od szerokości i pokrycia terenu przez różne grupy zwierząt od owadów naziemnych, przez płazy, gady, aż po duże ssaki.

Rozpatrując wymienione wyżej obiekty ekologiczne należy wymienić następujące zdarzające się błędy związane głównie z konstrukcją tych obiektów (rys. 6, 7):

- w przypadku przejść dolnych:
  - zbyt małe światło obiektów (chodzi o wymiary przekroju poprzecznego),



Rys. 6. Przejście pod estakadą. Zbyt mała wysokość przejścia, brak odpowiedniego zagospodarowania (źródło: <http://siskom.waw.pl/nauka-srodowisko.htm#9>)

Fig. 6. Passage under estacade. Too small vertical opening, lack of appropriate landscape finishing

- zbyt mała szerokość przejścia spowodowana rozbudowanymi przyczółkami obiektu mostowego i skarpami oporowymi,



Rys. 7. Przejście dolne pod estakadą. Zwraca się uwagę na ubogie zagospodarowanie przestrzeni pod pomostem estakady (źródło: <http://pracownia.org.pl/przejscia-dla-zwierzat>)

Fig. 7. Bottom passage under estacade. Landscape finish of area below the superstructure of estacade is very poor

- umocnienie skarp oporowych przyczółków elementami betonowymi (np. płytami ażurowymi) bez przykrycia ich gruntem; wpływa to odstrasżająco na zwierzęta,
  - zupełne odsłonięcie konstrukcji przyczółków; wpływa to odstrasżająco na zwierzęta,
  - umiejscowienie na powierzchni przejść i w bezpośrednim sąsiedztwie tych przejść widocznych elementów odwodnienia i różnej innej infrastruktury technicznej; wpływa to odstrasżająco na zwierzęta,
- w przypadku przejść górnych:
- zbyt mała szerokość przejścia, nieakceptowana przez zwierzęta,
  - zbyt duży kąt nachylenia przejść i obszarów najść, co powoduje brak widoczności drugiej strony drogi,
  - zbyt mały kąt rozwarcia nasypów najść i złe ich wkomponowanie w otoczenie, co powoduje ograniczenie dostępu zwierząt do przejścia,
  - lokalizacja w najbliższym sąsiedztwie przejść różnego typu zbiorników, tj. elementów infrastruktury technicznej co utrudnia dostęp zwierzętom do przejścia i działa odstrasżająco,
  - wyłożenie nawierzchni przejść gruntami nieurodzajnymi, co powoduje obumieranie wysiewanej roślinności,
  - brak odpowiedniego ukształtowania krajobrazowego przejścia, co powoduje ograniczenie bazy pokarmowej i schronienia dla małych i średnich zwierząt,
  - nieodpowiednie wykorzystanie obcych geograficznie gatunków roślin, co powoduje zaburzenie naturalnej biocenozy,
- w przypadku przejść górnych i dolnych zespolonych z drogami:
- stosowanie nawierzchni asfaltowych dróg, co wpływa odstrasżająco na zwierzęta,
  - niewłaściwe wzmocnienie nawierzchni nieutwardzonych, co przyczynia się do rozsypywania materiału nawierzchni na pobocze, w następstwie czego rozwój roślinności jest ograniczony,
  - zainstalowanie dodatkowej infrastruktury drogowej (bariery, znaki itp.) na powierzchni i w sąsiedztwie przejść, co odstrasza zwierzęta,

- w przypadku przejść dolnych zespolonych z ciekami wodnymi:
  - umocnienie koryt cieków elementami betonowymi, co odstrasza zwierzęta,
  - zbyt małe światło obszaru przeznaczanego dla zwierząt, co utrudnia zwierzętom dostęp.

#### 4. ZAKOŃCZENIE

Nie jest kwestionowane stwierdzenie, że przejścia dla zwierząt są najlepszym rozwiązaniem, które ogranicza negatywne oddziaływanie inwestycji liniowych (zwłaszcza drogowych) na populację zwierząt. Efektywność ekologiczna zależy w tym przypadku przede wszystkim od następujących elementów:

- właściwej lokalizacji przejścia z punktu widzenia preferencji zwierząt
- doboru odpowiednich parametrów geometrycznych i materiałowych przejść
- harmonizacji przejść z otaczającym naturalnym krajobrazem.

Okazuje się, że wymieniona problematyka dotycząca projektowanych i wybudowanych przejść jest złożona, obiektywnie trudna i nie dotyczy tylko Polski. Nie są dostatecznie znane preferencje, zwyczaje i potrzeby poszczególnych gatunków zwierząt. Na to wszystko nakłada się zasada zrównoważonego rozwoju połączona z intensywnym postępowaniem technicznym i technologicznym. Trzeba pamiętać, że w zasadzie zrównoważonego rozwoju przyjmuje się priorytety, w których człowiek jest najważniejszym, kluczowym, fundamentalnym elementem środowiska. Jednocześnie jest tak obecnie, że uregulowania prawne, techniczne i technologiczne dotyczące przejść i przepustów dla zwierząt nie są dostatecznie jednoznaczne i wystarczające.

Po zapoznaniu się z problematyką przedstawianą w publikacjach naukowo-technicznych, na konferencjach i sympozjach naukowych, można sformułować dość oczywiste wnioski, że potrzebne są obecnie następujące istotne, podstawowe działania:

- potrzebny jest system identyfikacji dzikiej flory i fauny w pobliżu planowanych i realizowanych inwestycji komunikacyjnych i przełożenia tego na praktyczne zalecenia do projektowania, w tym między innymi dotyczących przejść i przepustów dla zwierząt,
- niezbędne są opracowania – powstałe na podstawie zaawansowanych i kompleksowych badań i analiz naukowych – specjalnych katalogów zawierających typowe przejścia i przepusty dla wybranych gatunków zwierząt, z uwzględnieniem preferencji przez te zwierzęta określonych lokalizacji, ukształtowania, użytych materiałów budowlanych i różnych detali architektoniczno-użytkowych.

Proces projektowania infrastruktury komunikacyjnej, w której przewiduje się między innymi budowę przepustów i przejść dla zwierząt, najlepiej jest realizować w trzech następujących, kolejnych etapach:

- Opracowanie projektu koncepcyjnego, którego istotnym elementem jest obiektywna i profesjonalna **Ocena Oddziaływania na Środowisko (OOS)** całej infrastruktury komunikacyjnej, a w tym także przejść dla zwierząt. Projekt ten powinien być opracowany w ujęciu wariantowym z dokładną kompleksową analizą i z wyspecyfikowaniem uwzględnionych aspektów zrównoważonego rozwoju. Przyjęcie takiego projektu (jego akceptacja) stanowić powinno podstawę do dalszego projektowania.

- Opracowanie projektu budowlanego, zawierającego ewentualnie zmodyfikowaną **Ocenę Oddziaływania na Środowisko**, respektującego zaakceptowany projekt koncepcyjny oraz uzyskanie na tej podstawie odpowiednich decyzji administracyjnych na budowę projektowanych obiektów komunikacyjnych.
- Opracowanie wielobranżowego projektu wykonawczego uwzględniającego projekt budowlany i wydane wcześniej decyzje administracyjne. Elementem składowym tego opracowania powinien być projekt monitoringu oddziaływania budowanych obiektów na środowisko. Wyniki i wnioski z takiego monitoringu powinny być powszechnie dostępne.

Proces budowania obiektów infrastruktury komunikacyjnej musi być monitorowany pod względem zgodności z zatwierdzoną dokumentacją projektową oraz w zakresie faktycznego oddziaływania budowy na środowisko. Proces budowania powinien kończyć się profesjonalnie sporządzonym projektem powykonawczym.

Bardzo istotnym elementem w rozważanej problematyce jest monitoring stanu środowiska w okresie użytkowania obiektów infrastruktury środowiska, w tym przejść dla zwierząt. Monitoring taki musi być prowadzony przez upoważnione jednostki naukowo-badawcze. Wyniki monitoringu powinny powodować odpowiednią ewolucję w zakresie praktycznej realizacji zasady zrównoważonego rozwoju, dotyczącej w tym przypadku między innymi przejść dla zwierząt.

## LITERATURA

- [1] Katalog konstrukcji przepustów i przejść dla zwierząt w infrastrukturze komunikacyjnej firmy Hobas. *Raport nr R/01708/W*. Infrastruktura Komunikacyjna Sp. z o.o. Żmigród, czerwiec 2008
- [2] Kurek R.: *Przejścia dla zwierząt przy drogach-rozwiązania optymalne oraz doświadczenia i problemy w zakresie projektowania*, cz. 2, s. 56-59, „Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne” 2011
- [3] Lachowicz M., Podhorecki A.: *Budowa przepustów i przejść dla zwierząt w warunkach zrównoważonego rozwoju*, s. 74-77, „Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne” 2012
- [4] Wysokowski A., Howis J.: *Przepusty w infrastrukturze komunikacyjnej*-cz. 1. *Artykuł wprowadzający*. „Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne” 2008, nr 2 (17), s. 52-56; cz. 2. *Aspekty prawne projektowania, budowy i utrzymania przepustów*, nr 3 (18), s. 68-73; cz.3. *Przepusty tradycyjne*, nr 4 (19), s. 54-59; cz. 4. *Przepusty nowoczesne*, nr 5 (21), s. 84-88; cz. 5. *Przepusty jako przejścia dla zwierząt*, 2009, nr 1 (22), s. 70-75; cz. 6. *Materiały do budowy przepustów*-cz. I, nr 3 (24), s. 99-104; cz. II, nr 5 (26), s. 36-43; cz. 7. *Metody obliczeń konstrukcji przepustów*-cz. I. *Ogólne zasady obliczeń*, 2010, nr 2 (29), s. 88-95; cz. II *Tradycyjne metody obliczeń*, 2010, nr 3 (30), s. 96-103; cz. III *Nowe metody obliczeń*, 2010, nr 5 (32), s. 72-81, cz. IV *Obliczenia przepustów Metodą Elementów Skończonych-MES*, 2011, nr 3 (36), s. 54-57.

## SELECTED PROBLEMS STRUCTURE OF CULVERTS AND PASSAGES FOR ANIMALS

*Summary.* Among the roadway infrastructure dedicated to the protection of animals, there are bottom passages (underground), including tunnels and culverts for small animals, culverts for reptiles, passages for large and medium size animals, estacades and upper passages (above ground), including landscape bridges and large above ground passages (so called, green bridges).

In every particular phase of building investment process, the rule of balanced development shall be considered. The principle of this rule is the connection of fast economic development and improvement of life quality with improvement of agricultural environment conditions. In fact, it though the strategy for social and economic development. The rule of balanced development is much wider concept than traditionally understood environmental protection. It is common situation, that ecological organizations "force" construction of over-developed roadway infrastructure including only structures for animal protection, however, limiting significantly this way understanding of the rule of balanced development to environment protection only. It becomes commonly agreed that implementation of the rule in everyday life still requires a lot of actions. In connection with this, extensive research and science, and popularization of knowledge in this matter by education becomes major importance issue.

## 8. TRWAŁOŚĆ I BEZPIECZEŃSTWO UŻYTKOWE DACHOWYCH KONSTRUKCJI DREWNIANYCH NA PRZYKŁADZIE WYBRANYCH OBIEKTÓW ZABYTKOWYCH

### 1. WSTĘP

Problem bezpieczeństwa użytkowego konstrukcji obiektów zabytkowych występuje nie od dzisiaj. Każda epoka próbowała stworzyć system utrzymywania i napraw obiektów budowlanych oraz elementów, szczególnie tych, które zostały wykonane z materiałów o najkrótszej żywotności technicznej. Do takich materiałów niewątpliwie należy drewno, którego trwałość jest znacznie niższa w porównaniu np. z kamiennymi lub ceramicznymi konstrukcjami murowymi. Drewno jest jednym z podstawowych budulców występujących w obiektach zabytkowych, stąd też stanowi o ich trwałości oraz bezpieczeństwie użytkowym. Niejednokrotnie okazuje się, że pozornie dobrze wyglądająca konstrukcja może stanowić poważne zagrożenie [1, 2]. Przeglądy okresowe obiektów, o jakich mówi się w art. 62 Ustawy Prawo budowlane [10] ograniczają się głównie do oględzin wzrokowych, a takie nie muszą zagwarantować w pełni rzetelnej oceny stanu technicznego obiektu budowlanego. Zapisy Ustawy [10] nie uszczegóławiają wymagań w stosunku do zakresu przeglądów okresowych. Ustawa ta nie narzuca również osobom przeprowadzającym kontrolę, aby wskazywały na przyczyny ewentualnego gorszego lub złego stanu technicznego oraz sposobu ich usunięcia. Czynności te są już zazwyczaj przedmiotem innych opracowań, tj. orzeczeń lub ekspertyz technicznych.

### 2. WPROWADZENIE DO ZAGADNIENIA

Temat pracy jest następstwem wieloletnich obserwacji oraz badań obiektów. Do jego omówienia posłużono się przykładem dwóch zabytkowych budynków: kościoła w miejscowości Wierzbnik oraz Zespołu Szkół im. Prymasa Tysiąclecia Kard. Stefana Wyszyńskiego w Opolu.

W dwóch wspomnianych obiektach, tylko dzięki zbiegowi okoliczności, zwrócono uwagę na zły stan techniczny ich konstrukcji drewnianych. W przypadku kościoła były to oględziny przeprowadzone dla całości obiektu po ugaszeniu pożaru, jaki miał miejsce w części prezbiterialnej. Bardziej wnikliwe badanie konstrukcji dachu wskazało wówczas na pewne mankamenty, które nie mogły być obojętne dla dalszej bezpiecznej eksploatacji tej świątyni. W obiekcie tym od wielu lat nie przeprowadzano żadnego remontu, poza drobnymi, bieżącymi naprawami oraz „kosmetyką” zewnętrzną.

W drugim przypadku, użytkownik obiektu zaplanował podwieszenie trzech ciężkich żyrandoli nad pomieszczeniem auli szkolnej o wadze 350 kg każdy i zwrócił



się z zapytaniem o ocenę możliwości technicznych ich podwieszenia do drewnianej konstrukcji stropu o wymiarach w rzucie 14,0 x 7,0 m. Przeprowadzone oględziny stropodachu nad aulą wykazały, że w czasie remontu kapitalnego jego elementów konstrukcyjnych i pokrycia pominięto czynność wglębnego sprawdzenia wszystkich dostępnych elementów drewnianych z uwagi na korozję biologiczną, która przy pobieżnych oględzinach wzrokowych była niezauważalna. Jak się później okazało, stopień zniszczenia drewna będący konsekwencją wcześniejszego żerowania owadów nie był obojętny dla bezpiecznego użytkowania tej części budynku.

O kondycji technicznej całości obiektu stanowią jego najsłabsze elementy, stąd powinny być one w pierwszej kolejności przedmiotem obserwacji i badań, nie pomijając jednak pozostałych.

### 3. ZAKRES PRZEPROWADZONYCH BADAŃ I ANALIZ DLA DREWNIANYCH KONSTRUKCJI DACHOWYCH W WYBRANYCH OBIEKTACH

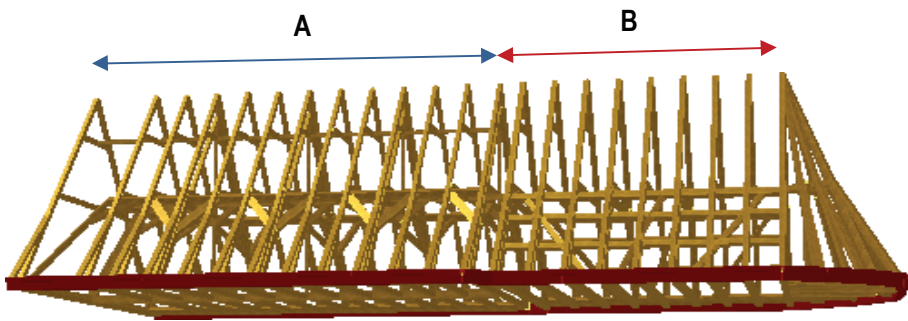
#### **Budynek kościoła parafialnego**

Budynek kościoła parafialnego w Wierzbniku jest obiektem wolnostojącym. Jego powstanie datowane jest na drugą połowę XIV wieku. W kolejnych okresach ulegał przebudowie i rozbudowie. Ostatnią odnowę przeprowadzono w 2011 roku (poprzednią w 1954 roku) – rysunek 1a, b. Bryła kościoła składa się obecnie z czterech części. Najstarsze to prezbiterium i zakrystia (XIV w.), których ściany nadziemne wykonano z cegły ceramicznej pełnej na zaprawie wapiennej. Ściany fundamentowe i fundamenty wykonano z kamienia. Do dwóch pozostałych części zalicza się budynek stanowiący przedłużenie prezbiterium oraz wieżę wraz z dzwonnica. Wspomniane fragmenty budynku wykonano w okresie późniejszym. Fundamenty, ściany fundamentowe oraz nadziemne wykonano z cegieł ceramicznych pełnych na zaprawie wapiennej. Prezbiterium oraz nawę kościoła zwieńczono sklepieniem beczkowym, z tym że nad częścią starszą występuje sklepienie murowane, natomiast nad nowszą zabudowana została jedynie drewniana atrapa. Całość obiektu przykryto dachem o konstrukcji drewnianej wieszarowej z pojedynczym wieszakiem (część nowsza) oraz krokwiowo-jętkowej z zastrzałami (część starsza). Dach pokryto ceramiczną dachówką karpiówką, ułożoną podwójnie w koronkę na zaprawie wapiennej. W 1992 roku wymieniono pokrycie dachu na nowe. Wieża kościelna zwieńczona została dwoma drewnianymi kopułami, zakończonymi hełmami, pokrytymi blachą cynkową. W 2011 roku odnowiono elewację budynku kościoła i wykonano drenaż opaskowy (rys. 1b). Bardzo często złudna okazuje się ocena stanu technicznego zabytkowych i starszych wiekowo obiektów budowlanych, dokonywana jedynie na podstawie ich wyglądu zewnętrznego, tj. po wymianie pokrycia dachowego i wyremontowaniu elewacji. Te elementy wykończenia są wizytówkami obiektów, lecz niestety w większości przypadków tylko pozornie kojarzą się z ich dobrym stanem technicznym. Obiektom zabytkowym powszechnie przypisuje się masowność oraz dobrą jakość wykonania i tak są one złudnie postrzegane, nawet po wielu latach ich eksploatacji. Na rysunku 1 przedstawiono widok południowej elewacji budynku kościoła przed i po renowacji, natomiast na rysunku 2 pokazano schemat więźby dachowej z wyraźnym jej podziałem na część nowszą „A” i starszą „B”.



Rys. 1. a) Budynek kościoła przed remontem elewacji, b) Widok budynku w 2011 roku

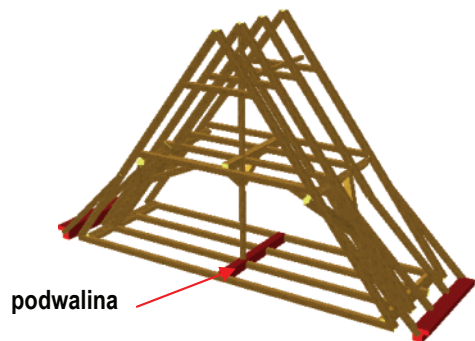
Fig. 1. a) The building of the Church before the facade restoration, b) The building in year 2011



Rys. 2. Widok więźby dachowej ;„A” część nowsza i „B” część starsza

Fig. 2. A view of the wooden roof construction: newer part: „A” and older part „B”

Najłabszym elementem konstrukcyjnym więźby dachowej okazała się podwalina, zlokalizowana w jego części „A” (rys. 3).

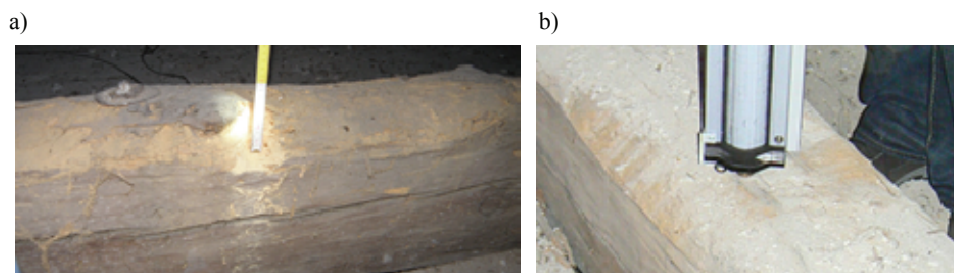


Rys. 3. Widok poddasza oraz schemat statyczny więźby dachowej w części „A”

Fig. 3. A view of the attic and a static scheme of wooden roof construction of part „A”

Do obliczeń sprawdzających tego elementu przyjęto znacznie osłabiony w wyniku penetracji owadów jej przekrój poprzeczny, o wymiarach  $b \times h = 110 \times 140$  mm (zamiast  $240 \times 280$  mm), tj. charakteryzujący się 4,5 x mniejszą powierzchnią i 17,5-krotnie mniej-

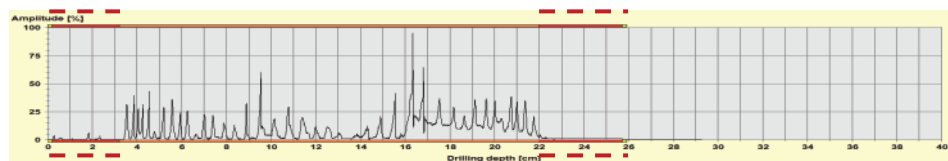
szym momentem bezwładności w stosunku do stanu pierwotnego. Poza badaniami tradycyjnymi *in situ* elementów drewnianych, tj. ustaleniu głębokości uszkodzeń przekrojów drewnianych elementów nośnych (rys. 4a), dodatkowo (w okresie późniejszym) przeprowadzono wgłębne badania całego przekroju za pomocą rezystografu IML RESI F-400S (rys. 4b). Wynik jednego z wykonanych przewiertów zamieszczono w tabeli 1. Badania rezystograficzne wskazały na znacznie większy zakres uszkodzeń niż to można było oszacować za pomocą typowych odkrywek – podwalina wyglądająca wstępnie na nieuszkodzoną, ostatecznie okazała się w bardzo wysokim stopniu zużyta technicznie.



Rys. 4. a) Tradycyjny pomiar wielkości uszkodzeń podwaliny, b) badanie rezystografem  
Fig. 4. a) Traditional measurement scope of bed timber damage, b) resistograph research

Tabela 1. Diagram pomiaru oporu skrawania drewna za pomocą rezystografu

Table 1. Diagram of drilling resistant measurement using resistograph



- Drewno o niskich parametrach wytrzymałościowych, czego przyczyną mogą być uszkodzenia wynikające z korozji biologicznej tkanki, ale także użycie słabego drewna o niskich walorach konstrukcyjnych.
- Drewno zniszczone – wykres przyjmuje tu kształt płaski, co świadczy o rozległej
- - - i praktycznie całkowitej destrukcji tkanki drzewnej

Obliczenia sprawdzające przeprowadzone dla podwaliny po wykonaniu odkrywek i pomiarze wielkości osłabienia przekroju metodami tradycyjnymi wykazały spore przekroczenie wielkości dopuszczalnych stanu granicznego nośności i przydatności do użytkowania [7, 8]. Wyniki tych obliczeń zamieszczono w tabeli 2. Pozwoliły one na dopuszczenie budynku kościoła do dalszej eksploatacji pod warunkiem usunięcia jakichkolwiek obciążeń z przestrzeni poddasza, z jednoczesnym wyłączeniem tej kondygnacji z dalszego użytkowania (tab. 2. kol. 5 i 6) – poza okresowym przebywaniem na niej pojedynczych osób obsługi. Przeprowadzenie badań uzupełniających wskazało na konieczność przynajmniej częściowego wyłączenia budynku kościoła z użytkowania. Ciężar własny konstrukcji stropu, podłogi oraz drewnianych sklepień beczkowych (podwieszonych do stropu w części „A”) oszacowano na ok. 10,5 tony [3]. Ta część stropu, pozbawiona nawet w całości obciążenia użytkowego [6] może już stanowić bezpośrednie zagrożenie dla użytkowników budynku.

Tabela 2. Zestawienie wyników obliczeń sprawdzających

Table 2. Listing of checking calculations

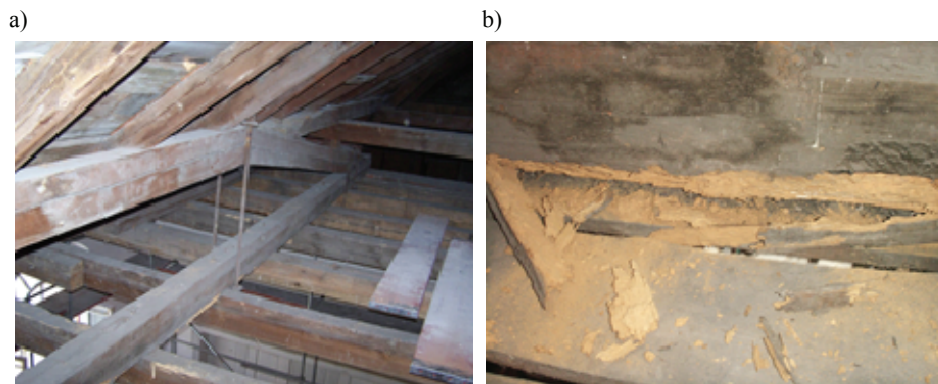
Lp.	Rodzaj elementu	Element nieuszkodzony/uszkodzony 1*		Element uszkodzony 2**	
		wykorzystanie wytrzymałości	ugięcie	wykorzystanie wytrzymałości	ugięcie
		[%]	[cm]	[%]	[cm]
1	2	3	4	5	6
1	podwalina	33 / 202	0,80 / 4,14	101,5	2,42
2	belki strop.	33 / 103	0,80 / 4,14	49	2,42

\*) stan istniejący konstrukcji przy pełnym obciążeniu użytkowym stropu

\*\*) stan istniejący konstrukcji przy ograniczonym obciążeniu użytkowym

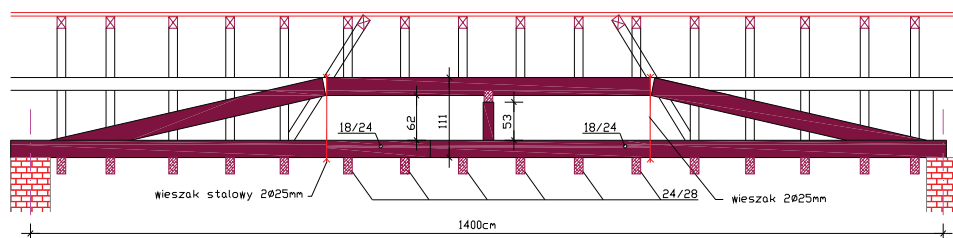
### Budynek zespołu szkół

Drugi z obiektów zlokalizowany jest w ścisłej zabudowie miejskiej przylegającej do centrum miasta Opola. Do dzisiaj użytkowany jest zgodnie z przeznaczeniem, jako budynek szkolny, z częścią wydzieloną na bibliotekę publiczną. W okresie kilku ostatnich lat poddano remontowi jego pokrycie, wymieniając je w całości na nowe. Dach stromy (o pochyleniu  $\sim 35^\circ$ ) pokryto dachówką ceramiczną, ułożoną na łątach i kontrłatach z dodatkowym zabezpieczeniem folią, natomiast dach płaski o pochyleniu  $\sim 3^\circ$  pokryty został papą ułożoną na pełnym deskowaniu. Konstrukcje tych dachów są wzajemnie powiązane i w miejscu styku wspierają się na jednym, poprzecznym – drewnianym wiązarze wieszarowym (rys. 5 i 6). Konstrukcja wieszara w dniu badań nie była już kompletna. W pasie dolnym (ściąg) oraz górnym widoczne były pozostałości po drewnianych krzyżulcach i słupkach. Te ostatnie zastąpiono dwoma podwójnymi wieszakami wykonanymi ze stalowych prętów gładkich o średnicy  $\varnothing 25$  mm. Rozpiętość wieszara wynosiła ok. 14 m. Do dolnego pasa ściąg wieszara ( $h \times b = 24/13$  cm), podwieszono drewniane belki stropu o dwuprzęsłowym schemacie statycznym i o przekroju 28/24 cm, ułożone w rozstawie średnio co  $\sim 86$  cm. Cały wieszar został wgłębnie i obwodowo porażony lokalnie na głębokość co najmniej 5 cm, przez biologiczne szkodniki drewna budowlanego (rys. 5b). Do badań pobrano fragment pasa dolnego utrzymującego ponad połowę stropu poddasza. Zarówno na znacznej powierzchni belki, jak również na powierzchniach próbki licznie występowały owalne otwory wylotowe oraz kanały owadów o średnicach 6–8 mm, wskazujące na żerowanie owada o nazwie Spuszczel. Otwory wylotowe owadów oraz kanały były intensywnie wypełnione mączką drzewną. Żerowisko było już nieczynne, co potwierdziło badanie próbki pod mikroskopem. Stan techniczny wspomnianego elementu uznano za bardzo zły, stanowiący rzeczywiste zagrożenie katastrofą budowlaną.



Rys. 5. a) Widok wieszara, b) uszkodzony przez owady pas dolny

Fig. 5. a) wooden roof truss b) lower wooden timber boom damaged by the insects

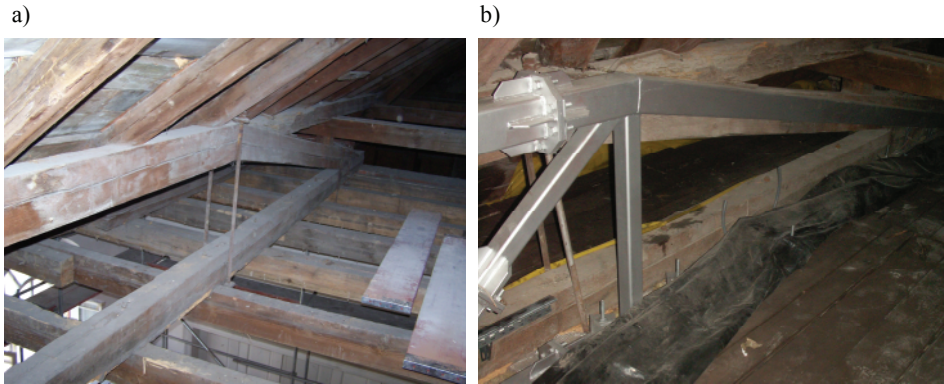


Rys. 6. Schemat wieszara drewnianego

Fig. 6. A scheme of the wooden construction of the roof

Wieszak jako główny element nośny tej części dachu utracił swoją sztywność. Dolny jego pas jak również ukośny pas górny (zastrzał) były w minionym czasie już wzmocnione, stąd problem bezpiecznej eksploatacji tej konstrukcji pojawił się już znacznie wcześniej. Rzeczywiste (trwałe) ugięcie dolnego pasa wieszara w środku jego rozpiętości (pozbawionego obciążenia użytkowego stropu [6] i przy braku śniegu oraz wiatru [4, 5]) wynosiło 18 cm, co przekraczało już wielkość dopuszczalną o 157% [7, 8].

Sprawdzające obliczenia statycznie wytrzymałościowe wykazały, że w przypadku pełnego obciążenia wieszara (jaki możliwe byłoby tu do wystąpienia) jego całkowite ugięcie mogłoby osiągnąć wielkość 27 cm, natomiast nośność przekrojów mogłaby zostać przekroczone, odpowiednio dla zastrzału ok. 2,8-krotnie, dla pasa górnego ok. 2,2-krotnie natomiast dla pasa dolnego nawet kilkunastokrotnie. W takim stanie wiąz (rys. 7a) nie byłby zdolny do bezpiecznego przeniesienia wielkości zewnętrznych obciążeń, jakie mogłyby tu wystąpić [4-6], stąd odciążono go poprzez zabudowanie dodatkowej, kratowej konstrukcji wzmocniającej (rys. 7b). Nowy wiąz stalowy przejął na siebie wszystkie obciążenia przypadające od dachu oraz od podwieszonoego stropu, pozwalając jednocześnie na pozostawienie na miejscu zabytkowej konstrukcji wieszarowej. Rozwiązanie to zostało zaakceptowane przez Opolskiego Wojewódzkiego Konserwatora Zabytków.



Rys. 7. a) Wieszar istniejący, b) dodatkowa konstrukcja wzmacniająca

Fig. 7. a) Existing hanging roof system, b) additional strenghtending system

#### 4. PODSUMOWANIE

W obydwu rozpatrywanych przypadkach wystąpiły problemy związane ze znacznym osłabieniem przekrojów nośnych dolnych elementów konstrukcji drewnianej, tj. podwaliny w budynku kościoła oraz pasa dolnego wieszara i belek stropowych w budynku Zespołu Szkół im. Prymasa Tysiąclecia Kard. Stefana Wyszyńskiego w Opolu. Wymienione wyżej elementy zostały uszkodzone przez owady, których żerowiska w dniu badań były już nieaktywne. Zagrożeniem, jakie w tym przypadku występowało nie był sam fakt osłabienia konstrukcji, lecz brak świadomości tego zagrożenia, czyli niewiedza na temat stanu technicznego elementów budynku. Pomimo znacznego przekroczenia wielkości dopuszczalnych naprężeń uszkodzone konstrukcje drewniane nadal pełniły przewidziane dla nich funkcje. Taka sytuacja mogła mieć miejsce tylko dzięki praktycznie całemu odciążeniu tych elementów w zakresie obciążenia użytkowego.

Wiek więzby dachowej budynku kościoła oszacowano na ponad 150 lat, natomiast budynku szkoły na ok. 100 lat. Obydwa obiekty zostały wpisane do rejestru zabytków. Przeciętny czas trwania budynków murowanych z cegły ceramicznej pełnej szacuje się na 100-150 lat w przypadku fundamentów wykonanych z kamienia [9]. Przeciętny czas trwania konstrukcji drewnianych więzby dachowych to 60-80 lat [9]. Można zatem stwierdzić, że okresy żywotności technicznej przedmiotowych konstrukcji dachowych dobiegły już końca. Taki wniosek byłby zasadny, gdyby ocena ta dotyczyła wszystkich elementów drewnianych wspomnianych dachów, a tak nie jest. W rzeczywistości stan techniczny pozostałych elementów drewnianych dachów można było uznać za zadowalający. O ile w budynku Zespołu Szkół w Opolu problem rozwiązano poprzez wymianę belek stropowych na nowe, podwieszając je do niezależnej konstrukcji kratowej z pozostawieniem wieszara oryginalnego, to w budynku kościoła sprawa pozostaje nadal aktualna. Powodem takiego stanu jest brak środków finansowych na wymianę uszkodzonych elementów. Poddasze kościoła zostało wyłączone całkowicie z użytkowania „czekając” na lepsze czasy. Cały obiekt jest obecnie użytkowany w bardzo ograniczonym zakresie.

Trwałość konstrukcji drewnianych zależy od wielu czynników, w tym od ich zużycia naturalnego. Głównym jednak czynnikiem decydującym o trwałości tych elementów jest

obecnie działalność człowieka, a dokładniej trafność podejmowanych decyzji przez właścicieli zabytków nieruchomych lub obiektów starszych. Brak jakichkolwiek decyzji jest działaniem wspomagającym jedynie destrukcję. Dobry wygląd obiektu i jego elementów jest często mylący i „usypiający” czujność osób odpowiedzialnych za ich stan techniczny. Brak przeprowadzania jakichkolwiek badań jest postępowaniem niewłaściwym i niedopuszczalnym, natomiast badania ograniczane do metod tradycyjnych mogą czasami okazać się niewystarczającymi. Problem ten dotyczy głównie zakrytych konstrukcji lub ich fragmentów, np. końcówek belek osadzonych w murach, w miejscach niedostępnych lub trudno dostępnych. Punktem wyjściowym do wykonywania ocen stanu technicznego obiektów powinny być przeglądy okresowe, przeprowadzane z częstotliwością dostosowaną do ich stanu technicznego [10]. Zapisy protokołów powinny wskazywać na ewentualną konieczność sporządzenia ekspertyz mykologiczno-budowlanych lub też projektów napraw przez osoby posiadające stosowne kwalifikacje i doświadczenie zawodowe. Przeglądy okresowe obiektów, przeprowadzane w oparciu o art. 62 Ustawy [10] powinny dokładniej analizować stan techniczny konstrukcji, których użytkowanie w sposób bezpośredni lub pośredni może decydować o ich bezpieczeństwie. Brak precyzyjnych wytycznych (wymagań) w stosunku zakresu badań, a także do wzoru i zawartości protokołów stwarza „sprzyjającą” sytuację w pomijaniu ważnych aspektów w bezpiecznej eksploatacji a tym samym trwałości obiektów budowlanych, w tym szczególnie zabytkowych i starszych wiekowo. Pojęcie trwałości konstrukcji powinno wiązać się ściśle z bezpieczeństwem jej użytkowania, ponieważ trudno w dzisiejszych czasach spotkać tego typu obiekty, które nie są w ogóle eksploatowane (poza ruinami) i na bieżąco przystosowywane do aktualnych potrzeb ich właścicieli a także do wymagań stale zmieniających się przepisów pomimo wielu ulg. O dobrej kondycji i trwałości obiektu budowlanego nie może świadczyć wyłącznie jego zadowalający wygląd, lub też zewnętrzna powłoka jego elementów składowych. Obiekty zabytkowe i starsze z uwagi na swój wiek oraz walory historyczno - zabytkowe (w tym niepowtarzalność) wymagają przeprowadzania częstszych i bardziej wnikliwych obserwacji oraz badań. Każdy uszkodzony element niezależnie od jego przeznaczenia i miejsca wbudowania w obiekcie powinien być w trybie pilnym zabezpieczony i naprawiony, ponieważ zakres uszkodzeń będzie postępował w miarę upływu czasu. Jedną z głównych przyczyn destrukcji, niewynikającej ze stanu technicznego jest stały brak środków finansowych na ratowanie obiektów starszych wiekowo i technologicznie, w tym zabytków.

## LITERATURA

- [1] Bajno D., 2012. Badania własne na obiektach zabytkowych, przeprowadzone w latach 1998-2012.
- [2] Bajno D., 2012. The durability and safe use of selected wooden structures based on the example of the seventeenth century castle tower in Bierutów, lower Silesia province, Poland. 8 Międzynarodowa Konferencja SAHC, Wrocław.
- [3] PN-82/B-02001. Obciążenia budowli. Obciążenia stałe.
- [4] PN-77/B-02011:1997/Az-1. Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem.
- [5] PN-80/B-02010/Az1. Obciążenia w obliczeniach. Obciążenie śniegiem.
- [6] PN-82/B-02003. Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe.

- [7] PN-B-03150:2000. Konstrukcje drewniane. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [8] Thierry J. Zaleski S., 1982. Remonty budynków i wzmacnianie konstrukcji. Arkady Warszawa.
- [9] PN-81/B-03150.01÷03. Konstrukcje z drewna i materiałów drewnopochodnych. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [10] Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (t.j.).
- [11] Ważny J., Karyś J., 2001. Ochrona budynków przed korozją biologiczną. Arkady Warszawa.

## THE DURABILITY AND THE USABLE SAFETY OF WOODEN ROOF CONSTRUCTIONS ON THE EXAMPLE OF CHOSEN LISTED BUILDING OBJECTS

*Summary.* Listed buildings may be defined as individually-formed and unique in range of region or even country, they're situated in. Their damage might cause non-reversible loss for the history and heritage of every nation. That is why the proper maintenance in high technical efficiency of all their elements, is the basic procedure to extend the liveness of these buildings and all their components. Very often it is impossible to obtain this by one, single interference, which is being done to save the listed substance of the building. This must be a long-term process, that requires making a precise control of technical condition of every listed building object. Following paper contains guidelines, how to maintain these kind of buildings





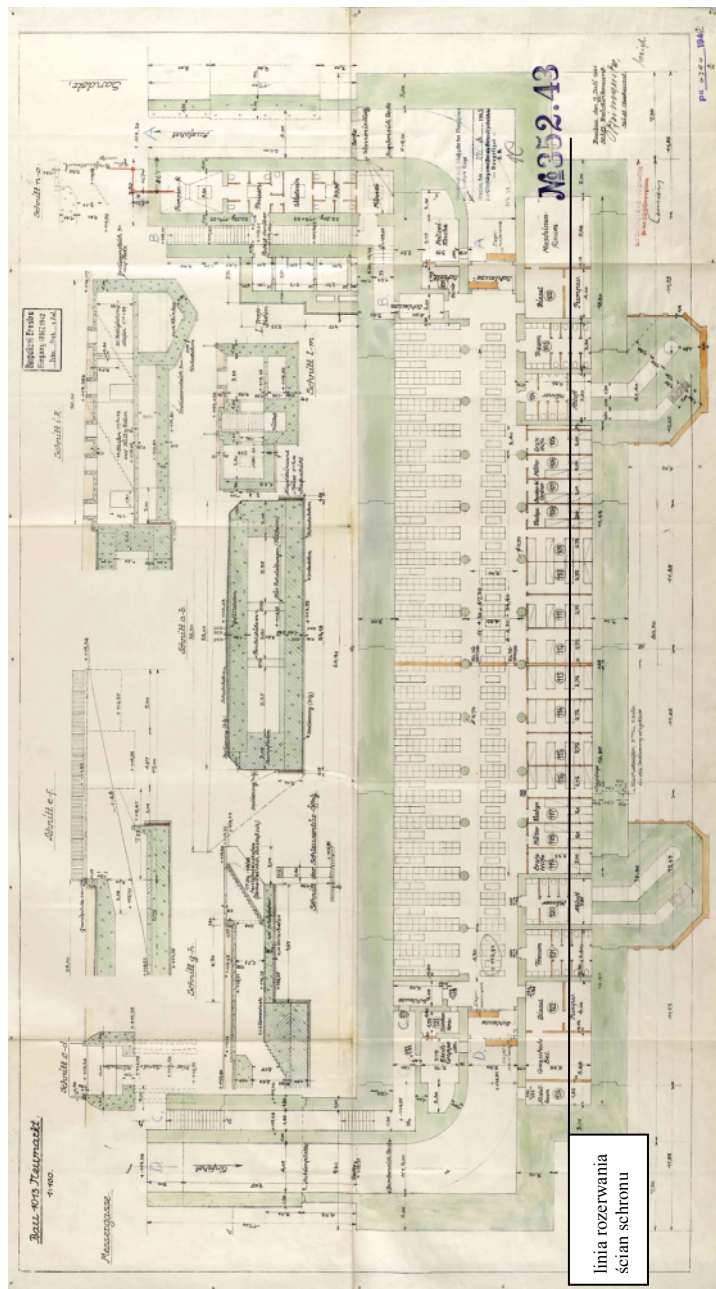
## 9. ANALIZA PRZYCZYN AWARII I PROBLEMY KONSTRUKCYJNE ZABEZPIECZENIA PONIEMIECKIEGO SCHRONU PODZIEMNEGO

### 1. WPROWADZENIE

Na terenie wielu polskich miast znajdują się ciągle nietypowe obiekty budowlane takie, jak np. schrony podziemne, pochodzące zarówno z czasów II wojny światowej, jak i okresu tzw. zimnej wojny. W ostatnich latach, z uwagi na dążenie do jak najbardziej efektywnego wykorzystania terenów miejskich, zwłaszcza w ścisłych centrach miast, projektuje się i buduje nowe budynki mieszkalne lub użyteczności publicznej posiadające wielokondygnacyjne parkingi podziemne. Zdarza się, że dochodzi w takich przypadkach do kolizji posadowienia nowego budynku z takim nietypowym obiektem, charakteryzującym się zwartością zabudowy, dużą masą i znacznymi przekrojami elementów konstrukcyjnych. Obiekty te nie zawsze są opłacalne do wyburzenia. Wykonywanie głębokich wykopów w sąsiedztwie takich konstrukcji wymaga wówczas zaprojektowania odpowiedniego zabezpieczenia zarówno tych obiektów, jak i ścianek samych wykopów [1, 2], na które działać będą dodatkowe, duże obciążenia w postaci naporów od tych podziemnych obiektów.

### 2. OPIS KONSTRUKCJI SCHRONU

Według dokumentacji archiwalnej omawiany schron został wybudowany na przełomie 1942 i 1943 roku z pierwotnym przeznaczeniem na szpital. W rzucie obiekt ma całkowite wymiary 45,2 x 94,8 m (bez grubości warstw izolacji i dociskowych), a szerokość w przekroju sali głównej wynosi 22,0 m (rys. 1). W obiekcie można wyróżnić: dwie strefy wejściowe ze schodami i pochylniami wjazdowymi, strefy technologiczne oraz salę główną. Schron ma konstrukcję żelbetową, monolityczną. Grubość ścian chroniących salę główną i strefy technologiczne wynosi 3,0 m, a grubość stropu i płyty dennej – 1,4 m.

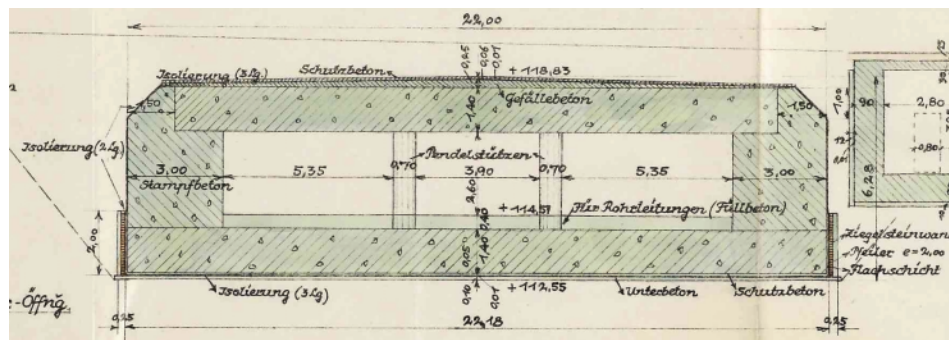


Rys. 1. Rysunek archiwalny konstrukcji schronu  
 Fig. 1. Archival structural drawing of the shelter

Strop, o rozpiętości całkowitej 16,0 m w świetle ścian, oparty jest na ścianach zewnętrznych na długości 1,5 m (na warstwie poślizgowej z papy) oraz na okrągłych słupach o średnicy 0,7 m (rys. 2). Słupy umieszczone są w dwóch rzędach, w liczbie 12 i 8 sztuk i są rozstawione wzdłuż sali głównej co 4,3 m osiowo. Rozpiętość poszczególnych przęseł płyty stropowej wynosi: 5,7, 4,6 i 5,7 m. Wysokość sali głównej wynosiła pierwotnie 2,6 m w świetle między posadzką a stropem (rys. 3).



Rys. 2. Widok ogólny głównej sali schronu z układem słupów podpierających strop  
Fig. 2. View of the main hall of the shelter with pillars supporting slab deck



Rys. 3. Przekrój poprzeczny schronu – fragment rysunku archiwalnego  
Fig. 3. Cross-section of the shelter – detail form the archival drawing

Według dokumentacji archiwalnej poziom posadowienia płyty dennej przyjęto 112,55 m, natomiast poziom terenu wynosił 119,26 m. Wynika z tego, że schron został posadowiony na głębokości ok. 6,70 m ppt z tym, że są pomieszczenia posadowione nieco głębiej (rys. 1). Poziom góry płyty dennej wynosi 114,11 m, a poziom posadzki – 114,51 m. Podłużne ściany zewnętrzne są zdylatowane wkładkami z blachy gr. 2 mm co ok. 11-12 m. Według projektu w płycie dennej zaprojektowano następujące warstwy: beton podkładowy 10 cm, izolacja z 3 warstw papy 1 cm, beton dociskowy 5 cm, płyta

nośna 1,4 m, beton posadzkowy 40 cm (na przewody instalacji odwadniania) w części sali głównej. W obiekcie został wykonany system odwadniania - schowany w posadzce, ułożonej na płycie dennej. W posadzce pozostały widoczne punkty odpływu i kanały odpływowe. Warstwy stropu miały być następujące: płyta górna 1,40 m, beton spadkowy do 25 cm, izolacja z 3 warstw papy 1 cm, beton dociskowy 6 cm. Na ścianach bocznych zaprojektowano szlichtę wyrównawczą, izolację pionową z 2 warstw papy ze ścianką dociskową murowaną z cegieł wzmocnioną co 2,0 m filarkami. W projekcie archiwalnym wysokość ścianki dociskowej zaprojektowano na 2,0 m. Na pozostałej części ścian zaprojektowano tylko izolację z 2 warstw papy, jednakże w istniejących odsłonięciach ścian schronu widać, że warstwę dociskową wykonano na całej wysokości ścian, łącznie ze skosami na płycie stropowej (rys. 4). Przy obiekcie znajdują się dwie czerpnie/wyrzutnie powietrza, usytuowane przy ścianie południowej, podłączone do dwóch wentylatorów (rys. 4).



Rys. 4. Widok fragmentu ściany podłużnej schronu i czerpni powietrza

Fig. 4. View of the part of longitudinal wall of the shelter and an air intake chamber

Zewnętrzne ściany nośne schronu nie są sztywno połączone ani z płytą stropową, ani z płytą fundamentową. Stabilność całej konstrukcji zapewniało parcie czynne gruntu na ściany zewnętrzne oraz siły pionowe pochodzące od nadkładu nad płytą stropową, również przekazywane na ściany pionowe, a następnie na płytę fundamentową.

### 3. ANALIZA STANU TECHNICZNEGO SCHRONU

#### Uszkodzenia konstrukcji schronu

Badania obiektu schronu zostały przeprowadzone etapami: pierwszy – przed rozpoczęciem robót związanych z głębokim wykopem wykonywanym w sąsiedztwie schronu i drugi – w chwili powstania awarii, polegającej na pęknięciu ścian poprzecznych i płyty dennej schronu. Celem badań było odpowiednio: określenie stanu technicznego schronu i możliwości jego adaptacji na pomieszczenia techniczne oraz, w drugim przypadku – zdefiniowanie przyczyn powstania uszkodzeń i określenie sposobu zabezpieczenia obiektu.

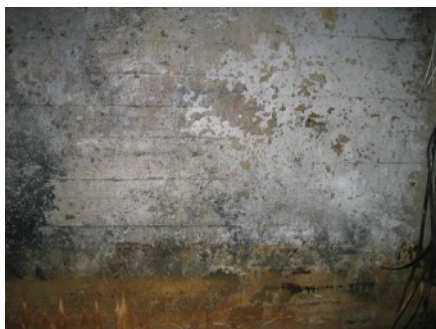
W okresie przed rozpoczęciem robót związanych z wykonywaniem wykopu pod garaż podziemny w schronie stwierdzono następujące uszkodzenia:

- uszkodzenia warstwy dociskowej izolacji przeciwwodnej ścian zewnętrznych (rys. 5),
- długotrwałe zalanie pomieszczeń wodą opadową i gruntową (rys. 2),
- zawilgocenie betonowych ścian (rys. 6),
- lokalną korozję zbrojenia płyty stropowej (rys. 7).



Rys. 5. Widok uszkodzeń izolacji i ścianki dociskowej. Zalanie wykopu wodą napływającą ze studni artestyjskiej

Fig. 5. View of damaged insulation and pressure wall. Trench flooding with water from artesian well



Rys. 6. Zawilgocenie betonowej ściany schronu

Fig. 6. Dampness of concrete wall



Rys. 7. Korozja zbrojenia płyty stropowej

Fig. 7. Corrosion of deck reinforcement

Awaria konstrukcji schronu polegała na pęknięciu poprzecznych ścian zewnętrznych o gr. 3,0 m na całej ich grubości i wysokości (rys. 8), zarysowaniu płyty dennej, osiadaniu (o ok. 10 cm) i obrocie ściany zewnętrznej od strony wykopu (rys. 9) oraz powstaniu szczeliny na styku płyty stropowej i ściany zewnętrznej (rys. 10). Spękaniu uległy też pozostałe ściany wewnętrzne w schronie, znajdujące się na linii pęknięcia (rys. 1).



Rys. 8. Pęknięcie zewnętrznej ściany poprzecznej schronu

Fig. 8. Cracking of the outer transversal shelter wall



Rys. 9. Szczelina powstała na styku ściany zewnętrznej i płyty stropowej schronu

Fig. 9. Gap formed between outer wall and deck slab of shelter



Rys. 10. Oparcie płyty stropowej na ścianie zewnętrznej od wykopu – przed i po awarii

Fig. 10. Supporting of deck slab on outer wall from trench side – before and after the failure

## Badania materiałowe

W celu określenia właściwości i stanu betonu, z którego wzniesiono schron przeprowadzono następujące badania na próbkach pobranych ze ścian schronu (rys. 11) [4, 7, 8]:

- zasięg karbonatyzacji (rys. 12),
- wytrzymałość betonu na ściskanie (rys. 13),
- identyfikację zbrojenia,
- głębokość wnikania wody i szczelność betonu (rys. 14),
- stopień zawilgocenia betonu.



Rys. 11. Odwiert próbki betonu  
Fig. 11. Sample of concrete core



Rys. 12. Głębokość karbonatyzacji  
Fig. 12. Sample after carbonation test

Wykonane niszczące i nieniszczące badania wytrzymałości betonu wykazały, że ma on zróżnicowaną wytrzymałość – od betonu klasy C8/10 do betonu klasy C35/45. Duża jest jednak niejednorodność betonu.

Pomierzona wartość karbonatyzacji betonu we wnętrzu obiektu nie przekraczała 30 mm. W ścianach zagłębienie prętów zbrojeniowych jest  $> 60$  mm – karbonatyzacja betonu nie zagraża trwałości zbrojenia. Jedynie w konstrukcji słupów pręty główne położone są ok. 40-45 mm od powierzchni zewnętrznej słupa i za kilkanaście, kilkadziesiąt lat proces karbonatyzacji może osiągnąć powierzchni zbrojenia.

Zbrojenie konstrukcji wykonano ze stali gładkiej o przekroju okrągłym. Pręty zbrojeniowe w ścianach znajdują się na głębokości ok. 60÷100 mm, a także miejscami odkryto je na głębokości  $> 120$  mm. W słupach nośnych zbrojenie ma mniejszą otulinę o wartości 35÷45 mm. Pręty rozstawione są w odległościach 20÷40 cm (w jednym i w drugim kierunku), przy czym na ogół wartość ta wynosiła  $\sim 30$  cm. Średnice odkutych bądź przewierconych prętów to: 8, 10, 18 mm. Pręty zabezpieczone otuliną betonową były w bardzo dobrym stanie, bez śladów rdzy.





Rys. 13. Próbkę do badań wytrzymałości na ściskanie

Fig. 13. Samples of concrete cores for strength examination



Rys. 14. Oznaczenie głębokości wnikania wody

Fig. 14. Determination of water penetration depth

Badania wilgotności betonu pokazały, że w ścianach należy on do betonów zwykłych. Ściany zanurzone w wodzie miały wilgotność wagową około 8%. Natomiast badania szczelności wykazały, że stopień wodoszczelności betonu konstrukcji schronu wynosi W8, co oznacza, że beton powinien być nieprzepuszczalny dla wody o ciśnieniu 0,8 MPa. Jednakże otrzymane wyniki pomiarów głębokości przenikania wody, wskazywały na dużą niejednorodność betonu i jego lokalną porowatość (rys. 11).

### Określenie warunków geotechnicznych i wodnych

Określenie warunków geo- i hydrotechnicznych w rejonie badanego obiektu i wykonywanego przy nim wykopu było jednym z istotnych elementów analizy przyczyn awarii schronu i sposobu jego późniejszego zabezpieczenia.

Morfologicznie teren posadowienia obiektu jest obszarem słabo zróżnicowanej Pradoliny Wrocławskiej, której podstawowymi elementami są terasy rzeczne oraz starorzecze. Geologicznie pod nasypami niekontrolowanymi zalegają piaski oraz nanosy rzeczne, głębiej żwiry plejstoceny, a najniższe mady holoceny, sięgające kilkudziesięciometrowych głębokości

Wykonano następujące badania i obliczenia [3, 5, 6, 7, 9]:

- sondowania dynamiczne sondą DPH z określeniem stopnia zagęszczenia warstw gruntowych i pomierzeniem poziomu wód gruntowych,
- określenie współczynnika filtracji z analizami sitowymi.

### Opis robót budowlanych prowadzonych w pobliżu schronu

W chwili powstania uszkodzeń schronu w jego sąsiedztwie prowadzone były roboty związane z wykonaniem płyty dennej komory garażu w wykopie zabezpieczonym ścianką szczelną. Bezpośrednio przy schronie zaprojektowano ściankę szczelną jako jednokrotnie kotwioną, poniżej poziomu dna płyty fundamentowej schronu (rys. 15).



Rys. 15. Podparcie w jednym poziomie ścianki szczelnej wykopu wzdłuż schronu  
 Fig. 15. One-level support of steel Larsen wall along shelter wall

Projektowane zabezpieczenie wykopu miało stanowić także przesłonę zabezpieczającą wykop przed napływem wód gruntowych. Wykonanie kotwienia wymagało obniżenia poziomu dna wykopu przy ścianie schronu poniżej rzędnej kotwienia.

#### 4. SYNTEZA PRZYCZYŃ AWARII SCHRONU

Układ istniejących spękań ścian i płyty dennej oraz charakter zmian ich rozwartości, obraz przemieszczeń elementów konstrukcyjnych schronu oraz analiza warunków gruntowych i przebiegu robót budowlanych pozwoliły na stwierdzenie, że przyczyną powstania uszkodzeń schronu było osiadanie jego płyty dennej. Spowodowane ono zostało rozluźnieniem gruntu wzdłuż ścianki szczelnej pod płytą fundamentową (związane z obniżeniem poziomu wód gruntowych w wyniku wykonywania głębokiego wykopu i pompowania wody) oraz poziomym przemieszczeniem ścianki szczelnej. Spowodowało to spękanie płyty fundamentowej schronu i jego ścian bocznych oraz obrót ściany podłużnej schronu w stronę ścianki szczelnej. Ściana nie była w tym momencie zaparta gruntem, a ściana szczelna kończyła się poniżej jej górnego poziomu. W efekcie końcowym płyta stropowa schronu oparła się na słupach i prawdopodobnie jedynie punktowo na ścianie zewnętrznej – szczelina między spodem płyty a górną powierzchnią gniazda w ścianie południowej sięgała na całą głębokość gniazda. W takim przypadku płyta pracowała wspornikowo i jej krawędź południowa mogła być odkształcona (ugięta).

W celu zabezpieczenia zarówno konstrukcji schronu, jak i garażu podziemnego zalecono wykonanie następujących robót:

- ustabilizowanie gruntu pod bunkrem w rejonie jego odprężenia przez zastosowanie odpowiedniej technologii stabilizacji gruntu (zagęszczenie i przywrócenie nośności np. technikami iniekcijnymi) wraz z monitoringiem skuteczności wykonania takiego zabiegu,

- wykonanie iniekcyjnego wypełnienia powstałych spękań w płycie dennej i ścianach oraz w płycie stropowej: od spodu, w styku roboczym oraz od góry, z zastosowaniem odpowiednich systemów naprawczych,
- wykonanie wypełnienia szczeliny pomiędzy płytą stropową a gniazdem w ścianie zewnętrznej z wykorzystaniem betonu ekspansywnego,
- po zakończeniu prac naprawczych – wykonanie prac hydroizolacyjnych.

## LITERATURA

- [1] Deep excavation, Chang – Yu Ou, BALKEMA 2006 r.
- [2] Ochrona zabudowy w sąsiedztwie głębokich wykopów, 2002. Instrukcja nr 376, W. Kotlicki, L. Wysokiński, Instytut Techniki Budowlanej Warszawa.
- [3] PN-B-02480:1986. Grunty budowlane-Określenia, symbole podział i opis gruntów.
- [4] PN-EN 12390-3:2002. Badania betonu. Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badania.
- [5] PN-B-04452:2002. Geotechnika-Badania polowe.
- [6] PN EN ISO 22476-2:2005. Rozpoznanie i badania geotechniczne-Badania polowe- Część 2: Sondowanie dynamiczne.
- [7] PN-EN 13791:2008. Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach i prefabrykowanych wyrobach budowlanych.
- [8] PN-EN 12504-1:2009. Badania betonu w konstrukcjach. Część 1: Odwierty rdzeniowe. Wycinanie, ocena i badanie wytrzymałości na ściskanie.
- [9] PN-EN 1997-2:2009 Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 2: Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego.

## ANALYSIS OF FAILURE CAUSES AND STRUCTURAL PROBLEMS OF STRENGTHENING OF POST-GERMAN UNDERGROUND SHELTER

*Summary.* In recent years, due to desire to make the most efficient use of city centre areas, there are designed and built new apartment or public buildings with multi-storey underground car-parks. It happens that in such cases there is a collision of foundation of a new building with other existing objects. In the paper there is presented an example of failure of underground concrete shelter due to deep excavations in the vicinity of it. In such case there is required the design of appropriate protection for both of these objects.

# 10. PROBLEMY UŻYTKOWE W NOWYCH BUDYNKACH MIESZKALNYCH SPOWODOWANE BŁĘDAMI PROJEKTOWYMI I WYKONAWCZYMI

## 1. WPROWADZENIE

Ważne jest, aby każdy budynek był na swój sposób funkcjonalny. Stąd też od projektantów i wykonawców jako twórców wymaga się profesjonalnego podejścia, co regulują odpowiednie przepisy techniczno-budowlane, tzw. warunki techniczne [6], zasady wiedzy technicznej, zawarte w normach czy potocznie zasady sztuki budowlanej, w odniesieniu do poszczególnych elementów budynków na etapie projektowania oraz procesów związanych z ich wznoszeniem. Niemniej złożoność tych procesów, niestaranność wykonania, brak odpowiedniego nadzoru, wiedzy itp. sprawiają, że powstają różnego rodzaju błędy, wady czy usterki, które dają znać o sobie w okresie użytkowania. Czasami takie defekty prowadzą do poważnych uciążliwości użytkowych, a nawet stanów przedawaryjnych. Praktyka pokazuje bowiem, że nawet niegroźne wady, np. z zakresu fizyki budowni czy trwałości, mogą być przyczyną znacznych uciążliwości w użytkowaniu. Częstą przyczyną tego rodzaju wad są niewłaściwe zabezpieczenia wodochronne lub izolacje termiczne bądź akustyczne, mostki cieplne czy niska odporność materiałów na działanie czynników atmosferycznych. Skutkami takich wad są: zawilgocenia, straty ciepłe, kondensacja wewnątrz przegród, niska izolacyjność akustyczna, korozja materiałów itp. Znane są przypadki poważnych konsekwencji powodowanych niegroźnymi na pozór usterekami, np. zły stan instalacji rynnowych i ich wpływ na podłoże gruntowe, nieszczelność kominowych przewodów spalinowych, odpadający z elewacji tynk itp. Wiele błędów uwidacznia się wraz z wiekiem budynku ale są również takie, które pojawiają się w budynkach nowych. Przykładem takim są stosunkowo nowe wielorodzinne budynki mieszkalne o wysokim standardzie wzniesione w Siemianowicach Śląskich, w których popełniono wiele różnego typu błędów, głównie w trakcie realizacji, ale także w fazie tworzenia dokumentacji projektowej [1]. Skutki niektórych wad okazały się bardzo uciążliwe w użytkowaniu, a nawet niebezpieczne dla zdrowia.

## 2. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA BUDYNKÓW

Przedmiotowe budynki wielorodzinne powstały w 2001 roku w technologii monolityczno-tradycyjnej jako czterokondygnacyjne, z poddaszami mieszkalnymi, wyposażonymi w mieszkania dwupoziomowe. Budynki są dwusegmentowe oddzielone dylatacjami, mieszczą po 33 mieszkania, a w kondygnacjach piwnicznych znajdują się garaże. Część z nich mieści się pod tarasami od strony ulicy i przy ścianach szczytowych, do których prowadzą pochylnie. Elewacje frontowe od strony ulicy wyposażone są w balkony.



Rys. 1. Budynek przy ul. Łokietka nr 10 od strony zachodniej

Fig. 1. General view of the building no 10 at Łokietka Street of west side

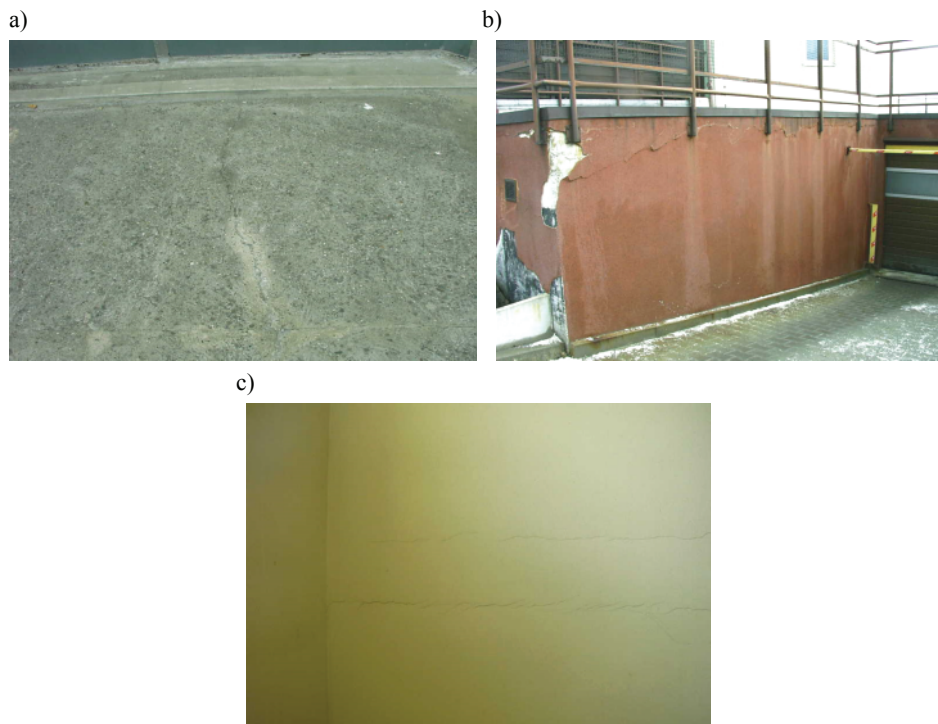
Układ konstrukcyjny budynków jest poprzeczny. Ściany wewnętrzne nośne są żelbetowe o grubości 15 cm, a ściany zewnętrzne osłonowe są wykonane z pustaków Porotherm o grubości 44 cm. Stropy są płytowe żelbetowe typu 2K o grubości 16 cm. Konstrukcja dachu jest krokwiowa na płatwiach. Krokwie o przekrojach 8 x 18 cm są wsparte na ścianach kolankowych, pośrednich płatwiach stalowych z podwójnych ceowników [180 oraz w kalenicy na ścianie żelbetowej. Budynki są posadowane na gruntach spoistych i wyposażone w drenaż obwodowy. Mieszkania posiadają wentylację naturalną grawitacyjną, a garaże są wyposażone w automatyczną mechaniczną wentylację wywiewną.

### 3. POWSTAŁE USZKODZENIA ZEWNĘTRZNE I WEWNĘTRZNE

Już na początku użytkowania budynków stwierdzono liczne wady i usterki, wiele z nich bardzo uciążliwych dla użytkowników. Dokładne badania stanu budynków wykazały znaczną ilość uszkodzeń, głównie spowodowanych błędami wykonawczymi, ale także projektowymi [1]. Generalnie występują dwa rodzaje uszkodzeń: elementów zewnętrznych, tarasów i elewacji oraz uszkodzenia w pomieszczeniach budynków, w części podziemnej, na kondygnacjach i poddaszach.

**Uszkodzenia elementów zewnętrznych budynków.** Najbardziej wyraziste są zarysowania posadzek betonowych na tarasach (1) i zarysowania poziome ścian (2) pod płytami tarasów nad wjazdami. Powstałe rysy mają charakter termiczno-skurczowy. Rysy posadzek betonowych mają rozwarście rzędu 0,1-0,5 mm (rys. 2a). Na ścianach zewnętrznych piwnic widoczne są znaczne zarysowania poziome na obwodzie płyt tarasowych, szczególnie od strony południowej (rys. 2b). Uszkodzenia są zaawansowane i wynikają z nagrzewania słonecznego nieocieplonych i nieodpornych konstrukcyjnie płyt stropowych, najsilniej od strony południowej. Na ścianach zewnętrznych piwnic

wystających ponad teren mają miejsce liczne ubytki i odspojenia tynków mozaikowych (3). Tynki na ścianach szczytowych i przy wejściach wykazują liczne zarysowania skurczowe, przebiegające wzdłuż spoin pustaków (4). Stwierdzono ponadto takie defekty, jak: odspojenia płytek na posadzkach przy wejściach (5), osady glonowe na krawędziach balkonów i tarasów (6), świadczące o ich złym odwodnieniu oraz złe spadki koryt odwadniających tarasy (7) co skutkuje przelewaniem wody i zalewaniem ścian garaży.



Rys. 2. Uszkodzenia elementów zewnętrznych budynków:

- a) zarysowania posadzki betonowej na tarasie południowym przy budynku nr 10,
- b) zarysowania poziome termiczne ścian piwnic pod płytą tarasu,
- c) poziome zarysowania pomiędzy stropem a ścianą klatki schodowej na półpiętrze

Fig. 2. Damage to the exterior of buildings:

- a) Cracks of concrete floor on south terrace at building no 10,
- b) Horizontal thermal cracks of basement walls below terrace,
- c) Horizontal cracks between floor slab and wall of staircase on middle first storey

**Uszkodzenia wewnątrz budynków.** Najliczniejsze są zarysowania ścian i tynków w klatkach schodowych (8) i w mieszkaniach na poddaszu (9). Zarysowania klatek (rozwarcie rys 0,1-0,5 mm) przebiegają głównie na ścianach podłużnych wzdłuż wieńców stropowych (rys. 2c) oraz na ścianach zewnętrznych ostatnich kondygnacji, także pod wieńcami. Pionowe zarysowania przebiegają na ścianach kominowych. Powstałe rysy mogą być wynikiem pracy budynku i osiadania, które mogło powstać z uwagi na mniejszą sztywność budynku w obrębie półpiętrowej części klatki schodowej oraz zmiennych warunków gruntowo-wodnych w spoistym podłożu. Rysy pod dachem wynikają

zapewne z pracy konstrukcji dachu i jej oddziaływania na podpierające ją ściany, w tym ścianki kolankowe i działowe. Uszkodzenia te występują we wszystkich klatkach schodowych, a także w niektórych mieszkaniach. Mogą też wynikać z różnic odkształcalności termicznej żelbetowych wieńców i muru w przypadku słabego ocieplenia wieńca, co potwierdziły zdjęcia termowizyjne. Innym rodzajem uszkodzeń są zacieki na poddaszach przy ścianach kominowych (10). Świadczy to o prozaicznych nieszczelnościach obróbek wokół kominów. O wiele bardziej rozległe okazały się przecieki wody do garaży pod tarasami i zagrzybienia sufitów i ścian (11) (rys. 3a). We wszystkich garażach pod tarasami, po opadach deszczu woda przesiąka przez stropy i ściany zewnętrzne (12) w miejscach występowania rys. Towarzyszą temu zagrzybienia (rys. 3a). Świadczy to o słabych izolacjach wodochronnych tarasów i ścian zewnętrznych. W niektórych pomieszczeniach tworzą się długotrwałe kałuże wody (rys. 3b). Ponadto w przejazdach garażowych są silnie zarysowane posadzki (13). W miejscach tych występują także znaczne ubytki betonu (12) (rys. 3c). Przyczyną jest niska wytrzymałość betonu poniżej 12 MPa, co potwierdziły badania sklerometryczne. Miejsca te wykazują jednocześnie niską odporność na ścieranie (14), czego skutkiem są ubytki i pylenie posadzki.



Rys. 3. Przykłady uszkodzeń wewnątrz budynków:

- a) zagrzybienia na suficie i ścianach w garażu nr 4 w budynku nr 10,
- b) zalanie posadzki w garażu nr 16 w budynku nr 10,
- c) ubytki i zarysowania posadzki w garażu w budynku nr 14 (stan po naprawie)

Fig. 3. Examples of damage inside buildings:

- a) fungi on ceiling and wall in garage no 4 in building no 10,
- b) flooding of garage floor no 16 in building no 10,
- c) losses and cracks of floor in garage of building no 14 (after repairing)

**Wadliwie działająca wentylacja (15).** Wentylacja w mieszkaniach nie funkcjonuje poprawnie z uwagi na zastosowanie pieców centralnego ogrzewania z otwartą komorą spalania oraz odstępstwa od rozwiązań projektowych. Powstający w czasie pracy pieca ciąg w przewodach spalinowych wytwarza w mieszkaniach podciśnienie powodujące odwracanie ciągów w przewodach wentylacyjnych. Według projektu przewidziano dwa rodzaje przewodów doprowadzających do łazienek powietrze do spalania gazu w piecach. Dla łazienek przy ścianach zewnętrznych miały to być czerpnie ściennie, a dla łazienek odległych, kanały 50 x 400 mm prowadzone w podłogach. Jednak kanały te, nie zostały wykonane. Uzgodniono w trakcie budowy ich zamianę na otwory nawiewne za grzejnikami oraz drzwi do łazienek z otworami nawiewnymi o powierzchni 200 cm<sup>2</sup>. Otworów nawiewnych jednak nie wykonano, co znacznie ograniczyło doprowadzenie odpowiedniej ilości powietrza do wentylacji pomieszczeń i spalania gazu w piecach CO. W celu poprawy sytuacji w trakcie eksploatacji budynków zostały zamontowane w niektórych oknach nawiewniki. Zabieg taki jest zalecany normą PN-83/B-03430/Az3 [4] w przypadku zastosowania okien o współczynniku infiltracji „a” mniejszym niż 0,3 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>·h·daPa. Rozwiązanie takie nie zdaje jednak egzaminu, gdyż w warunkach zimowych użytkownicy często zamykają nawiewniki, także okna w sposób szczelny. Wentylacji nie sprzyja także nieprawidłowa izolacja termiczna przegród (16), szczególnie poddasza użytkowego (17, 18), co powoduje obniżenie temperatury pomieszczeń poniżej 20°C, a to z kolei powoduje osłabienie ciągu kominowych przewodów wentylacyjnych. Wynikiem nieprawidłowo działającej wentylacji pomieszczeń jest obniżenie komfortu użytkownika mieszkań, a w szczególności: wykropienia pary wodnej w przegrodach. Konsekwencją są wilgotne ściany, które mogą być powodem rozwoju pleśni oraz grzybów, zła jakość powietrza w pomieszczeniach, w zakresie obniżenia ilości tlenu, nadmiernej wilgoci, drobnoustrojów, nadmierne koszty paliwa do ogrzania pieca CO oraz związana z tym nadmierna emisja gazów spalinywych i realna możliwość zatrucia tlenkiem węgla.

#### 4. ANALIZA WAD I USZKODZEŃ

Jak wykazały analizy poszczególnych uszkodzeń i uciążliwości budynku, przyczyną ich powstania były w przewadze niestaranności wykonawcze i projektowe. Okoliczności niektórych z wad okazały się nietypowe lub zostały spowodowane złożonym wpływem czynników zewnętrznych. Zalania garaży (rys. 3b), jako jednej z większych uciążliwości, świadczą niewątpliwie o nieszczelności izolacji wodochronnych. Dodatkowo, negatywny wpływ mają takie czynniki, jak: występowanie gruntów spoistych, nagrzewanie słoneczne płyt tarasowych oraz słaba wentylacja (15, 20). Grunty spoiste w obecności wody zmieniając swoje właściwości wpływają na tworzenie się zarysowań ścian. W przypadku przedmiotowych budynków sprzyja temu wyżej położony otaczający teren powodujący większy napływ wody. Istotnego znaczenia nabiera w takich okolicznościach drenaż wokół budynku oraz zdolność hydroizolacji do mostkowania rys. Rozwiązania te okazały się jednak nieskuteczne. Dodatkowym silnym negatywnym wpływem objawiły się odkształcenia termiczno-skurczowe płyt tarasowych w zestawieniu z brakiem dyatacji w nawierzchniach posadzkowych. Efektem są silne zarysowania i porzeczne pęknięcia obwodowe ścian zewnętrznych (rys. 2b) i rysy na posadzkach (rys. 2a). Świadczy to o silnym wpływie temperatury słonecznej, która może osiągać w okresie silnej insolacji latem wartości +50-65°C. Tak silnego nagrzewania i odkształ-



ceń można uniknąć, ocieplając płyty tarasów. Brak izolacji cieplnej jest jednak w zgodzie z przepisami projektowymi według których pomieszczenia nieogrzewane a więc garaże o temperaturze poniżej  $+8^{\circ}\text{C}$  [3], nie muszą być ocieplane [6, 7]. Powstające zimą sople na sufitach tarasów (21) świadczą o wyższej temperaturze użytkowej niż normowa wartość  $+8^{\circ}\text{C}$  na skutek przenikania ciepła do kondygnacji piwnicznej z części ogrzewanej budynku. W świetle przepisów brak ocieplenia tarasów nie jest zatem błędem projektowym. Błędem jest natomiast nieuwzględnienie wpływów termicznych na elementy konstrukcyjne i elementy wykończeniowe.

Zamarzanie wilgoci zimą w kondygnacji piwnicznej świadczy także o słabej wentylacji (20). Z tego powodu musiały być uzupełniane otwory wentylacyjne w drzwiach do garaży, w ścianach zewnętrznych oraz w płytach tarasowych nad holami (20).

Problem wentylacji okazał się poważniejszy w lokalach mieszkalnych, w których zastosowano indywidualne piece z otwartą komorą spalania do ciepłej wody użytkowej i ogrzewania mieszkań, piece o dużym poborze powietrza do spalania gazu i brak nawiewu powietrza w wystarczającej ilości, co spowodowało nadmierne jego zużycie i zakłócenie ciągów w przewodach wentylacyjnych, objawiające się słabym, a nawet wstecznym ciągiem. Przyczyną tego stanu było niewykonanie zalecanych w projekcie kanałów podłogowych doprowadzających powietrze z czerpni ściennych do łazienek, zgodnie z przepisami warunków technicznych [6] (§148.2). Zaniedbania w zakresie wentylacji dotyczą także drzwi do łazienek, które osadzono bez otworów o powierzchni co najmniej  $200\text{ cm}^2$  (22) wymaganych przepisami normowymi [4]. Problem jest o tyle poważny, że przy niewystarczającej wymianie powietrza oraz źle działającej wentylacji grozi to wydzielaniem trującego tlenku węgla w czasie spalania gazu. Fakt ten potwierdzały relacje użytkowników na podstawie wskazań tzw. wykrywaczy tlenku węgla. Należy pamiętać, że wg normy [4] wymagane minimalne ilości powietrza wentylacyjnego to:  $70\text{ m}^3/\text{h}$  dla kuchni z urz. gazowym,  $50\text{ m}^3/\text{h}$  dla łazienki i  $20\text{ m}^3/\text{h}$  dla każdego mieszkańca w pokojach, czyli razem co najmniej  $140\text{ m}^3/\text{h}$ .

Oprócz wymienionych głównych problemów w analizowanych budynkach miały ponadto miejsce inne liczne defekty. Błędem powtarzającym się dość licznie okazała się słaba izolacyjność cieplna (16) takich przegród, jak: dach (17, 18, 19), strop nad wjazdem do garaży, strop nad wejściami głównymi i ściany wewnętrzne klatki schodowej. **W dachu** zastosowano grubość ocieplenia  $15\text{ cm}$  (19), podczas gdy w projekcie określono  $20\text{ cm}$ . Nie zastosowano ocieplenia wieńców i murłat (18). Wykonane zdjęcia termowizyjne wskazały wiele miejsc niewłaściwie ocieplonych takich jak: nadproża okienne i wieńce (36), krokwie koszowe (18). **Stropy nad piwnicami** jako płyty żelbetowe grubości  $16\text{ cm}$  zostały ocieplone styropianem o grubości  $5\text{ cm}$  w podłogach. Zatem projektowana izolacyjność cieplna ma wartość  $U = 0,63\text{ W/m}^2\text{K}$ , co nieznacznie przekracza wymaganą przepisami na ówczesne czasy [2] wartość  $U_{\text{max}} = 0,6\text{ W/m}^2\text{K}$  (23). Według [6] należało także zapewnić wymaganą izolacyjność cieplną o wartości  $R_{\text{min}} = 0,8\text{ W/m}^2\text{K}$  dla ścian piwnicznych zewnętrznych na wysokości co najmniej  $1,0\text{ m}$  włąb gruntu, podczas gdy betonowe ściany o grubości  $15\text{ cm}$  posiadają izolacyjność o wartości zaledwie  $R = 0,26\text{ W/m}^2\text{K}$  (24). Z kolei **stropy przed wejściami** głównymi zostały ocieplone od spodu styropianem o grubości jedynie  $3\text{ cm}$ , co z izolacją w podłogach  $5\text{ cm}$  daje izolacyjność cieplną o wartości  $U = 0,43\text{ W/m}^2\text{K}$ , a więc mniejszą od wymaganej wartości  $U_{\text{max}} = 0,3\text{ W/m}^2\text{K}$  [2]. Ściany wewnętrzne klatki schodowej są tylko żelbetowe o grubości  $15\text{ cm}$ , a więc  $U = 3,4\text{ W/m}^2\text{K}$ , co przekracza wymaganą izolacyjność  $U = 3,0\text{ W/m}^2\text{K}$ . Na parterze przy wejściu bez przedsionka izolacyjność powinna natomiast wynosić  $U \leq 1,0\text{ W/m}^2\text{K}$  [2]. Od strony głównych wejść, ściany

zostały zaprojektowane oraz wykonane dwójako i poprawnie: jako jednowarstwowe z bloczków Porotherm 36 cm ( $U \leq 0,70 \text{ W/m}^2\text{K}$ ) oraz żelbetowe 15 cm ocieplone styropianem o grub. 12 cm ( $U = 0,30 \text{ W/m}^2\text{K}$ ). Część ściany z Porothermu 36 cm wystająca na zewnątrz nie spełniała wymogu  $U_{\max} = 0,55 \text{ W/m}^2\text{K}$  obowiązującego w czasie wykonywania projektu [2]. Ponadto ściany dylatacyjne zaprojektowano i wykonano jako żelbetowe o grubości 15 cm i tym samym izolacyjności  $U = 3,4 \text{ W/m}^2\text{K}$ . Z uwagi na szerokość szczeliny dylatacyjnej 10 cm, wymagana wartość izolacyjności cieplnej to  $U = 1,0 \text{ W/m}^2\text{K}$  wg [2], co oznacza, że wymaganie nie zostało spełnione. Sytuację tą w projekcie skorygowano poprzez ocieplenie szczeliny dylatacyjnej na obwodzie na głębokości 1,0 m. Wynika z powyższego, że izolacyjność przegród we wskazanych miejscach jest mniejsza od wartości wymaganych ówczesnymi przepisami [2], czego powodem są głównie niedociągnięcia projektowe.

Kolejnym błędem jest brak dylatacji termicznych w posadzkach betonowych tarasów (25) oraz **dylatacji przeciwskurczowych** w posadzce betonowej w przejeździe garażowym (26). Na tarasach nie wykonano żadnej dylatacji, podczas gdy przepisy [5] zalecają, aby nawierzchnie i podkłady były dylatowane w polach o powierzchni nie więcej jak  $5,0 \text{ m}^2$  oraz wzajemna odległość między dylatacjami nie przekraczała 2,5 m. W posadzce przejazdu garażowego są wykonane tylko dylatacje konstrukcyjne (na pełną grubość) w odległościach przekraczających 6,0 m. Nie wykonano dylatacji przeciwskurczowych zalecanych przez przepisy wykonawcze [5]. Powstałe rysy skurczowe, w niektórych miejscach w dużej ilości, mogą też wskazywać na nieodpowiednią pielęgnację świeżego betonu. Skutkiem tego zaniedbania jest także niska wytrzymałość na ściskanie posadzek betonowych, co potwierdziły badania sklerometryczne wskazujące na wartości poniżej zalecanej minimalnej wytrzymałości 12 MPa. W efekcie przekłada się to na niską odporność na ścieranie (14), o czym świadczą ubytki i pylenie posadzki.

W budynkach mają też miejsce liczne **wady na poddaszach**. Należą do nich głównie: nieszczelności w pokryciu, obróbkach kominów i okien połaciowych powodujące zacieki (27), brak barierek przeciwniegowych (28) i ław kominarskich (29). Odkrywką wykazały brak kontrłat na krokwiach (30) niezbędnych do wentylacji połaci oraz źle ułożoną wiatroizolację (31). Zgodnie z przepisami [6, 7] barierki przeciwniegowie nie są wymagane przy nachyleniach poniżej  $45^\circ$ . Jednak zostały uwzględnione w projekcie, zatem niewykonanie ich przez wykonawcę należy traktować jako samowolne odstępstwo od projektu i tym samym błąd wykonawczy.

Poza wymienionymi wadami w budynkach wystąpiły takie usterki, jak: odspojenia tynków mozaikowych na cokołach (32) świadczące o słabej przyczepności do podłoża, braki ściennych osłon dylatacyjnych (33), nieszczelności rynien (34), brak listew startowych pod ociepleniemi elewacji (35), źle ocieplone miejsca mostków termicznych (36).

Z przeprowadzonej analizy wynika, że większość wad wynika z błędów wykonawczych, ale także przyczyną są błędy projektowe oraz inne przyczyny. Część spośród analizowanych wad została usunięta w trakcie użytkowania. Jednak zakres uszkodzeń niektórych wad uległ powiększeniu. Należą do nich: zawilgocenie ścian piwnic, nieszczelności stropów tarasowych i ich zawilgocenia oraz uszkodzenie tynków mozaikowych na ścianach i cokołach tarasów.

Ogólne zestawienie wad przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Zestawienie wad i ocen ich przyczyn

Table 1. Composition of defects and reasons' valuation

Nr wady	Rodzaj wady	Przyczyna wady		
		Błąd wykonawczy	Błąd projektowy	Inne przyczyny
1	Zarysowanie posadzek na tarasach	+	+	
2	Zarys. ścian zewn. pod tarasami		+	
3	Uszkodzenia tynków na cokołach	+		
4	Rysy na ścianach murowanych			+
5	Odspojenie płytek na posadzkach	+		
6	Osady glonowe na tarasach i balkon.	+		+
7	Złe odwodnienia tarasów	+		
8	Zarysowania ścian klatki schodowej			+
9	Zarysowania poziome na poddaszu			+
10	Zacieki przy ścianach kominowych	+		
11	Nieszczelności stropów tarasowych	+		
12	Zawilgocenia ścian zewnętrznych	+		
13	Zarysowanie posadzek garażowych	+		
14	Niska odporn. posadzki na ścieranie	+		
15	Zła wentylacja grawitacyjna	+		
16	Słaba izolacyjność cieplna przegród	+	+	
17	Braki izolacji cieplnej w dachu	+		
18	Złe ocieplone elementy dachu	+		
19	Grubość ocieplenia dachu 15 cm	+		
20	Brak wentylacji w garażach	(+)	(+)	
21	Przemarzanie płyt tarasowych	+		+
22	Słaba wentylacja drzwi do łazienek	+		
23	Wychłodzenie podłóg na parterze			stan popr.
24	Słaba izolac.cieplna ścian zewn. piwn.		+	
25	Brak dylatacji w posadzkach tarasów		+	
26	Brak dylatacji w posadzkach piwnic	+	+	
27	Nieszczelności dachu, przecieki	(+)		
28	Brak barierek przeciwśniegowych	(+)		
29	Brak łąw kominiarskich	(+)		
30	Brak kontrłat na krokwiach	+		
31	Złe ułożona wiatroizolacja	+		
32	Odspojenia tynków cokołowych	+		
33	Brak osłon dylatacji pionowych	+		
34	Nieszczelności rynien	(+)		
35	Brak listew startowych	+		
36	Występują mostki termiczne	+		

Oznaczenia:

+	– poważny błąd
(+)	– wady usunięte w ramach remontów bieżących
stan poprawny	– wady nie potwierdzone na podstawie rozpoznania

W celu usunięcia wad przewidziano określony zakres napraw. Dla poprawy izolacji wodochronnych zalecono wykonanie nowych izolacji tarasów i izolacji pionowych ścian wraz z drenażem. Dla nowych posadzek tarasów zalecono wykonanie dylatacji. Silnie uszkodzone posadzki cementowe w przejazdach garażowych zalecono poddać lokalnej wymianie w miejscach zjazdów do garaży, poprzez rozbiórkę i ułożenie nowych posadzek o lepszej wytrzymałości. Słabiej uszkodzone miejsca zalecono poddać renowacji i wzmocnieniu w sposób polegający na uszczelnieniu rys, przeszlifowaniu i pokryciu nową warstwą cienkowarstwowej posadzki polimerowej grubości 5-10 mm. W celu poprawy wadliwie działającej wentylacji przewidziano zainstalowanie kanałów 50 x 400 mm pod sufitami, doprowadzającymi dodatkową ilość powietrza do pieców centralnego ogrzewania w łazienkach oddległych od ścian zewnętrznych. Kanały zalecono ocieplić np. wełną mineralną grubości 5 cm i obudować płytami g-k. W łazienkach przyległych do ścian zewnętrznych zalecono wykonane pierwotnie zaprojektowanych czerpni ściennych.

W zakresie poprawy izolacyjności cieplnej zalecono w poddaszu uzupełnić izolacje cieplne w miejscach mostków cieplnych oraz w połączeniach dachowych poprzez dołożenie brakującej grubości ocieplenia od góry po przełożeniu dachówek. Docieplenia zalecono także na ścianach podłużnych z Porothermu 36 cm oraz pod stropami nad wejściami głównymi. W zakresie drobnych wad zalecono uzupełnienie tynków mozaikowych na cokołach zewnętrznych, listew startowych pod ociepleniem elewacji oraz zamontowanie brakujących osłon blacharskich na dylatacjach pionowych w przejazdach garażowych.

## 5. PODSUMOWANIE

Z przeprowadzonych analiz wynika, że wady powstałe w przedmiotowych budynkach wynikają głównie z przyczyn wykonawczych. Dotyczą one najczęściej izolacji i elementów wykończenia, np. niepoprawnie wykonane izolacje cieplne i wodochronne, zbyt małe grubości izolacji, przerwy, słabo lub w ogóle nieocieplone miejsca mostków termicznych, np. na wieńcach i nadprożach, płytach wspornikowych balkonów, murłatach itp. Niektóre wady wynikają z przyczyn pośrednich np. słaba przyczepność polimerowych tynków mozaikowych na cokołach wskutek zawilgocenia ścian i problemów z wysychaniem w powiązaniu z dużym oporem dyfuzyjnym takich tynków. Wiele błędów wykonawczych wynika ze zwykłych zaniedbań np.: brak ław kominiarskich, obróbek blacharskich, dylatacji posadzek.

Wiele wad jest spowodowanych także zaniedbaniami projektowymi. Zastanawiające jest popełnianie podstawowych błędów projektowych związanych z niespełnieniem oczywistych wymagań dotyczących izolacyjności cieplnej przegród, dylatowania posadzek oraz wentylacji pomieszczeń. Prezentowane budynki pokazują jak zaniedbywane są wymagania warunków technicznych w zakresie izolacyjności cieplnej takich przegród, jak: ściany dylatacyjne, ściany klatek schodowych, ściany zewnętrzne stykające się z gruntem, stropy nad piwnicą i nad tzw. przejazdami. Innym przykładem częstych zaniedbań projektowych jest pomijanie dylatacji termiczno-skurczowych posadzek, zwłaszcza na tarasach. Zagadnieniem, które także sprawia problemy, jest wentylacja pomieszczeń, zwłaszcza kiedy w budynkach są stosowane szczelne okna lub piecyki gazowe do instalacji c.o. czerpiące powietrze z pomieszczeń. Niektóre błędy projektowe są nietypowe, np. nieuwzględnianie wpływów termicznych na elementy konstrukcyjne np. płyty tarasów poddane nagrzewaniu słonecznemu. Izolacja cieplna nie wymagana ze

względem temperaturę użytkową  $<8^{\circ}\text{C}$  jest jednak wskazana dla zabezpieczenia przed odkształceniami termicznymi. Często bowiem ten rodzaj oddziaływania jest pomijany w konstrukcji stropów tarasowych. Zagadnieniem także traktowanym standardowo są izolacje wodochronne, ich szczelność i trwałość, a w związku z tym nieuwzględnianie ewentualnych odkształceń elementów towarzyszących, np. odkształcanych termicznie podkładów i posadzek na tarasach czy nierównomiernych osiadań ścian piwnic posadowionych na gruntach spoistych, które mogą zmieniać swoje właściwości mechaniczne pod wpływem wody. W takich przypadkach znaczenie mają dylatacje termiczne na tarasach oraz materiały wodochronne o właściwościach mostkowania ewentualnych zarysowań podłoża.

Powody wymienionych błędów są zazwyczaj podobne, pośpiech, opóźnione terminy, nieodpowiedni nadzór wykonawczy. Przyczyny niedociągnięć projektowych są podobne a ponadto często praktykowany jest podział branżowy. W konsekwencji o wielu wymienionych zagadnieniach decyduje architekt, który nie zawsze ma odpowiednią wiedzę np. z zakresu fizyki budowli, która to dyscyplina jest często na wydziałach architektonicznych marginalizowana.

## LITERATURA

- [1] Bochen J., Szymanowska-Gwiżdż A., inni, 2009. Opinia w sprawie przyczyn wad i usterek w budynkach mieszkalnych przy ul. Łokietka 10 i 14 w Siemianowicach Śląskich. Praca zlecona dla Sądu Okręgowego w Katowicach. Politechnika Śląska Gliwice.
- [2] PN-91/B-02020 Ochrona cieplna budynków. Wymagania i obliczenia.
- [3] PN-82/B-02402 Ogrzewnictwo. Temperatury ogrzewanych pomieszczeń w budynkach.
- [4] PN-83/B-03430 i Az3/2000 Wentylacja w budynkach mieszkalnych, zamieszkania zbiorowego i użyteczności publicznej. Wymagania.
- [5] Praca zbiorowa, 1989. Warunki techniczne wykonania i odbioru robót budowlano-montażowych. Tom I, Budownictwo ogólne. Arkady Warszawa.
- [6] Rozporządzenie Ministra Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa (Dz.U. nr 10, poz 46) z dnia 14.12.1994 w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie.
- [7] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie wraz z obowiązującymi zmianami: z dnia 7 kwietnia 2004, z dnia 6 listopada 2008 i z dnia 12 marca 2009.

---

## SERVICE PROBLEMS IN NEW APARTMENT BUILDINGS CAUSED BY CONSTRUCTION AND DESIGN MISTAKES

*Summary.* The subject of the paper is presentation, analysis and discussion on various defects which took place in new erected four-storey apartment buildings. Different types of defects and failures, inside and outside the building, were presented, which were caused by design and construction mistakes. On this ground typical mistakes referring to thermal and waterproof insulations were presented. Attention was paid as well on untypical mistakes connected with such problems as: dilatation gaps in floors and protection of construction elements against sun heating and deformations.



# 11. WYKORZYSTANIE METODY LCA DO OCENY ZAGROŻEŃ ŚRODOWISKOWYCH W BUDOWNICTWIE NA PRZYKŁADZIE ŚCIANY DWUWARSTWOWEJ

## 1. WPROWADZENIE

Wzrost świadomości w zakresie znaczenia ochrony środowiska oraz możliwych negatywnych wpływów związanych z wytwarzaniem i użytkowaniem wyrobów spowodował równoczesny wzrost zainteresowania rozwojem metod służących lepszemu zrozumieniu tych wpływów i ich wzajemnych relacji. Każdy wyrób posiada odmienny cykl życia, na który składają się poszczególne fazy jego istnienia, począwszy od fazy pozyskania surowców niezbędnych do jego produkcji, poprzez użytkowanie, aż do fazy jego utylizacji i ewentualnego zagospodarowania odpadów. Jedną z technik, która pozwala określić i ocenić potencjalny wpływ funkcjonowania wyrobów lub wykonywania usług na jakość środowiska, jest ocena środowiskowa wyrobu oparta na ocenie cyklu życia – LCA. Ten rodzaj oceny środowiskowej uwzględnia większość czynników wpływających na środowisko, związanych z danym wyrobem. Dzięki temu można wskazać procesy w obszarze wyrobu najbardziej obciążające środowisko i wprowadzić modyfikacje pozwalające zmniejszyć ich negatywny wpływ.

Wykorzystanie oceny środowiskowej jest rekomendowane w obowiązujących strategiach i dokumentach UE, które promują zasady zrównoważonego rozwoju. Zrównoważony rozwój obejmuje wiele obszarów działalności człowieka, w tym także budownictwo. W związku z wprowadzeniem aspektów zrównoważonego rozwoju w budownictwie następuje wzrost wymagań środowiskowych dotyczących wyrobów i obiektów budowlanych. Powstają nowe rozporządzenia dotyczące wprowadzania na rynek UE wyrobów budowlanych, nakazujące uwzględnienie ich szkodliwego wpływu na środowisko. Dużą uwagę zwraca się na energooszczędność obiektów, zrównoważone wykorzystanie zasobów naturalnych. Promuje się stosowanie surowców przyjaznych środowisku, materiałów nadających się do recyklingu i pochodzących z recyklingu [2, 4].

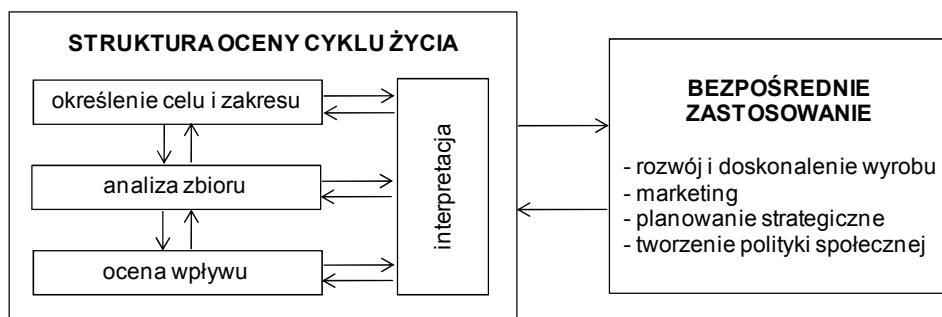
## 2. CHARAKTERYSTYKA TECHNIKI OCENY CYKLU ŻYCIA – LCA

Analiza cyklu życia została szczegółowo opisana w normach serii ISO 14040 z zakresu zarządzania środowiskowego. Pojęcie LCA (Life Cycle Assessment) przedstawione w normach brzmi następująco: „ocena cyklu życia to zebranie i ocena wejść, wyjść oraz potencjalnych wpływów na środowisko systemu wyrobu w okresie jego cyklu życia” [5]. Poprzez wyrób w metodologii LCA określa się wyrób materialny, towar lub usługę, natomiast badania dotyczą systemu wyrobu, czyli całego procesu produkcji, użytkowania i utylizacji. LCA jest traktowana zatem jako „analiza od kołyski aż po grób”. Do podstawowych elementów LCA należą:



- identyfikacja i ocena ilościowa obciążeń wprowadzanych do środowiska tj. materiały, energia, emisja i odpady wprowadzane do środowiska,
- ocena potencjalnych wpływów tych obciążeń,
- oszacowanie dostępnych opcji w celu zmniejszenia tych obciążeń.

W strukturze LCA można wyróżnić cztery etapy: określenie celu i zakresu, analizę zbioru wejść i wyjść, ocenę wpływu oraz interpretację wyników – rysunek 1.

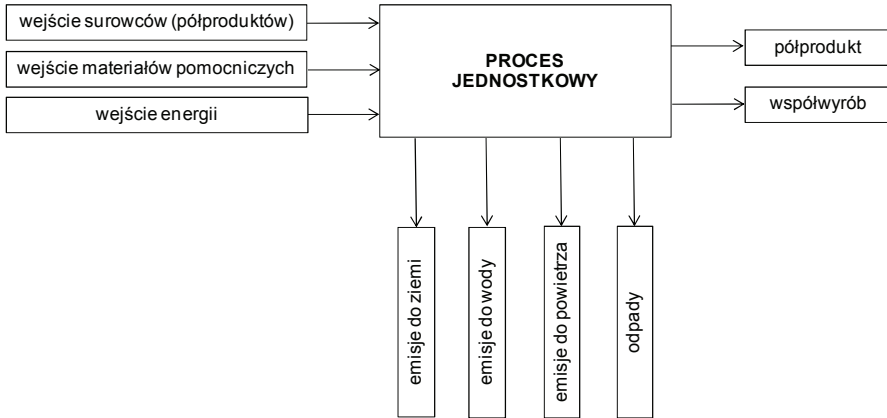


Rys. 1. Schemat etapów LCA [6]

Fig. 1. Scheme of LCA stages [6]

Zdefiniowanie celu LCA polega na określeniu zamierzonego zastosowania, przyczyn prowadzenia badań oraz odbiorcy badań. Na tej podstawie określa się sposób prowadzenia analizy – szczegółowość, rodzaj potrzebnych danych. Podczas definiowania zakresu badań należy określić trzy powiązane ze sobą zagadnienia: system wyrobu poddanego badaniu, granice systemu oraz jednostkę funkcjonalną. Ustalenie wszystkich działań związanych z wyrobem stanowi **system wyrobu**, czyli zbiór połączonych ze sobą za pomocą strumieni (materiały, energia) procesów jednostkowych, modelujących cykl życia wyrobu [3, 5]. **Proces jednostkowy** jest to najmniejszy element systemu, dla którego są określane wejścia i wyjścia. Proces jednostkowy podlega prawu masy. Przykładowy opis procesu jednostkowego przedstawiono na rysunku 2. **Jednostka funkcjonalna** jest ilościowym efektem systemu wyrobu stosowanym jako jednostka odniesienia, powinna być ona mierzalna. **Granica systemu** określa, które procesy jednostkowe będą uwzględniane w badaniu. Istnieją cztery główne opcje granic systemu:

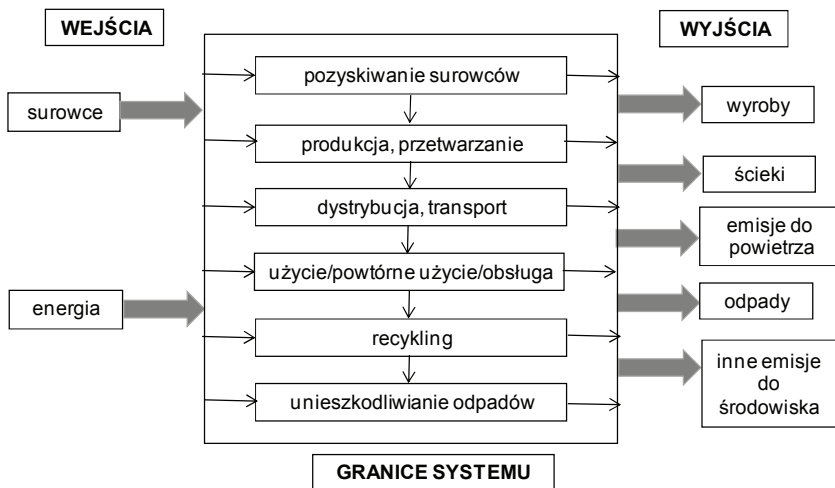
- „od kołyski aż po grób”: uwzględniane są materiały i energia w łańcuchu produkcji oraz wszystkie procesy od wydobycia surowców poprzez produkcję, transport i użytkowanie aż do utylizacji,
- „od kołyski do bramy”: obejmuje wszystkie procesy od wydobycia surowców poprzez fazę produkcji (brama zakładu przemysłowego); używana w celu określenia wpływu produkcji na środowisko,
- „od bramy do grobu”: zawiera procesy od użytkowania do końcowego etapu życia, wykorzystywana do określenia wpływu produktu na środowisko od momentu opuszczenia zakładu produkcyjnego,
- „od bramy do bramy”: obejmuje procesy tylko etapu produkcji, stosowana do określenia wpływu etapu produkcji lub pojedynczego procesu na środowisko.



Rys. 2. Przykładowy opis procesu jednostkowego [4]

Fig. 2. Sample description of the unit process [4]

Analiza zbioru wejść i wyjść (LCI – Life Cycle Inventory) obejmuje zebranie i ilościowe określenie wejść (np. materiały, energia) oraz wyjść (np. odpady, ścieki, emisja zanieczyszczeń) dla danego systemu wyrobu w okresie jego cyklu życia – rysunek 3.

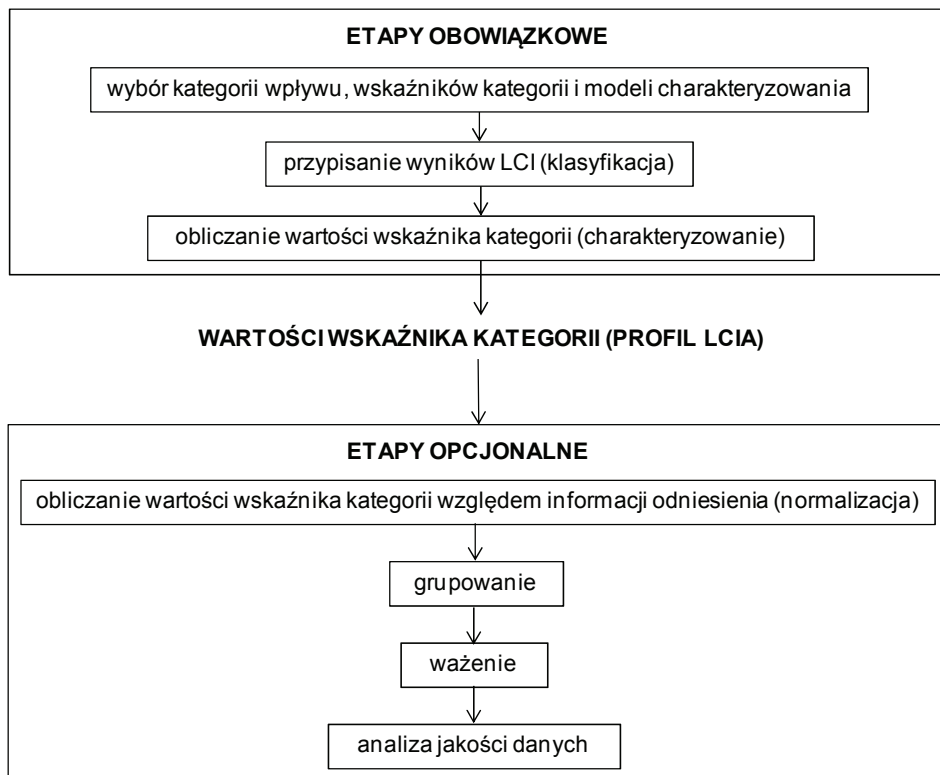


Rys. 3. Model analizy zbioru LCI [4]

Fig. 3. Model analysis of LCI set [4]

Ocena wpływu cyklu życia (LCIA – Life Cycle Impact Assessment) ukierunkowana jest na zrozumienie i ocenę wielkości oraz znaczenie możliwego wpływu systemu wyrobu na środowisko. Pierwszym etapem LCIA jest wybór kategorii wpływu, czyli konsekwencje w środowisku powodowane przez „obciążenie” go „strumieniami” wejść i wyjść systemu. Wybór kategorii wpływu jest sprawą indywidualną, jednak powinny one być zgodne z celem i zakresem badania [5]. Przykładowe kategorie wpływu przedstawiono w tabeli 1. Do każdej kategorii wpływu dobierany jest wskaźnik kategorii oraz zostaje obliczona wartość tego wskaźnika. Celem klasyfikacji jest przypisanie wyników

LCI do skutków, jakie wywołują w środowisku. Charakteryzowanie to obliczanie wartości wskaźnika kategorii dla wyników LCI za pomocą parametru charakteryzowania. Proces ten polega na odniesieniu obciążeń do wspólnej jednostki dla danej kategorii. Wynikiem jest wartość liczbową wskaźnika kategorii oddziaływania na środowisko [2, 4, 5]. Na rysunku 4 przedstawiono etapy oceny wpływu cyklu życia.



Rys. 4. Etapy oceny wpływu cyklu życia [7]

Fig. 4. Stages of Life Cycle Impact Assessment [7]

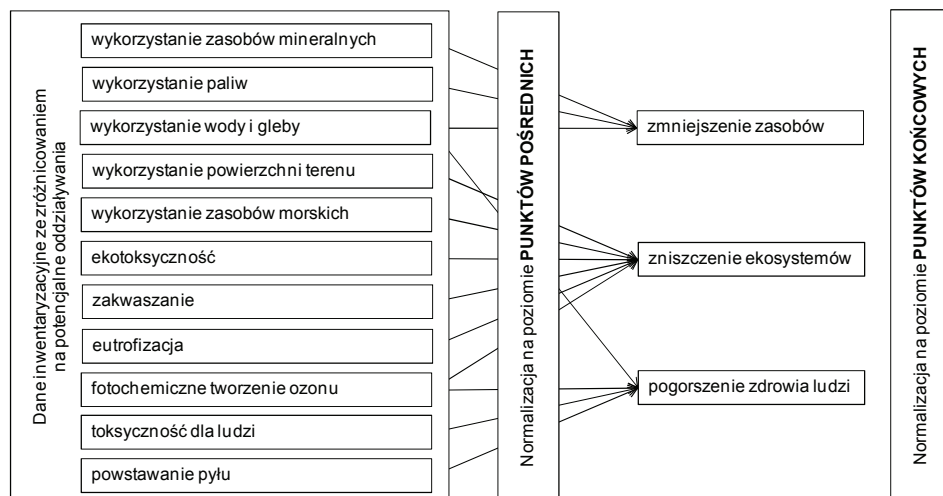
Normalizacja polega na przekształceniu wartości wskaźnika kategorii oddziaływania na środowisko poprzez podzielenie go przez wartość odniesienia (określony kraj, region). Znormalizowane wskaźniki oddziaływania są wartościami bezwymiarowymi. Grupowanie polega na przypisaniu wskaźnika kategorii wpływu do jednej lub więcej grup, w wyniku czego tworzy się rankingi. Ważenie polega na określeniu wartości mnożnika wagowego dla określonych znormalizowanych wskaźników kategorii oddziaływania na środowisko. W wyniku ważenia uzyskuje się zredukowaną liczbę wskaźników kategorii, co ułatwia porównywanie uzyskanych wyników. Zarówno ważenie, jak i grupowanie są subiektywnymi etapami LCIA [4, 5].

Tabela 1. Przykładowe kategorie wpływu w LCIA [3]

Table 1. Sample categories of the effect in LCIA [3]

Kategoria wpływu	Skala oddziaływania	Odpowiednie dane LCI klasyfikacja	Wskaźnik kategorii wpływu	Skrót ang.	Opis wskaźnika kategorii
globalne ocieplenie	globalna	CO <sub>2</sub> , NO <sub>2</sub> , CH <sub>4</sub> , freony CFC, HCFC	potencjał globalnego ocieplenia	GWP	kg równoważnika CO <sub>2</sub> na jednostkę funkcjonalną
zakwaszenie	regionalna lokalna	SO <sub>x</sub> , NO <sub>x</sub> , HCl, NH <sub>3</sub>	wskaźnik zakwaszenia	AP	kg równoważnika SO <sub>2</sub>
eutrofizacja	lokalna	No, NO <sub>2</sub> , azotany	otencjał eutrofizacji	EP	kg równoważnika PO <sub>4</sub> <sup>3-</sup>
smog fotochemiczny smog letni	lokalna	węglowodory NMHC	potencjał fotochemicznego tworzenia ozonu	POCP	kg równoważnika etylenu
zubożenie warstwy ozonowej	globalna	freony, halony	wskaźnik zmniejszenia zasobów ozonu stratosferycznego	ODP	kg równoważnika CFX-11
zmniejszenie zasobów biotycznych	globalna, regionalna lokalna	ilość zużytych minerałów, paliw kopalnych	wskaźnik zubożenia zasobów abiotycznych	ADP	stosunek ilości zużytych zasobów do ilości zasobów pozostawionych

Istnieją dwa zasadnicze podejścia do ustalania kategorii oddziaływania na środowisko [3]: podejście zorientowane na efekty pośrednie w środowisku oraz podejście zorientowane na efekty końcowe w środowisku – rysunek 5.



Rys. 5. Związki między potencjalnymi obciążeniami środowiska a skutkami określonymi na poziomie punktów pośrednich i końcowych [8]

Fig. 5. Relations between potential environmental loads and consequences set out at the level of intermediate and final points [8]

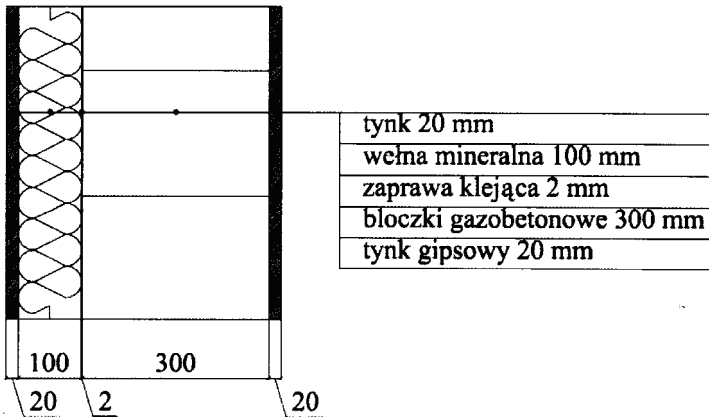
Wskaźniki uzyskiwane na poziomie punktów pośrednich charakteryzują się mniejszą niepewnością. Wskaźniki uzyskane jako punkty końcowe mogą cechować się natomiast znaczną niepewnością związaną ze złożonością przebiegu procesów w środowisku. Jako skutki końcowe rozpatruje się: wzrost zachorowań ludzi, zwiększenie liczby zgonów, pogorszenie jakości ekosystemów, utratę ekosystemów, zmniejszenie różnorodności przyrodniczej i liczby siedlisk, utratę dóbr kultury, uszczuplenie nieodnawialnych i odnawialnych zasobów naturalnych. Do metod opartych na punktach końcowych należą między innymi Eco-indicator i EPS. Do skutków pośrednich w środowisku zalicza się: efekt cieplarniany, zakwaszenie i eutrofizację środowiska, fotochemiczne utlenianie, degradacja warstwy ozonowej, ubytek zasobów nieodnawialnych. Podejście oparte na punktach pośrednich uznawane jest za podstawowe podczas wykonywania analiz LCA. Metody oparte na wykorzystaniu efektów pośrednich w środowisku to np.: CML, EPID, TRACI [1, 2, 4].

W pracy opisano analizę LCA dla przykładowej przegrody, przeprowadzoną metodą CML, dlatego poniżej przedstawiono jej krótką charakterystykę.

Metoda CML skupia się na szeregu kategorii oddziaływania na środowisko wyrażonych w emisji zanieczyszczeń do środowiska. Jako kategorie wpływu rozpatrywane są wskaźniki: zubożenia zasobów abiotycznych (ADP), zakwaszania (AP), zmniejszenia zasobów ozonu stratosferycznego (ODP) oraz potencjał: eutrofizacji (EP), toksyczności dla wód słodkich (FAETP), globalnego ocieplenia (GWP), toksyczności dla ludzi (HTP), toksyczności dla wód morskich (MAETP), toksyczności dla gleb (TETP), fotochemicznego tworzenia ozonu (POCP). Współczynnik normalizacji dla danej kategorii wpływu i wybranego regionu otrzymuje się przez pomnożenie współczynników charakterystyki i ich emisji [8].

### 3. PRZEDMIOT I METODOLOGIA ANALIZ

Celem przeprowadzonej analizy LCA jest przedstawienie wpływu wykonania przykładowej zewnętrznej przegrody budowlanej na środowisko (rys. 6). Analizowana przegroda to ściana dwuwarstwowa, obustronnie otynkowana, wykonana z bloczków gazobetonowych, grubości 30,0 cm, warstwę izolacji termicznej stanowi wełna mineralna grubości 10,0 cm. Dane techniczne analizowanej przegrody zestawiono w tabeli 2. Badanie LCA przeprowadzono, wykorzystując program komputerowy GaBi 4.4., za pomocą metody CML 2001. Jako kategorie wpływu przyjęto typowe wskaźniki dla tej metody – por. rozdział 2. Zastosowano wskaźniki normalizacji dostępne w bibliotece programu GaBi jak dla Europy Centralnej (EU25+3) [6]. Przy określeniu granic systemu przyjęto opcję „od kołyski do bramy”. Na etapie wznoszenia przegrody uwzględniono energię elektryczną niezbędną do pracy takich urządzeń, jak: mieszalnik, maszyny tynkarskie oraz oświetlenie. Jako jednostkę funkcjonalną wybranego modelu przegrody przyjęto  $1 \text{ m}^2$  i współczynnik przenikania ciepła  $U = 0,18 \text{ W/m}^2\text{K}$ . Analizowany system obejmuje następujące procesy: produkcję materiałów budowlanych wraz z dostawami i transportem, oraz etap wznoszenia przegrody.



Rys. 6. Schemat analizowanej przegrody zewnętrznej [6]

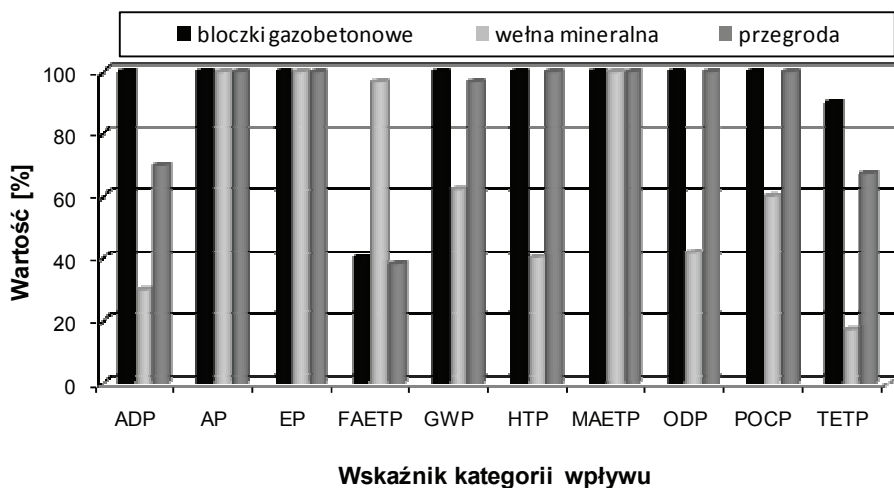
Fig. 6. Scheme of analyzed external building partition [6]

Tabela 2. Dane techniczne elementów składowych 1 m<sup>2</sup> analizowanej przegrody [6]Table 2. Specifications of the components of the analyzed 1m<sup>2</sup> building partition [6]

Warstwa	Gęstość [kg/m <sup>3</sup> ]	Mnożnik strat materiału	Ilość materiału [kg/m <sup>2</sup> ]
Wełna mineralna, gr. 100 mm	120	1,05	12,6
Bloczki gazobetonowe, gr. 300 mm	400	1,1	132
Łączniki	-	-	8 szt., ok. 1,0 kg
Siatka zbrojąca z włókien szklanych	-	-	0,15
Zaprawa murarska	-	1,05	4,72
Zaprawa klejąca, gr. 2 mm	-	-	5
Zaprawa zbrojąca	-	-	6
Tynk wewnętrzny gipsowy, gr. 20 mm	-	-	2,5
Tynk zewnętrzny, gr. 20 mm	-	-	2,5

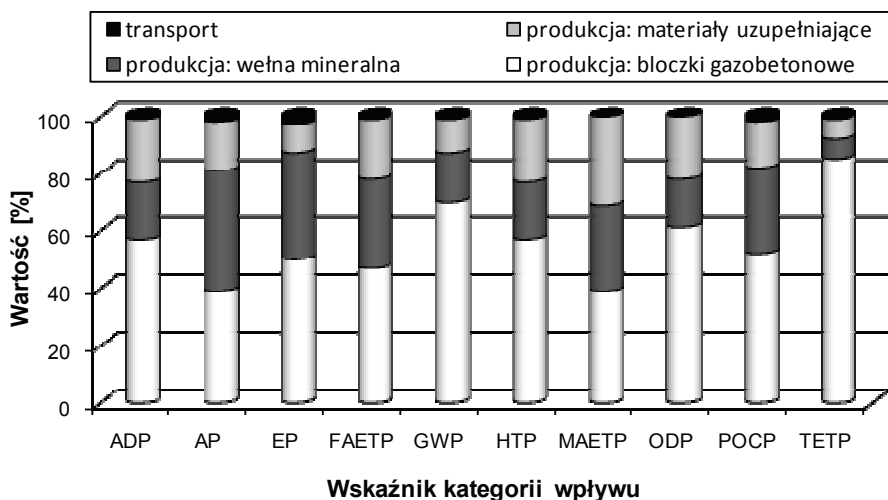
#### 4. WYNIKI ANALIZ

Przeprowadzono analizę wpływu na środowisko procesów związanych z realizacją przegrody oraz produkcją poszczególnych komponentów wchodzących w jej skład. Wybrano materiały, które mają największy udział masowy w modelowanej przegrodzie, a zatem produkcja tych materiałów może powodować największe obciążenia dla środowiska. Rozważano dwie grupy materiałów: konstrukcyjny oraz izolacyjny. Na rysunku 7 przedstawiono wartości wskaźników wpływu oddziaływania na środowisko dla przegrody oraz materiału konstrukcyjnego i izolacyjnego. Dodatkowo wyznaczono procentowy udział w zanieczyszczeniu środowiska, jaki mają obciążenia powstałe w wyniku produkcji poszczególnych komponentów – rysunek 8. Wyróżniono takie procesy, jak produkcja materiałów izolacyjnych, warstwy konstrukcyjnej i uzupełniających, oraz transport wszystkich elementów.



Rys. 7. Wskaźniki kategorii wpływu oddziaływania na środowisko dla przegrody [6]

Fig. 7. Ratio of the effect category of the environmental impact for analyzed barrier [6]



Rys. 8. Udział wybranych procesów w kategoriach wpływu oddziaływania na środowisko [6]

Fig. 8. Share of selected processes in terms of the effect on environment [6]

Analizowana przegroda charakteryzuje się wysokimi (powyżej 90%) wartościami wskaźników w 7 kategoriach wpływu na 10 rozpatrywanych.

Materiał konstrukcyjny (bloczki gazobetonowe) zastosowany w przegrodzie podanej analizie w 9 kategoriach na 10 przyjmuje wartości powyżej 90%. Niski wpływ wykazuje jedynie dla kategorii wpływu określonej wskaźnikiem toksyczności dla wód słodkich (FAETP).

Rozpatrując materiał izolacyjny (wełna mineralna) można zaobserwować, iż oddziałuje on w najmniejszym stopniu na środowisko w 4 kategoriach: HTP, ODP, TETP, ADP. W 6 kategoriach wełna mineralna charakteryzuje się wartościami powyżej 50% – AP, EP, FAETP, GWP, MAETP i POCP.

Największy udział w obciążeniu środowiska ma produkcja bloczków gazobetonowych. Podczas ich wytwarzania powstają substancje wpływające w największym stopniu (powyżej 50%) na środowisko w 7 na 10 wskaźników kategorii wpływu. Jedynie wskaźniki zakwaszania (AP), toksyczności dla wód słodkich (FAETP) oraz toksyczności dla wód morskich (MAETP) osiągają udział poniżej 50% w całkowitej wartości wskaźników. Produkcja wełny mineralnej ma największy udział we wskaźniku AP. Materiały uzupełniające (piasek, tynk, cement, łączniki z tworzywa sztucznego) przyjmują największy udział procentowy we wskaźniku MAETP, najniższy w TETP. Transport ma znikomy wpływ na wszystkie analizowane wskaźniki wpływu na środowisko.

## 5. PODSUMOWANIE

W pracy przeanalizowano wpływ na środowisko procesów związanych z realizacją przykładowej przegrody oraz produkcją poszczególnych komponentów wchodzących w jej skład. Jako jednostkę funkcjonalną przyjęto 1 m<sup>2</sup> ściany dwuwarstwowej o współczynniku przenikania ciepła  $U = 0,18 \text{ W/m}^2\text{K}$ . Warstwę konstrukcyjną modelowanej przegrody stanowią bloczki gazobetonowe, a izolację termiczną – wełna mineralna. Ocenę cyklu życia LCA przeprowadzono, wykorzystując program komputerowy GaBi 4.4. za pomocą metody CML 2001, przyjmując opcję granic systemu „od kołyski do bramy”. W analizie rozpatrywano 10 kategorii wpływu oddziaływania na środowisko. Rozpatrywana przegroda charakteryzuje się wysokimi (powyżej 90%) wartościami wskaźników w 7 kategoriach wpływu. Największy udział w obciążeniu środowiska ma produkcja bloczków gazobetonowych.

Przeprowadzenie oceny środowiskowej wyrobu jest bardzo czasochłonne. Dodatkowo, zawartość bazy danych jest ograniczona, brak jest danych dotyczących produkcji wyrobów na terenie Polski. Problem też stanowi wybór właściwej metody oceny cyklu życia. W Polsce nie została określona preferowana metoda do sporządzania oceny oddziaływania wyrobu na środowisko. Najbardziej kontrowersyjną fazą analizy LCA jest dobór obszaru ochrony, który odbywa się na zasadzie subiektywnego ich kształtowania. Wykonana zatem analiza LCA dla tego samego wyrobu, za pomocą tej samej metody, może prowadzić do uzyskania różnych wyników końcowych. W związku z tym analizy takie wymagają dużej rzetelności ze strony osoby prowadzącej analizę, a wynik końcowy nigdy nie będzie obiektywny.

## LITERATURA

- [1] Frischknecht R., 2007. Junghbluth: Implementation of Life Cycle Impact Assessment Methods. Data v2.0, Ecoinvent report 3, Dübendorf.
- [2] Górzyński J., 2007. Podstawy analizy środowiskowej wyrobów i obiektów. Wyd. Nauk. Tech. Warszawa.
- [3] Grzesik K., 2006. Wprowadzenie do oceny cyklu życia (LCA) – nowej techniki w ochronie środowiska. Inżynieria Środowiska, 11(1).
- [4] Kowalski Z., Kulczycka J., Góralczyk M., 2007. Ekologiczna ocena cyklu życia procesów wytwórczych (LCA). Wyd. PWN Warszawa.



- [5] PN-EN ISO 14040:2009. Zarządzanie środowiskowe. Ocena cyklu życia. Zasady i struktura.
- [6] Żak L.: Ocena środowiskowa wyrobów i konstrukcji budowlanych. (Pr. niepublikowana).
- [7] <http://www.gabi-software.com>
- [8] <http://www.lc-impact.eu>

## THE USE OF LCA METHOD FOR THE ASSESSMENT OF ENVIRONMENTAL RISKS IN BUILDING

*Summary.* During the manufacture of products, various impurities are introduced to the environment, which may lead to certain negative effects. Therefore, it is especially important to introduce mechanisms of reliable assessment of broad environmental impacts for products and building technologies. One of the techniques that allow to identify and assess the potential impact of products functioning or performance of services on the quality of environment, is the environmental assessment of the product based on the life cycle assessment – LCA.

In the paper the impact of processes related to the realization of the sample building partition and the production of individual components comprising it on environment was analyzed. The Life Cycle Assessment was conducted using GaBi 4.4 computer program, with the use of CML2001 method, assuming the option of system limits "cradle-to-gate". As a functional unit,  $1\text{m}^2$  of two-layered wall with heat transfer coefficient  $U = 0,18\text{ W/m}^2\text{K}$  was taken. Structural material of modeled partition are aerated concrete blocks, and thermal insulation – mineral wool. In the analysis, 10 categories of the effect on environment impact were considered.

The use of environmental assessment is recommended in the existing EU policies and instruments that promote the principles of sustainable development. Environmental assessment of the product is very time-consuming. Additionally, the content of the database is limited, there is a lack of data on production on polish territory. The problem is also the choice of proper method of life cycle assessment. In Poland, the preferred method for making the assessment of the product impact on environment was not determined. The selection of protection area takes place on the basis of their subjective formation. Therefore, conducted LCA analysis for the same product, using the same method, may lead to different results.

## 12. WPŁYW ŚCIAN OSŁONOWYCH NA BEZPIECZEŃSTWO BUDYNKÓW WIELKOPLYTOWYCH

### 1. WPROWADZENIE

Budynki wielkopłytowe wznoszone w Polsce [4] były projektowane na podstawie studiów i badań prowadzonych w kraju z uwzględnieniem doświadczeń zagranicznych. Komplementarną wiedzę o konstrukcji budynków wielkopłytowych i zalecenia projektowo-wykonawcze zawierają przede wszystkim monografie profesora B. Lewickiego i jego zespołu [7, 8]. Stan wiedzy z końca lat siedemdziesiątych XX wieku i wyniki badań polskich zawiera praca [12].

Polska literatura i ówczesne przepisy normowe były wystarczające do zaprojektowania i wykonania konstrukcji tak, aby w przewidzianym okresie i warunkach użytkowania obiektu były spełnione stany graniczne jej nośności i użyteczności oraz aby konstrukcja wykazywała odpowiednią odporność na lokalne uszkodzenia spowodowane oddziaływaniami wyjątkowymi (pożarem, eksplozją, błędami ludzkimi przy projektowaniu, wykonywaniu i użytkowaniu obiektu). Również współczesne wymagania dotyczące bezpieczeństwa konstrukcji, jak napisał profesor B. Lewicki: „są w zasadzie identyczne z wymaganiami z lat, kiedy projektowano istniejące budynki wielkopłytowe. Zmieniły się PN projektowania konstrukcji z betonu, do których nawiązywały BN projektowania konstrukcji wielkopłytowych. Same podstawy projektowania konstrukcji i zapewnienia ich niezawodności nie uległy zmianie” [9].

Również porównawcza analiza obliczeniowa konstrukcji najważniejszych typów budynków wielkoblokowych i wielkopłytowych, wzniesionych w Niemczech (w tym również byłej NRD), wykazała, że budynki wykonane zgodnie z projektem są bezpieczne i pod względem statyczno-konstrukcyjnym znajdują się w stanie umożliwiającym ich długotrwałe dalsze użytkowanie [5].

Wieloletni czas eksploatacji istniejących budynków wielkopłytowych pozytywnie zweryfikował stopień ich bezpieczeństwa. Z rejestru awarii budowlanych, prowadzonego przez ITB, wynika, że ich liczba w budownictwie wielkopłytowym odniesiona do liczby mieszkań zbudowanych w tej technologii nie odbiega wiele od analogicznego stosunku awarii budynków zbudowanych w innych technologiach, a w kwestii spowodowanych szkód w budownictwie wielkopłytowym były one mniejsze niż w innych technologiach [13]. Przypadki zagrożenia awarią wskutek wad wykonawczych, np. złe wykonane wieńca w ścianie nośnej zewnętrznej, należy traktować jako jednostkowe [18, 21]. Inne usterki konstrukcyjne, spowodowane najczęściej przez wadliwe wykonawstwo złączy pionowych pomiędzy ścianami nośnymi a ścianami osłonowymi każdorazowo, powinny być analizowane zwłaszcza przed przystąpieniem do termomodernizacji budynku [20, 22]. Potencjalne zagrożenie bezpieczeństwa lokalnego stanowi także możliwość odpadania niekonstrukcyjnej warstwy fakturowej płyty ściennej na skutek wad strukturalnych stali użytej na wieszaki łączące warstwę zewnętrzną płyty z jej

warstwą nośną, a także wadliwego ich rozmieszczenia lub zakotwienia. Problem ten występuje zarówno w budownictwie polskim [23, 25], jak i niemieckim [2] i jest przedstawiony m.in. w Poradniku ITB [6, 24].

Zagadnienie współczesnej oceny bezpieczeństwa konstrukcji budynków wielkopłytych z uwzględnieniem możliwych zarysowań m.in. w złączach pionowych zostało przedstawione przez profesora B. Lewickiego w Poradniku ITB [10]. Jeżeli stwierdza się zarysowania w konstrukcji, to należy ustalić przyczyny ich występowania i ocenić, w jakiej mierze zagrażają one bezpieczeństwu.

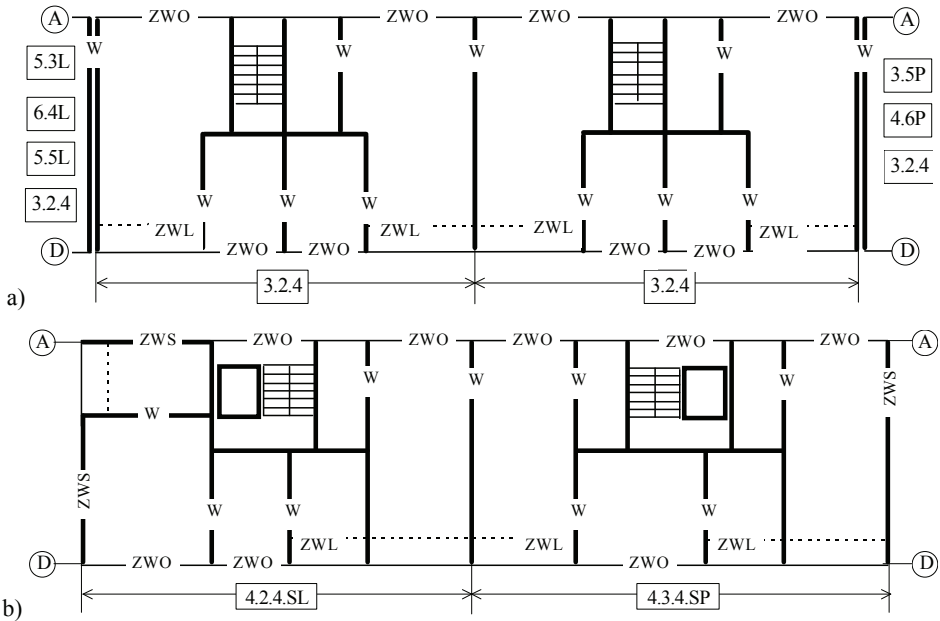
Systematykę możliwych uszkodzeń w złączach pionowych ZWO-W-ZWO pomiędzy ścianami nośnymi a osłonowymi, metody identyfikacji przyczyn ich powstawania oraz przegląd sposobów napraw i wzmocnień opisano m.in. w pracach [14, 15, 16]. Analiza wyników badań *in situ* [20] wykazała, że stopień i zakres uszkodzeń w złączach budynków z wielkiej płyty zależy zdecydowanie od jakości wykonania montażu. Dlatego należy mieć świadomość tego, że w polskich zasobach mieszkalnych z wielkiej płyty istnieją budynki bez uszkodzeń, jak również budynki o różnej liczbie uszkodzonych złączy. Dotychczas brak jest pełnej wiedzy w zakresie ilości budynków z takimi uszkodzeniami. Ocenę wpływu uszkodzeń w złączach pionowych na bezpieczeństwo konstrukcji budynków wielkopłytych, przedstawioną w pracy [3], ograniczono jedynie do analizy redystrybucji naprężeń w warstwie nośnej ściany ZWO wydzielonej z przestrzennnej konstrukcji budynku.

Analiza wyników badań *in situ* ok. 2500 złączy pionowych w 10 budynkach wielkopłytych po kilkunastoletniej eksploatacji, w których wystąpiły zarysowania oraz lokalna destrukcja (widoczna od wewnątrz) w pionowych złączach pomiędzy ścianami nośnymi a osłonowymi [17, 19], uzasadnia postawienie pytania, czy i w jakim stopniu te uszkodzenia wpływają na bezpieczeństwo konstrukcji budynków wielkopłytych. W pracy przedstawiono teoretyczną analizę pracy konstrukcji istniejących budynków wielkopłytych (system W-70) w kontekście prawidłowo i nieprawidłowo wykonanych złączy pionowych ZWO-W-ZWO.

## 2. WSPÓŁPRACA ŚCIAN OSŁONOWYCH Z KONSTRUKCJĄ BUDYNKU

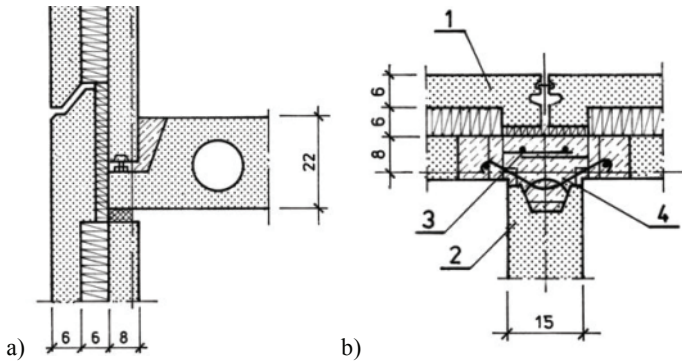
Ogólne zasady powstawania budynków wielorodzinnych realizowanych w systemie W-70 określały: a) poprzeczny układ konstrukcyjnych ścian nośnych (rys. 1) w rozstawie 600, 480, 360 oraz 240 cm ( $n \times MP = 120$  cm), b) podstawową rozpiętość stropów kanałowych wynoszącą 600 cm oraz rozpiętości uzupełniające: 480, 360 i 240 cm, c) możliwość zróżnicowania szerokości budynku (głębokość traktów) w rozpiętościach 600 i 540 oraz dla jego części (uskoki) wielokrotność modułu  $M = 60$  cm [4].

Dolna krawędź warstwy nośnej ściany osłonowej ZWO jest oparta na stropie, a krawędź górna jest oddylatowana od stropu (rys. 2a), natomiast krawędzie pionowe na wysokości jednej kondygnacji są połączone monolitycznie ze ścianą nośną wewnętrzną lub zewnętrzną w złączy ZWO-W-ZWO (rys. 2b).



Rys. 1. Układ ścian: a) segmenty środkowe budynku wieloklatkowego 5-kondygnacyjnego, b) budynek dwuklatkowy 11-kondygnacyjny [14]

Fig. 1. Wall scheme: a) middle segments for multi-staircase five-storey building, b) eleven-storey building with two staircases [14]



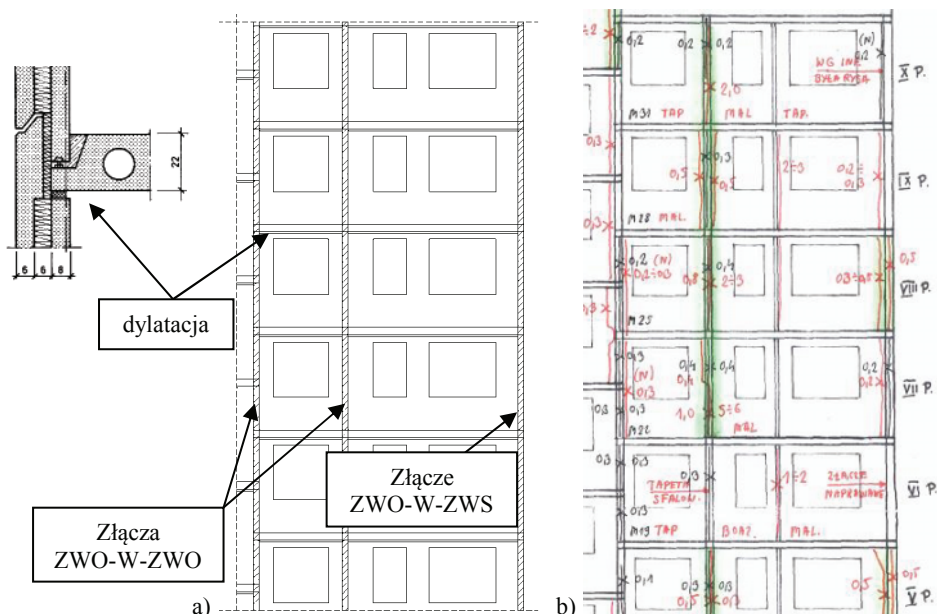
Rys. 2. Złącza ścian osłonowych W-70: a) złącze poziome ścian osłonowych ZWO i stropu, b) złącze pionowe ZWO-W-ZWO (1 – ściana ZWO, 2 – ściana wewnętrzna W, 3 – siatka zbrojenia pionowego, 4 – klamry) [4]

Fig. 2. Joints for curtain walls for W-70 system: a) horizontal joint for ZWO curtain wall and floor, b) vertical joint ZWO-W-ZWO (1 – ZWO wall, 2 – internal wall W, 3 – vertical reinforcing mesh, 4 – cramps) [4]

W złączy zbrojenie wypuszczone z warstwy konstrukcyjnej ściany ZWO łączone jest kłami z zbrojeniem wypuszczonym ze ściany nośnej i dodatkowo zbrojone pionową siatką (rys. 2b). Zatem złącze ZWO-W-ZWO tworzy połączenie konstrukcyjne ściany nośnej W i warstwy nośnej ściany osłonowej ZWO.

Warstwa nośna ściany osłonowej ZWO jest statycznie tarczą, która przenosi ciężar własny, ciężar warstwy izolacyjnej i fakturowej oraz obciążenia poziome od parcia wiatru. W fazie montażowej obciążenia te przekazywane są na strop poprzez dwie śruby rektyfikacyjne. Należy jednak zwrócić uwagę na sposób przekazywania obciążeń ze ścian ZWO na konstrukcję nośną po umonolitycznieniu złącz ZWO-W-ZWO oraz wykonaniu wypełnienia złącza poziomego i zwolnieniu śrub rektyfikacyjnych (rys. 2a). W fazie eksploatacyjnej po zadziałaniu dodatkowo obciążenia stałego (ciężaru warstw podłogowych i ścianek działowych) oraz obciążenia użytkowego, na skutek ugięcia płyty stropowej, której sztywność na zginanie w kierunku pionowym jest znacznie niższa niż tarczy, jaką jest warstwa nośna ściany ZWO, przekaz obciążeń następuje praktycznie przez złącza pionowe. Zatem ściany ZWO pomiędzy poprzecznymi ścianami nośnymi w fazie eksploatacyjnej stanowią konstrukcyjnie pasmo składające się z tarcz zdylatowanych pod stropem każdej kondygnacji i zamocowanych w złączach ZWO-W-ZWO (rys. 3a).

Należy dodać, że ściany ZWO w założeniach projektowych nie były uwzględniane w ocenie sztywności konstrukcji budynku [12]. Podział ścian budynków wielopłytowych na konstrukcyjne i niekonstrukcyjne (osłonowe) jest podziałem umownym, wprowadzonym w celu uproszczenia obliczeń statyczno-wytrzymałościowych. W rzeczywistości elementy ścienne ZWO traktowane jako ściany osłonowe są umonolitycznione w złączach ze ścianami nośnymi, a w związku z tym współpracują przy przenoszeniu obciążenia i wpływają na sztywność lokalną konstrukcji (usztywnienie pionowej krawędzi poprzecznej ściany nośnej W) oraz sztywność przestrzenną budynku.



Rys. 3. a) Ściany ZWO jako zdylatowane pasma usztywniające, b) przykład morfologii rys w złączach pionowych ZWO-W-ZWO i ZWO-W-ZWS [14]

Fig. 3. a) ZWO walls as dillated bracing strips, b) example of crack morphology in vertical joint type ZWO-W-ZWO and ZWO-W-ZWS [14]

Wyniki badań opisane w pracach [14, 19] wskazują, że należy liczyć się z przypadkami budynków wielkopłytowych, w których występują wady wykonawcze wpływające na zmianę schematu statycznego konstrukcji. Skutkiem wad wykonawczych, opisanych szczegółowo w tych pracach, są m.in. zarysowania w złączach ZWO-W-ZWO (rys. 3b), przedstawione na rysunku 4. Rysy w złączach zmieniają pierwotne warunki na krawędziach pionowych, w sposób znaczący zaniżając sztywność połączeń. Zatem powstanie rys w złączach pionowych ZWO-W-ZWO „doprowadza” konstrukcję nośną budynku w przybliżeniu do założeń projektowych, gdzie ściany ZWO nie były uwzględniane w obliczeniach statycznych w aspekcie innym niż obciążenie konstrukcji.



Rys. 4. Przykłady zarysowania złączy ZWO-W-ZWO [14]

Fig. 4. Examples of cracks in ZWO-W-ZWO joint type [14]

Szczególnym przykładem zmiany schematu statycznego jest także wypełnienie zaprawą cementową szczeliny dylatacyjnej (rys. 2a) między górną krawędzią ściany ZWO a dolną powierzchnią płyty stropowej podczas remontów wykonywanych we własnym zakresie przez mieszkańców. Są również przypadki wypełnienia tej szczeliny metodą iniekcji, w wyniku zaleceń niektórych rzeczoznawców. Konsekwencją takich działań jest przekazanie obciążenia z płyty stropowej (ciężaru warstw podłogowych i ścianek działowych oraz obciążenia użytkowego) na górną krawędź nośnej warstwy ściany ZWO, co skutkuje uszkodzeniami w strefie nadproża okien z jednoczesnym „wypchnięciem” ściany na zewnątrz budynku (rys. 5) [14].



Rys. 5. Przykłady uszkodzeń wskutek zlikwidowania szczeliny dylatacyjnej pomiędzy stropem a górną krawędzią ściany ZWO: a) ścięcia górnego naroża ścian ZWO, b) towarzyszące zarysowania w złączach pionowych ZWO-W-ZWO, c) szczelina o szerokości 5-8 mm między ścianą ZWO i ścianką działową usytuowaną w połowie długości ściany ZWO [14]

Fig. 5. Examples of damages resulted from elimination of expansion joint between the floor and the upper edge of ZWO type wall: a) shear of the upper corner of ZWO wall, b) accompanying cracks in vertical joints of ZWO-O-ZWO type, c) gap with the width of 5-8 mm between ZWO type wall and partition wall located in the mid-length of ZWO type wall [14]

W dalszej części pracy skupiono się na roli ścian ZWO w sztywności przestrzennej całego budynku przeciwstawiającej się działaniu obciążeń poziomych oraz w lokalnym usztywnieniu zewnętrznych krawędzi nośnych ścian wewnętrznych W na wysokości kondygnacji. Uwzględniono stan budynków wykonanych zgodnie z wymaganiami konstrukcyjno-technologicznymi oraz stan budynków, w których mogą występować opisane powyżej uszkodzenia w złączach pionowych ZWO-W-ZWO.

### Rola ścian ZWO w sztywności przestrzennej budynku

Na etapie projektowania budynków wielkopłytowych w celu wykonania obliczeń związanych z wpływem oddziaływania na budynek obciążeń poziomych przedstawiano jego ustrój konstrukcyjny za pomocą tzw. schematów rozdzielonych. Całkowite obciążenie poziome rozdzielano na przyjęte zespoły ścian usztywniających. Rozwiązanie to umożliwiło wykonanie obliczeń bez użycia technik komputerowych. Analiza ścian na podstawie schematów rozdzielonych, wykonywana była za pomocą różnych metod uproszczonych, z których najważniejsze to: metoda pasmowa i metoda ramowa. Stosowano również metodę stringerów będącą odmianą metody pasmowej lub metodę pręta jednolitego [1, 12].

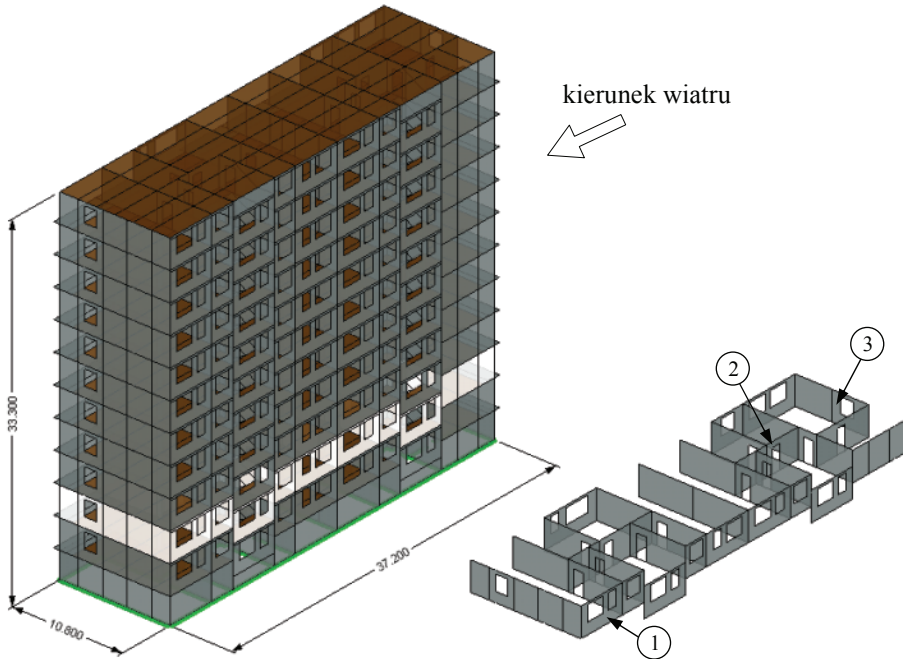
Przy tworzeniu popularnie stosowanych schematów rozdzielonych konieczne było myślowe rozcięcie połączeń konstrukcyjnych i pominięcie fragmentów ścian konstrukcyjnych. Schematy te nie uwzględniały również ścian osłonowych ZWO. Zespoły usztywniające były „wycinane” w zależności od kierunku analizy sztywności budynku.

W pracy na podstawie własnych modeli komputerowych przedstawiono wstępne wyniki analizy wpływu uszkodzeń złącz ZWO-W-ZWO na redystrybucję naprężeń. Porównano wartości naprężeń w elementach konstrukcji budynku wielkopłytkowego systemu W-70 z uwzględnieniem współpracy ścian ZWO z zasadniczą konstrukcją budynku i bez jej uwzględnienia, co w przybliżeniu odwzorowuje strukturalne zarysowania w pionowych złączach ZWO-W-ZWO (rys. 4). Analizę wykonano na podstawie zintegrowanego schematu ustroju przestrzennego.

Zbudowano dwa modele typowego 11-kondygnacyjnego budynku dwuklatkowego o rzucie jak na rysunku 1b. W celu porównania wykonano model odwzorowujący konstrukcję budynku z prawidłowo funkcjonującymi złączami ZWO-W-ZWO oraz model budynku, w którym nastąpiło strukturalne uszkodzenie tych złączy. W pierwszym modelu poza konstrukcją nośną wprowadzono ściany osłonowe, natomiast w drugim – ściany osłonowe zastąpiono obciążeniem zastępczym przekazywanym na ściany nośne. Obliczenia przeprowadzono za pomocą metody elementów skończonych, z zastosowaniem dwuwymiarowych elementów płytowo-tarczowych, opierając się na statyce liniowej. W modelach uwzględniono redukcję sztywności złączy elementów prefabrykowanych na podstawie wytycznych zawartych w pracy [12]. Modele obciążono kombinacjami obciążeń obliczeniowych, obejmującymi obciążenia stałe, użytkowe i oddziaływanie wiatru (strefa 1, kategoria terenu IV według PN-EN 1991-1-4). Model komputerowy budynku ze ścianami ZWO przedstawiono na rysunku 6. Na widoku kondygnacji powtarzalnej oznaczono analizowane elementy konstrukcji: 1) ścianę ZWO, 2) nadproże w ścianie usztywniającej, 3) pasmo ściany szczytowej.

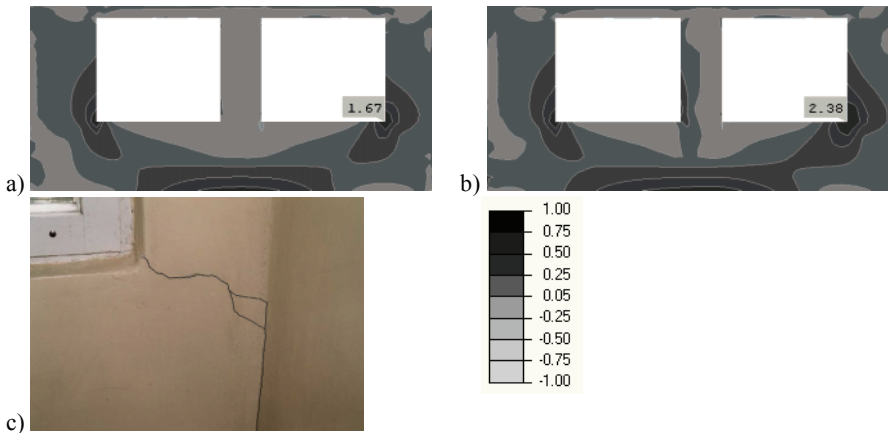
Wyniki obliczeń głównych naprężeń rozciągających w warstwie nośnej najbardziej wyteżonej ściany ZWO ((1) – rys. 6) przedstawiono na rysunku 7. Na rysunku 7a zaprezentowano mapę naprężeń od obciążeń stałych (ciężaru warstwy nośnej, ciężaru warstwy izolacyjnej i fakturowej oraz obciążenia pionowego redystrybuowanego ze ścian poprzecznych). Na rysunku 7b przedstawiono mapę naprężeń powstałych po obciążeniu dodatkowo wiatrem w kierunku równoległym do analizowanej ściany. Wskutek współpracy przestrzennej ściany ZWO z konstrukcją nośną przy przeciwstawianiu się obciążeniu poziomemu można zaobserwować wzrost naprężeń rozciągających przede wszystkim w dolnych narożach otworów okiennych, co w przypadku wadliwego zbrojenia wokół otworu okiennego może skutkować powstaniem zarysowania (rys. 7c). W analizowanym przypadku naprężenia rozciągające w prawym dolnym narożu otworu okiennego, przy kombinacji obciążeń zawierającej oddziaływanie wiatru w kierunku równoległym do przedmiotowej ściany, są większe o ok. 40%.





Rys. 6. Model uwzględniający ściany osłonowe wraz z widokiem na pojedynczą kondygnację powtarzalną (opis w tekście): 1) ściana ZWO, 2) nadproże w ścianie usztywniającej, 3) pasmo ściany szczytowej

Fig. 6. Model taking into account curtain walls together with the view to single repeatable storey: 1) ZWO wall, 2) lintel in bracing wall, 3) gable wall strip

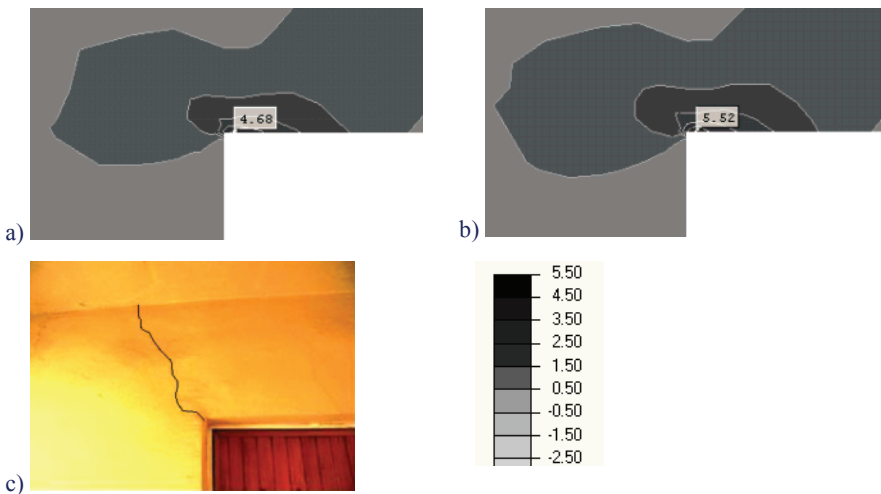


Rys. 7. Mapy głównych naprężeń rozciągających [MPa] w analizowanej ścianie ZWO: a) od obciążeń stałych, b) od kombinacji obciążeń; c) zarysowanie w narożu okna

Fig. 7. Maps of the major tensile stresses [MPa] in the analyzed ZWO wall type: a) from dead load, b) from load combinations; c) crack in window corner

Na rysunku 8 przedstawiono mapy głównych naprężeń rozciągających w najbardziej wyteżonej strefie nadproża ściany usztywniającej podłużnej ((2) – rys. 6) należącej do zasadniczego zespołu usztywniającego. Na rysunku 8a przedstawiono wartości maksymalnych naprężeń rozciągających dla modelu uwzględniającego współpracę ścian ZWO, a na rysunku 8b dla modelu bez ścian ZWO. Porównując wartości maksymalnych naprężeń rozciągających w strefie naroża otworu drzwiowego występujące w tych dwóch różnych modelach, można zaobserwować wartości naprężeń o ok. 15% niższe w modelu zawierającym współpracujące ściany ZWO. Wyniki tej analizy wskazują, że współpraca ścian ZWO ze ścianami nośnymi wpływa korzystnie na redystrybucję naprężeń, co najbardziej widoczne jest w strefach koncentracji naprężeń w ścianie usztywniającej.

Należy ponadto zwrócić uwagę na możliwość powstania zarysowania w omawianej powyżej strefie, np. w przypadku wadliwie ułożonego zbrojenia wokół otworu drzwiowego (rys. 8c).



Rys. 8. Mapy głównych naprężeń rozciągających [MPa] w strefie nadprozowej analizowanej konstrukcyjnej ściany: a) przy uwzględnieniu współpracy ścian ZWO, b) bez uwzględnienia współpracy ścian ZWO, c) zarysowanie w narożu nadproża

Fig. 8. Maps of the major tensile stresses [MPa] for lintel zone in analyzed structural wall: a) with taking into account the presence of ZWO wall type, b) without taking into account the presence of ZWO wall type, c) crack in lintel corner

Porównanie wpływu ścian osłonowych na wielkość naprężeń ściskających w kierunku pionowym przeprowadzono dla pasma ściany szczytowej ((3) – rys. 6). Pasma to zostało wybrane ze względu na największy wpływ oddziaływania wiatru na wartości tych naprężeń. Wartości naprężeń ściskających wywołanych działaniem wiatru, w przypadku uwzględnienia ścian ZWO są niższe o ok. 25% niż w przypadku nieuwzględnienia ich współpracy z konstrukcją nośną. Uwzględniając natomiast kombinacje obciążeń stałych i użytkowych oraz obciążenie wiatrem w obu modelach, wartości maksymalnych naprężeń ściskających są praktycznie takie same – przy uwzględnieniu współpracy ścian ZWO są mniejsze zaledwie o ok. 2% niż w modelu nieuwzględniającym ścian ZWO.

Wyniki analizy wskazują na to, że w przypadku prawidłowo funkcjonujących złączy możliwy jest korzystny wpływ ścian ZWO na sztywność przestrzenną budynku oraz redukcję naprężeń od obciążeń poziomych generowanych przez wiatr. Decydującymi o wyężeniu elementów nośnych są jednak obciążenia pionowe. Ze względu na wysoką sztywność przestrzenną budynków wielkopłytowych na działanie sił poziomych od wiatru udział ścian ZWO w pracy konstrukcji nie jest konieczny, a redukcja naprężeń poza strefami koncentracji naprężeń jest niezauważalna. Skutki wad wykonawczych w postaci rys strukturalnych w złączach pionowych ZWO-W-ZWO (rys. 4), które uniemożliwiają przestrzenną współpracę tych ścian, nie są niebezpieczne dla budynku wielkopłytowego. Wymagają one tylko lokalnej naprawy dla zapewnienia wymagań eksploatacyjnych [14]. Ocena ta jest ważna społecznie w kontekście medialnego „dyskutowania” stanu zagrożenia budynków wielkopłytowych.

Należy stwierdzić, że uszkodzenia w złączach spowodowane wadami eksploatacyjnymi (rys. 5) zagrażają lokalnemu bezpieczeństwu, w pierwszej kolejności przez rozszczelnienie złącza następnie – możliwość „wypchnięcia” płyty ZWO na zewnątrz. Sytuacje takie wymagają napraw i skutecznego zamocowania warstwy nośnej ściany ZWO, np. poprzez mechaniczne kotwienie do ścian nośnych W [14].

### **Rola ścian ZWO w usztywnieniu krawędzi ścian nośnych**

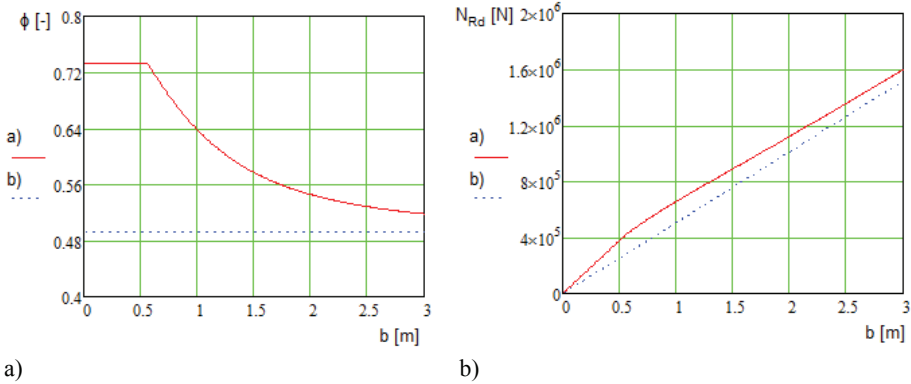
Przyjęto, że ściany ZWO można uważać za ściany usztywniające, bowiem spełniają one wymagania zgodnie z p.12.6.5.1 PN-EN 1992-1-1:2008, tj. grubość warstwy nośnej ściany ZWO (usztywniającej) wynosi 8 cm i jest większa niż połowa 15 cm grubości usztywnianej ściany nośnej W, ściana usztywniająca ma taką samą wysokość jak usztywniana ściana nośna W, otwory w ścianach ZWO znajdują się poza długością ściany równą 1/5 wysokości w świetle usztywnianej ściany W. Pomimo dylatacji wzdłuż poziomych krawędzi ściany ZWO można uznać ją za usztywniającą, zgodnie z definicją podaną w opracowaniu [11], według której ścianą usztywniającą może być również ściana zawieszona na ścianach nośnych, jeżeli jej konstrukcja spełnia wymagania ogólne stawiane ścianom konstrukcyjnym i ich połączeniu z resztą budynku.

Fakt konstrukcyjnego połączenia warstwy nośnej ścian osłonowych z wewnętrznymi ścianami nośnymi nie był uwzględniany w założeniach projektowych [6, 7], co jest korzystnym założeniem w ocenie bezpieczeństwa, zwłaszcza w przypadku wad technologicznych skutkujących uszkodzeniami w złączach ZWO-W-ZWO (rys. 3b, 4). Prawidłowo wykonane złącza w szczególnych przypadkach mogą natomiast decydować o nośności ściany wewnętrznej W, na przykład w procesie modernizacji funkcjonalnej lokalu mieszkalnego lub całego budynku (wykonanie nowych otworów drzwiowych).

Zmienność nośności betonowej ściany nośnej W w budynku systemu W-70 przeanalizowano w zależności od warunków jej usztywnienia na podstawie wytycznych normy PN-EN 1992-1-1:2008 dotyczących stanu granicznego nośności konstrukcji betonowych niezbrojonych. Grubość ściany nośnej wynosi 15 cm, wysokość w świetle stropów równa jest 258 cm. Założono mimośród przekazywania obciążeń ściskających  $e_{tot} = 20$  mm.

Zmienność współczynnika  $\phi$  redukującego nośność ściany, w zależności od szerokości ściany, zilustrowano na rysunku 9a. Dla ścian o powyższych parametrach, które są usztywnione jedynie wzdłuż poziomych krawędzi przez stropy, bez usztywnionych krawędzi pionowych – współczynnik  $\phi$  przyjmuje wartość 0,49. Maksymalna dopuszczalna wartość współczynnika  $\phi$  dla powyższych warunków oraz przy uwzględnieniu

dotąd dodatkowo usztywnienia krawędzi pionowych wynosi natomiast 0,73 – co stanowi wartość większą o ok. 50%. Wartość współczynnika  $\phi$ , w zakresie od 0,49 do 0,73, zmienia się w zależności od rozpatrywanej szerokości usztywnianej ściany w porównaniu z wysokością usztywnionej krawędzi.



Rys. 9. a) Wartości współczynnika  $\phi$  w zależności od szerokości ściany, b) wartości nośności w zależności od szerokości ściany: 1) usztywnionej wzdłuż krawędzi pionowej, 2) nieusztywnionej wzdłuż krawędzi pionowej

Fig. 9. a) Values of  $\phi$  coefficient as a function of wall width, b) values of load-bearing capacity in relation to wall width: 1) braced along the vertical edge, 2) un-braced along the vertical edge

Nośność ściany W przy braku usztywnienia i z jego uwzględnieniem wzdłuż krawędzi pionowej (np. w złączu ZWO-W-ZWO), obliczoną przy założeniu betonu klasy C12/15, zilustrowano na rysunku 9b. Z wykresu wynika, że wpływ usztywnienia pionowej krawędzi na nośność ściany jest największy w przypadku przykrawędziowych pasm ściany W o szerokości do ok. 0,6 m (wynosi ok. 50%), a powyżej tej szerokości wpływ usztywnienia znacząco maleje (dla 1 m wynosi ok. 30%, dla 2 m – ok. 11%, dla 3 m – ok. 5%), co wynika ze zmienności współczynnika  $\phi$ .

### 3. PODSUMOWANIE

Przedstawiona analiza teoretyczna potwierdza, że współpraca ścian osłonowych ZWO z konstrukcją nośną budynków wielopłytowych, zrealizowanych w systemie W-70, nie jest istotna dla zachowania bezpieczeństwa konstrukcji nośnej tych budynków. Stwierdzenie to nie jest nowe, bowiem nieuwzględnienie ścian osłonowych w ocenie nośności konstrukcji zostało także przyjęte w założeniach projektowych, co pozwalało na zastosowanie uproszczonych schematów obliczeniowych.

Maksymalne naprężenia ściskające w ścianach nośnych w analizowanym 11-kondygnacyjnym budynku (rys. 1b), przy kombinacji obciążeń stałych i użytkowych oraz obciążenia wiatrem, są niemal takie same w przypadku przestrzennego modelu komputerowego ze ścianami osłonowymi i modelu bez ścian osłonowych. W analizowanej ścianie szczytowej budynku, naprężenia te są przy uwzględnieniu współpracy ścian ZWO mniejsze zaledwie o ok. 2% niż w modelu nieuwzględniającym ścian ZWO.

Zatem można przyjąć, że w przypadku budynków z wadami wykonawczymi, których skutkiem są zarysowania w złączach pionowych ZWO-W-ZWO (rys. 4), nie ma zagrożenia bezpieczeństwa dla konstrukcji nośnej budynku wielkopłytkowego. Uszkodzenia te wymagają tylko lokalnej naprawy dla zapewnienia wymagań eksploatacyjnych [14]. Ocena ta jest ważna społecznie w kontekście medialnego „dyskutowania” stanu zagrożenia budynków wielkopłytkowych.

Należy jednak zwrócić uwagę na to, że analiza obliczeniowa komputerowego modelu budynku wielkopłytkowego, w którym uwzględniono współpracę ściany osłonowych ze ścianami nośnymi (budynek wykonany zgodnie z założeniami technologicznymi), wykazała, że w warstwie nośnej ściany ZWO występuje koncentracja naprężeń rozciągających w strefie dolnych naroży okien (rys. 7), co w przypadku niewłaściwie ułożonego zbrojenia na obwodzie okna może być przyczyną powstania zarysowań. Podobna koncentracja naprężeń rozciągających występuje w narożach otworów drzwiowych (rys. 8), gdzie z kolei brak współpracy ścian ZWO ze ścianami nośnymi powoduje wzrost tych naprężeń. Przy indywidualnej ocenie stanu technicznego budynku wielkopłytkowego należy jednak mieć świadomość, że zarysowania w ścianach ZWO (rys. 7c) oraz w ścianach nośnych (rys. 8c) nie świadczą o zagrożeniu bezpieczeństwa dla konstrukcji nośnej.

Uszkodzenia w strefie nadproża okien z jednoczesnym „wypchnięciem” ściany ZWO na zewnątrz budynku (rys. 5) nie stanowią zagrożenia bezpieczeństwa dla konstrukcji nośnej budynku, lecz zagrażają lokalnemu bezpieczeństwu. W pierwszej kolejności powodują rozszczelnienie złącza następnie stwarzają możliwość „wypchnięcia” płyty ZWO na zewnątrz. Sytuacje takie wymagają napraw i skutecznego zamocowania warstwy nośnej ściany ZWO, np. poprzez mechaniczne kotwienie do ścian nośnych W [14].

Stopień współpracy ścian ZWO i ścian nośnych w umonolitycznionym złączu pionowym ZWO-W-ZWO ma istotne znaczenie w przypadku gdy planowane jest wykonywanie nowego otworu drzwiowego w ścianie W. Usztywnienie krawędzi ściany W przez ścianę ZWO może mieć wówczas znacząco korzystny wpływ na nośność pasma ściany W. Wpływ ten jest tym większy im bliżej krawędzi zewnętrznej ściany W wykonywany jest otwór. Uwzględnienie usztywnienia krawędzi ściany W przez ścianę ZWO dopuszczalne jest jednakże jedynie w przypadku prawidłowego stanu złącza ZWO-W-ZWO. Zagadnienie to jest przedmiotem innej pracy pt. „Aspekty konstrukcyjne modernizacji funkcjonalnej budynków wielkopłytkowych”.

Należy zwrócić także uwagę na potencjalne zagrożenie bezpieczeństwa lokalnego, które stanowi możliwość odpadania niekonstrukcyjnej warstwy fakturowej płyty ściennej na skutek wad strukturalnych stali użytej na wieszaki łączące warstwę zewnętrzną płyty z jej warstwą nośną, a także wadliwego ich rozmieszczenia lub zakotwienia [25].

## LITERATURA

- [1] Cholewicki A., 1980. Obliczanie ścian usztywniających. COBP-BO Warszawa.
- [2] Cziesielski E., Fouad N.A., 1999. German experiences during rehabilitation of external sandwich walls of large panel buildings [W:] *Możliwości techniczne modernizacji budynków wielkopłytkowych na tle ich aktualnego stanu* red. L.A. Brunarski, St. M. Wierzbicki. Konferencja naukowo-techniczna ITB, Mrągowo, 137-153.
- [3] Dębowski J., 2007. Wpływ ukrytych wad wykonawczych na trwałość budynków wielkopłytkowych. Praca niepublikowana.

- [4] Dzierżewicz Z., Starosolski Wł., 2010. Systemy budownictwa wielkopłytkowego w Polsce w latach 1970-1985. Przegląd rozwiązań materiałowych, technologicznych i konstrukcyjnych. Oficyna a Wolters Kluwer business Warszawa.
- [5] Hegner H.D., 1999. Grosssiedlungen und Plattenbauten – eine Vision für die Zukunft !? [W:] *Możliwości techniczne modernizacji budynków wielkopłytkowych na tle ich aktualnego stanu*. Konferencja naukowo-techniczna ITB red. L.A. Brunarski, St.M. Wierzbicki, Mrągowo, 73-96.
- [6] Konieczny K., 2002. Dodatkowe połączenia warstwy fakturowej z warstwą konstrukcyjną wielkopłytkowych ścian zewnętrznych. ITB. Instrukcje, wytyczne, poradniki nr 374. Budynki wielkopłytkowe – wymagania podstawowe – bezpieczeństwo konstrukcji 4 Warszawa.
- [7] Lewicki B., 1961. Budynki mieszkalne z elementów wielkowymiarowych: obliczanie i konstrukcja. Arkady Warszawa.
- [8] Lewicki B., 1964. Budynki mieszkalne z prefabrykatów wielkowymiarowych. Arkady Warszawa.
- [9] Lewicki B., 2000. Bezpieczeństwo konstrukcji istniejących budynków wielkopłytkowych. *Inżynieria i Budownictwo* 3, 127-129.
- [10] Lewicki B., 2002. Metodyka oceny stanu technicznego konstrukcji budynków wielkopłytkowych. ITB. Instrukcje, wytyczne, poradniki 371. Budynki wielkopłytkowe – wymagania podstawowe – bezpieczeństwo konstrukcji 1 Warszawa.
- [11] Lewicki B., Bielawski J., Sieczkowski J., 1993. Konstrukcje budynków z prefabrykatów wielkopłytkowych. Zasady projektowania z przykładami obliczeń. COBP-BO Warszawa.
- [12] Lewicki B., Cholewicki A., Gałkowski Z., Henclewski T., Kotlicki W., Pawlikowski J., Pogorzelski A., Zarzycki A., Zieleniewski S., 1979. Budynki wznoszone metodami uprzemysłowionymi. Arkady Warszawa.
- [13] Lewicki B., Zieliński J.W., Cholewicki A., Kawulok M., 1999. Bezpieczeństwo konstrukcji istniejących budynków wielkopłytkowych i możliwości ich modernizacji. [W:] *Możliwości techniczne modernizacji budynków wielkopłytkowych na tle ich aktualnego stanu*. Konferencja naukowo-techniczna ITB red. L.A. Brunarski, St.M. Wierzbicki, Mrągowo, 107-120.
- [14] Ligęza W., 2006. Naprawa i wzmacnianie budynków z wielkiej płyty. XXI Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji, T. II. Wyd. Polski Związek Inżynierów i Techników Budownictwa Oddział w Gliwicach, 217-259.
- [15] Ligęza W., Dębowski J., 2007. Identyfikacja uszkodzeń elementów wielkopłytkowych w aspekcie oceny bezpieczeństwa eksploatacyjnego budynku. [W:] *Zapobieganie, diagnostyka, naprawy, rekonstrukcje*. XXIII Konferencja naukowo-techniczna Awarie budowlane. Wydawnictwo Uczelniane Politechniki Szczecińskiej, 741-748.
- [16] Ligęza W., Dębowski J., 2009. Numeryczna identyfikacja przyczyn uszkodzeń w prefabrykowanych budynkach wielkopłytkowych, *Inżynieria i Budownictwo* 4, 42-44.
- [17] Ligęza W., Płachecki M., 1999. Analiza uszkodzeń i możliwości wzmacniania budynków wielkopłytkowych. V konferencja Warsztat pracy rzeczoznawcy budowlanego, Kielce-Ameliówka, 161-168.
- [18] Ligęza W., Płachecki M., 1999. Badania efektywności wzmocnienia konstrukcji budynku wielkopłytkowego zagrożonego katastrofą. V konferencja Warsztat pracy rzeczoznawcy budowlanego, Kielce-Ameliówka, 169-176.

- [19] Ligęza W., Płachecki M., 2000. Uszkodzenia złączy w ścianach osłonowych budynków wielkopłytowych. Inżynieria i Budownictwo 4-5, 204-208.
- [20] Ligęza W., Płachecki M., 2001. Stan techniczny konstrukcji budynków wielkopłytowych a ich termomodernizacja. Zesz. Nauk. ATR w Bydgoszczy, Budownictwo i Inżynieria Środowiska 32, 143-158.
- [21] Ligęza W., Płachecki M., 2001. Stan zagrożenia i jego likwidacja w konstrukcji budynku wielkopłyтового. Inżynieria i Budownictwo 5, 285-290.
- [22] Runkiewicz L., Szymański J., 1999. Uszkodzenia i zagrożenia występujące w budynkach mieszkalnych wielkopłytowych. V konferencja Warsztat pracy rzeczoznawcy budowlanego, Kielce-Ameliówka, 225-243.
- [23] Ściślewski Z., Woyzbun I., Wójtowicz M., 1999. Bezpieczeństwo i trwałość zewnętrznych ścian trójwarstwowych. [W:] Możliwości techniczne modernizacji budynków wielkopłytowych na tle ich aktualnego stanu. Konferencja naukowo-techniczna ITB red. L.A. Brunarski, St.M. Wierzbicki, 121-136.
- [24] Woyzbun I., Wójtowicz M., 2002. Metodyka oceny stanu technicznego wielkopłytowych warstwowych ścian zewnętrznych. ITB. Instrukcje, wytyczne, poradniki 374. Budynki wielkopłytowe – wymagania podstawowe – bezpieczeństwo konstrukcji 4 Warszawa.
- [25] Zybura A., Jaśniok T., 2006. Zagadnienia remontowe warstwy fakturowej ścian trójwarstwowych. XXI Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji T. III. Wyd. Polski Związek Inżynierów i Techników Budownictwa Oddział w Gliwicach, 287-352.

## THE INFLUENCE OF CURTAIN WALLS ONTO PREFABRICATED BUILDINGS SAFETY

*Summary.* In the paper there is presented theoretical analysis of the influence of ZWO type curtain walls onto spatial stiffness of eleven-storey prefabricated building (constructed in W-70 system) and their effect on the bracing of bearing walls. Analysis was carried out on the basis of author's own computer models with taking into account correctly and improperly constructed ZWO-O-ZWO type vertical joint.

# 13. ASPEKTY KONSTRUKCYJNE MODERNIZACJI FUNKCJONALNEJ BUDYNKÓW WIELKOPŁYTOWYCH

## 1. WPROWADZENIE

Budynki wielkopłytowe wybudowane w latach 1960-1990 są obiektami, które aktualnie wymagają modernizacji w aspekcie dostosowania ich do aktualnych wymagań użytkowania budynków nowo wznoszonych. Zakres kompleksowej modernizacji budynków wielkopłytowych obejmuje problematykę trwałości [14] i termomodernizacji budynków [4] oraz aspekty konstrukcyjne związane z likwidacją uszkodzeń spowodowanych wadami wykonawczymi [9, 10, 12] i poprawą parametrów funkcjonalno-użytkowych [7, 15, 16].

Problem modernizacji budynków wielkopłytowych w ujęciu globalnym został podjęty przez Instytut Techniki Budowlanej w 1999 r. [2], a jego reasumpcja w zakresie dostosowania do współczesnych wymagań techniczno-użytkowych jest zawarta w 12 zeszytach Poradnika ITB [5].

Modernizacja budynków wielkopłytowych w Polsce jest wdrożona praktycznie jedynie w zakresie termomodernizacji [1, 13], która jest objęta od 1996 r. rządowym programem wspierania inwestycji energooszczędnych, wkomponowanym w mechanizm gospodarki rynkowej. Doświadczenia wskazują także, że cele termomodernizacji nie zostały osiągnięte w wielu przypadkach, bowiem realizacje te obarczone są wadami wykonawczymi [8, 11].

Modernizacja funkcjonalna w budynkach wielkopłytowych, polegająca na łączeniu sąsiednich mieszkań, nie ma dotychczas powszechnego zastosowania z uwagi na uwarunkowania finansowe i społeczne. Status własnościowy większości mieszkań wskazuje, że w najbliższym czasie mogą to być tylko rozwiązania jednostkowe.

W procesie modernizacji budynków wielkopłytowych występuje niejednokrotnie potrzeba wykonania nowych otworów komunikacyjnych w ścianach nośnych. Konieczna jest wówczas ocena możliwości technicznych wykonania nowych otworów i ich wpływu na zmianę schematu statycznego konstrukcji nośnej. W zależności od potrzeb szerokość otworów może wynosić od 0,9 m w przypadku nowych drzwi wewnętrznych aż do szerokości możliwie największej przy powiększaniu otwartej przestrzeni, przykładowo tzw. „otwarcie kuchni na salon”. Istnieje również potrzeba dostosowania istniejących otworów drzwiowych do wymagań osób niepełnosprawnych.

Podstawy teoretyczne oraz zalecenia techniczne w zakresie możliwości wykonania nowych otworów w ścianach konstrukcyjnych budynków wielkopłytowych podane są w poradniku ITB nr 385/2003 [3]. W poradniku zwrócono szczególną uwagę na potrzebę uwzględniania współpracy przestrzennej ścian konstrukcyjnych podłużnych i poprzecznych, co pozwala wykorzystać istniejące rezerwy w konstrukcji nośnej. Wykonanie nowych otworów wymaga indywidualnej analizy obliczeniowej w zakresie redystrybucji naprężeń w konstrukcji nośnej budynku.



W pracy przedstawiono wyniki analizy redystrybucji naprężeń w ścianach nośnych 5-kondygnacyjnego budynku wielkopłytkowego (system W-70) po wykonaniu w jednej ścianie poprzecznej szeregu nowych otworów o zmiennej szerokości. Przedstawiono także do dyskusji przykład obliczenia wyężenia zewnętrznego pasma ściany nośnej traktowanej, zgodnie z założeniami projektowymi, jako ściana nieusztywniona wzdłuż krawędzi pionowej oraz z uwzględnieniem jej usztywnienia przez warstwę nośną ściany osłonowej ZWO.

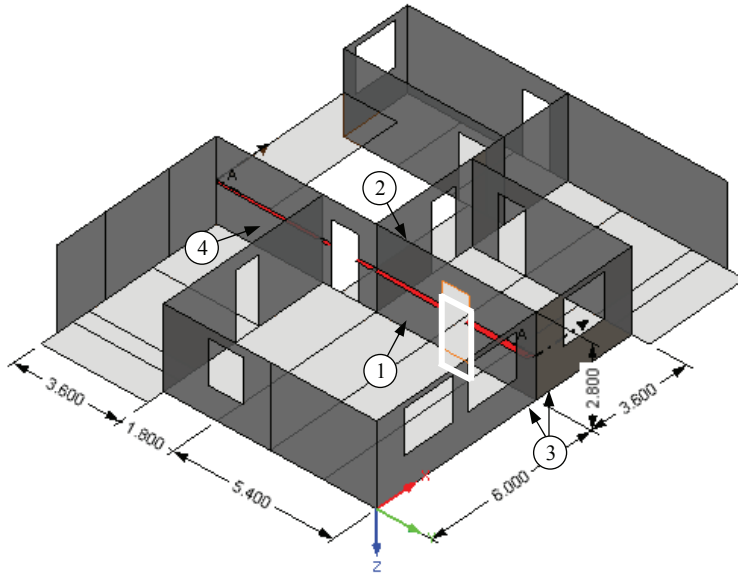
## 2. ANALIZA OBLICZENIOWA

Typowe ściany nośne w budynkach wielkopłytkowych systemu W-70 traktowane są jako betonowe niezbrojone. W ścianach tych występuje tylko zbrojenie obwodowe w postaci siatek, które nie spełnia wymagań zbrojenia minimalnego dla konstrukcji żelbetowej. Grubość ścian wynosi 15 cm, wysokość w świetle stropów równa jest 258 cm (wysokość kondygnacji brutto 280 cm). Ściany nośne budynków wielkopłytkowych wykonywane były z betonu klasy minimum B15. Ściany zbrojone stosowane były jedynie w przypadku szczególnie dużych obciążeń, przy których zwiększenie klasy betonu było niewystarczające lub nieekonomiczne.

Analizę przeprowadzono dla poprzecznej ściany nośnej, (1) 5-kondygnacyjnego budynku wielkopłytkowego wybudowanego w systemie W-70 (rys. 1), wykorzystując przestrzenny model MES oparty na dwuwymiarowych elementach skończonych płytko-tarczowych. Wykonano model segmentu budynku, obejmujący 5 kondygnacji nadziemnych prefabrykowanych i jedną podziemną monolityczną, w którym uwzględniono redukcję sztywności złączy prefabrykowanych ścian na podstawie wytycznych zawartych w pracy [6]. Analizując model przyjęto kombinację obciążeń uwzględniającą obciążenia stałe oraz oddziaływania zmienne – obciążenie użytkowe i obciążenie śniegiem.

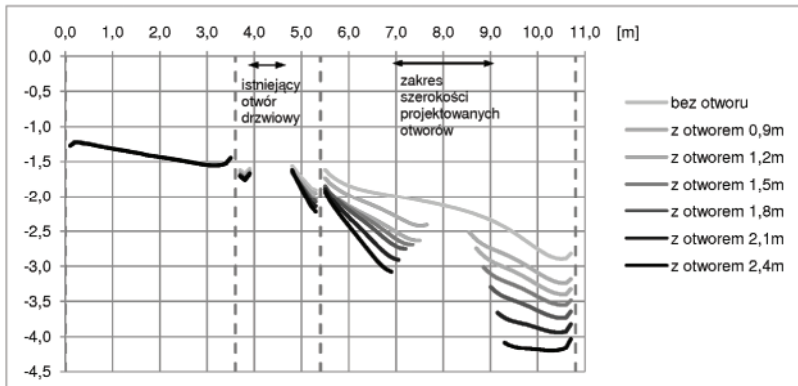
Nowe otwory są zlokalizowane w ścianie (1) nadziemnych kondygnacji, w osi traktu o szerokości 5,4 m, pomiędzy ścianą usztywniającą (2) a ścianami osłonowymi (3). Przyjęto zmienną szerokość otworów od 0,9 m do 2,4 m, zwiększając je stopniowo co 0,3 m. Za wysokość otworów przyjęto wysokość otworów systemowych – 202 cm.

Do obliczeń przyjęto beton klasy C12/15 – wytrzymałość na ściskanie w konstrukcji niezbrojonej  $f_{cd,pl} = 6,86\text{MPa}$  ( $\gamma_c = 1,4$ ;  $\alpha_{cc,pl} = 0,8$ ) oraz wytrzymałość na rozciąganie w konstrukcji niezbrojonej  $f_{ctd,pl} = 0,63\text{MPa}$  ( $\gamma_c = 1,4$ ;  $\alpha_{ct,pl} = 0,8$ ). Nie uwzględniano zmiany parametrów betonu wynikającej z jego wieku. Przeanalizowano redystrybucję rozkładu naprężeń ściskających w kierunku pionowym w połowie wysokości ściany na parterze – przekrój (4) – oraz głównych naprężeń rozciągających w strefie nadproża projektowanego otworu. Analizę przeprowadzono dla stanu przed modernizacją (z jednym otworem drzwiowym pomiędzy ścianami usztywniającymi) oraz stanu po wprowadzeniu dodatkowych otworów o zmiennej szerokości, w kondygnacjach nadziemnych, w trakcie pomiędzy ścianą usztywniającą (2) a ścianami osłonowymi (3).



Rys. 1. Fragment kondygnacji powtarzalnej modelu obliczeniowego: 1 – analizowana ściana nośna (W) z zaznaczonym nowym otworem, 2 – ściana usztywniająca (W) prostopadła do analizowanej ściany, 3 – ściany osłonowe (ZWO), 4 – linia przekroju, w którym wykona-no wykresy naprężeń przedstawiono na rysunku 2

Fig. 1. Fragment of numerical model for repeatable storey: 1 – analyzed load-bearing wall (W) with new opening marked, 2 – load-bearing wall (W) perpendicular to analyzed one, 3 – curtain wall (ZWO), 4 – section line for which stress diagrams as presented in Figure 2 are made



Rys. 2. Rozkład naprężeń ściskających w kierunku pionowym [MPa] na szerokości ściany [m], przy zmiennej szerokości otworu. Liniami przerywanymi zaznaczono lokalizację złączy pionowych z dochodzącymi ścianami prostopadłymi

Fig. 2. Vertical compressive stress distribution [MPa] on the wall's width [m] with variable opening's width. Dashed lines mark localization of vertical joints with adjacent perpendicular walls

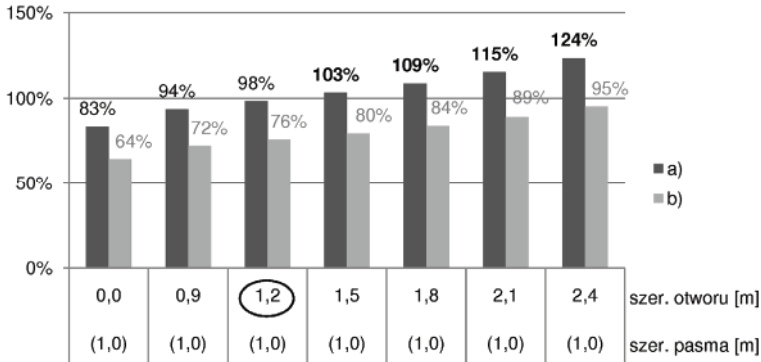
Rozkłady naprężeń ściskających w kierunku pionowym w ścianie (1), przed modernizacją i po modernizacji polegającej na wykonaniu szeregu otworów w nadziemnych kondygnacjach przedstawiono na rysunku 2. W analizowanym przypadku zarówno przed modernizacją, jak i po modernizacji największe naprężenia występują w skrajnym paśmie, w trakcie pomiędzy ścianą usztywniającą (2) a ścianami osłonowymi ZWO (3). Spowodowane jest to kierunkiem rozpięcia stropów w traktach przyległych do analizowanej ściany (1) oraz krawędziowym obciążeniem przekazywanym ze ścian osłonowych ZWO (3). Widoczna na wykresie nieciągłość wartości naprężeń w strefie złącz pionowych (linia przerywana) jest efektem przyjętej w modelu redukcji przeniesienia siły ścinającej w złączach pionowych. Po wykonaniu otworów obserwuje się wzrost naprężeń praktycznie tylko pomiędzy otworem drzwiowym istniejącym a ścianami ZWO (3). Największy wzrost jest w paśmie w skrajnym paśmie, pomiędzy nowym otworem a złączem pionowym ZWO-W-ZWO (3).

Analizując nośność ściany po wykonaniu nowych otworów, należy uwzględnić stopień współpracy ścian ZWO i ścian nośnych w umonolitycznionym złączu pionowym ZWO-W-ZWO. Usztywnienie krawędzi ściany W przez ścianę ZWO może mieć wówczas znacząco korzystny wpływ na nośność pasma ściany W. Zgodnie z p.12.6.5.1 PN-EN 1992-1-1:2008 ściany ZWO o niewadliwych złączach można uważać za ściany usztywniające, bowiem: a) grubość warstwy nośnej ściany ZWO (usztywniającej) wynosi 8 cm i jest większa niż połowa 15 cm grubości usztywnianej ściany nośnej W, b) ściana usztywniająca ma taką samą wysokość jak usztywniana ściana nośna W, c) otwory w ścianach ZWO znajdują się poza długością ściany równą 1/5 wysokości w świetle usztywnianej ściany W. W przypadku wadliwie wykonanych złącz pionowych ZWO-W-ZWO (rysy strukturalne) [10, 12] należy pomijać współpracę pasma ściany W ze ścianami osłonowymi ZWO i traktować to pasmo jako nieusztywnione wzdłuż krawędzi pionowej zgodnie z PN-EN 1992-1-1:2008.

W celu porównania obliczono wyężenie analizowanej ściany nośnej (1) jako usztywnionej jedynie wzdłuż dwóch poziomych krawędzi przez stropy (bez usztywnienia krawędzi pionowej) oraz alternatywnie, jako usztywnioną dodatkowo wzdłuż pionowej krawędzi przez ścianę ZWO. Obliczenia nośności ściany przeprowadzono z uwzględnieniem wpływu efektów II rzędu, za pomocą metody uproszczonej obliczania ścian niezbrojonych według PN-EN 1992-1-1:2008. Przyjęto parametry geometryczne ściany systemowej oraz wartość mimośrodów całkowitych  $e_{tot} = 20$  mm.

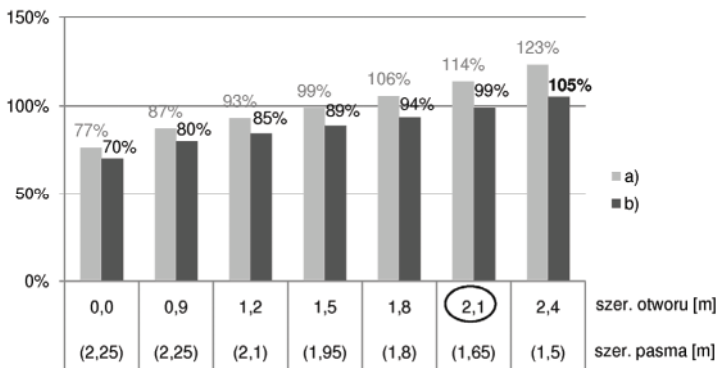
W celu sprawdzenia maksymalnie wyężonych pasm ściennych przy założeniu braku usztywnienia krawędzi pionowej oraz przy jego uwzględnieniu rozpatrzono pasmo ściany szerokości 1 m o maksymalnych naprężeniach średnich oraz pasmo o zmiennej szerokości – od krawędzi nowego otworu do krawędzi zewnętrznej. Wyniki obliczeń wyężenia ściany przedstawiono na rysunkach 3 i 4.

W przypadku ściany nieusztywnionej wzdłuż krawędzi pionowych najbardziej wyężonym pasmem ściany jest pasmo o największych średnich naprężeniach. W przypadku ściany usztywnionej wzdłuż krawędzi pionowej wyężenie pasma zależy nie tylko od wartości naprężeń, lecz także jest związane z jego odległością od usztywnionej krawędzi. Przy założeniu braku współpracy ściany ZWO dopuszczalna szerokość nowego otworu w osi ściany ze względu na wyężenie strefy między stropami wyniosła 1,2 m (rys. 3, wykres a). Przy uwzględnieniu współpracy ściany ZWO dopuszczalne okazało się wykonanie otworu o szerokości równej 2,1 m (rys. 4, wykres b).



Rys. 3. Wartości wyężenia pasma ściany nośnej o maksymalnych średnich pionowych naprężeniach ściskających w zależności od szerokości otworu: a) bez uwzględnienia usztywnienia pionowej krawędzi ściany, b) przy uwzględnieniu usztywnienia pionowej krawędzi ściany

Fig. 3. The effort's result of the load-bearing wall's strip with maximum average vertical compressive stress as a function of the opening's width: a) without consideration of vertical wall's edge bracing, b) with consideration of vertical wall's edge bracing



Rys. 4. Wartości wyężenia pasma ściany nośnej o zmiennej szerokości w zależności od szerokości otworu: a) bez uwzględnienia usztywnienia pionowej krawędzi ściany, b) przy uwzględnieniu usztywnienia pionowej krawędzi ściany

Fig. 4. The effort's result of the load-bearing wall's strip with variable width as a function of opening's width: a) without consideration of vertical wall's edge bracing, b) with consideration of vertical wall's edge bracing

Następnie wykonano obliczenia ze względu na wyężenie strefy nadproża nowego otworu w ścianie (1) – rysunek 1. W obliczeniach nie uwzględniono współpracy przy zginaniu strefy nadprożowej ściany z wieńcem żelbetowym. Jako maksymalną dopuszczalną wartość naprężeń rozciągających przyjęto wytrzymałość na rozciąganie betonu w konstrukcji niezbrojonej. Na podstawie warunku nieprzekroczenia dopuszczalnej wartości przez główne naprężenia rozciągające występujące w strefie nadprożowej ustalono maksymalną dopuszczalną szerokość otworu w ścianie betonowej niezbrojonej. W analizowanym przypadku największa szerokość otworu dopuszczalna ze wzglę-

du na wyężenie niezbrojonej strefy nadprożowej wyniosła 0,9 m, co stanowi ograniczenie dla szerokości nowego otworu ze względu na wyężenie strefy między stropami zarówno dla ścian traktowanych jak usztywnione, jak i nieusztywnione wzdłuż krawędzi pionowych. W przypadku otworów o większej szerokości konieczne jest zaprojektowanie wzmocnienia części nadprożowej.

### 3. WNIOSKI

Na bezpieczeństwo konstrukcji budynku wielkopłytowego po wprowadzaniu nowych otworów w ścianach nośnych poza szerokością otworów istotny wpływ ma ich lokalizacja w rzucie – odległość od wolnych krawędzi ścian oraz odległość od ścian prostopadłych. Ściany prostopadłe do ściany z projektowanymi nowymi otworami pełnią dwie podstawowe funkcje. Pierwszą z nich jest współpraca przy przekazywaniu obciążeń, mianowicie przejęcie części obciążeń ze stropu bezpośrednio nad rozpatrywanymi ścianami oraz współpraca przy przejściu sił ściskających z kondygnacji powyżej. Drugą funkcją jest usztywnienia rozpatrywanego pasma ściennego. Pierwsza z wymienionych funkcji pełniona jest jedynie przez ściany nośne. Rozpatrując drugą funkcję ścian prostopadłych – rolę ścian usztywniających – dopuszczalne jest wzięcie pod uwagę warstwy nośnej ściany osłonowych ZWO (system W-70). Uwzględnienie współpracy ściany osłonowej znacząco zwiększa nośność usztywnionej ściany nośnej W i umożliwia wykonanie nowych otworów o większej szerokości i pozostawienie węższego przykrawędziowego pasma ściany nośnej. Stwierdzenie możliwości uwzględnienia współpracy ściany osłonowej należy każdorazowo do projektanta konstrukcji, po ocenie jakości prefabrykatu ściany nośnej W, warstwy nośnej ściany ZWO oraz złącza ZWO-W-ZWO, na podstawie ekspertyzy wykonanej indywidualnie dla konkretnego obiektu. W szczególnych przypadkach korzystna może okazać się odpowiednia naprawa złącza w celu usztywnienia krawędzi ściany nośnej [9], w której planowany jest otwór w sąsiedztwie ściany zewnętrznej.

Przy uwzględnianiu usztywnienia ściskanej ściany nośnej pasmem decydującym o jej wyężeniu może być pasmo o wyższych naprężeniach średnich zlokalizowane bliżej krawędzi usztywnianej lub pasmo o niższych naprężeniach średnich, lecz zlokalizowane dalej od krawędzi usztywnionej. Należy ponadto zwracać uwagę na to, że ściana nośna, w której jest projektowany nowy otwór, może również pełnić funkcję ściany usztywniającej. Wykonując otwór można pozbawić usztywnienia ścianę prostopadłą na skutek zmniejszenia długości ściany usztywniającej poniżej minimum podanego w PN-EN 1992-1-1:2008.

Przeprowadzona analiza wskazuje także, że w przypadku braku wzmocnienia strefy nadprożowej nad nowym otworem, niska wytrzymałość betonu na rozciąganie może mieć decydujące znaczenie przy ustalaniu dopuszczalnej szerokości otworu. Sposób wzmocnienia oraz analiza zakresu pojawienia się rys w strefie nadprożowej ściany betonowej stanowią osobne zagadnienie nieobjęte zakresem tej pracy.

Oprócz wymienionych w pracy skutków wykonania nowych otworów w ścianach nośnych należy wziąć pod uwagę również wpływ nowych otworów na zmniejszenie sztywności ustroju konstrukcyjnego przy oddziaływaniu sił poziomych, na przykład wiatru. Wpływ ten ma tym większe znaczenie dla całego obiektu, im większa jest szerokość projektowanych otworów oraz im mniej ścian współtworzy ustrój usztywniający w kierunku równoległym do perforowanej ściany. Analiza wpływu nowych otworów na sztywność przestrzenną budynku została przedstawiona w Poradniku ITB nr 385/2003.

## LITERATURA

- [1] Bezspoinowy system ocieplania ścian zewnętrznych budynków. Instrukcja ITB 334/2002.
- [2] Brunarski L.A., Wierzbiński St.M. (red.), 1999. Możliwości techniczne modernizacji budynków wielkopłytowych na tle ich aktualnego stanu. Konferencja naukowo-techniczna ITB, Mrągowo.
- [3] Cholewicki A., Chyży T., Szulc J., 2003. Nowe otwory w ścianach konstrukcyjnych budynków wielkopłytowych. Poradnik ITB 385.
- [4] Kasperkiewicz K., Pogorzelski J.A., 1999. Termomodernizacja budynków wielkopłytowych [W] Możliwości techniczne modernizacji budynków wielkopłytowych na tle ich aktualnego stanu. Konferencja naukowo-techniczna ITB, red. L. A. Brunarski, St.M. Wierzbiński Mrągowo, 3-5 listopada 1999, 73-96.
- [5] Lewicki B., Brunarski L.A. (red.). 2002, 2003. Budynki wielkopłytowe – wymagania podstawowe. Poradnik ITB 1-12.
- [6] Lewicki B., Cholewicki A., Gałkowski Z., Henclewski T., Kotlicki W., Pawlikowski J., Pogorzelski A., Zarzycki A., Zieleniewski S., 1979. Budynki wznoszone metodami przemysłowymi. Arkady Warszawa.
- [7] Lewicki B., Zieliński J. W., Cholewicki A., Kawulok M., 1999. Bezpieczeństwo konstrukcji istniejących budynków wielkopłytowych i możliwości ich modernizacji. [W] Możliwości techniczne modernizacji budynków wielkopłytowych na tle ich aktualnego stanu. Konferencja naukowo-techniczna ITB, red. L.A. Brunarski, St.M. Wierzbiński, Mrągowo 107-120.
- [8] Ligęza W., 2005. Wykonawstwo jako czynnik trwałości ocieplenia budynków wykonywanego metodą lekko-mokrą. Przegląd Budowlany 12, 16-22.
- [9] Ligęza W., 2006. Naprawa i wzmocnianie budynków z wielkiej płyty. XXI Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji. T. II. Wyd. Polski Związek Inżynierów i Techników Budownictwa Oddział w Gliwicach, 217-259.
- [10] Ligęza W., 2006. Problemy uszkodzeń i napraw budynków z wielkiej płyty. Materiały Budowlane 12, 32-33, 36.
- [11] Ligęza W., 2007. Systematyka wad wykonawczych ocieplania budynków metodą bezspoinową. Materiały Budowlane 1, 35-37, 55.
- [12] Ligęza W., Płachecki M., 2000. Uszkodzenia złączy w ścianach osłonowych budynków wielkopłytowych. Inżynieria i Budownictwo 4-5, 204-208.
- [13] Ocieplanie ścian zewnętrznych metodą lekką. Instrukcja ITB 334/1996.
- [14] Ścisławski Z., Suchan M., 2000. Trwałość i utrzymanie budynków wielkopłytowych. Inżynieria i Budownictwo 3, 133-136.
- [15] Zieliński J. W., 2000. O możliwościach modernizacji konstrukcji budynków wielkopłytowych. Inżynieria i Budownictwo 3, 129-130.
- [16] Zieliński J. W., 2001. Modernizacja budynków wielkopłytowych z uwzględnieniem doświadczeń zagranicznych. Materiały budowlane 1, 2-5.

## STRUCTURAL ASPECTS OF FUNCTIONAL MODERNIZATION FOR PREFABRICATED BUILDINGS

*Summary.* The paper presents theoretical analysis for possibility of making new door openings in load-bearing walls for existing five-storey prefabricated building (constructed in W-70 system). Analysis was conducted on the basis of author's own computer models with taking into account co-operation degree between ZWO type curtain wall and load-bearing wall.

# 14. DIAGNOSTYKA TECHNICZNA BUDYNKU WIELKOPŁYTOWEGO

## 1. WSTĘP

Ustawa Prawo budowlane nakłada na właściciela lub użytkownika budynku obowiązek utrzymywania go w należyтым stanie technicznym. Zapis artykułu 61 brzmi: Właściciel lub zarządca obiektu budowlanego jest zobowiązany użytkować obiekt zgodnie z jego przeznaczeniem i wymaganiami ochrony środowiska oraz utrzymywać go w należyтым stanie technicznym i estetycznym. W artykule 62.1 napisano, że obiekty budowlane powinny być w czasie użytkowania poddawane przez właściciela lub zarządcę okresowej kontroli co najmniej raz w roku. Ocena ta polega na sprawdzeniu:

- stanu technicznego sprawności elementów budynku, budowli i instalacji narażonych na szkodliwe wpływy atmosferyczne i niszczące działania czynników występujących podczas użytkowania obiektu,
- instalacji i urządzeń służących środowisku,
- instalacji gazowych oraz przewodów kominowych [6].

W artykule 62.2 wymaga się przeprowadzenia okresowej kontroli polegającej na sprawdzeniu stanu sprawności technicznej, wartości użytkowej i estetyki całego obiektu budowlanego co najmniej raz na 5 lat. Badania mają umożliwić ustalenie pozostałego jeszcze okresu użytkowania obiektu [6].

Podczas tych przeglądów stosowaną metodą jest przede wszystkim ocena wizualna. W przypadku niewielkich obiektów o prostej konstrukcji, np. niskich budynków wznoszonych metodami tradycyjnymi, często może być taka ocena wystarczająca. Natomiast w przypadku większych obiektów o konstrukcji bardziej złożonej jak np. budynki wielkopłytowe metoda wizualna może być przydatna jedynie w początkowej fazie przeprowadzania przeglądu. W celu wykonania rzetelnej oceny, osoba ją wykonująca, powinna posłużyć się innymi, bardziej zaawansowanymi metodami badawczymi. Rzetelnie przeprowadzony przegląd obiektu może się zakończyć wnioskiem oceniającego o potrzebie wykonania dalszych bardziej szczegółowych badań, jeżeli on sam nie jest w stanie ich wykonać lub nie dysponuje specjalistyczną aparaturą. Dotychczas praktykowało się tak, że dokładniejsze badania i oceny wykonuje się jedynie wtedy, gdy zauważy się konkretne uszkodzenia elementów budynku.

W przypadku budynków wielkopłytowych metoda wizualna jest niewystarczająca, gdyż wykorzystując tylko tę metodę nie można dokonać oceny stanu połączeń prefabrykatów (tzw. złączy), albo stanu wieszaków w ścianach zewnętrznych wielowarstwowych. Specyfika budownictwa wielkopłytowego, a zwłaszcza wpływ jakości złączy na stan bezpieczeństwa tego typu konstrukcji oraz konieczność zapewnienia bezpiecznego użytkowania budynków wielkopłytowych są wystarczającymi powodami do poszukiwania efektywnych sposobów i metod oceny ich stanu technicznego. Budynki te

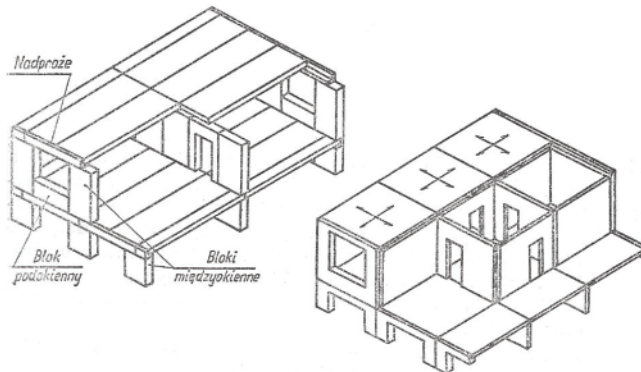


są użytkowane (stanowią podstawowy składnik zasobów mieszkaniowych w Polsce), a więc biorąc pod uwagę także aspekty społeczne i psychologiczne, optymalnymi wydają się metody nieniszczące.

W celu ułatwienia przeprowadzenia ważnej, profesjonalnej i obiektywnej oceny stanu technicznego budynków wielkopłytowych przedstawia się przykładowe metody nieniszczące, które mogą być stosowane w diagnozowaniu tych obiektów oraz wyniki badań wykonane dla budynku wielkopłytowego.

## 2. PODSTAWOWE CECHY BUDOWNICTWA WIELKOPLYTOWEGO

W latach 50. XX wieku w Polsce rozpoczęto stosowanie budownictwa przemysłowego. Budownictwo wielkoblokowe polegało na zastosowaniu ścian zewnętrznych tych budynków składających się z bloków międzyokiennej nośnych i podokiennej wypełniających oraz elementów nadproży. Budownictwo wielkopłytowe charakteryzowało się natomiast ścianami zewnętrznymi składającymi się z płyt o wymiarach odpowiadających wymiarom ściany pomieszczenia, które obudowują (rys. 1).



Rys. 1. Schematy budynków budownictwa przemysłowego [4]

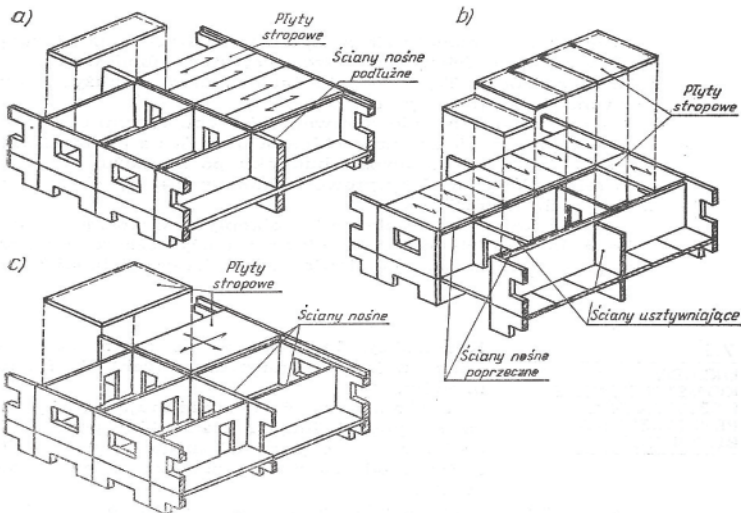
Fig. 1. Schemes industrialized building constructions [4]

Konstrukcje wielkoblokowe i wielkopłytowe stosowano szeroko w budownictwie mieszkaniowym, przy czym dominowało budownictwo wielkopłytowe. Obecnie oba systemy określa się jedną nazwą budownictwo wielkopłytowe. Konstrukcja budynku wielkopłytowego składała się ze ścian nośnych (konstrukcyjnych), stropów i fundamentów. W zależności od kierunku usytuowania ścian nośnych w stosunku do podłużnej osi budynku rozróżnia się trzy podstawowe układy konstrukcyjne:

- a) układ podłużny charakteryzujący się tym, że ściany nośne są równoległe do podłużnej osi budynku, a stropy są rozpięte prostopadle do tych osi, w tym układzie sztywność przestrzenną zapewniają ściany nośne podłużne (w kierunku podłużnym) oraz poprzeczne ściany ograniczające klatki schodowe (w kierunku poprzecznym) i stropy,
- b) układ poprzeczny charakteryzuje się tym, że ściany nośne są prostopadłe do osi podłużnej budynku, a stropy rozpięte równoległe do tej osi, w układzie tym sztywność poprzeczną zapewniają ściany nośne poprzeczne, ściany usztywniające usytuowane w kierunku podłużnym oraz stropy,

- c) układ mieszany charakteryzuje się tym, że ma ściany nośne zarówno równoległe, jak i prostopadłe do podłużnej osi budynku, stropy oparte są na całym obwodzie i zbrojone krzyżowo, w tym układzie sztywność przestrzenną zapewnia dwukierunkowy układ ścian nośnych wraz ze stropami.

Ściany i stropy w budynkach wielopłytkowych stanowią sztywne tarcze pionowe i poziome wzajemnie powiązane w poziomie stropów, co powoduje zintegrowanie przestrzenne całego ustroju nośnego budynku (rys. 2).



Rys. 2. Rodzaje konstrukcji płytowych [4]: a) układ poprzeczny, b) układ podłużny, c) układ mieszany  
Fig. 2. Types of plate structures [4]: a) cross system, b) longitudinal system, c) mixed system

Podstawową cechą konstrukcji budynków wielopłytkowych, odróżniającą je od konstrukcji innych rodzajów budynków ze ścianami nośnymi, są złącza pomiędzy prefabrykowanymi płytami ściennymi i stropowymi. Złącza te są bardzo newralgicznym elementem tych budynków, w których skupiają się różne mankamenty projektowe i wykonawcze.

Następną istotną cechą jest szczególnie duża rola wieńców żelbetowych obiegających ściany konstrukcyjne w poziomie stropów, w których zakotwione jest zbrojenie podporowe stropów.

Budynki mieszkalne zrealizowane metodami uprzemysłowionymi, a w szczególności w technologii wielopłytkowej, mają pewną specyfikę odróżniającą je od budownictwa tradycyjnego. Różnice te mają następujące istotne podstawy:

- rodzaj zastosowanych materiałów i ich zestawienie odbiegało istotnie od wcześniejszych rozwiązań,
- wymiary elementów składowych, sposób ich produkcji wyraźnie różnił się od dotychczas stosowanych,
- połączenie elementów (złącza) i technologie montażu budynków nie miały w przeszłości odpowiedników.

Wymienione różnice przekładać się muszą oczywiście na specyfikę konserwacji, napraw oraz usuwanie wad, remonty i modernizacje takich obiektów. Uszkodzenia budynków wielkopłytowych można podzielić na dwie zasadnicze grupy [3]:

- grupa I – uszkodzenia typowe występujące w każdym rodzaju budynku, niezależnie od zastosowanej technologii, użytych materiałów itp. Uszkodzenia tej grupy obejmują elementy wykończenia budynku, pokrycia dachów, obróbki blacharskie, izolacje przeciwwilgociowe lub/i izolacje przeciwwodne,
- grupa II – wady i uszkodzenia charakterystyczne dla budownictwa wielkopłytkowego, wynikające z zastosowanych materiałów, rodzajów elementów prefabrykowanych, rodzajów złączy itp. Wady i uszkodzenia należące do tej grupy dotyczą:
  - prefabrykatów ścian zewnętrznych (odpadanie warstwy fakturowej, zarysowania i spękania, przecieki wód opadowych przez fakturę, nadmierne zawilgocenia, przemarzanie, itp.),
  - warstwy ocieplającej (obniżenie cech izolacyjnych wynikające z zawilgocenia lub/i zmiany struktury materiału termoizolacyjnego, odspajanie się tej warstwy od innych warstw ściany),
  - spoin (ubytki na krawędziach warstwy fakturowej, złe wyprofilowanie kanału dekompresji, zbyt duża rozwarłość szczelin między elementami, brak uszczelnienia spoin, itp.),
  - złączy, tj. połączeń prefabrykatów między sobą (źle wykonane połączenie, nieuszczelnienie, korozja stali wywołana głównie zjawiskami karbonatyzacji itp.),
  - płyt stropowych (głównie tzw. klawiszowanie),
  - ściennych elementów wewnętrznych (rysy, spękania, oddzielenia itp.),
  - podłoży podposadzkowych (spękania, odspojenia, zapadania itp.),
  - stolarki (nieuszczelnienie, niska izolacyjność cieplna, uszkodzenia mechaniczne),
  - instalacji centralnego ogrzewania, gazowej, elektrycznej i wodno-kanalizacyjnej,
  - wind i zsyków.

Przy zapewnieniu bezpieczeństwa konstrukcji budynków wielkopłytkowych należy mieć na względzie:

- specyfikę konstrukcji budynków wielkopłytkowych,
- wymagania formalno-prawne i normowe,
- specyficzne elementy wpływające na ocenę bezpieczeństwa konstrukcji budynku i jego niezawodność, trwałość itp.,
- zagrożenia bezpieczeństwa konstrukcji.

### 3. O METODACH NIENISZCZĄCYCH STOSOWANYCH DO DIAGNOZOWANIA STANU KONSTRUKCJI BUDOWLANYCH

Ze względu na fakt, że budynki wielkopłytkowe są użytkowane bardzo ważnym zadaniem jest, aby szczególnie intensywnie rozwijać i stosować metody nieniszczące. Ogólnie metody nieniszczące stosowane w budownictwie dzielimy na metody: sklerometryczne, akustyczne, elektromagnetyczne, elektryczne, radiologiczne [1].

Do oceny wytrzymałości materiałów budowlanych wbudowanych w obiekt preferowane są metody sklerometryczne i akustyczne (np. do oceny wytrzymałości betonu). Do oceny wymiarów elementów oraz lokalizacji wad i uszkodzeń zalecane są metody akustyczne (ultradźwiękowa, echa, impact-echo, analiza spektralna fal powierzchniowych, impulse-responce, radarowa, sejsmiczna, emisja akustyczna) i radiologiczne. Do

ustalenia lokalizacji zbrojenia i określenia zaawansowania korozyjnego stosuje się metody elektromagnetyczne, radiologiczne i elektryczne. Wreszcie do pomiaru wilgotności wykorzystuje się metody chemiczne i fizyczne. W przypadku budynków wielkopłytkowych wszystkie wymienione metody diagnostyczne wydają się być metodami optymalnymi, ale należy te metody specjalnie ukierunkować na problemy występujące w tego typu specyficznym budownictwie (np. opracować poradniki z procedurą prowadzenia badań i pomiarów, przykładową analizą ich rezultatów i wnioskowania). Przykłady niektórych metod i urządzeń, które mogą być zastosowane przy badaniu konstrukcji budynków wielkopłytkowych przedstawiono poniżej.

### **Metoda sklerometryczna**

Sklerometria (gr. *sklērós* 'suchy', 'twardy', + gr. *metreín* 'mierzyć'), nieniszcząca metoda badania wytrzymałości budowlanych elementów konstrukcyjnych jest jedną z najbardziej rozpowszechnionych na świecie. Stosowana od połowy XX wieku do kontroli stanu betonu, obecnie znajduje zastosowanie także w badaniu ceramiki, zaprawy murarskiej, gipsu, a nawet drewna. Przy wykorzystaniu sklerometru można określić cechy wytrzymałościowe betonu, z którego wykonano elementy ścienne, stropowe, klatki schodowe w konstrukcjach budynków wielkopłytkowych.

### **Metoda akustyczna**

Metoda akustyczna w badaniach nieniszczących wykorzystuje fale akustyczne o wysokich częstotliwościach (30 kHz-25 MHz). Jedną z najczęściej stosowanych metod akustycznych w budownictwie jest metoda ultradźwiękowa, bazująca na pomiarze prędkości fal.

W celu określenia wytrzymałości badanego materiału, jego wymiarów, wad materiałowych i obserwacji ich powstawania wykorzystuje się zjawiska zachodzące podczas przepuszczania fali przez badany materiał, takie jak: odbicie, przenikanie, załamanie, transformacja, dyfrakcja, rozproszenie czy zmiana geometrii wiązki [1, 2].

### **Metoda radarowa (GPR – Ground-penetrating radar)**

Metoda radarowa polega na emitowaniu do konstrukcji fali elektromagnetycznej, która częściowo przenika przez kolejne ośrodki o różnych właściwościach dielektrycznych, a częściowo ulega rozproszeniu bądź odbiciu [4]. Sygnały odbite są wychwytywane i rejestrowane przez antenę odbiorczą. Efektem badania jest falogram, który jest zapisem wszystkich odbitych impulsów zapisanych podczas profilowania.

Metoda wykorzystywana jest do lokalizacji i wizualizacji zbrojenia, szacowania średnicy zbrojenia, wykrywania pustek i nieciągłości struktury betonu oraz do szacowania grubości i określania wilgotności betonu [1, 2].

### **Metoda radiograficzna**

Metoda radiograficzna jest najbardziej przydatna w budownictwie ze wszystkich metod radiologicznych. Stosowana przede wszystkim do lokalizacji i oceny zbrojenia w żelbecie. Badania tą metodą polegają na rejestracji zjawiska osłabienia natężenia promie-

niowania, rozproszenia i tłumienia fal przechodzących przez element. Należy zauważyć, że badania radiograficzne potrzebują szczególnego zestawu zabezpieczeń przed promieniowaniem jonizującym, a ponadto aparatura pomiarowa jest dość skomplikowana [1, 2].

### **Metoda elektromagnetyczna**

Elektromagnetyczne metody badań polegają na analizie zjawisk zachodzących w polu elektromagnetycznym emitowanym w głąb badanego elementu wytwarzanym przez sondę przy zbliżaniu do ferromagnetyku (np. pręta stali). Wykorzystuje różne właściwości elektryczne i magnetyczne stali i betonu. Metoda stosowana jest do lokalizacji zbrojenia, pomiaru średnicy i wielkości otuliny [1, 2].

### **Metoda elektrochemiczna**

Metodę elektrochemiczną wykorzystuje się w celu badania korozji w elementach żelbetowych. Polega na pomiarze różnicy potencjału elektrycznego między zbrojeniem a betonem. W tym celu do badanego elementu przykładana jest półogniwo w postaci wydrążonej rurki z miedzianymi elektrodami zanurzonymi w roztworze siarczanu miedzi. Oprócz elektrody siarczanowej, używane są również elektrody z kalomelem lub chlorkiem srebra [2]. Z tak skonstruowaną elektrodą zintegrowany jest woltomierz podłączony do dostępnego fragmentu zbrojenia. Rolą półogniwa jest zapewnienie stałego potencjału odniesienia. „Wysoka” ujemna liczba napięcia (-350 mV) wskazuje na zajęcie elementu korozją. Jeżeli przyrząd pomiarowy wskazuje liczbę „niższą” niż -200 mV, wówczas korozja nie występuje.

### **Metoda termograficzna**

Termografia, potocznie zwana termowizją, jest metodą, która polega na detekcji promieniowania w paśmie podczerwieni i przetwarzania go na obraz widzialny. Przeprowadzając badanie w sposób bezdotykowy i bezinwazyjny, uzyskuje się „mapę” rozkładu temperatur na powierzchni badanego obiektu. Jest to metoda szczególnie przydatna w ocenie stanu technicznego do oznaczania struktury wewnętrznej elementów nośnych budynków, to jest ścian, płyt stropowych, belek, itp. Do badań stosuje się pirometry i kamery termowizyjne [1, 2].

W miarę rozwoju technologii, zakres zastosowania termowizji w budownictwie nieustannie się poszerza. Umożliwia ona: wykrywanie zawilgoceń, badanie ciepłote budynków, wykrywanie uszkodzeń i niejedno rodzaju nośności materiałów, identyfikację wad technologicznych przegród budynków, wyznaczenie współczynnika przenikania ciepła, wykrywanie przeciągów i prądów ciepłych.

### **Metody hybrydowe**

Metody hybrydowe badań nieniszczących łączą w sobie dwie lub więcej metod, które wzajemnie się dopełniają i sprawdzają, dzięki czemu rozszerza się zakres ich zastosowania i jakość ogólnej analizy. Takie zespoły pomiarowe dzielimy na dwie zasadnicze grupy, z których jedna łączy metody wykorzystujące to samo zjawisko fizyczne, natomiast druga działa na zasadzie uzupełniania się poszczególnych badań.

### 3. WYNIKI BADAŃ

W celu określenia stanu technicznego budynku wielkopłytkowego (rys. 3) wybudowanego w systemie szczecińskim w 1976 roku, przeprowadzono szereg badań niszczących (np. badanie rozstawu zbrojenia w płytach, badanie wytrzymałości betonu płyt, oględziny elementów konstrukcyjnych).



Rys. 3. Przedmiotowy budynek

Fig. 3. The present building

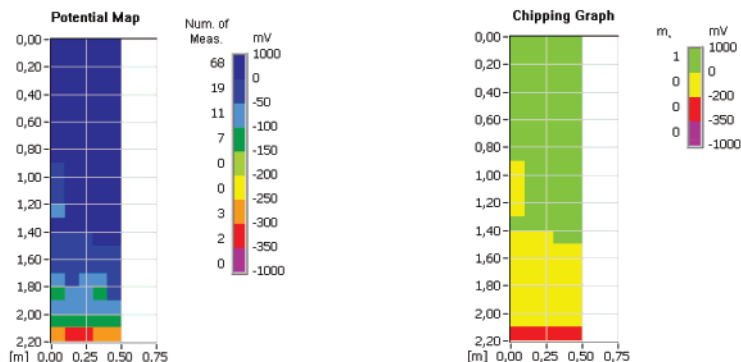
W pracy przedstawiono wyniki jednego z badań niszczących, dotyczącego ustalenia występowania korozji zbrojenia w elementach płytowych. Do pomiaru wybrano piętnaście miejsc. Do uzyskania mapy zniszczenia konieczne jest przyjęcie potencjałów granicznych, co przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Kryterium zagrożenia korozyjnego zbrojenia w betonie [7]

Table 1. Corrosion risk criterion of reinforcement in concrete

Kryteria oceny potencjału stacjonarnego zbrojenia	Prawdopodobieństwo wystąpienia korozji zbrojenia
$E_{st} < - 350 \text{ mV}$	95%
$- 350 \text{ mV} \leq E_{st} \leq - 200 \text{ mV}$	50%
$- 200 \text{ mV} < E_{st}$	5%

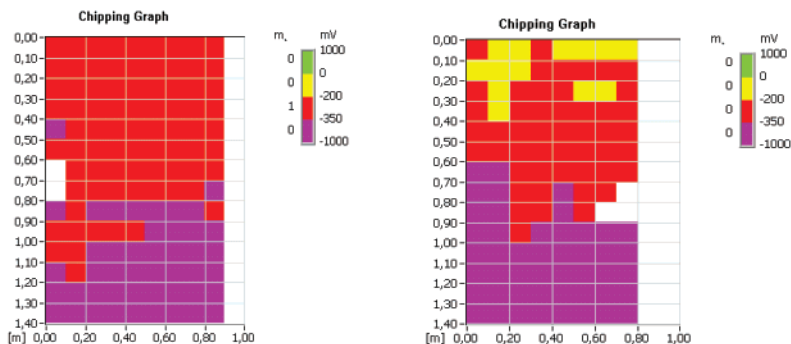
W wyniku analizy badania uzyskuje się kolejno: mapę potencjałów, wykres częstotliwości względnej, wykres częstotliwości skumulowanej, mapę zniszczenia służącą do syntetycznej analizy badania. Analizując mapę potencjałów i mapę zniszczenia dla węzła W3 (węzeł między ścianami wewnętrznymi w piwnicy) można zauważyć, że duże prawdopodobieństwo wystąpienia korozji znajduje się w dolnych częściach węzła (kolor czerwony), pozostałe miejsca można uznać za wolne od korozji (rys. 4).



Rys. 4. Węzeł W3 – mapa potencjałów i zniszczenia, siatka 100x100 mm [5]

Fig. 4. Node W3 – map potentials and damage, the grid 100x100 mm [5]

Ściana Z1 to zewnętrzna płyta nośna w piwnicy klatki drugiej (ściana południowa), a ściana Z2 to zewnętrzna płyta nośna w piwnicy klatki drugiej (ściana wschodnia). Potencjalny obszar wystąpienia korozji zbrojenia dla obydwu ścian ustala się na podstawie mapy zniszczenia (rys. 5). Szacuje się, że korozja zbrojenia może wystąpić niemal na całej wysokości ścian (kolor czerwony i fioletowy rys. 5). Wystąpienie korozji z prawdopodobieństwem 95% ustalono natomiast na wysokości 70 cm od poziomu posadzki (kolor fioletowy rys. 5). Przyczyny występowania obszarów niebezpiecznych upatruje się w kontakcie bocznej powierzchni ścian z zalegającym gruntem od zewnątrz oraz kontaktem części ścian z posadzką na gruncie. Pomiar wilgotności w tym obszarze sygnalizował zawilgocenie betonu na wysokości występowania zagrożenia korozyjnego.



Rys. 5. Mapa zniszczenia dla ścian Z1 i Z2, siatka 100x100 mm [6]

Fig. 5. Map damage to walls Z1 and Z2, the grid 100x100 mm [6]

Przeprowadzone badania piętnastu elementów pozwalają na stwierdzenie, że dla nośnych ścian wewnętrznych piwnicy korozja zbrojenia wystąpiła w dolnej części płyty około 20÷25 cm od powierzchni posadzki. Wynika to prawdopodobnie z zawilgocenia betonu na tej wysokości. Podobnie kształtują się wyniki badania węzłów między płytami piwnic. Część górna jest wolna od korozji, natomiast na dole uzyskuje się obszary zagrożone. Zbadane elementy ścian zewnętrznych pokazują, że korozja zbrojenia wystąpiła praktycznie na całej wysokości płyty. Związane to jest z kontaktem bocznej powierzchni ściany z zalegającym od zewnątrz gruntem. Przebadane elementy ścienne i węzły kondygnacji nadziemnej są całkowicie wolne od korozji zbrojenia.

## 2. ZAKOŃCZENIE

Specyfika konstrukcji budynków wielkopłytkowych, jakość robót budowlanych, dyscyplina eksploatacyjna i konserwacyjna powodują, że obecnie budynki te nie są w najlepszym stanie technicznym, stąd istnieje poważny i aktualny problem dotyczący diagnozowania tych obiektów oraz napraw, modernizacji i przystosowania do aktualnych standardów (rewitalizacja).

Przeprowadzone badania pilotażowe jednego wybranego budynku wielkopłytkowego wybudowanego w 1976 roku pozwoliły przeprowadzić następujące wnioski:

- zlokalizowano drobne spękania i ubytki betonu głównie w ścianach piwnic,
- zaobserwowano zawilgocenie posadzek piwnic i dolnych fragmentów ścian piwnic,
- stwierdzono korozję stali zbrojeniowej ścian piwnic, zwłaszcza w miejscach o podwyższonej wilgotności.

Obecnie podejmowane są próby ustalenia rzeczywistego stopnia skorodowania prętów zbrojeniowych w zlokalizowanych obszarach. Jednocześnie ważnym zagadnieniem jest stworzenie modelu numerycznego budynku wielkopłytkowego, do którego będą wprowadzane dane z przeprowadzonych badań (głównie z użyciem metod nieniszczących) i pomiarów.

## LITERATURA

- [1] Ustawa Prawo budowlane z dnia 7 lipca 1994 r. Dz. U. nr 63 poz 735 (z późn. zm.).
- [2] Hoła J., Schabowicz K., 2010. Nieniszcząca diagnostyka obiektów budowlanych – przegląd wybranych najnowszych metod wraz z przykładami zastosowań. 56. Konf. Nauk. Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB, Krynica, 189-206.
- [3] Podhorecki A., Sobczak-Piąstka J., 2012. Diagnostyka konstrukcji budynków wielkopłytkowych przy wykorzystaniu metod nieniszczących. XXXVI Międzynarodowa Konf. Nauk. Tech. EKOMILITARIS 2012. Inżynieria bezpieczeństwa – ochrona przed skutkami nadzwyczajnych zagrożeń, Zakopane, 506-513.
- [4] Podhorecki A., Sobczak-Piąstka J., Makowski E., 2011. Wybrane aspekty systemowej eliminacji zagrożenia bezpieczeństwa użytkowania budynków wielkopłytkowych. W: Ochrona przed skutkami nadzwyczajnych zagrożeń 2, pod red. Z. Mierczyka i R. Ostrowskiego. WAT Warszawa, 511-521.
- [5] Pyrak S., 1979. Konstrukcje z betonu. Elementy i ustroje. Część 2. WSiP.
- [6] Stanisławski W., 2012. Studium techniczne budynku mieszkalnego wielorodzinnego zlokalizowanego przy ulicy Ku Wiatrakom 9 w Bydgoszczy. Praca niepublikowana UTP w Bydgoszczy.
- [7] Zybura A., Jaśniok M., Jaśniok T., 2011. Diagnostyka konstrukcji żelbetowych. Wyd. Nauk. PWN Warszawa.



## TECHNICAL DIAGNOSTIC OF BUILDING STRUCTURED WITH PREFABRICATED LARGE CONCRETE PANELS

*Summary.* Buildings structured with prefabricated large concrete panels constitute the major component of housing resources in Poland. It is commonly known that within the large population of these buildings there are buildings with significant damages, especially in panel connections. Typically, no evaluation of structural condition assessment of the building and determination of remaining servicelife of the building is performed. Thus, it can be concluded that there is a serious problem concerning diagnostics of structural condition of these buildings, need for development of their repairs and retrofit methods, and modernization and adaptation to current standards (i.e. by revitalization).

This paper presents several non-destructive methods which may be utilized in diagnostics of structural condition of such a prefab large concrete panel buildings.

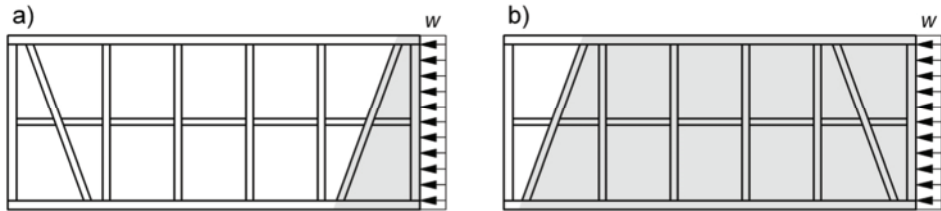
# 15. ANALIZA STANU KONSTRUKCJI SŁUPOWO-RYGLOWEJ W REMONTOWANYM BUDYNKU GOSPODARCZYM ADAPTOWANYM NA CELE MIESZKALNE

## 1. WPROWADZENIE

System słupowo-ryglowy nazywany również – w zależności od rodzaju materiału wypełniającego pola międzyryglowe (tzw. farchy) – ryglowym, szachulcowym lub murem pruskim wykształcił się i rozwinął głównie w krajach niemieckojęzycznych, Anglii i Francji. W Polsce drewniane budownictwo szkieletowe rozwinęło się w XII i XIII wieku, przede wszystkim na Pomorzu, Warmii, Mazurach i na Śląsku prawdopodobnie za sprawą niemieckich kolonialistów [15]. Na ściany słupowo-ryglowe zużywa się znacznie mniej drewna niż na rozpowszechnione w Polsce ściany wieńcowe, ponieważ pola między słupami a ryglami wypełniano m.in. ceglami (mur pruski), tzw. kotami czyli nieregularnymi bryłami z mieszaniny gliny z sieczką oraz poziomymi drążkami owiniętymi zaglinioną słomą [12, 16].

Konstrukcja słupowo-ryglowa jest ustrojem szkieletowym złożonym z rytmicznie rozmieszczonych słupów osadzonych dołem w podwalinie, górą spiętych oczepem, połączonych jednym lub dwoma poziomami rygli z przynaroznymi zastrzałami [16]. W ścianach o dużej długości zastrzały umieszcza się również mniej więcej w połowie ich długości [6]. Zastrzał należy ustawiać z pochyleniem na zewnątrz, ponieważ przejmie on parcie wiatru i jest ściskany. Ustawiony w kierunku przeciwnym byłby rozciągany, co utrudniałoby wykonanie połączeń [11], a ponadto wtedy siły poziome od wiatru obciążałyby całą ścianę [8]. Na rysunku 1 przedstawiono schematy przekazywania sił poziomych od wiatru na ścianę (zaszarzone powierzchnie) w zależności od usytuowania zastrzałów [8]. W przypadku pochylenia zastrzałów na zewnątrz w kierunku słupa narożnego belki oczepu nie są narażone na działanie sił osiowych, co jest istotne dla dłuższych ścian, w których oczep składa się z belek łączonych za pomocą złączy wzdlużnych. Umożliwia to powstanie przemieszczeń wskutek zasychania drewna i niedokładnego ich spasowanie [6].

Główną zaletą tych ścian jest znikome osiadanie ścian budynku wskutek wysychania drewna. Przy konstruowaniu tego typu ścian nie ma potrzeby uwzględniania jak ma to miejsce w przypadku konstrukcji wieńcowych, tzw. „zlegu” [6]. Ponadto konstrukcja ryglowa pozwala na umieszczenie, bez osłabiania całego ustroju, większej liczby otworów.



Rys. 1. Schemat obciążenia ściany w zależności od usytuowania zastrzałów

Fig. 1. Wall loading scheme and its dependence on the location of struts

Do dziś, dzięki właściwej konserwacji oraz sprzyjającym okolicznościom, zachowały się w Niemczech domy o konstrukcji słupowo-ryglowej z początków XIV wieku [15]. Na Dolnym Śląsku najbardziej spektakularnymi przykładami zachowanych obiektów drewnianych o konstrukcji szkieletowej są, wzniesione w połowie XVII wieku, Kościoły Pokoju w Świdnicy i w Jaworze wpisane w 2001 roku na Listę Światowego Dziedzictwa Kulturalnego i Naturalnego UNESCO [4].

Wiele budynków o konstrukcji słupowo-ryglowej zostało na Dolnym Śląsku zachowanych. Większość niestety jest w złym stanie i wymagają one pilnych remontów. Przykład niewłaściwie zrealizowanej przebudowy jednego z nich przedstawiono poniżej.

## 2. OPIS KONSTRUKCJI I STANU TECHNICZNEGO BUDYNKU

Opisywany obiekt, zlokalizowany w okolicach Lwówka Śląskiego na Dolnym Śląsku, jest byłym budynkiem gospodarczym adaptowanym obecnie na cele mieszkalne. Jest to budynek niepodpiwniczony, jednopiętrowy z poddaszem użytkowym o rzucie zbliżonym do prostokąta o wymiarach  $9,0 \times 19,3$  m (rys. 2). Dodatkowo od strony zachodniej zlokalizowana jest przybudówka w poziomie parteru, stanowiąca jednocześnie taras na 1 piętrze o wymiarach  $\sim 3,0 \times 7,7$  m (rys. 2).



Rys. 2. Widok ogólny budynku, widok od strony pld.-zach.

Fig. 2. A general view of the south-western side of the building

Ściany parteru murowane są z kamienia (warstwa licowa) oraz cegły ceramicznej (warstwa wewnętrzna). Fundamenty zostały wykonane bez odsadzek na szerokość istniejących ścian. Pokrycie dwuspadowego dachu, o nachyleniu połaci 50°, stanowi dachówka ceramiczna karpieńska układana w koronkę. Konstrukcja dachu jest drewniana o więzarach jętkowych z dwoma płatwiami. Ściany pierwszego piętra wykonane są w konstrukcji szkieletowej (słupowo-ryglowej) podobnie jak oszalowane ściany szczytowe poddasza.

Ściana szkieletowa pierwszego piętra składa się z konstrukcji nośnej w postaci słupów, rygli, podwalin, ocepów, zastrzałów, mieczy z drewna litego (rys. 2, 3). Sztywność podłużna ścian w ścianie zachodniej zapewniona jest poprzez zastosowanie zastrzałów (rys. 2), zaś w pozostałych ścianach przez miecze (rys. 3). Część nośnych elementów ścian została wymieniona na nowe (rys. 3, 4).



Rys. 3. Ściany pierwszego piętra, widok od strony północno-wschodniej

Fig. 3. Walls of 1st floor, the view from the north-eastern side

Większość starych (pierwotnych) elementów konstrukcji ścian jest spękanych podłużnie (rys. 4). Przyczyną powstania tych spęknięć był skurcz starzeniowy i wilgotnościowy drewna. Silne spęknięcia elementów drewnianych obniżają ich nośność na zginanie i ściskanie.

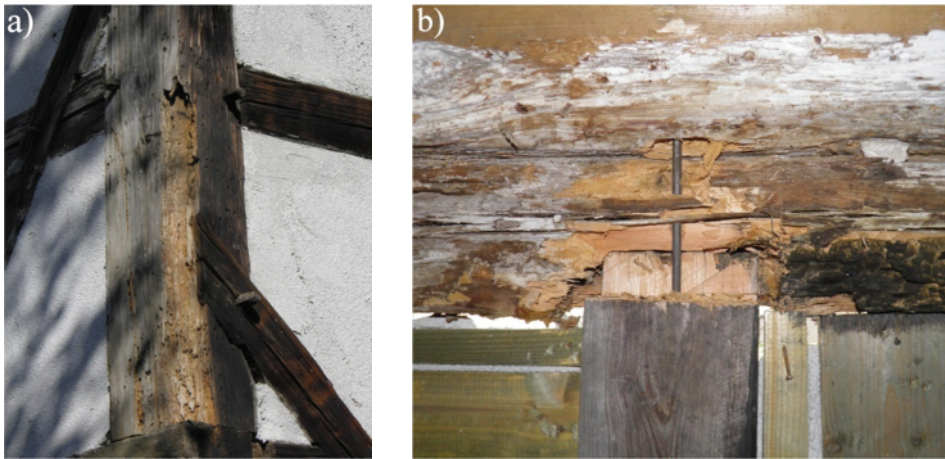


Rys. 4. Ucięty fragment zastrzału. Słup po prawej stronie niewłaściwie oparty na nowej podwalinie za pomocą drewnianej podkładki

Fig. 4. A fragment of a removed strut. The right hand side post resting incorrectly on a new ground beam where a timber pad was used

Sztywność przestrzenna układu słupowo-ryglowego zapewniona jest przez zastosowanie w ścianach zastrzałów lub mieczy, tworzących nieodkształcalne pola trójkątne. Na rysunku 4 przedstawiono jeden z wyciętych zastrzałów. Powstał nowy układ wewnętrznych ścian szkieletowych, które wspomagały sztywność poprzeczną budynku. Jest to o tyle istotne zagadnienie, że zmieniony został sposób użytkowania poddasza (kondygnacji na pierwszym piętrze), a tym samym zwiększone obciążenia działające na ściany pierwszego piętra.

Stare, pozostawione elementy drewniane konstrukcji ścian nie zostały, przed ich impregnacją, oczyszczone do zdrowego drewna. W wielu miejscach elementy nośne konstrukcji są głęboko skorodowane (rys. 5a, 6) oraz nienależycie oczyszczone z pozostałości, m.in. po tynku (rys. 5b). Na rysunku 5b przedstawiono zniszczone, pozostawione bez naprawy, gniazdo oczepu. Wykonana impregnacja elementów nieoczyszczonych jest nieskuteczna.



Rys. 5. Skorodowane elementy konstrukcji ścian: a) słup narożny, b) połączenie słupa z oczepem za pomocą gwoździa

Fig. 5. Rusty elements of the wall structure: a) a corner post, b) a post joined with a capping beam with a nail



Rys. 6. Spękane podłużnie oraz skorodowane drewniane elementy konstrukcji ściany

Fig. 6. Longitudinally cracked and rusted elements of the wall structure

Połączenia starych elementów wykonane są na połączenia ciesielskie z użyciem kołków drewnianych. W wielu połączeniach występują luzy pomiędzy elementami, brakuje części kołków lub są one skorodowane (rys. 6).

Połączenia nowych elementów dokonano za pomocą gwoździ. Część nowych połączeń została wykonana przy użyciu jednego gwoźdza i dodatkowo niewłaściwie spasowana (rys. 7). W węzłach nie odtworzono pierwotnej geometrii elementów, np. dolnego miecza (rys. 7), przez co elementy nie spełniają swojej roli konstrukcyjnej (nie są w stanie przetransmitować sił rozciągających). Na rysunku 8a widoczny jest brak jakiegokolwiek połączenia rygla ze słupem. Inny jest również przekrój rygli (starego-pierwotnego i nowego) po dwóch stronach słupa. Nowe połączenia wzdłużne oczepów, na nakładkę prostą, zostały wykonane nieprawidłowo. Zakłady są zbyt małe, wg informacji zawartych w literaturze przedmiotu nie powinny być one mniejsze niż 1,5-2 wysokości elementu [6, 11]. Ponadto wykonane połączenie tego typu, nieprzenoszące momentu zginającego, nad oknem (rys. 8b) jest niewłaściwe.



Rys. 7. Niewłaściwie wykonane połączenie starych i nowych elementów ściany

Fig. 7. An incorrect joint between new and old wall elements



Rys. 8. Niewłaściwie wykonane połączenia elementów ściany

Fig. 8. An incorrect joint between wall elements

Belki stropowe nad pierwszym piętrem, których oparcie stanowią opisywane ściany o konstrukcji słupowo-ryglowej zostały wzmocnione za pomocą bocznych nakładek drewnianych przy użyciu jednego gwoździa na każdym z końców belek. Tak wykonany połączenie sprawia, że zastosowane nakładki nie stanowią żadnego wzmocnienia skorodowanych belek, a ponadto nie pełnią roli elementów ściągających (przeciwdziałających rozporowi).

Niektóre nowe elementy drewniane zostały nieokorowane, co sprzyja zwiększeniu liczby gatunków owadów niszczących drewno, dlatego niedopuszczalne jest jego zastosowanie jako drewna konstrukcyjnego. Do grupy owadów zasiedlających nieokorowane drewno zalicza się oraz stukacza świerkowca (*Ernobius mollis* L.) oraz zagwoździka fioletowego (*Callidium vilosum* L.), mylonego często ze spuszczelem pospolitym (zwłaszcza podczas identyfikacji na podstawie wyglądu larw oraz żerowisk) [7].

Budynek przebudowywany powinien również pod względem izolacji cieplnej spełniać wymagania zgodne z Rozporządzeniem Ministra Infrastruktury w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie. Współczynnik przenikania ciepła  $U$  obliczono wg PN-EN ISO 6946:2008. W tabeli 1 zestawiono grubości i wartości współczynników przewodności cieplnej poszczególnych warstw ściany.

Obliczony, dla ściany zewnętrznej, współczynnik przenikania ciepła  $U = 0,42 \text{ m}^2\text{K/W}$  jest wyższy od maksymalnej wartości  $U_{(\max)} = 0,3 \text{ m}^2\text{K/W}$  i tym samym nie spełnia wymagania, przy  $t_i \geq 16^\circ\text{C}$ , zgodnie z wspomnianym wyżej rozporządzeniem. W obliczeniach nie uwzględniono występujących mostków cieplnych w postaci drewnianych elementów konstrukcyjnych (słupów, rygli, oczepów). Ich uwzględnienie w dokładnych obliczeniach spowoduje podwyższenie wartości współczynnika przenikania ciepła  $U$ .

Mimo że obliczenia minimalnego czynnika temperaturowego i możliwości kondensacji wewnątrz przegrody nie wykazały nieprawidłowości w zaprojektowanej i wykonanej przegrodzie, to ze względu na zbyt wysoką wartość współczynnika  $U$  oraz występujące mostki termiczne przegrodę należy zaprojektować i wykonać na nowo.

Tabela 1. Układ warstw w ścianie zewnętrznej

Table 1. The layout in the external wall

Warstwa	Grubość $d$ [m]	Wsp. przewodności cieplnej $\lambda$ [W/mK]
Szpachlówka mineralna	0,005	0,83
Tynk termoizolacyjny + warstwa szczepna	0,075	0,07
Deski drewniane gr. 10 mm	0,01	0,16
Tynk termoizolacyjny + warstwa szczepna	0,075	0,07
Szpachlówka mineralna	0,005	0,83

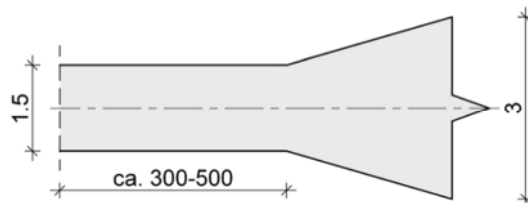
### 3. BADANIE STANU DREWNA

Badania wilgotności elementów drewnianych (słupy, oczepy, zastrzały) przeprowadzono, stosując metodę opartą na pomiarach rezystancyjnych przy użyciu wilgotnościomierza FME Brookhuis. Pomiar wilgotności wykazały ich wilgotność wahającą się w granicach 15-23%. Wilgotność drewna wynosząca 23% – graniczna normowa wartość graniczną wg PN-B-03150:2000 oraz PN-EN 1995-1-1:2010 dla konstrukcji pracu-

jących na otwartym powietrzu – została przekroczona tylko w jednym, spośród losowo wybranych, punkcie pomiarowym. Można przyjąć, że ze względu na to, że obecnie budynek nie jest zamknięty (m.in. brak okien) warunek normowy można uznać za spełniony. Ze względu na wyniki pomiarów oraz stwierdzenie braku występowania dodatkowych źródeł zawilgocenia należy stwierdzić, iż obecnie drewno znajduje się w stanie równowagi higroskopijnej.

W celu oceny jakości drewna, ze względu na brak możliwości pobrania próbek do badań materiałowych, przeprowadzono badania rezystograficzne.

Rezystograf mierzy opory wiercenia obracającego się – ze stałą prędkością ok. 1500 obrotów na minutę – wiertła o średnicy od 1,5 do 3 mm na jego końcu i długości do ok. 500 mm (rys. 9), ujawniając kolejne przyrosty roczne oraz zmiany gęstości drewna powodowane m.in. destrukcją biologiczną [14]. Ze względu na to, że pozostawione po badaniu otwory powinny być jak najmniejsze a wiertło nie może być zbyt wiotkie i podatne na uszkodzenia to jego obecny kształt oraz wymiary są wynikiem wieloletnich badań Kippa, Vossa, Kamma oraz Rinna [13]. Średnica otworu po wykonanym badaniu jest nie większa niż otwory wylotowe szkodników drewna (ok. 3 mm). Z tego względu tę metodę można uznać za quasi-nieniszczącą.



Rys. 9. Kształt i wymiary wiertła [mm]

Fig. 9. The drill shape and its dimensions [mm]

Rezultaty uzyskiwane za pomocą rezystografu pozwalają na ocenę zasięgu ewentualnej destrukcji oraz jedynie wstępną na ocenę jego wytrzymałości, tzn można określić, że badane drewno wykazuje podwyższone, średnie bądź obniżone parametry wytrzymałościowe. Technika ta jest wysoce efektywna w badaniu drewnianych konstrukcji historycznych [5]. Urządzenie może być również, z pewnymi ograniczeniami, wykorzystywane w dendrochronologii – do oceny wieku drewna. Ponadto rezystograf wykorzystany jest do oceny stanu drzew [10].

Obecnie prowadzone są próby szacowania gęstości, modułu sprężystości oraz parametrów wytrzymałościowych drewna przy użyciu wyników uzyskiwanych z badań rezystograficznych. Ocena parametrów drewna poprzez korelację wartości średniego oporu wiercenia ( $RM$  – Resistance Measure) przedstawiona jest m.in. w pracach [1, 2].

$$RM = \frac{\int_0^H RA \cdot dh}{H} \quad (1)$$

gdzie:

- $RA$  – opór wiercenia (relative resistance),
- $H$  – głębokości wiercenia.



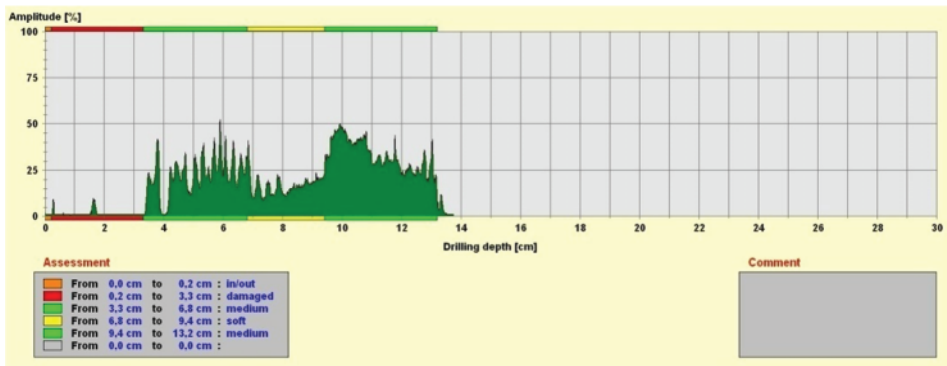
Szacowane parametry drewna przy użyciu wartości  $RM$  należy jednak traktować jako orientacyjne. Wartości  $RM$  uzyskane z badań na jednej próbce drewna, w zależności od występujących inkluzji i skrętu włókien, mogą się znacząco różnić.

Badania wykonano z użyciem rezystografu IML RESI F-400S (rys. 10). Wyniki badań przedstawiono w postaci wykresów zależności amplitudy oporu od głębokości odwiertu. Przykładowy wykres przedstawiono na rysunku 11.



Rys. 10. Pomiar z użyciem rezystografu

Fig. 10. A measurement by using resistograph



Rys. 11. Przykładowy wykres z badań rezystograficznych

Fig. 11. A typical resistographic test diagram

Pomiary rezystograficzne przeprowadzone w kilkudziesięciu punktach pomiarowych wykazały powierzchniową destrukcję większości, poddanych badaniom, elementów konstrukcji ścian. Elementy te były skorodowane nawet na głębokość 3,3 cm (rys. 11).

Zaobserwowane niektórych na wykresach miejscowe obniżenie parametrów wytrzymałościowych w środku przekroju są skutkiem występowania podłużnych spękań drewna a nie jego korozji.

W celu oceny redukcji nośności skorodowanego, na głębokość 3,3 cm, słupa przeprowadzono uproszczone (nie uwzględniono osłabienia przekroju przez istniejące

w słupie gniazda w połączeniu z rygłem ściennym) obliczenia wg PN-EN 1995:1-1:2010. Dla przyjętych założeń:  $l_c = 2,0$  (wyboczenie z płaszczyzny ściany); klasa drewna C24 (zgodnie z PN-EN 338:2011);  $k_{mod} = 0,9$ ;  $\gamma_M = 1,3$  stwierdzono, że nośność słupa wynosi 107,9 kN wobec 204,1 kN dla słupa o pierwotnych wymiarach 13,2×13,0 cm.

#### 4. PODSUMOWANIE

Przedstawiony przypadek wykonanej przebudowy, pomimo tego że budynek nie jest wpisany do rejestru zabytków ani nie podlega ochronie konserwatorskiej, jest przykładem braku poszanowania miejscowej tradycji, sztuki dawnych budowniczych [3], ale przede wszystkim wyrazem braku zrozumienia pracy statycznej tego typu konstrukcji. W pracy omówiono jedynie wybrane stwierdzone nieprawidłowości.

Zastosowaną metodę badań rezystograficznych do oceny jakości drewna należy traktować jako jakościową, a nie ilościową. Potrzebne są dalsze badania, których efektem staną się krzywe korelacyjne oporów wiercenia z parametrami drewna – gęstością, modułem sprężystości, wytrzymałością. Żadna z obecnie znanych i stosowanych metod nieniszczących do oceny stanu elementów konstrukcji drewnianych nie pozwala na jednoznaczne oszacowanie cech wytrzymałościowych drewna. Nie jest to możliwe nawet przy użyciu metody X-ray [9], dzięki której możliwy jest stosunkowo dokładny pomiar gęstości drewna, ze względu na charakterystykę samego materiału (jego budowę) - występujące inkluzje, skręt i nierównomierny przebieg włókien i in., które mają istotny wpływ na parametry wytrzymałościowe drewna (najmniejszy dla ściskania).

#### LITERATURA

- [1] Acuña L. i in., 2011. Application of resistograph to obtain the density and to differentiate wood species. *Materiales de Construcción* 61(303), 451-464.
- [2] Calderoni B., De Matteis G., Giubileo C., Mazzolani F.M., 2010. Experimental correlations between destructive and non-destructive tests on ancient timber elements. *Engineering Structures* 32(2), 442-448.
- [3] Franke H., 1936. *Ostgermanische Holzbaukultur und ihre Bedeutung für das deutsche Siedlungswerk*. Wilh. Gottl. Korn Verlag Breslau.
- [4] Jasięńko J., 2003. *Połączenia klejowe i inżynierskie w naprawie, konserwacji i wzmocnianiu drewnianych konstrukcji zabytkowych*. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne Wrocław.
- [5] Jasięńko J., Nowak T.P., Bednarz Ł., 2012. The baroque structural ceiling over the Leopoldinum Auditorium in Wrocław University – tests, conservation and a strengthening concept. *Int. J. of Architectural Heritage* 2012, DOI: 10.1080/15583058.2012.692848 (w druku).
- [6] Kopkowicz F., 1958. *Ciesielstwo polskie*. Arkady Warszawa.
- [7] Krajewski A., 2003. Owady niszczące zabytki drewniane. *Ochrona Zabytków* 1,2, 202-209.
- [8] Krämer F., 2006. *Grundwissen des Zimmerers: Fachstoff für Zimmerleute*. Bruderverlag Karlsruhe.
- [9] Krugłowa T., Sandin Y., Kliger I.R., 2013. Assessment of Density in Timber Using X-ray Equipment. *Int. J. of Architectural Heritage* 7(4), 416-433.

- [10] Kubus M., 2009. The evaluation of using resistograph when specifying the health condition of a monumental tree. *Notulae Botanicae Horti Agrobotanici Cluj-Napoca* 37(1), 157-164.
- [11] Lenkiewicz W., Zdziarska-Wis I., 1989. *Ciesielstwo*. WSiP Warszawa.
- [12] Puszet L., 1903. *Studia nad polskim budownictwem drewnianem*. Cz. 1, chata. Akademia Umiejętności Kraków.
- [13] Rinn F., 2012. Basics of micro-resistance drilling for timber inspection. *Holztechnologie* 53(3), 24 - 29.
- [14] Rinn F., 1992. Chancen und Grenzen bei der Untersuchung von Konstruktionshölzern mit der Bohrwiderstandsmethode. *Bauen mit Holz* 9, 745-748.
- [15] Suchodolski J., 1996. Regionalizm w kształtowaniu formy architektury współczesnej na obszarze Sudetów. Oficyna Wyd. Politechniki Wrocławskiej.
- [16] Witek M., Witek W., 2009. Tradycyjne (ryglowe) budownictwo wiejskie w gminie Sianów. [W:] *Historia i kultura Ziemi Sławieńskiej*. Tom VIII / Gmina i miasto Sianów. Praca zbiorowa W. Rączkowski, J. Sroka (red.). Fundacja Dziedzictwo, 269-296.

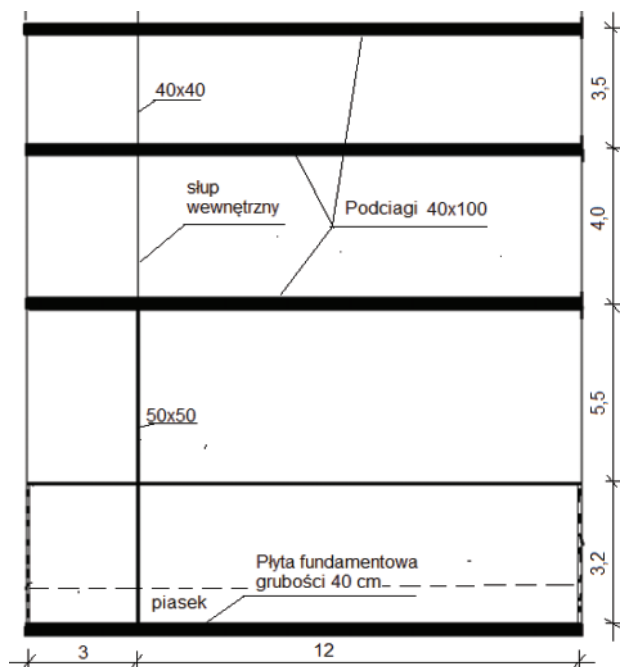
## AN ANALYSIS OF THE CONDITION OF A TIMBER FRAMING STRUCTURE IN AN ADAPTED FOR RESIDENTIAL PURPOSES UTILITY BUILDING UNDER RENOVATION

*Summary.* The article presents a case of an incorrectly performed timber framing structure alteration. The mistakes made during the process of the building renovation have been displayed. The post-and-beam structure has been analysed. Moreover, the results of the resistographic tests evaluating the timber quality have been shown. The resistographic method used for that reason is of a qualitative rather than quantitative type.

## 16. WZMOCNIENIE NA PRZEBICIE OPARCIA SŁUPÓW NA PŁYTCIE FUNDAMENTOWEJ

### 1. OPIS OGÓLNY

Konstrukcję nośną czterokondygnacyjnego budynku dydaktycznego stanowią ramy żelbetowe w układzie przedstawionym na rysunku 1. Analizę oparcia słupów na płycie fundamentowej przeprowadzono w oparciu o obowiązującą normę i literaturę [1, 2].

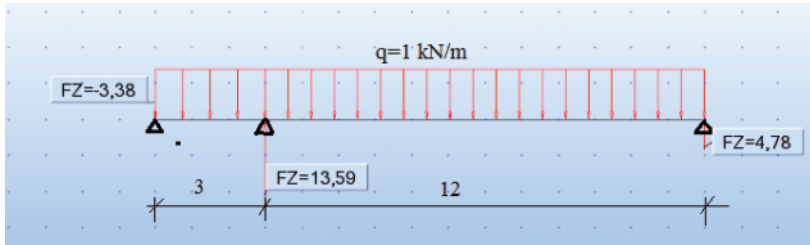


Rys. 1. Schemat ramy

Fig. 1. Frame diagram

### 2. OBCIĄŻENIA

Rozkład obciążeń na słup środkowy na 1. i 2. piętrze oraz ze stropodachu, gdzie obciążenia przekazują się poprzez dwuprzęsłowy rygiel żelbetowy, przedstawiono.



Rys. 2. Rozkład reakcji od podciągu, podpora środkowa rozważany słup

Fig. 2. Distribution of reactions from a downstand beam, middle support – considered column

Z całości obciążeń przekazywanych na rygiel z odcinka 15 m na słup przekazuje się w sumie:

$$13,59/(15 \cdot 1) = 0,906 \text{ przyjęto } 90\% \text{ obciążeń.}$$

Rozpatrzono cztery sytuacje obciążeń słupa:

1. Obecnie rzeczywiście działające obciążenie charakterystyczne oraz długotrwała część obciążeń zmiennych – 50% (bez żadnych współczynników obciążeń i bez śniegu):

$$P_1 = 3176 \text{ kN}$$

2. Obecnie rzeczywiście działające obciążenie charakterystyczne oraz długotrwała część obciążeń zmiennych – 50% (bez żadnych współczynników obciążeń i bez śniegu), ale przy zwiększonym osiadaniu słupa:

$$P_1' = 2536 \text{ kN}$$

3. Od obciążeń obliczeniowych, na które płyta fundamentowa powinna zostać zaprojektowana na zginanie i przebicie:

$$P_2 = 4106 \text{ kN}$$

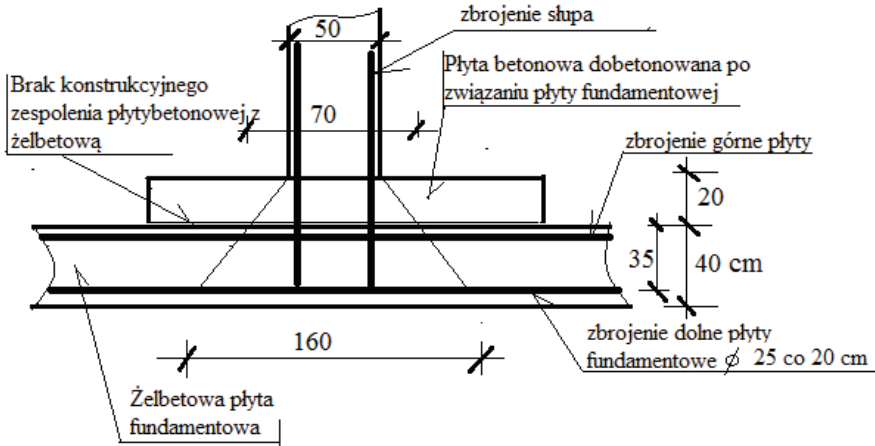
4. Od obciążeń obliczeniowych, na które płyta fundamentowa powinna zostać zaprojektowana na zginanie i przebicie, ale przy zwiększonym osiadaniu słupa

$$P_2' = 3276 \text{ kN}$$

Jednak należy mieć świadomość, że zaistnienie sytuacji obciążeń 2 i 4 wprawdzie zmniejsza siłę na słup, ale jednocześnie jest związane z dużymi osiadaniami, co mogło już doprowadzić do zarysowań spodu płyty fundamentowej.

### 3. WARUNKI NOŚNOŚCI

Analizie poddano płytę fundamentową o grubości 40 cm. Na płycie oparte są trzy silnie obciążone słupy, na które przekazuje się siła obliczeniowa przekraczająca 4000 kN. Płyta musi spełniać warunki nośności na zginanie i przebicie pod obciążeniami obliczeniowymi oraz zarysowanie pod obciążeniami charakterystycznymi. Muszą być również spełnione warunki nośności podłoża. Schemat płyty fundamentowej w połączeniu ze słupem przedstawia rysunek 3.



Rys. 3. Schemat płyty fundamentowej w połączeniu ze słupem

Fig. 3. Scheme of a foundation slab jointed with a column

### Nośność na przebicie

Mimo że nadlewka na płycie jest wykonana nieprawidłowo i nie zwiększa nośności płyty na zginanie można w wersji optymistycznej uwzględnić jej wpływ na zwiększenie zastępczego obwodu krytycznego na przebicie. Dolne zbrojenie płyty wykonane jest z prętów  $\varnothing 25$  mm rozmieszczonych krzyżowo w rozstawie, co 25 cm. Beton płyty C16/20 (z pewnym nadmiarem), słupa C35/45, w przeliczeniu na wytrzymałość 28-dniową. Stal AII.

Należy ocenić niekorzystnie tak znaczną różnicę między klasą betonu słupa i płyty. Różnica nie powinna przekraczać dwóch klas betonu. W tym przypadku są to cztery klasy.

Można przyjąć następujące dane do dalszych obliczeń:

$$f_{yd} = 35 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = 0,87 \text{ MPa}$$

$$\text{Obwód krytyczny: } u = 160 \cdot 4 = 610 \text{ cm}$$

$$\text{Pole krytyczne: } A = 1,6 \cdot 1,6 = 2,56 \text{ m}^2$$

Średnia arytmetyczna obwodu liczonego tylko dla płyty o grubości 40 cm z uwzględnieniem nadlewki:  $u_p = (4 \cdot 90 + 4 \cdot 160) / 2 = 500 \text{ cm}$

$$d = 35 \text{ cm}$$

### Sprawdzenie nośności na przebicie od obciążeń obliczeniowych

Średni odpór podłoża w obrębie pola krytycznego od obciążenia  $N_{sd} = P_2 = 4106 \text{ kN}$  przyjęto jak dla płyty zarysowanej z pewnym nadmiarem  $q_f = 260 \text{ kPa}$   $q_f = 260 \text{ kPa}$ .

Warunek nośności na ścinanie dla płyty bez zbrojenia:

$$N_{sd} - q_f \cdot A < f_{ctd} \cdot u_p \cdot d$$

$$4106 - 260 \cdot 2,56 = 3440 > 0,087 \cdot 500 \cdot 35 = 1522 \text{ kN}$$

Zatem dalsze rozważania są bezprzedmiotowe. Płyta o grubości 40 cm czy nawet 60 cm nie spełni tego warunku.

Sprawdźmy, jakie warunki należy spełnić, gdyby element był zbrojony na przebicie.

W elementach zbrojonych na przebicie należy jednocześnie spełnić dwa warunki:

$$N_{sd} - q_f \cdot A < 1,4 \cdot f_{ctd} \cdot u_p \cdot d$$

$$N_{sd} - q_f \cdot A \leq \Sigma A_{sw} \cdot F_{ywd} \cdot \sin \alpha$$

gdzie:

$A_{sw}$  – zbrojenie poprzeczne na przebicie,

$A$  – nachylenie zbrojenia na przebicie.

$$4106 - 260 \cdot 2,56 = 3440 > 1,4 \cdot 0,087 \cdot 500 \cdot 35 = 2131 \text{ kN}$$

$$\Sigma A_{sw} = 3440/35 = 98 \text{ cm}^2$$

Również w tym przypadku nie jest możliwe spełnienie warunku nośności. Po pierwsze wynika to już z pierwszej zależności. Z drugiej zależności uzyskano przybliżoną powierzchnię potrzebnego zbrojenia poprzecznego na ścinanie, gdyby były to pręty pionowe.

Warunek w tej sytuacji byłby spełniony przy całkowitej grubości płyty w obrębie słupa ok. 55 cm i ilości zbrojenia na przebicie jak niżej:

$$4106 - 360 \cdot 2,56 = 3184 > 1,4 \cdot 0,087 \cdot 500 \cdot 55 = 2131 \text{ kN}$$

$$\Sigma A_{sw} = 3440/55 = 63 \text{ cm}^2$$

Przyjmując  $N_{sd} = P_2' = 3276 \text{ kN}$

$$3276 - 360 \cdot 2,56 = 2354 > 0,087 \cdot 500 \cdot 35 = 1522 \text{ kN}$$

Warunek nadal nie jest spełniony.

W tym przypadku dla najbardziej obciążonych słupów najlepszym rozwiązaniem było zastosowanie istniejących rozwiązań systemowych, np. w postaci listew Halfena.

### Sprawdzenie nośności na przebicie od obciążeń charakterystycznych

Skoro warunki są tak niekorzystne, powstaje pytanie, dlaczego nadal słup nie przebił płyty. Należy sprawdzić, jak przedstawia się sytuacja przy obciążeniach charakterystycznych, czyli bez uwzględnienia współczynnika obciążeń i śniegu. Można przyjąć, że są to obciążenia rzeczywiście działające. W tym przypadku  $N_{sd} = P_1 = 3176 \text{ kN}$ , przyjęto  $q_f = 200 \text{ kPa}$ .

Warunek nośności dla płyty bez zbrojenia na ścinanie:

$$N_{sd} - q_f \cdot A \leq f_{ctd} \cdot u_p \cdot d$$

$$3176 - 200 \cdot 2,56 = 2664 > 0,087 \cdot 500 \cdot 35 = 1522 \text{ kN}$$

Również i w tym przypadku dalsze rozważania są bezprzedmiotowe, płyta o grubości 40 cm nie spełni tego warunku. Jednak różnica jest dużo mniejsza.

Przyjmując  $N_{sd} = P_1' = 2536 \text{ kN}$

$$2536 - 200 \cdot 2,56 = 2024 > 0,087 \cdot 500 \cdot 35 = 1522$$

Warunek nadal nie jest spełniony. W tym przypadku różnica jest jeszcze mniejsza niż przedstawiona wyżej. Gdyby uwzględnić jeszcze pewne rezerwy wytrzymałościowe stali i betonu, można by przyjąć, że w tej sytuacji warunek jest spełniony. Wyjaśnia to, dlaczego nie doszło do poważniejszej awarii. Zatem warunek można uznać za prawie spełniony, gdy pominie się wszystkie współczynniki bezpieczeństwa i dopuści do pewnych nieodwracalnych zachowań konstrukcji. Jednak takie podejście jest niedopuszczalne. Płyta musi przenieść obciążenia obliczeniowe z zachowaniem wymaganych współczynników bezpieczeństwa zarówno w stosunku do obciążeń, jak i cech materiałowych.

#### 4. NOŚNOŚĆ NA ZGINANIE

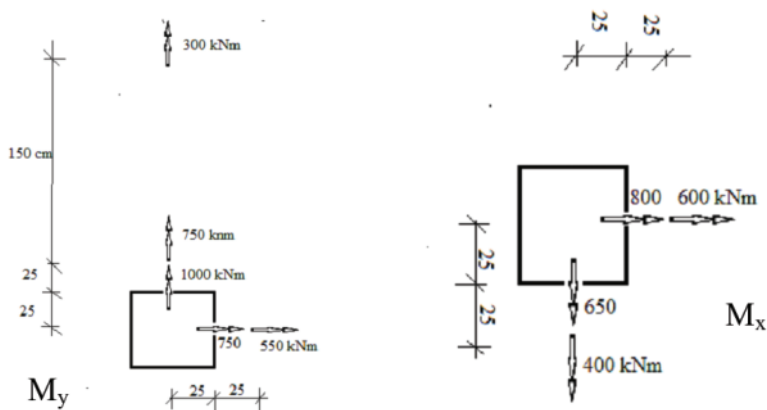
##### Dla stanu istniejącego – płyta grubości 40 cm

W tym przypadku nie można uwzględniać nadlewki o grubości 20 cm z uwagi na brak wystarczającej wytrzymałości na ścianie w płaszczyźnie zespolenia płyt. Obliczono nośność płyty przy zastosowanym zbrojeniu.

$$\xi_{\text{eff}} = A_s \cdot d / (b \cdot d \cdot \alpha \cdot f_{cd}) = 24,5 \cdot 35 / (100 \cdot 35 \cdot 0,85 \cdot 1,06) = 0,27, \quad \zeta = 0,865$$

$$M_{Rd} = \zeta \cdot d \cdot A_s \cdot f_{yd} = 0,865 \cdot 35 \cdot 24,5 \cdot 35 = 260 \text{ kNm}$$

Przyjmując przekrój podwójnie zbrojony, górną 8 cm<sup>2</sup>/m zbrojenia, otrzymano  $M_{Rd} = 270 \text{ kNm}$ . Uzyskane wartości nośności  $M_{Rd}$  są w obrębie słupa znacznie mniejsze od momentów obliczeniowych przestawionych na rysunku 4.



Rys. 4. Orientacyjne wartości momentów zginających w płycie w obrębie najbardziej obciążonego słupa

Fig. 4. Approximate values of bending moments in a slab in the area of the column with the highest load

Zatem i w tym przypadku sytuacja jest niedopuszczalna. W tej sytuacji można przyjąć, że stan zarysowania jest znacznie przekroczony. Można się spodziewać rys rzędu 0,6 mm. Jest to niedopuszczalne przy fundamentach, tym bardziej że mamy tu do czynienia ze znacznym zawilgoceniem gruntów – przynajmniej okresowym. Może to spowodować przyspieszoną korozję, trwałość konstrukcji jest znacznie ograniczona. Korzystnym faktem może być stwierdzone wysokie pH betonu i gruba otulina dolnych prętów.



### Dla stanu projektowanego płyta grubości 60 cm

Nośność płyty przy zastosowanym zbrojeniu wyniesie:

$$\xi_{\text{eff}} = A_s \cdot d / (b \cdot d \cdot \alpha \cdot f_{cd}) = 24,5 \cdot 55 / (100 \cdot 35 \cdot 0,85 \cdot 1,06) = 0,424, \quad \zeta = 0,79$$

$$M_{Rd} = \zeta \cdot d \cdot A_s \cdot f_{yd} = 0,79 \cdot 55 \cdot 24,5 \cdot 35 = 373 \text{ kNm} \gg 700 \text{ kNm}$$

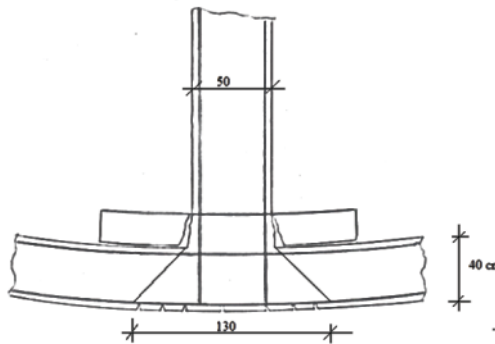
Przyjmując przekrój podwójnie zbrojony, górą 8 cm<sup>2</sup>/m zbrojenia otrzymamy:

$$M_{Rd} = 440 \text{ kNm}$$

W tym przypadku wartości momentów będą nieco niższe od przedstawionych na rysunku 3 (o ok. 100 kNm). Jednak nadal uzyskane nośności  $M_{Rd}$  będą niższe od momentów obliczeniowych panujących w płycie w sąsiedztwie słupa.

### Warunki nośności – wersja pesymistyczna

Jest to wersja pesymistyczna, jednak dla wykonanej płyty najbardziej realna. Trzeba przyjąć, że powinna to być w tym przypadku wersja obliczeniowa. Należy zauważyć, że prędzej czy później nawet od obciążeń charakterystycznych, a tym bardziej obliczeniowych płyta zachowa się tak jak przedstawiono to na rysunku 5. Z uwagi na brak konstrukcyjnego połączenia betonowej nadlewki z żelbetową płytą nastąpi zryśowanie, a następnie ścięcie w płaszczyźnie styku i betonowa nadlewka w obrębie krawędzi słupa prędzej czy później pęknie. Wówczas znacznie zmniejszy się obwód i płaszczyzna krytyczna, którą należy uwzględnić przy obliczaniu nośności na przebicie. Nie bez znaczenia jest tu mała sztywność płyty fundamentowej i jej mała nośność na zginanie. Zmianie nie ulegnie nośność na zginanie  $M_{Rd}$  i będzie ona nadal taka, jak obliczono w punkcie 4.1. Istotnie spadnie natomiast nośność na przebicie.



Rys. 5. Prawdopodobne zachowanie się płyty fundamentowej w obrębie słupa

Fig. 5. A possible reaction of a foundation slab in the area of the column

Obwód krytyczny:  $u = 130 \cdot 4 = 520 \text{ cm}$

Pole krytyczne:  $A = 1,3 \cdot 1,3 = 1,69 \text{ m}^2$

Średnia arytmetyczna obwodu:  $u_p = (4 \cdot 60 + 4 \cdot 130) / 2 = 380 \text{ cm}$

$d = 35 \text{ cm}$

Średni odpór podłoża w obrębie pola krytycznego od obciążenia  $N_{sd} = P_2 = 4106 \text{ kN}$ .

Z uwagi na silne zarysowanie przyjęto  $q_f = 400 \text{ kPa}$ , co należy uznać za wartość zawyżoną i korzystną dla nośności na przebicie. Warunek nośności dla płyty bez zbrojenia na ścinanie przy obciążeniach obliczeniowych:

$$N_{sd} - q_f \cdot A \leq f_{ctd} \cdot u_p \cdot d$$

$$4106 - 400 \cdot 1,69 = 3430 \text{ kN} > 0,087 \cdot 380 \cdot 35 = 1157 \text{ kN}$$

Otrzymano niedoszacowanie ok. 210%.

Dla stanu  $N_{sd} = P_2' = 3276 \text{ kN}$

$$3276 - 400 \cdot 1,69 = 2600 \text{ kN} > 0,087 \cdot 380 \cdot 35 = 1157 \text{ kN}$$

Warunek nadal nie jest spełniony.

## 5. WNIOSKI

Podstawową przyczyną zaistniałej sytuacji jest błędnie zaprojektowana płyta fundamentowa. Nawet gdyby została wykonana zgodnie z projektem, zarówno warunki nośności na zginanie, jak i przebicie nie byłyby spełnione. Sytuację mogła poprawić prawidłowo wykonana nadlewka w obrębie słupów, gdyby:

- została wykonana z silniejszego betonu,
- została silnie zazbrojona na zginanie i przebicie,
- została powiązana pionowymi trzpieniami z płytą fundamentową,
- miała większą grubość.

Na etapie projektowania popełniono kardynalne błędy, których wykonawca nie skorygował, natomiast projektant swoim wpisem w dzienniku budowy o poprawności wykonania zbrojenia płyty fundamentowej w tym go utwierdził.

W obecnym stanie, po przeanalizowaniu wielu możliwych sytuacji obciążeń, pod wszystkimi silnie obciążonymi słupami nie są spełnione warunki nośności. Jest to sytuacja bardzo poważna i stanowi zagrożenie dla bezpieczeństwa konstrukcji. Zachodzi niebezpieczeństwo „tąpnięcia” najsilniej obciążonych słupów. Konieczne jest wzmocnienie tzn. wykonanie rozwiązań zabezpieczających płyty przed przebicciem.

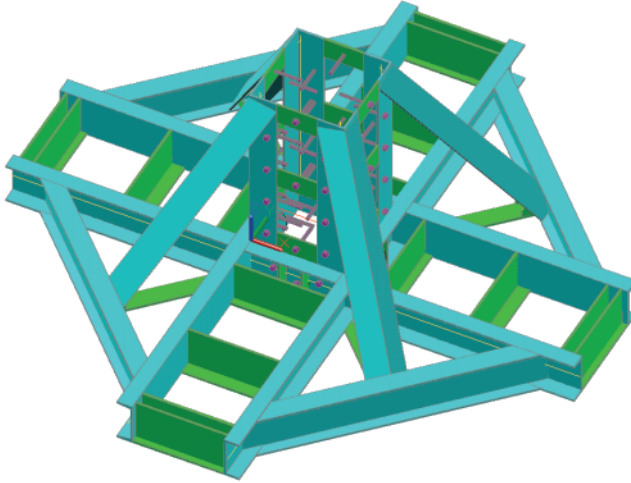
## 6. WZMOCNIENIE NA PRZEBICIE

W analizowanym przypadku występują dwa rodzaje słupów:

- silnie obciążone (4000 kN) – gdzie konieczne jest rozłożenie obciążenia od słupów na większą powierzchnię
- słupy mniej obciążone (ok. 2000 kN) – gdzie wzmocnienie na przebicie można wykonać poprzez powiązanie nadlewki z płytą fundamentową.

Słupy silnie obciążone usytuowane są w części piwnicznej nieprzeznaczonej na cele użytkowe. Zatem 80 cm warstwa gruntu spoczywająca na płycie fundamentowej jest przykryta jedynie styropianem i posadzką betonową. Odkrycie słupów nie wiązało

się tu z dewastacją posadzek i pomieszczeń. W tym przypadku odkryto słupy i płytę w obrębie słupów i wykonano sztywny ruszt i obejmy (przedstawione na rysunku 6), przekazując obciążenia na większą powierzchnię. Obejmy mocowano na pasowane na docisk do otworów kotwy Hilti. Po zamocowaniu wszystkich kotew ruszt podklinowano i wstępnie naprężono, a następnie wykonano ekspansywne polewki. Następnie konstrukcję obetonowano. Realizację wzmocnienia przedstawia rysunek 7.



Rys. 6. Wzmocnienie oparcia słupów silnie obciążonych

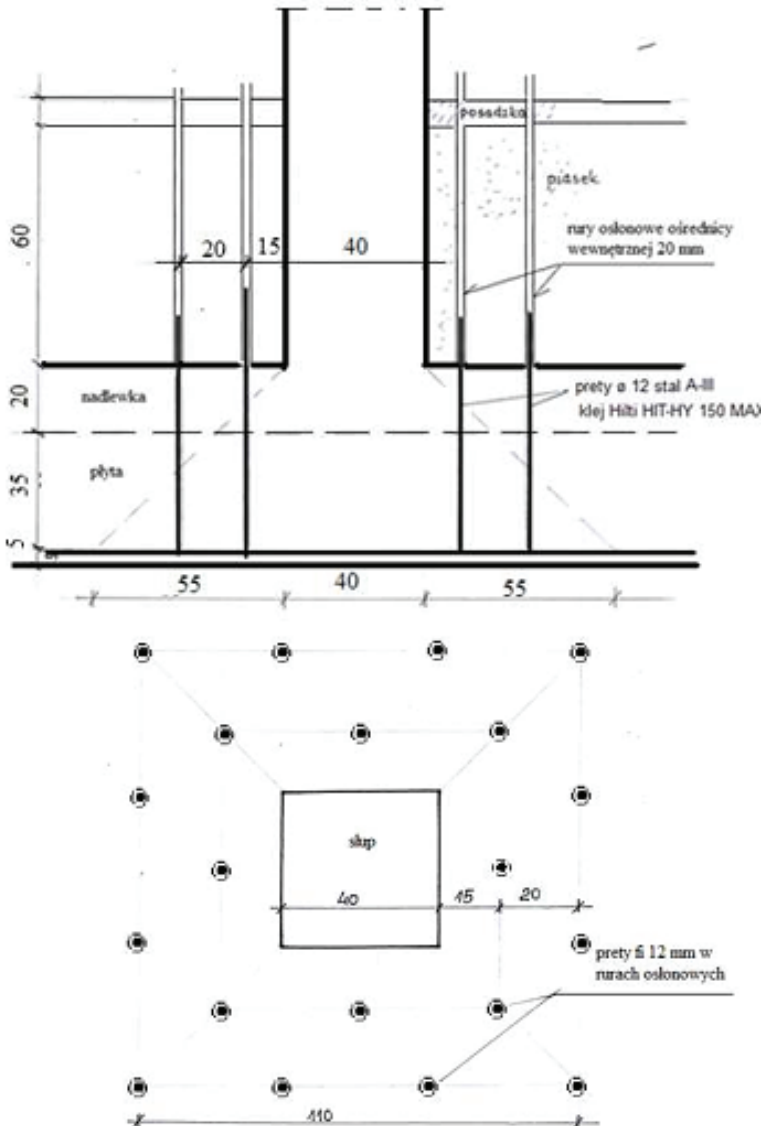
Fig. 6. Strengthening of the highly loaded supporting columns



Rys. 7. Realizacja wzmocnienia słupów silnie obciążonych

Fig. 7. Completion of strengthening of the highly loaded supporting columns

Słupy mniej obciążone o wymiarach 50x50 cm znajdują się w obrębie piwnic zagospodarowanych z wykończonymi posadzkami i ściankami działowymi. Znajdują się tam laboratoria i inne pomieszczenia użytkowe. Wzmacnianie oparcia słupów w sposób opisany wyżej wymagałoby dewastacji posadek i pomieszczeń. Poza tym obciążenia są tu znacznie mniejsze i przy zapewnieniu współpracy płyt fundamentowej i nadlewki oraz umieszczeniu zbrojenia na ścinanie jest możliwe zapewnienie nośności zespolonej płyty na przebicie. W tym przypadku zaproponowano rozwiązanie przedstawione na rysunku 8.



Rys. 8. Wzmocnienie w obrębie oparcia słupów słabo obciążonych

Fig. 8. Strengthening in the area of the weakly loaded supporting columns

## LITERATURA

- [1] Łapko A., 2001. Projektowanie konstrukcji żelbetowych. Arkady Warszawa.
- [2] PN-B-032-64. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone.

## STRENGTHENING OF A PUNCTURE IN THE SUPPORTING COLUMNS PLACED ON A FOUNDATION SLAB

*Summary.* The article presents an example of a completion of a reinforced concrete construction – joining of highly loaded columns with a foundation slab. The joint has been designed and made without providing capacity to puncture. A few construction solutions, which provided adequate capacity to puncture, have also been shown.

# 17. TRWAŁOŚĆ REPERÓW W ASPEKCIE DŁUGOOKRESOWYCH POMIARÓW PRZEMIESZCZEŃ

## 1. WSTĘP

Badanie przemieszczeń w budownictwie związane jest z oceną przebiegu reakcji obiektu na wpływ działania czynników zewnętrznych i wewnętrznych oraz ustalenie stopnia naruszenia równowagi obiektu w wyniku awarii i skuteczności wykonania zabiegów zabezpieczających. Po to, aby pomiary przemieszczeń spełniały swoją rolę, muszą cechować się poprawnością, odpowiednią dokładnością i aktualnością [2].

Wyznaczenie wielkości przemieszczeń wymaga założenia sieci geodezyjnej zawierającej punkty odniesienia rozmieszczone poza zasięgiem przewidywanych przemieszczeń, jak i punkty kontrolowane umieszczone na badanym obiekcie. Przy projektowaniu prac związanych z przemieszczeniami należy uwzględnić fakt, że pomiary wykonywane nie są jednorazowo, ale mogą trwać nawet wiele lat. Biorąc pod uwagę długi okres obserwacji ważne jest, aby punkty rozmieścić starannie i w takiej liczbie, żeby w pełni odzwierciedlały przemieszczenia badanego obiektu. Założoną sieć kontrolną poddaje się pomiarowi na początku obserwacji obiektu – pomiar wyjściowy „zerowy” i po pewnym czasie – pomiar aktualny. Najczęściej kolejne pomiary aktualne wykonywane są w ściśle określonych odstępach czasu. Kolejne pomiary z reguły odnoszone są do pomiaru wyjściowego lub, w uzasadnionych przypadkach, do jednego z pomiarów aktualnych.

Po wykonaniu pomiarów przeprowadza się opracowanie wyników. Rozpoczyna się od ustalenia, które punkty odniesienia spełniają warunki stałości w okresie pomiędzy pomiarem wyjściowym i aktualnym. Po stwierdzeniu stałości i ustaleniu bazy odniesienia określa się przemieszczenia punktów kontrolowanych na badanym obiekcie. W pracy zostaną przedstawione niektóre problemy związane z trwałością punktów kontrolowanych umieszczonych na badanych obiektach. Przedstawione zostaną przykłady obiektów, na których prowadzone były pomiary przemieszczeń pionowych. Ograniczono się do przemieszczeń pionowych, ponieważ badania takie stanowią około 80% wszystkich prac związanych z pomiarami przemieszczeń poziomych i pionowych [1].

## 2. BADANE OBIEKTY

### Obiekt nr 1

Budynek dwukondygnacyjny podpiwniczony, w którym na parterze znajduje się aula, a na piętrze pomieszczenia laboratoryjne. W części podpiwniczonej konstrukcja opiera się na dwóch rzędach słupów. W związku z licznymi rysami na wszystkich kondygnacjach od 2010 roku prowadzony jest monitoring obiektu. W ramach monitoringu obserwowano przemieszczenia pionowe słupów w części podpiwniczonej. Obserwacje

proszono co 3 miesiące. Na podstawie obserwacji rys, przemieszczeń słupów ugięć belek stropowych podjęto decyzję o wykonaniu prac zabezpieczających przed awarią. Podczas zamiaru kolejnego pomiaru kontrolnego stwierdzono, że część reperów znajdujących się na słupach zostało wymontowane przez ekipę wykonującą prace budowlane. Po zakończeniu prac remontowych ekipa ta ponownie zamontowała w starych otworach „zabezpieczone” repery. Pomiar wykonany w styczniu 2012 roku jest pomiarem wyjściowym „zerowym” w stosunku, do którego odnoszone są pomiary wykonywane aktualnie.

Efektom tego jest brak informacji o przemieszczeniach jakie, wystąpiły w trakcie wykonywania prac remontowych i brak możliwości porównania obserwacji przed i po remoncie. Brak informacji ze strony ekipy remontowej o wymontowaniu reperów i ponownym i zamontowaniu w tych samych otworach mógł dać fałszywy obraz przemieszczeń. Porównując różnice wysokości między reperami przed wymontowaniem i po ponownym zamontowaniu, stwierdzono duże różnice przekraczające kilkakrotnie błędy pomiarów, jak i tempo przemieszczeń przed remontem.

### Obiekt nr 2

Hala produkcyjna, w której znajdują się maszyny posadowione na żelbetowych fundamentach ramowych o rozstawie łupów 6 m i wysokości 7,10 m. Maszyny te składają się z wielu zestawów o łącznej długości około 100 m. Są to maszyny o bardzo wysokiej precyzji działania i wymagają, aby poszczególne ich podzespoły pozostawały w ustawieniu z bardzo małymi dopuszczalnymi odchyleniami. Producent maszyn określił również dopuszczalne przemieszczenia fundamentów, na których znajdują się maszyny. Bardzo istotnym jest nierównomierne osiadanie fundamentów. W tym celu na słupach fundamentu na wysokości około 0,70 m powyżej poziomu posadzki zastabilizowano 88 reperów. W celu uniknięcia uszkodzenia zostały one zabezpieczone nakrętkami osłonowymi. Zarówno repery, jak i nakrętki wykonane zostały ze stali słabej jakości. Na skutek korozji i braku konserwacji oraz przeglądów nie było możliwości swobodnego odkręcenia nakrętki, a po użyciu narzędzi repery obracały się w otworach. Podczas kolejnych pomiarów stwierdzono, że repery nie są stabilne. Okazało się, że również sposób zamontowania reperów na słupach był bardzo słaby – materiał mocujący wykruszał się z otworu. Zabezpieczenie reperów przed uszkodzeniem wykonane ze słabego materiału zamiast poprawić jakość pomiarów przemieszczeń przyczyniło się do naruszenia stabilności punktów kontrolowanych.

### Obiekt nr 3

Budynek wolnostojący dwukondygnacyjny podpiwniczony. Na obiekcie zaobserwowano liczne rysy i spękania. W celu monitorowania obiektu założono na zewnątrz budynku 8 reperów. Po kilkuletnich obserwacjach przemieszczeń pionowych wszystkie repery zostały usunięte z badanego obiektu, natomiast pozostały nienaruszone repery odniesienia zamontowane na sąsiednich budynkach. Prace remontowe i zabezpieczające na badanym budynku nie zostały podjęte, natomiast podjęto czynności związane ze zmianą właściciela. Zainstalowane repery miałyby świadczyć o słabej kondycji obiektu.

## Obiekt nr 4

Budynek biurowy trzykondygnacyjny całkowicie podpiwniczony (rys. 1). Posadowiony bezpośrednio na ławach ciągłych, żelbetowych o szerokości 1,80 m. Podłoże fundamentów budynku stanowią ekspansywne ily trzeciorzędowe serii poznańskiej. Ściany budynku o grubości 42 cm wykonane są z cegły ceramicznej pełnej na zaprawie cementowo wapiennej. Układ konstrukcyjny budynku jest poprzeczny.

Na obiekcie wystąpiły liczne rysy, spękania, rozwarstwienia poziome, deformacje posadzek. Repery założono na zewnątrz budynku na przedłużeniu ścian poprzecznych oraz 4 repery wewnątrz na korytarzu (rys. 2a). Pomiary prowadzone były przed i w trakcie wymiany podłoża gruntowego pod ławami fundamentowymi. Kolejnym etapem prac zabezpieczających było założenie ściągniętych spinających ściany i opasek stalowych na zewnątrz budynku (rys. 1).



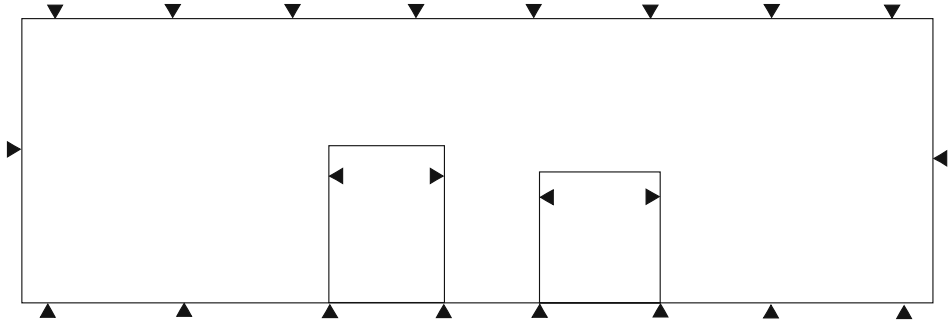
Rys. 1. Obiekt nr 4

Fig. 1. Object No. 4

W czasie tych prac część reperów zostało wymontowanych (rys. 2b) i po zakończeniu robót remontowych ponownie zamontowanych w pobliżu starych miejsc (rys. 2c). Okazało się, że do części na nowo zamontowanych reperów nie ma dostępu, bowiem znajdują się pod parapetami okiennymi, a część zaśłania nowa konstrukcja zabezpieczająca.

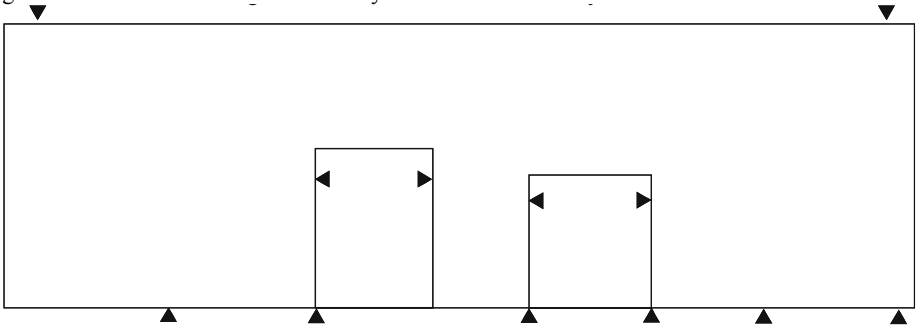
Repery znajdujące się wewnątrz budynku zostały usunięte ze względów estetycznych. Należy podkreślić, że obiekt wymagał obserwacji jeszcze po wykonaniu remontu. Obecnie nie są już prowadzone systematyczne obserwacje.





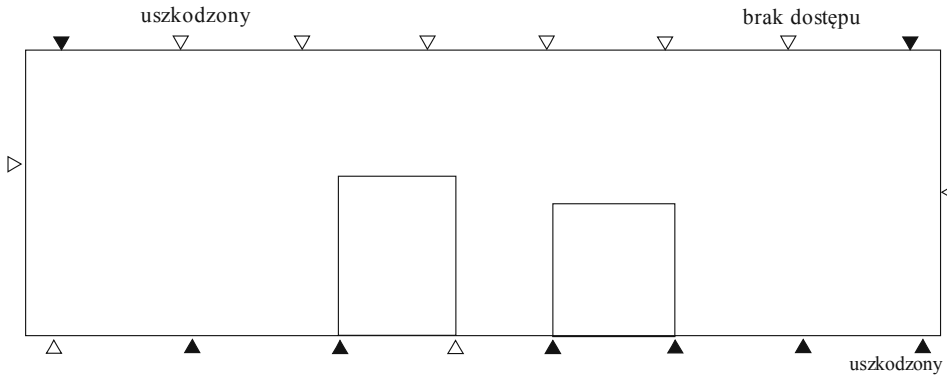
Rys. 2a. Rozmieszczenie reperów w 1995 roku

Fig. 2a. Placement bench marks in the year 1995



Rys. 2b. Rozmieszczenie reperów w 1997 roku

Fig. 2b. Placement bench marks in the year 1997



Rys. 2c. Aktualne rozmieszczenie reperów

Fig. 2c. Actual placement bench marks

### Obiekt nr 5

Jest to obiekt zabytkowy z końca XVIII i początku XIX wieku, składający się z 3 segmentów (rys. 3). Jeden segment jest murowany i nie jest podpiwniczony, natomiast pozostałe dwa są drewniane i mają murowane piwnice. Obiekt posadowiony jest bezpo-

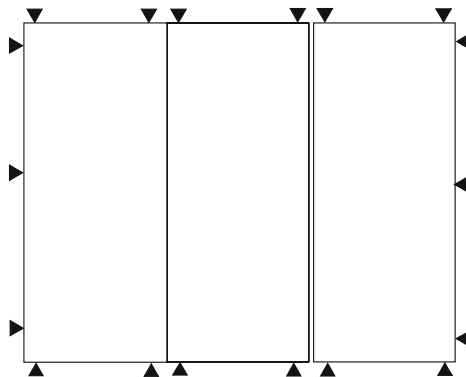
średnio na warstwie 0,7 m gliny zagęszczonej ułożonej na ruszcie drewnianym składającym się z belek sosnowych. Niżej zalegają torfy o miąższości około 1,0 m i poniżej nich piaski fluwialne oraz ily trzeciorzędowe.



Rys. 3. Obiekt nr 5

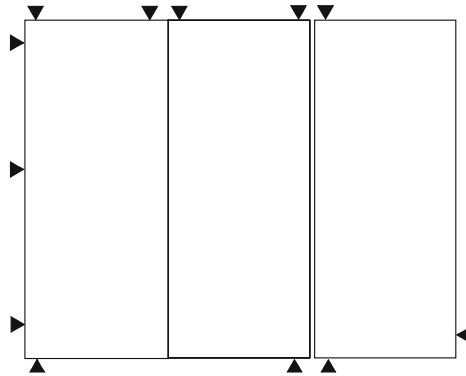
Fig. 3. Object No. 5

Na zewnątrz budynku założonych było 18 reperów wykonanych ze stali nierdzewnej z nakrętkami zabezpieczającymi. Proces zniszczenia był długookresowy. Najpierw zaczęły znikać nakrętki, a z czasem niektóre repery. Najwięcej reperów zostało zniszczonych podczas prac remontowych. Istniała potrzeba pomiarów kontrolnych i uzyskano zgodę Konserwatora Zabytków na założenie nowych reperów, ale nie zostały zamontowane. Na rysunkach 4a, b, c przedstawiono rozmieszczenie reperów w latach 1987-2013.



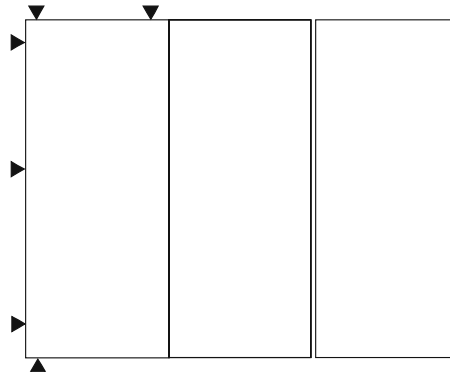
Rys. 4a. Rozmieszczenie reperów w roku 1987

Fig. 4a. Placement bench marks in the year 1987



Rys. 4b. Rozmieszczenie reperów w roku 1997

Fig. 4b. Placement bench marks in the year 1997



Rys. 4c. Aktualne rozmieszczenie reperów

Fig. 4c. Actual placement bench marks

### Obiekt nr 6

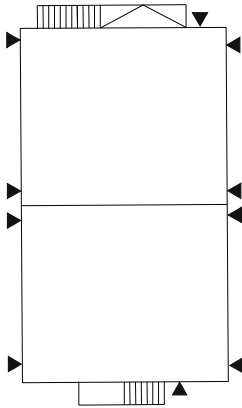
Zbiornik żelbetowy przeznaczony na wodę konsumpcyjną w kształcie walca. Badany zbiornik ma średnicę około 37 m i kubaturę 6765 m<sup>2</sup>, a pojemność użytkową 5000 m<sup>3</sup>. Wokół obwodu zastabilizowano 12 reperów i wykonano pomiar wyjściowy zbiornika pustego. Po napełnieniu zbiornika wodą dokonano dwa pomiary kontrolne. Po trzech dniach i po opróżnieniu zbiornika należało wykonać kolejny pomiar kontrolny. Niestety część reperów, z jednej strony zbiornika, była poobijana jakimś ciężkim narzędziem. Teren budowy był ogrodzony i przez cały czas na obiekcie była ochrona.

### Obiekt nr 7

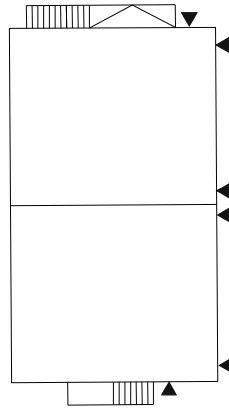
Budynek mieszkalny dwukondygnacyjny całkowicie podpiwniczony. Posadowiony jest na betonowych ławach fundamentowych o szerokości 0,9 m na głębokości  $D = 1,1$  m poniżej poziomu terenu i w strefie podmarzania. Fundament oparto bezpośrednio w łożach trzeciorzędowych. Podłoże gruntowe fundamentów stanowią ekspansywne ropy

trzeciorzędowe serii poznańskiej o bardzo zróżnicowanym stanie wilgotnościowym, od stanu zwartego do twaroplastycznego.

W związku z pojawieniem się rys na ścianach, na nadprożach, deformacji posadzek podjęto badania geotechniczne i równocześnie pomiary geodezyjne przemieszczeń pionowych. Zgodnie z ustaleniami z właścicielem na obiekcie założono 10 reperów z czego w pobliżu dylatacji po dwa z każdej strony (rys. 5). W międzyczasie jednak część reperów została zakryta przez właściciela, który podniósł z jednej strony teren i wykonał opaskę betonową wokół budynku.



Rys. 5a. Rozmieszczenie reperów w roku 2003  
Fig. 5a. Placement bench marks in the year 2003



Rys. 5b. Aktualne rozmieszczenie reperów  
Fig. 5b. Actual placement bench marks

#### Obiekt nr 8

Fundament pod maszynę o długości 22 m. Obserwacjom poddano położenie wysokościowe fundamentu od zakończenia budowy fundamentu do zakończenia montażu maszyny na fundamencie. Repery zastabilizowano na górnej powierzchni fundamentu (na zewnątrz) – 16 sztuk oraz 14 w kanale (około 30 cm od dna kanału). Pomiary niwelacyjne wykonano pięciokrotnie w okresie 18 miesięcy. Pierwszy po zakończeniu budowy fundamentu a ostatni po całkowitym zakończeniu montażu maszyny i jej próbnym obciążeniu.

Niestety z powodu braku zabezpieczenia reperów wyniki dwóch pierwszych pomiarów nie mogły być brane pod uwagę w analizach, ponieważ część z nich została mechanicznie uszkodzona i uległa przemieszczeniu o wielkości rzędu kilku milimetrów. Całkowicie zniszczone zostały też repery odniesienia zamontowane na słupach konstrukcyjnych hali. Pełne zabezpieczenie reperów przed uszkodzeniem nastąpiło dopiero przed ostatnim pomiarem.

Na innych obiektach repery kontrolowane były obudowywane, zasypywane gruzem, lokalizowane w miejscach wskazanych przez zleceniodawcę, ale trudno dostępnym do pomiarów oraz często świadomie dewastowane (rys. 6).



Rys. 6. Reper uszkodzony

Fig. 6. Bench mark damaged

### 3. POSUMOWANIE I WNIOSKI

Pomimo istotnej roli pomiaru przemieszczeń budowli i konstrukcji w ocenie stanu bezpieczeństwa niewielką rolę przywiązuje się do elementów niezbędnych do wyznaczenia wielkości tych przemieszczeń.

Przyczyn jest wiele, a głównie to:

- brak zainteresowania wykonawcy w trakcie budowy,
- brak zainteresowania użytkownika lub właściciela obiektu,
- mała świadomość społeczna (wrywanie, niszczenie),
- niedociągnięcia ze strony wykonawców takich znaków (słabe spoiwo łączące reper z obiektem, nieodpowiedni materiał, z którego wykonane są repery – stal szybko korodująca, brak konserwacji),
- niewłaściwe rozmieszczenie reperów (niejednokrotnie wbrew ustaleniom z geodetą).

Po to aby repery (punkty kontrolowane) spełniały swoją funkcję przez dłuższy okres należy podchodzić z większą odpowiedzialnością do ich zabezpieczenia przed zniszczeniem w trakcie budowy i po przekazaniu obiektu do użytkowania. Pozyskany materiał obserwacyjny, dzięki pozostawieniu tych znaków w stanie nienaruszonym będzie bardziej wartościowym i obciążony mniejszymi błędami, a tym samym podjęte decyzje bardziej odpowiednie do stanu rzeczywistego.

### LITERATURA

- [1] Janusz W., 2005. Metoda obliczania pionowych przemieszczeń i deformacji fundamentu budowli z identyfikacją i uwzględnieniem symptomów jego nieciągłości. Prace IGIK T. LI z. 109.
- [2] Lazzarini T. i inni, 1977. Geodezyjne pomiary przemieszczeń budowli i ich otoczenia. PPWK Warszawa.

---

## DURABILITY OF BENCH MARKS IN TERMS OF LONG-TERM MEASUREMENTS OF DISPLACEMENTS

*Summary.* The article deals with the problems connected with the arrangement and durability of bench marks used for measurements of vertical displacements of objects. There have been presented objects on which long term measurements of displacements were performed. Although there are different causes of poor durability, it is primarily the effect of insufficient knowledge as to how to mark the determined displacements.



# 18. WSPÓŁCZESNE OKNO DREWNIANE – OD PROJEKTU DO ZAMONTOWANIA

## 1. WSTĘP

Przedmiotem pracy jest problematyka związana z projektowaniem, produkcją i montażem współczesnych jednoramowych okien drewnianych. Opisano komponenty współczesnego okna drewnianego, przywołano wymogi prawne i przepisy odnoszące się do stolarki. Zasygnalizowano niektóre zagadnienia dotyczące bilansu energetycznego budynku, w którym okna biorą znaczny udział. Przedstawiono też w formie skrótowej proces produkcji z uwzględnieniem wymagań związanych z nowym podejściem do harmonizacji technicznej i obowiązkami producentów. W końcowej części pracy opisano zagadnienia dotyczące prawidłowego montażu okien.

## 2. OKNA JEDNORAMOWE

Okna jednoramowe powstawały w wyniku modyfikacji okna zespolonego, w którym dążono do zmniejszenia strat ciepła przez zastosowanie dwóch lub trzech szyb. Były one rozdzielone drewnianą listwą przyszybową, mocowaną do ramiaka okna. Wadą takiego rozwiązania była konieczność okresowego demontażu szyb w celu wyczyszczenia powierzchni szklanych. Szybki rozwój okien jednoramowych nastąpił wraz z upowszechnieniem zestawów dwuszybowych szyb zespolonych.

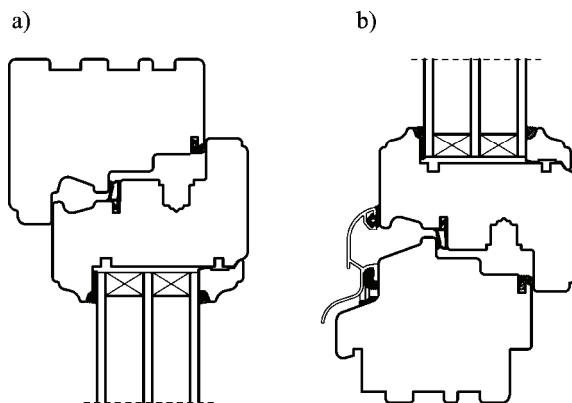
Obecnie obserwuje się systematyczną dążność do zmniejszania strat ciepła przez okna, czego efektem jest pogrubianie ram (nawet powyżej 100 mm), stosowanie materiałów o lepszych właściwościach cieplnych i zestawów trójszybowych z gazami szlachetnymi. Charakterystyczne przekroje okna o grubości ramiaków równej 92 mm, powstałego na bazie popularnego systemu IV 68 przedstawiono na rysunku 1.

## 3. KOMPONENTY

### **Drewno**

W Polsce do produkcji drewnianych okien i drzwi zewnętrznych stosowane są najczęściej następujące gatunki drewna krajowego: sosna, dąb i modrzew. Oprócz gatunków rodzimych z powodzeniem i na dużą skalę stosuje się gatunki egzotyczne, niektóre z nich, pochodzące ze stref równikowych i podzwrotnikowych zestawiono w tabeli 1.





Rys. 1. Przekroje współczesnego okna drewnianego – profil o grubości 92 mm, a) górny i boczny, b) dolny

Fig. 1. Window (92 mm) cross sections, a) head and jamb, b) sill

Tabela 1. Niektóre gatunki drewna egzotycznego dostępne w Polsce

Table 1. Description of tropical wood available in Poland

Nazwa	Występowanie	Gęstość w stanie powietrzno-suchym [kg/m <sup>3</sup> ]	Charakterystyka
Meranti	Azja wschodnia i południowa	540-800	Długie sezonowanie, łatwe w obróbce mechanicznej po obróbce hydrotermicznej
Sapeli	Afryka zachodnia, centralna i wschodnia	ok. 680	Drewno twarde, krótkie sezonowanie, łatwe w obróbce
Iroko	Afryka zachodnia, środkowa i wschodnia	ok. 650	Twarde, odporne na korozję biologiczną, średnio trudne w obróbce
Merbau	Azja północna i wschodnia	800-850	Bardzo twarde, odporne na działanie grzybów, wytrzymałe, trudne w obróbce
Teak	Azja południowo-wschodnia	620-650	Średnio twarde, niepalne, odporne, średnio trudne w obróbce
Uwaga: gęstości stosowanych w kraju gatunków drewna mogą odbiegać od wartości podanych w tabeli z uwagi na ich dużą zmienność.			

Poza gatunkami wymienionymi w tabeli 1 można znaleźć realizacje wykonane z białego dębu amerykańskiego, świerka syberyjskiego czy orzecha.

Producenci okien zwykle korzystają z gotowych półfabrykatów z drewna klejonego warstwowo (kantówka klejona), dostarczanych przez importerów drewna. Dość powszechnie używa się kantówki mieszanej o warstwach zewnętrznych z dębu i rdzeniu z sosny.

Obok branży okiennej, duże ilości drewna egzotycznego wykorzystywane są w innych gałęziach budownictwa: do produkcji podłóg, parkietów, schodów i okładzin.

Znane jest powszechne zastosowanie drewna bangkirai do produkcji desek tarasowych. Odznacza się ono prawie całkowitą odpornością na warunki atmosferyczne, bez konieczności i możliwości impregnacji. Większość gatunków egzotycznych charakteryzuje się ciekawym rysunkiem, fakturą i naturalną barwą.

Drewno miękkie (sosna, meranti) ma współczynnik przewodzenia ciepła  $\lambda$  na poziomie  $\lambda = 0,12$  W/m·K, zaś drewno twarde (dąb, sapeli) na poziomie  $\lambda = 0,18$  W/m·K.

## Oszklenie

Przez odpowiedni dobór elementów szyby zespolonej można uzyskać pożądane właściwości okna, np. ochronę przed ucieczką ciepła, hałasem, nadmiernym nagrzewaniem się pomieszczeń, bezpieczeństwo użytkownika, zabezpieczenie przed włamaniem. Wszystkie wymienione cechy okna mają wpływ na komfort użytkowników. Pożądane właściwości szyb uzyskuje się dobierając liczbę komór, folii i szyb, rodzaj ramek dystansowych, typ i pozycję powłoki niskoemisyjnej, selektywnej, samoczyszczącej czy rodzaj gazu w komorach. Brane są pod uwagę ograniczenia geometryczne, wytrzymałościowe i technologiczne. Istnieje bogata i aktualna literatura dotycząca wymienionych wyżej zagadnień, dostępna w formie informacji zamieszczonych na portalach internetowych producentów szyb.

## Uszczelki

Stosowane obecnie uszczelki to technologicznie zaawansowane wyroby z kauczuku syntetycznego (EPDM), termoplastycznego elastomeru poliestrowego (TPE-E) lub elastomeru oleinowego (TPE-V), jednorodnych lub występujących w kombinacjach. Uszczelki powinny być odporne na działanie promieni UV i wysokich temperatur, powinny posiadać dobrą odporność na ścieranie, na warunki atmosferyczne, działanie wody i procesy starzenia, a także powinny wykazywać odpowiednią elastyczność także w niskich temperaturach, przy zachowaniu zdolności do przyjmowania pierwotnego kształtu po ściśnięciu. Analizując zapisy normy [1] można stwierdzić, że uszczelki mają wpływ na osiągi konstrukcji okiennych w zakresie: wodoszczelności, przepuszczalności powietrza, przenikalności cieplnej, substancji niebezpiecznych, izolacyjności akustycznej, sił operacyjnych i odporności na wielokrotne otwieranie i zamykanie.

## Okucia

Zwykłe okno z funkcją rozwierania/uchylania wyposażone jest w okucie, umożliwiające prawidłowe otwieranie i zamykanie okna. Część elementów okucia montowana jest na ramie ościeżnicy (zaczepy obwodowe, zawiasy), a część na ramie skrzydła (zasuwnica, rozwórka). Niektóre okucia mają dodatkowo funkcję antywyważeniową.

## 4. OKNO – PRZEGRODA BUDOWLANA

### Zagadnienia cieplne

Okna są istotnym elementem w bilansie energetycznym budynku. Ich wielkość, rozmieszczenie i właściwości cieplne mają znaczący wpływ na zyski i straty ciepła. W szczegółowej analizie uwzględnia się straty ciepła przez: przenikanie, straty przez przegrodę przezroczystą, straty związane z infiltracją powietrza oraz ewentualne zyski w sezonie ogrzewczym. Znaczenie mają także takie czynniki, jak współczynnik przepuszczalności promieniowania słonecznego  $g$ , położenie okna w stosunku do stron świata, nachylenie (dotyczy okien połaciowych), lokalizacja budynku (region), itd. Szczegółowa procedura określania charakterystyki energetycznej okna została opisana przez Żurawskiego [4].

Według normy wyrobu [1] współczynnik przenikania ciepła okna można wyliczać metodą uproszczoną ze wzoru:

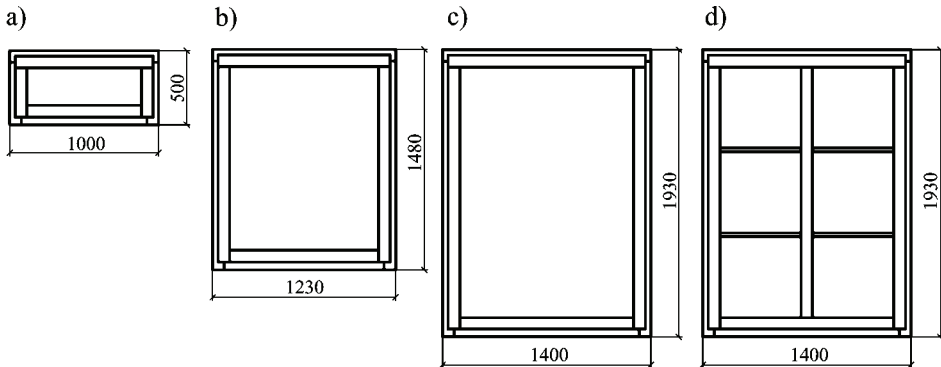
$$U_w = \frac{\sum A_g U_g + \sum A_f U_f + \sum l_g \Psi_g}{\sum A_g + \sum A_f} \quad (1)$$

w którym:

- $A_g$  – powierzchnia oszklenia,  $m^2$ ,
- $U_g$  – współczynnik przenikania ciepła oszklenia,  $W/(m^2 \cdot K)$ ,
- $A_f$  – powierzchnia ramy,  $m^2$ ,
- $U_f$  – współczynnik przenikania ciepła ramy,  $W/(m^2 \cdot K)$ ,
- $l_g$  – długość mostka cieplnego na styku oszklenia, ramki dystansowej i ramy,  $m$ ,
- $\Psi_g$  – liniowy współczynnik przenikania ciepła na styku oszklenia, ramki dystansowej i ramy.

Na współczynnik przenikania ciepła okien drewnianych największy wpływ ma współczynnik przenikania ciepła oszklenia (z racji powierzchni) oraz powierzchnia ramy, gatunek drewna i liniowy mostek termiczny na styku ramy, oszklenia i ramki dystansowej. Istnienie szprosów i szczeblin można uwzględnić, przyjmując za załącznikiem J normy [2] odpowiednią poprawkę  $\Delta U_w$ . Porównanie współczynników przenikania ciepła obliczonych dla kilku okien przedstawiono na rysunku 2. Założenia do obliczeń:

- drewno miękkie o współczynniku przewodzenia ciepła  $\lambda = 0,12 W/m \cdot K$ ,
- grubość profilu skrzydła i ramy 92 mm,
- współczynnik przenikania ciepła oszklenia o budowie 4/18/4/18/4 mm:  $U_g = 0,53 W/(m^2 \cdot K)$ ,
- liniowy współczynnik przenikania ciepła  $\Psi_g = 0,045 W/(m \cdot K)$ .



Rys. 2. Porównanie współczynników przenikania ciepła  $U_w$  okien o różnej geometrii a) okno „małe”  $U_w = 1,2 W/(m^2 \cdot K)$ , b) okno referencyjne  $U_w = 0,9 W/(m^2 \cdot K)$ , c) okno średniej wielkości  $U_w = 0,8 W/(m^2 \cdot K)$ , d) okno średniej wielkości ze szczebliną i szprosami  $U_w = 1,2 W/(m^2 \cdot K)$

Fig. 2. Comparison of  $U_w$  – values for different windows a) small window  $U_w = 1,2 W/(m^2 \cdot K)$ , b) reference size window  $U_w = 0,9 W/(m^2 \cdot K)$ , c) middle size window  $U_w = 0,8 W/(m^2 \cdot K)$ , d) middle size window with post and astragals  $U_w = 1,2 W/(m^2 \cdot K)$

Obecnie produkowane oszklenia, w połączeniu z oknami drewnianymi, charakteryzują się liniowym współczynnikiem przenikania ciepła na poziomie  $0,020 \div 0,082$  W/(m·K), różnice wynikają z grubości pakietu, liczby szyb i rodzaju ramek dystansowych. Wartości  $\Psi_g$  podane w normie są z reguły mocno zawyżone. Najbardziej precyzyjne wartości  $\Psi_g$  otrzymuje się w rezultacie badań. Zmiana parametrów cieplnych ramki może zmienić  $U_w$  okna nawet o 25%.

### Właściwości akustyczne

Podstawowym parametrem akustycznym stolarki okiennej, rozpatrywanej jako przegroda zewnętrzna w budynku jest wskaźnik oceny izolacyjności akustycznej  $R_{A2}$ , wyrażony wzorem:

$$R_{A2} = R_w + C \text{ [dB]} \quad (2)$$

gdzie:

- $R_w$  – ważony wskaźnik izolacyjności akustycznej właściwej,
- $C$  – widmowy wskaźnik adaptacyjny widma płaskiego.

Wskaźnik adaptacyjny  $C$  stosuje się przy ocenie izolacyjności akustycznej w przypadku hałasu o wysokiej częstotliwości (np. przelatujące blisko samoloty). W przypadku hałasu o niskiej częstotliwości (np. ruch uliczny) stosuje się wskaźnik adaptacyjny hałasu  $C_{tr}$ .

Zgodnie z zaleceniami normy [2], izolacyjność akustyczną okien wyraża się w postaci  $R_w(C; C_{tr})$ .

Norma ta zaleca wyznaczenie  $R_w(C; C_{tr})$  na podstawie badań lub, alternatywnie, na podstawie tabel w załączniku B, na bazie izolacyjności akustycznej pakietu szybowego (IGU) i liczby uszczeltek. I tak, dla prostego okna jednoramowego z pakietem szybowym o  $R_w(C; C_{tr}) = 30$  (-1; -4) otrzymuje się  $R_w(C; C_{tr}) = 33$  (-1; -5), zaś  $R_{A2} = 32$  [dB].

Rodzaj oszklenia ma decydujący wpływ na izolacyjność całego okna. Poza tym wpływa na nią kształt okna, rodzaj i materiał, z którego wykonane są kształtowniki ramy i skrzydeł, rodzaj i liczba uszczeltek, stan uszczelnienia. Czynnikiem, który znacząco pogarsza izolacyjność akustyczną okna, jest nawiewnik wymagany w pewnych przypadkach odrębnymi przepisami.

Wypadkową izolacyjność okna z nawiewnikiem  $R_{o,n}$  można określić ze wzoru:

$$R_{o,n} = -10 \log \left[ \frac{S_o \cdot 10^{-0,1R_2} + A_0 \cdot 10^{-0,1(D_{ne,w} + C_{tr})}}{S_o} \right] \quad (3)$$

w którym:

- $S_o$  – powierzchnia okna, [m<sup>2</sup>],
- $R_2$  – izolacyjność akustyczna właściwa okna bez nawiewnika, [dB],
- $D_{ne,w}$  – wskaźnik elementarnej, znormalizowanej różnicy poziomów ciśnień akustycznych, [dB],
- $A_0$  – równoważne pole powierzchni dźwiękochłonnej, m<sup>2</sup>, ( $A_0 = 10$  m<sup>2</sup>).

Przy założeniu wskaźnika  $D_{ne,w}$  na poziomie 32 dB (otwarty nawiewnik o prostej konstrukcji), i powierzchni okna o  $R_2 = 32$  dB wynoszącej  $S_o = 1,5$  m<sup>2</sup>, otrzymuje się  $R_{o,n} = 23$  [dB]. Zastosowanie prostego nawiewnika znacząco zmniejsza izolacyjność

całego okna, zwłaszcza małego. Nawiewniki o lepszych parametrach ( $D_{ne,w} = 40$  dB), pozwalają ograniczyć redukcję izolacyjności ( $R_{o,n} = 29$  dB).

## 5. WYTWARZANIE OKIEN

### Proces produkcji

Obecnie najczęściej stosowane narzędzia do obróbki drewna na potrzeby stolarki otworowej to złożone, sterowane numerycznie za pomocą zaawansowanego oprogramowania centra obróbcze, które po wstępnym czterostronnym struganiu kantówki profilują podłużnie i poprzecznie elementy składowe okna. W następnej kolejności scala się ramy i skrzydła okien w prasach przy użyciu klejów. Zwykle połączenia naroży skrzydeł i ram wykonane są w formie wzajemnie zachodzących na siebie czopów i widlicy, a ślemiona i słupki mocuje się do ram kołkami i wkrętami. Ostatnim etapem obróbki okna surowego jest wykonanie wierceń i frezowań.

Proces malowania w zależności od gatunku drewna jest trój- lub czteroetapowy. Najpierw drewno jest zabezpieczane przed korozją biologiczną przez polewanie odpowiednim środkiem. Później następuje gruntowanie, a w dalszej kolejności nakładanie warstwy międzypodkładu. W końcowej fazie elementy okna maluje się metodą natryskową.

Proces produkcji kończy się po zamontowaniu są uszczelek, okuć, okapników oraz szyb wraz z silikonowaniem styków szyb i ram.

### Kontrola produkcji i badania

Z chwilą wejścia Polski do Unii Europejskiej zmieniły się przepisy prawne obowiązujące producentów wyrobów budowlanych oraz sposób oceny bezpieczeństwa wyrobów. Oceny zgodności wyrobu z wymaganiami dokonuje, według obowiązujących aktualnie przepisów, producent lub jego przedstawiciel mający siedzibę na terenie Unii Europejskiej. Wymagania, o których mowa, wynikają z przepisów zawartych w odpowiednich normach zharmonizowanych. W przypadku okien jest to przywoływana wcześniej norma wyrobu [2]. Wynikają z niej wymagania, które musi spełniać okno wprowadzone do obrotu lub oddane do użytku. Przed wprowadzeniem okna do obrotu producent ma obowiązek oznaczenia wyrobu znakiem CE. Deklaruje tym samym, że wyrób jest zgodny z zasadniczymi wymaganiami zawartymi w odpowiednich dyrektywach.

Dyrektywa Unii Europejskiej 89/106/EWG i związane z nią akty wykonawcze prawa polskiego określają jednolite wymagania techniczne w stosunku do poszczególnych grup wyrobów budowlanych i regulują zasady ich wprowadzenia na rynek europejski. Dokumenty te wyróżniają sześć systemów oceny zgodności (1+, 1, 2+, 2, 3, 4), których zakres narzuca zadania producenta i jednostki notyfikowanej przedstawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Systemy oceny zgodności i wynikające z nich zadania producenta i jednostek notyfikowanych

Table 2. Conformity assessment systems, manufacturers and notified bodies activities

System oceny zgodności	Zadania producenta			Zadania jednostki notyfikowanej				
	Zakładowa kontrola produkcji (ZKP)	Badanie próbek w zakładzie wykonywane przez producenta	Wstępne badanie typu	Wstępne badanie typu	Wstępna inspekcja zakładu i ZKP	Certyfikacja ZKP	Nadzór ciągły, ocena i akceptacja ZKP	Badania kontrolne próbek pobranych w zakładzie produkcyjnym, na rynku lub na placu budowy
1+	+	+	-	+	+	-	+	+
1	+	+	-	+	+	-	+	-
2+	+	+	+	-	+	+	+	-
2	+	-	+	-	+	+	+	-
3	+	-	-	+	-	-	-	-
4	+	-	+	-	-	-	-	-

Wszystkie systemy oceny zgodności łączy obowiązek wdrożenia i prowadzenia systemu Zakładowej Kontroli Produkcji (ZKP), czyli wewnętrznej kontroli procedur i poszczególnych etapów produkcji prowadzonej przez producenta. Jej celem jest uzyskanie wyrobu o założonych i powtarzalnych właściwościach technicznych.

W systemie oceny zgodności "3", który obowiązuje producentów zwykłych okien, oprócz prowadzenia systemu zakładowej kontroli produkcji istnieje wymóg wykonania wstępnych badań typu (ITT – *initial type testing*), w tym przypadku według wytycznych normy wyrobu [XX]. Okna powinny być przebadane w jednostce notyfikowanej pod kątem właściwości przedstawionych w tabeli 3. Zamieszczono w niej również klasyfikację (wartości) poszczególnych właściwości.

Niektóre z właściwości wymagają badań laboratoryjnych na rzeczywistych próbkach okien (np. wodoszczelność, odporność na obciążenie wiatrem), inne zaś obliczeń numerycznych (np. przenikalność cieplna), pozostałe tylko deklaracji i informacji o właściwościach, jak np. w przypadku odporności na obciążenie śniegiem. Alternatywą kompletnych badań jest tzw. kaskadowanie wyników badań, których posiadaczem jest np. dostawca systemu, komponentów lub projektant konstrukcji okna. Wówczas, po zawarciu odpowiedniej umowy i spełnieniu innych warunków, opisanych w normie [2] producent lub kompletator może również deklarować właściwości wyrobu przez oznakowanie znakiem CE.

Tabela 3. Klasyfikacja właściwości okien wynikająca z „3” systemu oceny zgodności, na podstawie normy [2]

Table 3. Windows requirements and classification due to „3” conformity assessment system [2]

Lp.	Właściwość/wielkość/miara	Klasyfikacja/wartość										
1	Oporność na obciążenie wiatrem Ciśnienie próbne [Pa]	npd	1 (400)	2 (800)	3 (1200)	4 (1600)	5 (2000)	E <sub>xxx</sub> (> 2000)				
2	Oporność na obciążenie wiatrem Ugięcie ramy	npd	A (≤ 1/150)			B (≤ 1/200)			C (≤ 1/300)			
3	Oporność na obciążenie śniegiem i obciążenie trwałe	npd	Deklarowana informacja o wypełnieniu (np. rodzaj i grubość szkła)									
4	Wodoszczelność Niesłonięte (A) Ciśnienie próbne [Pa]	npd	1 A (0)	2 A (50)	3 A (100)	4 A (150)	5 A (200)	6 A (250)	7 A (300)	8 A (450)	9 A (600)	E <sub>xxx</sub> (>600)
5	Wodoszczelność Osłonięte (B) Ciśnienie próbne [Pa]	npd	1 B (0)	2 B (50)	3 B (100)	4 B (150)	5 B (200)	6 B (250)	7 B (300)			
6	Substancje niebezpieczne	npd	Jak wymagane w regulacjach prawnych									
7	Nośność urządzeń zabezpieczających	npd	Wartość progowa									
8	Właściwości akustyczne Izolacyjność akustyczna $R_w$ (C; $C_{tr}$ )	npd	Wartości deklarowane									
9	Przenikalność cieplna $U_w$ [W/(m <sup>2</sup> ·K)]	npd	Wartość deklarowana									
10	Przepuszczalność powietrza Maksymalne ciśnienie próbne przy 100 Pa [m <sup>3</sup> /h·m <sup>2</sup> ] lub [m <sup>3</sup> /h·m]	npd	1 (150) (50 lub 12,50)		2 (300) (27 lub 6,75)		3 (600) (9 lub 2,25)		4 (600) (3 lub 0,75)			
npd – no performance determined, właściwość użytkowa nieoznaczona												

## 6. MONTAŻ

Prawidłowy montaż okna jest końcowym etapem procesu opisanego w niniejszej pracy. Według Instrukcji ITB [3] połączenia okien ze ścianami budynku powinny spełniać wymagania w zakresie szczelności na przenikanie powietrza, wody opadowej i pary wodnej z pomieszczenia, izolacyjności cieplnej (przynajmniej na takim poziomie jak okno), izolacyjności akustycznej na poziomie izolacyjności okna (+15 dB), odporności na promieniowanie UV. Połączenia powinny być ponadto trwałe i estetyczne. W instrukcji zamieszczono szczegółowe opisy i rysunki z wytycznymi montażu okien i drzwi balkonowych w różnych rodzajach ścian, a także opisem prac dodatkowych (obróbki, parapety). Dodatkowo zamieszczone są wytyczne dotyczące odbiorów robót montażowych.

## 7. PODSUMOWANIE

Zaprezentowana praca ma charakter poglądowy i przedstawia skrót dotyczący zagadnień związanych z badaniami, projektowaniem, wykonaniem i montażem współczesnych okien drewnianych. Pominięto inne elementy związane z oknami (rolety, żaluzje, refleksy, mechanizmy i urządzenia sterujące itd.). Nawet bez nich problematyka związana z projektowaniem i produkcją okien jest bardzo obszerna. Regulacje prawne, przepisy wykonawcze, wymagania globalnego rynku i bardzo szybki postęp technologiczny sprawiły, że wyrób budowlany jakim jest okno przerodził się w skomplikowany układ powiązanych ze sobą komponentów. Każdy z nich, wraz z szeregiem zagadnień z dziedziny fizyki budowli, mechaniki i termodynamiki, wymagałby szerszego omówienia. Istnieje obszerna literatura dotycząca poruszanej tematyki, jednak mocno rozproszona.

Na zakończenie warto zauważyć, że niemal wszystkie komponenty okna są zaawansowanymi technologicznie kompozytami, a gotowy wyrób budowlany jakim jest okno można by określić mianem „kompozytu z kompozytów”. Dalszy rozwój stolarki okiennej będzie z pewnością skierowany w kierunku poszukiwania i tworzenia nowych rozwiązań wykorzystujących właściwości kompozytów w różnych konfiguracjach.

## LITERATURA

- [1] EN ISO 10077-1: 2006 Ciepłne właściwości okien, drzwi i żaluzji – Obliczanie współczynnika przenikania ciepła. Część 1: Postanowienia ogólne.
- [2] PN-EN 14351-1+A1: 2010 Okna i drzwi. Norma wyrobu, właściwości eksploatacyjne. Część 1: Okna i drzwi zewnętrzne bez właściwości dotyczących odporności ogniowej i/lub dymoszczelności.
- [3] Warunki techniczne wykonania i odbioru robót budowlanych, Część B: Roboty wykończeniowe. Zeszyt 6. Montaż okien i drzwi balkonowych. Instrukcja ITB 421/2006. Warszawa 2006.
- [4] Żurawski J., 2012. Ocena energetyczna stolarki budowlanej, Profiokno 12 (2), s. 10-13.

## MODERN TIMBER WINDOW – FROM DESIGN TO INSTALLATION

*Summary.* The paper deals with design, production and installation of modern timber windows. Components, mandatory requirements for fenestration products have been described. The paper deals also with energy performance ratings for windows. The paper presents tips for windows production process and manufacturers activities due to „New Approach”. Some tips for proper windows installation have been described.





# 19. POMIESZCZENIA ZAKŁADÓW ŻYWIENIA ZBIOROWEGO – WYMAGANE ROZWIĄZANIA MATERIAŁOWE

## 1. WSTĘP

Praca ma celu ukazanie zależności pomiędzy funkcją obiektu budowlanego a wytycznymi wymaganymi przy doborze stosowanych w nim rozwiązań materiałowych wykończenia wnętrz. Przykładem obiektów, w których na rozwiązania materiałowe nakłada się szczególne wymagania są zakłady żywienia zbiorowego. W trakcie procesu projektowego oraz realizacyjnego obiektów gastronomicznych obowiązują zasady wynikające z potrzeby zapewnienia bezpieczeństwa oraz higieny pracy, produkcji oraz przechowywania żywności. Wpływa to na ukształtowanie przestrzenne zakładu produkcyjnego umożliwiające prawidłowe i bezpieczne jego funkcjonowanie oraz stosowane rozwiązania materiałowe. Podstawowym zagrożeniem będącym wynikiem złego zaplanowania zakładu gastronomicznego jest zwiększone ryzyko zatrucia pokarmowego, które można wystąpić zarówno u klientów, jak i u personelu uczestniczącego w produkcji. W pracy przedstawiono stosowane obecnie wytyczne dotyczące materiałów budowlanych wykorzystywanych podczas realizacji obiektów o funkcji gastronomicznej.

## 2. PRZYCZYNY ZAOSTRZENIA WYMAGAŃ MATERIAŁOWYCH W ZAKŁADACH ŻYWIENIA ZBIOROWEGO

W odróżnieniu od gospodarstw domowych zakłady żywienia zbiorowego są obiektami produkującymi żywność dla zewnętrznego odbiorcy. W zależności od skali produkcji i sposobu dystrybucji można wydzielić kilka rodzajów jednostek gastronomicznych: typu otwartego, takie jak: restauracje, kawiarnie, puby oraz typu zamkniętego, wśród których wyróżnia się m.in.: stołówki szkolne, kuchnie przemysłowe w zakładach pracy, w szpitalach itp. [5]. Różnice w planowaniu tych obiektów wynikają głównie z różnorodności technologii przetwórczych oraz wielkości produkcji. Jednak wszystkie zakłady, niezależnie od wielkości i zaawansowania procesu produkcyjnego muszą spełniać wymagania, które zapewnią bezpieczeństwo użytkowania dla personelu oraz zdrowy posiłek dla konsumentów.

Główną przyczyną zaostrenzonych wymagań wobec rozwiązań materiałowych stosowanych przy wykończeniu wnętrz w zakładach gastronomicznych jest ryzyko zatrucia lub zakażenia pokarmowego, którego przyczyną może być źle przeprowadzony proces produkcji żywności. Dane z raportów nadzoru sanitarnego wskazują na złe praktyki w przetwarzaniu żywności jako główną przyczynę chorób pochodzenia pokarmowego [15]. W celu zmniejszenia ryzyka wystąpienia zakażenia lub zatrucia pokarmowego u personelu i konsumentów zakładów gastronomicznych wprowadzone zostały

zasady higieny żywności. Są one definiowane jako „środki i warunki niezbędne do kontroli zagrożeń i zapewnienia zdatności do spożycia przez ludzi środków spożywczych, uwzględniając ich zamierzone użycie” [15].

Znaczenie problemu zachowania bezpiecznego procesu produkcji żywności na masową skalę zostało dostrzeżone przez międzynarodowe forum kilka dekad temu. W 1963 roku Organizacja do Spraw Wyżywienia i Rolnictwa ONZ (ang. Food and Agriculture Organization – FAO) oraz Światowa Organizacja Zdrowia (ang. World Health Organisation – WHO) utworzyły Komisję Kodeksu Żywnościowego, której głównym zadaniem jest ochrona zdrowia i interesów konsumentów, poprzez kontrolowaną jakość produkcji oraz handlu żywnością. Jedną z metod minimalizowania występowania ryzyka zatruciem pokarmowym jest zalecane przez Komisję Kodeksu Żywnościowego FAO/WHO wdrożenie procedur HACCP (ang. Hazard Analysis and Critical Control Points), czyli System Analizy Zagrożeń i Krytycznych Punktów Kontroli, który według polskiego prawodawstwa jest definiowany jako postępowanie mające na celu zapewnienie bezpieczeństwa żywności przez identyfikację i oszacowanie skali zagrożeń z punktu widzenia wymagań zdrowotnych żywności oraz ryzyka wystąpienia zagrożeń podczas przebiegu wszystkich etapów produkcji i obrotu żywnością” [16]. Jest to wymóg prawny żądany w Polsce poprzez m.in.: Ustawę z dnia 25 sierpnia 2006 o bezpieczeństwie żywności i żywienia; Rozporządzenie Parlamentu Europejskiego i Rady Nr 178/2002 z dnia 28 stycznia 2002 r. ustalającego ogólne zasady i wymagania prawa żywnościowego, oraz Rozporządzenie Parlamentu Europejskiego i Rady Nr 852/2004 z dnia 29 kwietnia 2004 r. w sprawie higieny środków spożywczych.

System zarządzania HACCP opiera się na działaniach zapobiegających powstawaniu zagrożeń wobec bezpieczeństwa zdrowotnego żywności podawanych przez dwa programy utworzone przez Komisję Kodeksu Żywnościowego: GHP (ang. Good Hygienic Practice) i GMP (ang. Good Manufacturing Practice), czyli Dobrą Praktykę Higieniczną oraz Dobrą Praktykę Produkcyjną. Oba systemy umożliwiają przeanalizowanie całego łańcucha produkcji żywności – od produkcji pierwotnej, poprzez dystrybucję i konsumpcję, formując wytyczne mające na celu kontrolowanie bezpieczeństwa i higieny środowiska pracy oraz procesów technologicznych jakie zachodzą podczas produkcji żywności.

Dobra Praktyka Higieniczna to „działania, które muszą być podjęte, i warunki higieniczne, które muszą być spełniane i kontrolowane na wszystkich etapach produkcji lub obrotu, aby zapewnić bezpieczeństwo żywności” [16]. GHP dotyczy kilku stref działalności lokali gastronomicznych, m.in. stanu przeszkolenia pracowników w związku z zachowaniem wymogów higieny osobistej w miejscu pracy oraz aktualności badań i orzeczeń lekarskich wydanych w celach sanitarno-epidemiologicznych dotyczących osób biorących udział w procesie produkcji żywności; funkcjonalności układu przestrzennego wymaganej dla prawidłowej organizacji zakładów produkujących żywność; kontroli jakości wody i innych mediów zasilających obiekt; skuteczności ochrony obiektu przed szkodnikami oraz, co istotne dla niniejszego artykułu: stanu technicznego obiektu i pomieszczeń produkujących lub przetwarzających żywność.

Dobra Praktyka Produkcyjna – to „działania, które muszą być podjęte i warunki, które muszą być spełniane, aby produkcja żywności oraz materiałów i wyrobów do kontaktu z żywnością odbywały się w sposób zapewniający bezpieczeństwo żywności, zgodnie z jej przeznaczeniem” [16]. Najistotniejszą zasadą GMP jest wyeliminowanie z wdrożonego procesu produkcyjnego działań przypadkowych poprzez zapewnienie przebiegu wytwarzania zgodnie ze ściśle określonymi wymaganiami w formie np. instrukcji

i procedur. GMP dotyczy oceny poprawności założonych procesów technologicznych oraz kontrolę jakości surowców, produktów stosowanych w produkcji, okresowej oceny jakości wyrobów gotowych, a także zgodności z obowiązującymi wymogami materiałów przeznaczonych do kontaktu z żywnością stosowanych w procesie produkcji i oraz wyrobów budowlanych wykorzystanych do wykończenia wnętrza pomieszczeń produkcyjnych.

### 3. ROZWIĄZANIA MATERIAŁOWE

Zapewnienie właściwych warunków wytwarzania żywności powiązane jest bezpośrednio z zagwarantowaniem właściwych rozwiązań materiałowych dotyczących między innymi przegród budowlanych, instalacji oraz innych elementów mogących występować w kontakcie z żywnością. Przytoczone akty prawne i normy podają ogólne zasady, które powinny być przestrzegane przy formułowaniu procedur, doborze technologii produkcji, a także sposobu wykończenia i aranżacji wnętrza. Odpowiednio dobrane materiały wykończeniowe powinny zapewnić prawidłowe funkcjonowanie zakładu produkcji żywnościowej, zabezpieczając pracowników przed ryzykiem zakażenia podczas produkcji oraz zagwarantowaniem finalnego produktu będącego dla konsumenta zdrowym i bezpiecznym posiłkiem.

W gastronomii podstawowe wymagania wobec rozwiązań materiałowych oraz wyrobów przeznaczonych do kontaktu z żywnością opisane są przez akty prawne. Materiały wykończeniowe muszą spełniać wymagania stawiane m.in. przez Rozporządzenie Parlamentu Europejskiego i Rady nr 1935/2004 z dnia 27 października 2004 r. w sprawie materiałów i wyrobów przeznaczonych do bezpośredniego lub pośredniego kontaktu z żywnością. Powinny one powstawać zgodnie z GMP, a finalnie przyjąć postać obojętną wobec produkowanej lub przetwarzanej żywności, tak by przy prawidłowym użytkowaniu nie powodować migracji ich składników do żywności w ilościach, które mogłyby zagrozić zdrowiu konsumenta, powodować zmiany fizykochemiczne w żywności lub pogarszać jej cechy organoleptyczne [13]. Oczywiście istnieją dopuszczalne wyjątki, tak jak to ma miejsce w przypadku dębowych beczek wykorzystywanych w celu przechowywania win, lecz w takich przypadkach musi zostać naukowo potwierdzona zasadność akceptacji odstępstwa od reguły.

Dodatkowe wymagania, które stosuje się wobec materiałów mających zastosowanie w zakładach produkcji żywności, to: nienaruszony stan techniczny, szczelność, nienasiąkliwość, niepalność, powierzchnia zmywalna, a także odporna na działanie agresywnych środków czystościowych oraz odkażających.

Powyższe wymagania wskazują na to, że najbardziej istotną kwestią jest zapewnienie odpowiedniej odporności chemicznej i fizycznej materiałów wykończeniowych mających mieć zastosowanie w gastronomii. Powierzchnie te muszą być wytrzymałe na oddziaływanie przygotowywanych produktów spożywczych oraz skutecznie odporne wobec częstej dezynfekcji środkami chemicznymi.

Częstym błędem w przestrzeganiu zasad sanitarno-higienicznych jest mycie i dezynfekcja lokali gastronomicznych. Według badań przeprowadzonych przez Ewę Czarniecką-Skubinę w 2006 roku, 45% lokali, które wzięły udział w przeprowadzonych przez nią ankietach, stosuje uniwersalne środki do czyszczenia powierzchni mających styczność z żywnością. Specyfiki te nie gwarantują niestety skuteczności w zwalczaniu niektórych drobnoustrojów, w tym *Listeria monocytogenes* [1].

Ze względu na to zalecana jest dezynfekcja jako proces mający na celu zlikwidowanie drobnoustrojów chorobotwórczych dla ludzi i zwierząt w środowisku produkcyjnym. Do dezynfekcji stosuje się metody fizyczne, wykorzystując działanie wysokiej temperatury m.in. poprzez parę wodną, używając promieniowania UV, promieniowania jonizującego, a także, co jest w przypadku gastronomii popularniejsze, korzystając z odpowiednich preparatów chemicznych. Planowane stosowanie dezynfekcji wymaga jednakże doboru materiałów i wyrobów wykończeniowych, które można poddać temu procesowi.

### **Kolorystyka**

Kolorystyka jest jednym z elementów właściwego doboru materiałów. Ma ona duże znaczenie, ponieważ w sposób istotny może zwiększać możliwość szybkiej optycznej oceny czystości w zakładzie produkcyjnym. Z tego powodu materiały stosowane w takich zakładach powinny być utrzymane w jasnej i jednolitej kolorystyce. Taka stylistyka pozwala również, aby przegrody stały się dobrym, niekonkurującym tłem dla przekazywania ważnych dla bezpieczeństwa informacji, np. umiejscowienia gaśnicy, wyłącznika prądu. Wskazane jest również kolorystyczne zaznaczenie przestrzeni o różnym charakterze. Ułatwia to pracownikom rozeznanie się w układzie funkcjonalnym zakładu pracy i jednoznacznie wyznacza określone stanowiska pracy z jednoczesnym zaakcentowaniem stopniowania wymagań sanitarnohigienicznych. Poza kolorystyką materiały powinny być dobierane ze względu na wartości estetyczne. Dzięki temu środowisko pracy zyska pozytywnie oddziaływający klimat oraz pozwoli współtworzyć przyjazne warunki pracy.

### **Sufit**

Sufit, tak jak i wszystkie powierzchnie w zakładzie, w którym przygotowuje się, poddaje się obróbce lub przetwarza środki spożywcze powinien być wykonany w sposób umożliwiający jego czyszczenie, w szczególnych przypadkach również dezynfekcję. Często stosowanym rozwiązaniem w obiektach usługowych jest sufit podwieszany. Zaletą tej metody aranżacji wnętrza jest możliwość ukrycia w strefie między sufitem a stropem różnorodnych elementów instalacji: elektrycznych, wentylacji mechanicznej, ochrony przeciwpożarowej. Uzyskuje się dzięki temu jednorodną powierzchnię, co ułatwia utrzymanie założonych parametrów czystości. Sufity podwieszane przeznaczone do pomieszczeń produkujących żywność powinny być wykonane jako higieniczne, mające pełne, szczelne powierzchnie, niepyłące, odporne na zniszczenia mechaniczne powierzchniowe materiału.

W przypadku, gdy warunki lokalowe nie pozwalają na zastosowanie sufitu podwieszanego, wszystkie elementy instalacji należy obudować w sposób uniemożliwiający zbieranie się brudu oraz redukując kondensację pary.

### **Ściany**

Ściany w obiektach gastronomicznych muszą być utrzymane w dobrym stanie, bez pęknięć, rys i możliwości nadkruszenia zewnętrznej powłoki. Najczęściej stosuje się jasną kolorystykę, która eksponuje zbieranie się brudu i zanieczyszczeń. Powierzchnia powinna zostać wykonana z materiału łatwego w utrzymaniu czystości i jeśli to ko-

nieczne odporne na działanie środków do dezynfekcji. Konstrukcja ścian i stropów powinna zostać wykonana w sposób uniemożliwiający kondensowanie się na nich pary. Wymaga to zastosowania materiałów nieprzepuszczalnych, niepochłaniających, zmywalnych, nietoksycznych, o gładkiej powierzchni [14]. Materiał ten wymagany jest do wysokości niezbędnej do działania. W praktyce najczęściej stosuje się płytki ceramiczne do wysokości min. 2,05 m.

Ze względu na możliwość wprowadzenia transportu wózkami oraz innych elementów procesów technologicznych powodujących podczas użytkowania powstawanie miejscowych uszkodzeń powłok, a w związku z tym powstawanie miejsc mogących być potencjalnie źródłem zakażenia, narożniki ścian muszą być zabezpieczone przed uszkodzeniami mechanicznymi. To samo zalecenie należy stosować dla powierzchni ścian korytarzy w miejscach wzmożonego ruchu.

### **Podłogi**

Podłogi w pomieszczeniach produkcyjnych i magazynowych powinno się wykonać z materiałów twardych, nieprzeziąkliwych, niepochłaniających oraz nietoksycznych [14]. W związku z występującym w zakładach częstym zalewaniem posadzki, powierzchnia podłóg powinna być tak wykonana, żeby zminimalizować ryzyko poślizgu. W większości pomieszczeń produkcyjnych, w szczególności tych o dużym obciążeniu hydromechanicznym, zapewnić należy odpowiednie odwodnienie. Spadek podłóg w kierunku krutek ściekowych powinien wynosić min. 1,5%. W kuchniach, przy bloku urządzeń grzejnych stosowane są kanały rynnowe, które ułatwiają szybkie i skuteczne czyszczenie urządzeń gastronomicznych.

Dodatkowo przewidziana musi być również wytrzymałość, uwzględniająca obciążenie wynikające z ciężaru zainstalowanych maszyn i urządzeń oraz odporność na ścieranie i uderzenia mechaniczne.

Miejszem wymagającym specjalnej uwagi przy wykończeniu pomieszczenia produkcyjnego jest styk podłogi ze ścianą, słupami itp. Jest to obszar, w którym w wyniku złego wykonania może zbierać się brud oraz kurz. W tym celu zaleca się wykonywanie wyokrąglenia, aby ułatwić proces czyszczenia, mycia i dezynfekcji. Zaokrąglenia wykonuje się z cokolków o wysokości około 10-15 cm wykonanych z tego samego materiału co posadzki. Spoiny pomiędzy płytkami powinny być nienasiąkliwe oraz odporne na środki chemiczne.

Najbardziej popularnymi materiałami stosowanymi na podłogach w pomieszczeniach gastronomicznych są płytki ceramiczne, wykładziny PCV heterogeniczne i homogeniczne, podłogi z żywicy epoksydowych. Wszystkie materiały muszą posiadać odpowiednie atesty zezwalające na stosowanie w zakładach produkcji żywności.

### **Stolarka**

Stolarka w obiektach gastronomicznych również wymaga szczególnej uwagi w momencie doboru. Drzwi muszą być łatwe do czyszczenia oraz w miarę potrzeby odporne na proces dezynfekcji. Dodatkowo te, które są przeznaczone do zaplecza produkcyjnego, powinny być zabezpieczone (wzmocnione) od dołu do wys. 30 cm przed uderzeniami mechanicznymi.

Okna muszą być skonstruowane w sposób uniemożliwiający gromadzenie się zanieczyszczeń. W celu ułatwienia utrzymania czystości parapety okienne powinny mieć spadek o nachyleniu 45 stopni. Stolarka okienna powinna być gładka, szczelna, wyko-

nana w sposób umożliwiający łatwe czyszczenie, a w szczególnych przypadkach również dezynfekcję. Konstrukcja okna musi również umożliwiać założenie ram ekranów z siatkami chroniącymi przed dostępem gryzoni i owadów. Wietrzenie powinno przebiegać poprzez uchYLENIE skrzydła z prostym dostępem z poziomu podłogi. W szczególnych przypadkach, gdy otwarte okna mogą spowodować zanieczyszczenie, powinny one pozostać zamknięte i unieruchomione podczas produkcji.

### **Powierzchnie mające kontakt z materiałami podwyższonego ryzyka**

Wnikliwej uwagi wymagają pomieszczenia związane z przetwarzaniem jaj oraz mięsa surowego, w szczególności drobiowego. Produkty te są najczęstszym źródłem zakażenia odzwierzęcymi pałeczkami salmonelli, a te według badań przeprowadzonych przez Państwowy Zakład Higieny w Polsce w latach 1985-1999 stanowiły większość, bo aż 78-93,5% ogółu zachorowań etiologii bakteryjnej, rejestrowanych w ramach zatruc i zakażeń pokarmowych [15].

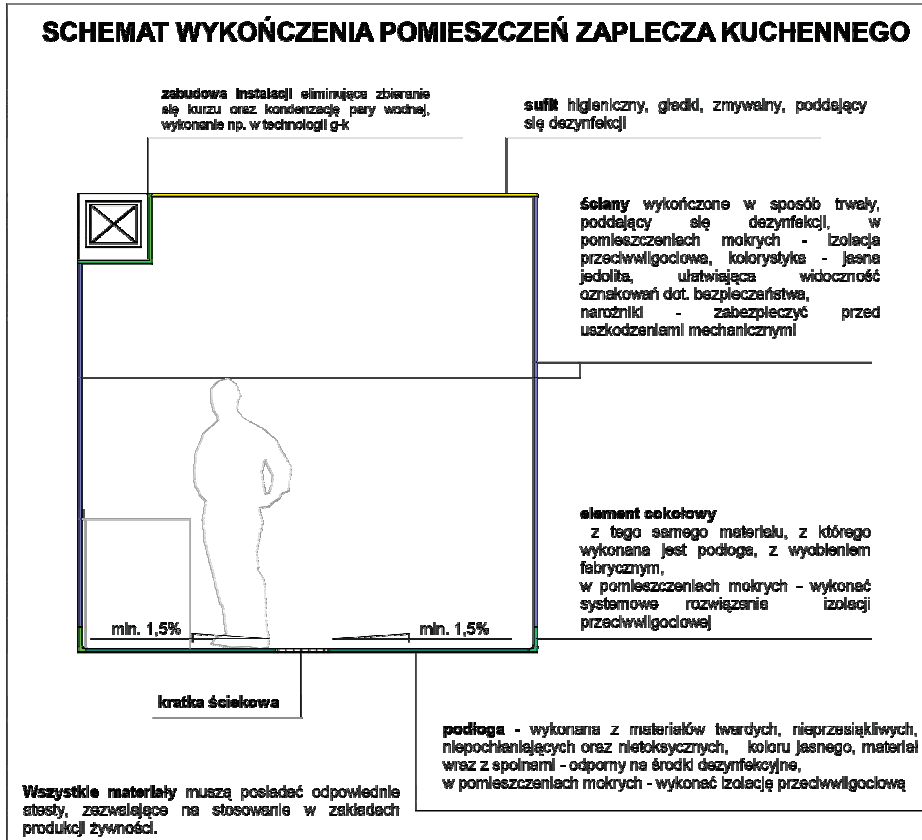
Zgodnie z powyższym materiał wykończeniowy mający bezpośredni kontakt z produktami o wysokim ryzyku spowodowania zatrucia lub zakażenia pokarmowego powinien być wytrzymały na częste stosowanie dezynfekcji. Według wytycznych Rozporządzenia (WE) NR 852/2004: „powierzchnie (wraz z powierzchniami wyposażenia) w obszarach, w których pracuje się z żywnością, a w szczególności te pozostające w kontakcie z żywnością muszą być w dobrym stanie i muszą być łatwe do czyszczenia, w miarę potrzeby, do dezynfekcji”.

Materiałem spełniającym te wymagania i w związku z tym najczęściej stosowanym w produkcji wyposażenia dla obiektów gastronomicznych i zakładów produkujących żywność jest stal nierdzewna. Charakteryzuje się ona bardzo wysoką odpornością na korozję oraz działanie kwasu solnego, siarkowego oraz fluorowodorowego. Bardzo istotną cechą w jej przypadku jest niski stopień zatrzymywania bakterii w stosunku do innych materiałów [5].

## **4. WNIOSKI**

Z powyższych analiz wynika, że dobór materiałów wykończeniowych stosowanych w obiektach użytkowych powinien być starannie przeprowadzony pod względem użyteczności w wybranej funkcji obiektu. Specyfika działalności i procesów technologicznych mających miejsce w obiektach usługowych i przemysłowych może powodować zagrożenia zdrowia użytkowników i przyszłych klientów. Prawidłowe rozwiązania materiałowe mogą to ryzyko znacznie zminimalizować. Dobrym przykładem opisującym to zjawisko jest funkcja gastronomiczna, w której bezpieczeństwo klientów oraz pracowników zależy od prawidłowo przygotowanego i kontrolowanego procesu produkcyjnego. Analiza aktów prawnych dotyczących zapewnienia bezpieczeństwa produkcji i przetwórstwa żywności pozwala na wniosek, że wytyczne legislacyjne pod tym względem zostały opracowane z ujęciem polskich i międzynarodowych doświadczeń. Wprowadzenie obowiązku opracowania systemu HACCP dla każdej jednostki gastronomicznej zwiększyło wiedzę osób zarządzających tymi obiektami oraz ułatwia kontrolę oraz bieżący nadzór. Równocześnie, niewystarczające jest uszczegółowienie dotyczące wymagań technicznych wobec materiałów stosowanych w kontakcie pośrednim i bezpośrednim z żywnością. W aktualnych aktach prawnych występują zbyt ogólne okre-

ślenia dotyczące wytycznych architektonicznych ukierunkowanych na dobór materiałów wykończeniowych w pomieszczeniach produkcyjnych zakładów gastronomicznych. Ogólne sformułowania zawarte w rozporządzeniu mogą być poddawane szerokim interpretacjom. W tej sytuacji podczas doboru materiałowego w fazie aranżacji zakładów gastronomicznych najbezpieczniej jest stosować tylko te wyroby, które posiadają odpowiednie atesty, np. Narodowego Instytutu Zdrowia Publicznego-Państwowego Zakładu Higieny dopuszczającego stosowanie tych materiałów w obiektach gastronomicznych.



Rys. 1. Schemat wykończenia pomieszczeń zaplecza

Fig. 1. The scheme of finishing the interior in the food production areas

## LITERATURA

- [1] Czarniecka-Skubina E., 2006. Jakość usługi gastronomicznej w aspekcie żywieniowym, technologicznym i higienicznym. Żywność. Nauka. Technologia. Jakość. 13, 1(46), Suplement, 25-34.
- [2] Gawęcki J., Roszkowski W. (red.), 2009. Żywność człowieka a zdrowie publiczne. PWN Warszawa.
- [3] Godlewska K., 2007. Projektowanie higienizacji w zakładach przemysłu spożywczego. Przemysł Spożywczy (61)2, 10-13.



- [4] Godlewska K., 2007. Nowoczesne rozwiązania stosowane w myciu i dezynfekcji. *Przemysł Spożywczy* (61)8, 68-71.
- [5] Grzebińska W., 2005. Wyposażenie techniczne zakładów. Wydawnictwo Szkolne i Pedagogiczne Warszawa.
- [6] Grzebińska W., 2007. Architektoniczny dekalog. *Restaurator* 5, [www.restaurator.com.pl/?item=artykul&artykul=671](http://www.restaurator.com.pl/?item=artykul&artykul=671)
- [7] Jastrzębski W., 1997. Wyposażenie techniczne zakładów gastronomiczne. Wydawnictwo Szkolne i Pedagogiczne Warszawa.
- [8] Kępińska M., 2006. Analiza epidemiologiczna zatruc pokarmowych w Polsce w porównaniu z danymi Unii Europejskiej. *Żywność. Nauka. Technologia. Jakość* 2 (49), 382-389.
- [9] Koziarowska B., 1998. Projektowanie technologiczne zakładów gastronomicznych. Wydawnictwo SGGW Warszawa.
- [10] Koziarowska B., Biernat. M., 2002. Projektowanie technologiczne zakładów gastronomicznych kuchni hotelowych i szpitalnych. *Gastro-projekt*. Warszawa.
- [11] Pawińska A. (red.), 2011. Profilaktyka zakażeń szpitalnych – bezpieczeństwo środowiska szpitalnego. Alfa-medica press Warszawa.
- [12] Popek M., 2011. Płytki ceramiczne w gastronomii. *Wokół Płytek Ceramicznych* 4(56), 30-31.
- [13] Rozporządzenie (WE) NR 1935/2004 Parlamentu Europejskiego i Rady z dnia 27 października 2004 r. w sprawie materiałów i wyrobów przeznaczonych do kontaktu z żywnością.
- [14] Rozporządzenie (WE) NR 852/2004 Parlamentu Europejskiego i Rady z dnia 29 kwietnia 2004 r. w sprawie higieny środków spożywczych.
- [15] Stolarczyk A., 2011. Bezpieczne żywienie w szpitalu [w:] Profilaktyka zakażeń szpitalnych - bezpieczeństwo środowiska szpitalnego, red. A. Pawińska, Alfa-medica press Warszawa.
- [16] Ustawa z dnia 25 sierpnia 2006 r. o bezpieczeństwie żywności i żywienia (Dz.U. 2006 Nr 171 poz. 1225 wraz z późn. zmianami).
- [17] Wpływ Kodeksu Żywnościowego FAO/WHO na produkcji bezpiecznej żywności. Materiały z konferencji zorganizowanej przez komisję Rolnictwa i Rozwoju Wsi 25.01.2011, Kancelaria Senatu, Warszawa 2011, [ww2.senat.pl/k7/agenda/seminar/110125](http://ww2.senat.pl/k7/agenda/seminar/110125).

## FOOD PRODUCTION AND CATERING AREAS – REQUIRED MATERIALS SOLUTIONS

*Summary.* This article presents relations between the function of a building and its requirements for specifications of materials used in the building. Finishing the interior usually needs explicit guidelines. This takes place for instance in the food production/catering areas – restaurants, canteens, bars, coffee shops, etc. During the design and constructing process, the specific conditions must be fulfilled. This results in providing health and safety in working area, and hygiene conditions in production and food storing. It is also important to form the space inside the building according to its function and manufacturing process to provide secure and efficient production. The biggest threat of incorrect design is food poisoning among the clients and also among the personnel. The following article describes prevalent requirements for the materials used in the finishing this type of buildings.

## 20. ŚWIATŁO JAKO MATERIAŁ. WSPÓŁCZESNE SYSTEMY OŚWIETLENIA W ARCHITEKTURZE

### 1. WSTĘP

Kluczową rolę w odbiorze architektury odgrywa światło. Kreację przestrzenną utworu architektonicznego ocenia się na podstawie uzyskanych w rezultacie jego działania „walorów zróżnicowanej relacji między materią a światłem, między całością a kadrem” [1].

#### **Oświetlenie naturalne i helioplastyka**

Już od najdawniejszych czasów wykorzystywano światło do kreowania bryły zewnętrznej oraz wnętrza budowli. Starożytni ludzie wierzyli, że światło jest źródłem życia. Doceniali również znaczenie światła dla ujawiania i czytelności form przestrzennych otoczenia oraz kreowania efektów wizualnych – dla większości ludzi zmysł widzenia jest najważniejszy. Światło było główną inspiracją architektów, którzy posługiwali się nim jak tworzywem, czyniąc z niego nie rzadko samodzielny element kompozycji przestrzennej. „Od czasów Egipcjan, Celtów i ludzi przedkolumbijskich społeczeństwa wznosiły budowle, które celebrowały światło, wschód i zachód słońca, znikanie i wschód księżyca, zmianę pór roku..” [3] Światło służyło także wyrażaniu idei, filozofii i aktualnych trendów epoki.

Najwspanialsze architektoniczne przestrzenie zostały stworzone dzięki perfekcyjnemu operowaniu światłem słonecznym przez dawnych mistrzów w trudnej sztuce (procesie) kształtowania przestrzeni wnętrza. Helioplastyka, która wprowadza do kompozycji przestrzennej promienie słoneczne oraz bada ich wpływ na odbiór kompozycji plastycznych, była znana i praktycznie stosowana już od starożytności. Wpływ światła, kierunków podania promieni słonecznych oraz stanu nieba na wizualną percepcję i czytelność form przestrzennych były i są przedmiotem studiów oraz zostały opisane w literaturze. Jednak, jak podkreślał M. Twarowski - „tajemnice wielu świetnych układów oświetlenia najwspanialszych budowli pozostają nadal nieodkryte” [5].

Najbardziej spektakularne przykłady inspiracji światłem w historii architektury to: Stonehenge, świątynia i grobowce starożytnego Egiptu, antyczne groby w Irlandii, Pantheon rzymski, Kościół Hagia Sophia w Konstantynopolu, gotyckie wnętrza kościołów i otomańskich meczetów, falujące barokowe fasady i wnętrza Francesco Borrominiego, „dematerializujące” rozwiązania wnętrza kościołów Guarino Guarini jak San Lorenzo w Turynie czy kaplica w Ronchamp Le Corbusier’a oraz inne. Kreatywne, mistrzowskie zastosowanie światła słonecznego można podziwiać także w dziełach wielu wybitnych współczesnych architektów jak Luis Kahn (Kimbel Art Museum), Tadao Ando (Kościół Światła w Osace), Jean Nouvel (Instytut Arabski w Paryżu), Peter Zumthor (Kunsthauus w Bregen), Steven Holl (Bellevue Art Museum) i wiele innych.

## Oświetlenie sztuczne i możliwości twórczej metamorfozy

Rozwój techniki świetlnej i jej wykorzystanie w iluminacji miast stworzyły nieograniczone możliwości twórczej metamorfozy i reinterpretacji wizerunku architektury po zmierzchu, za pomocą oświetlenia sztucznego. Poprzez wprowadzenie wielu różnorodnych, często nieoczekiwanych kierunków oświetlenia, o zróżnicowanym natężeniu i barwie, można otrzymać efekt nierealnych, zaskakujących kształtów cieni detalu architektonicznego na elewacji. Można w ten sposób uzyskać radykalną zmianę wizerunku architektury oraz możliwość różnicowania interpretacji i odbioru formy architektonicznej. Poprzez zmiany w oświetleniu można zmieniać wizerunek i klimat zarówno pojedynczych obiektów architektonicznych, jak i całych kwartałów urbanistycznych na wzór zmian inscenizacji teatralnej. Jest to przedmiotem artystycznej działalności projektantów światła, jako twórców miejskich spektakli świetlnych.

## 2. FASADY MEDIALNE

### Technologia LED i jej zastosowanie w architekturze

Powstanie i rozwój technologii wykorzystującej zjawisko elektroluminescencji w diodach półprzewodnikowych otworzył nowe możliwości kreacji architektury za pomocą światła. Technologia LED, która wyróżnia się wieloma bardzo korzystnymi właściwościami znalazła szerokie zastosowanie, również w architekturze. Cechuje ją energooszczędność, wysoka efektywność świetlna i jakość światła (wierność do 90% w stosunku do światła dziennego), długa żywotność (40-50 tys. godzin tj. niemal 6 lat), możliwość eliminacji emisji niekorzystnego widma fal (np. podczerwieni czy ultrafioletu), łatwość uzyskania dowolnego koloru i natężenia światła, wysoki wskaźnik oddawania barw (systemy RGB, RGBA, RGW), łatwość regulacji i kontroli cyfrowej (dzięki systemowi DMX strumień danych cyfrowych przesyłany jest między komputerem a oprawami LED - każda z opraw ma swój adres i może być sterowana indywidualnie), możliwość tworzenia form o dowolnych rozmiarach i kształtach.

W pierwszej kolejności technologia LED pojawiła się w reklamach – billboardach i megaboardach, które były doczepiane do elewacji budynków. Ze względu na wprowadzane ograniczenia (początkowo w USA) mające na celu zapobieganie „zaśmiecaniu” przestrzeni publicznych świetlnymi powierzchniami reklam, architekci dążyli do przekształcenia funkcji reklamowych fasad medialnych w twórczą kreację artystyczną – wizualny znak, „multimedialne przedłużenie budynku”, gdzie media stają się integralną częścią architektury, a nie elementem dodanym później. Warunkiem koniecznym było zintegrowanie technicznych i projektowych aspektów fasady medialnej z koncepcją architektoniczną budynku [11]. Za prototyp fasady medialnej – elewacji ukształtowanej za pomocą iluminacji tekstu, grafiki, animacji i projekcji wideo, uznaje się 10 kondygnacyjny ekran, który powstał w 1996 roku na nowojorskim budynku NASDAQ. (ang. National Association of Securities Dealers Automated Quotations), reprezentującym pierwszy całkowicie elektroniczny rynek akcji. (rys. 1.) Dzięki swej transparentności fasada ta zapewnia dostęp światła do znajdujących się pod nią otworów okiennych [12].



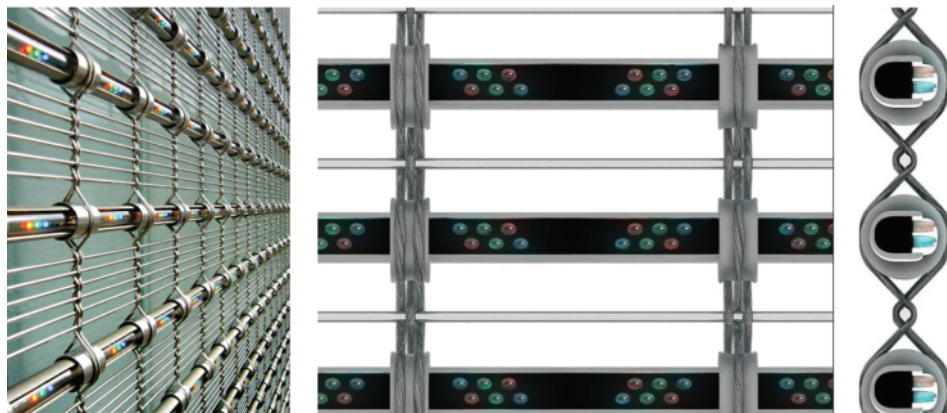
Rys. 1. Fasada budynku siedziby NASDAQ w Nowym Yorku, 1996 fot.: <http://olimptrade.ru>

Fig. 1. Building facade of NASDAQ headquarters in New York, 1996 Photo: <http://olimptrade.ru>

### Konstrukcje i technologie fasad medialnych

Za pioniera wśród projektantów fasad medialnych uznawana jest firma ag4 Mediatecture Company założona w 1991 r. przez architektów i media designerów [14]. Sztukę projektowania powierzchni elewacji za pomocą iluminacji tekstu, grafiki, animacji i projekcji wideo, wyświetlanych w różnych rozdzielczościach i kolorach, nazwali oni mediatekturą. W odróżnieniu od reklamowych ekranów wideo, które stanowią późniejszy dodatek do budynku, fasady multimedialne są jego integralnym, starannie zaprojektowanym elementem. Do konstruowania fasad medialnych zastosowano technologię polegającą na wbudowaniu diod LED w specjalną metalową siatkę, tworzącą lekką kurtynę zawieszoną na zewnątrz budynku, która nie blokuje dostępu naturalnego światła do wnętrza i umożliwia zarówno wgląd do wnętrza budynku, jak i widok na zewnątrz. Siatka ma poziome tuby umożliwiające układanie sekwencji diod w rzędach. Jeden piksel w wyświetlanym obrazie składa się z trzech do pięciu diod LED w kombinacji RGB, trzech podstawowych kolorów R (czerwony), G (zielony) i B (niebieski). Jakość wyświetlanego obrazu zależy od jego rozdzielczości, czyli od ilości i gęstości rozmieszczenia diod LED - pionowego rozstawu oczek siatki i poziomego odstępu między blokami LED. Sterowanie cyfrowe umożliwia zmianę wyświetlanego obrazu w kontrolowanych sekwencjach [6].

Firma ag4 stworzyła dwa typy siatki Illumesh i Mediamesh. W obu przypadkach systemy składają się z siatki, umieszczonej po zewnętrznej stronie elewacji na elementach dystansujących, gwarantujących stałą odległość między systemem oświetleniowym a powierzchnią elewacji. W systemie Illumesh linie diod są rozmieszczone znacznie rzadziej niż w przypadku Mediamesh. Illumesh służy do zewnętrznego oświetlenia budynku. Praca diod jest sterowana komputerowo, dzięki temu można uzyskać ciekawe, trójwymiarowe efekty świetlne, płynną zmienność kolorów oraz tworzyć proste motywy graficzne. System ten tworzy ciekawą alternatywę dla tradycyjnych systemów oświetlenia zewnętrznego budynków, ze względu na niższy koszt projektu oraz mniejsze zapotrzebowanie na energię, nawet przy bogatych efektach plastycznych. System Mediamesh to wersja dość gęsto rozmieszczonych linii świetlnych. W tym przypadku, dzięki sterowaniu komputerowemu i odpowiedniemu zaprogramowaniu barw poszczególnych diod, możliwe jest wyświetlanie dowolnych ruchomych obrazów [14] (rys. 2).



Rys. 2. Siatka typu MEDIAMESH [6] [10]

fot.: <http://newmediabuilding.files.wordpress.com/2011/10/2009-02-mediamesh.jpg>

fot.: <http://www.gkdmalfabrics.com/metalfabrics/mediamesh.html>

Fig. 2. Metal fabrics type MEDIAMESH [6] [10]

phot.: <http://newmediabuilding.files.wordpress.com/2011/10/2009-02-mediamesh.jpg>

photo: <http://www.gkdmalfabrics.com/metalfabrics/mediamesh.html>

Stosowany jest również system Single Dot, przeznaczony dla budynków wielkogabarytowych np. wysokościowców, oglądanych z dużych odległości. Diody rozmieszczone są w nich jako grupy punktów, a odległości między nimi są większe niż w przypadku układów liniowych (rys. 3).

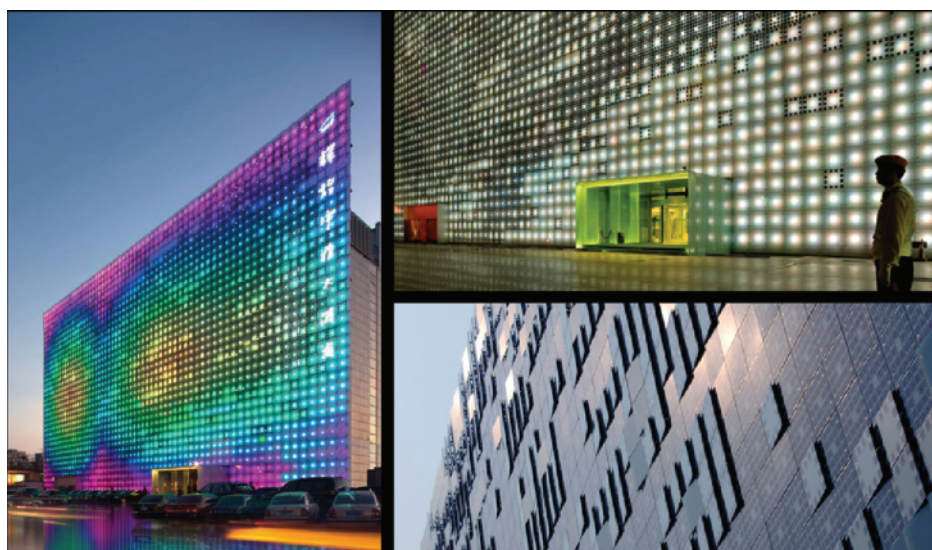
Glassiled to produkt będący wynikiem współpracy dwóch firm: Traxon Technologies (światowy lider systemów oświetleniowych) oraz AGC Europe (wiodący producent szkła). Jest to opatentowany przez AGC system tafli bezpiecznego szkła przezroczystego lub lustrzanego, z wtopionym systemem oświetleniowym LED oraz zaawansowanymi systemami sterującymi firmy Traxon Technologies [10].

Greenpix Zero Energy Media Wall (Simone Giostry, 2008) to gigantyczna ściana medialna, należąca do centrum rozrywki Xicui w Pekinie. Zawiera ona ekran LED zasilany przez ogniwa fotowoltaiczne wstawione w laminowaną szklaną fasadę. Samowystarczalność systemu pozwala na pozyskiwanie energii słonecznej w dzień i wykorzystanie jej po zmroku w formie spektakularnych świetlnych pokazów przygotowywanych przez artystów [15], (rys. 4).



Rys. 3. Biblioteka Narodowa w Mińsku, V. Kramarenko i M. Vindogradov  
fot.: <http://www.funman.pl/>

Fig. 3. The National Library in Minsk, V. Kramarenko and M. Vindogradov  
photo. <http://www.funman.pl/>



Rys. 4. Greenpix Zero Energy Media Wall (Simone Giostra, 2008) - centrum rozrywki Xicui  
w Pekinie, fot.: <http://intelligentskins.serero.com>

Fig. 4. Greenpix Zero Energy Media Wall (Simone Giostra, 2008) - Xicui entertainment center in  
Beijing, photo. <http://intelligentskins.serero.com>

Innym przykładem połączenia architektury i iluminacji jest Yas Marina Hotel w Dubaju (Asymptote Group, 2007-2009), gdzie oprawy LED umieszczono w węzłach konstrukcyjnych dynamicznej powłoki w formie metalowej kratownicy. System sterujący umożliwia zmiany kolorów, wyświetlanie sekwencji światła oraz projekcji wideo [8].

## **Podział fasad medialnych ze względu na komputerowe systemy sterowania wyświetlanym obrazem**

Grupa ag4 zaproponowała również podział fasad medialnych ze względu na zastosowane programy komputerowego sterowania obrazem wyświetlanym na diodowych ekranach LED. Wyróżnione zostały fasady interaktywne, reagujące oraz autoaktywne [6].

Programowanie autoaktywne wykorzystuje elementy fotografii cyfrowej, wideo, animowane teksty i grafikę. Najczęściej wykorzystywane jest w celach informacyjnych, promocyjnych i reklamowych. Spektakularnym przykładem jest budynek byłej siedziby firmy Bayer AG w Monachium, którego elewacje zawierają 3,5 mln diod LED, umożliwiając projekcje ruchomych obrazów i barwnych iluminacji. Nawet w ciągu dnia logo firmy o wymiarach około 40 x 40 m jest widoczne z najdalszych zakątków miasta. Budynek pełni rolę punktu orientacyjnego miasta oraz regionu, a powierzchnia wirtualnego spinakera służy, jako interfejs informacyjny miasta.

„Fasady reagujące” mają zdolność bezpośredniej reakcji na impulsy pochodzące z otoczenia, takie jak warunki pogodowe, ruch, światło czy dźwięk, które są rejestrowane za pomocą kamer lub innych odpowiednich czujników, a następnie przetwarzane i wykorzystywane w programowaniu projekcji multimedialnych. Znakomitym przykładem jest budynek centrum kongresowego w Zurychu, zaprojektowany przez Helmuta Jahna w formie dużego żagla – spinakera. Został on zlokalizowany w wyeksponowanym miejscu – w centrum Zurichu nad rzeką Limat. Zastosowane w fasadzie medialnej czujniki mierzą rzeczywistą prędkość wiatru, a nowoczesne oprogramowanie konwertuje dane dla wygenerowania układu wirtualnych żagli w czasie rzeczywistym, naturalnie, kształtując je zgodnie z kierunkiem wiatru.

Programowanie interaktywne oparte jest na zasadzie interaktywności, co oznacza zdolność do wzajemnego oddziaływania na siebie komunikujących się stron. Użytkownicy przestrzeni mają możliwość współuczestniczenia w tworzeniu projekcji multimedialnych, co jest atrakcyjne zarówno dla aktywnego uczestnika jak i biernego obserwatora – wzmaga percepcję i umacnia identyfikację z zajmowaną przestrzenią.

Pierwsza transparentna fasada, o w pełni multimedialnych, interaktywnych możliwościach została zrealizowana przez ag4 i Lumino Lichttechnik dla T-Mobile Headquarters w Bonn w 2001 r. w celu promocji firmy. Podstawowa projekcja na powierzchni około 300 metrów kwadratowych, pokrytej ażurowymi panelami, ze zintegrowanymi diodami LED, przytwierdzonymi do szklanej elewacji została zakomponowana tak, aby współgrała z architekturą budynku. Na elektronicznym obrazie jest możliwa nie tylko animacja logo firmy, ale również prezentacja całej firmy. Widok podstawowy jest uzupełniany przez pojedyncze sekwencje automatycznie aktywowanych filmów, dotyczących bieżących wydarzeń w firmie. Przestrzeń przed siedzibą firmy została natomiast zamieniona w interaktywny plac zabaw – miejsce rozrywki pracowników firmy. Ruch rejestrowany na placu jest bezpośrednio przetwarzany na obraz wyświetlany na elewacji. Możliwe jest nawet wyświetlanie osobistych obrazów za pośrednictwem telefonu komórkowego lub Internetu. Projekcje i animacje świetlne na fasadzie mogą być wyświetlane w ciągu dnia, dzięki zastosowaniu modułów LED o dużej jasności i krótkim czasie reakcji.

Bardzo dużą popularnością cieszy się The Crown Fountain w Millenium Park w Chicago (2001-2004 r.). Jest to interaktywna wideo-rzeźba, zaprojektowana przez katalońskiego artystę Jaume Plensa. Na dwóch szklanych, wysokich na 15 m wieżach fontanny, zamykających granitowy plac wyświetlane są z bliska ruchome obrazy twarzy przygodnych przechodniów wyszukiwane przez komputer (rys. 5), [7].



Rys. 5. The Crown Fontaine w Millennium Park w Chicago – zdjęcie 360°  
fot.: [www.ganzelgroup.com/ph13html](http://www.ganzelgroup.com/ph13html)

Fig. 5. The Crown Fountain in Millennium Park in Chicago – the photo of 360°  
fot.: [www.ganzelgroup.com/ph13html](http://www.ganzelgroup.com/ph13html)

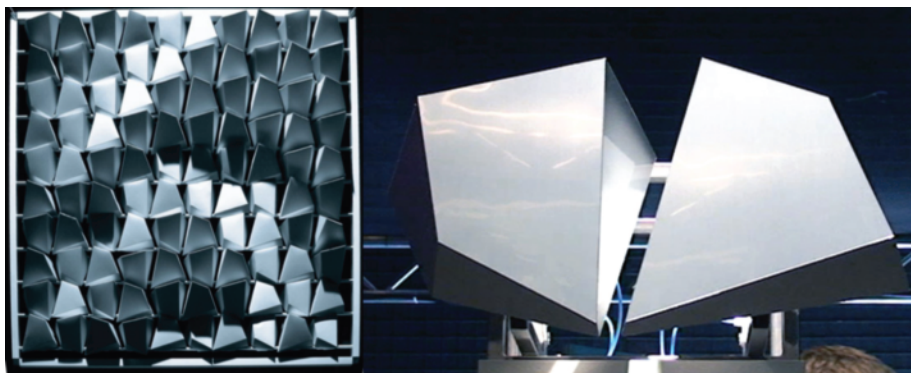
### 3. INTERAKTYWNOŚĆ I RZECZYWISTOŚĆ WZBOGACONA

#### Fasady interaktywne

Architektura interaktywna jest zdolna do adaptacji – reakcji na potrzeby i wymagania użytkowników oraz zmienne warunki środowiska naturalnego (nasłonecznienie, kierunek wiatru) i urbanistycznego w czasie rzeczywistym. Interaktywna fasada Flare System (autorzy: Christopher Bauder, Christian Perstl) została stworzona dla urbanistycznej przestrzeni publicznej jako kinetyczna interpretacja otaczającej rzeczywistości, wykorzystując oświetlenie naturalne. Jest to modułowy system dynamicznej elewacji, której moduł składa się z ruchomych, wielokątnych powierzchni wypolerowanego metalu, sterowanych indywidualnie. Gdy dana powierzchnia pochylona jest w dół, widoczna jest jako zacieniona, natomiast gdy skierowana jest ku górze odbija promienie słoneczne. Animacje modułowych elementów poruszane są za pomocą układu pneumatycznego i są sterowane komputerowo. Czujniki zamontowane wewnątrz i na zewnątrz budynku określają aktywność otaczającej przestrzeni i przesyłają dane do systemu kontroli. Światło słoneczne odbijane od modułów ustawionych w zmieniających się pozycjach powoduje niekonwencjonalne wrażenia wizualne. Zmiany położenia modułów w stosunku do światła dają wrażenie dynamicznych przemian zachodzących na powierzchni budynku — falującej elewacji (rys. 6), [9].

Innym przykładem fasady interaktywnej jest The Moodwall (autorzy: Urban Alliance, Studio Klink – architektura) – interaktywna ściana, zrealizowana w jednym z przejść podziemnych w ramach projektu rewitalizacji osiedla Bijlmer w Amsterdamie. Jej zadaniem jest interakcja z przechodniami oraz poprawienie bezpieczeństwa w tunelu.





Rys. 6. Flare Façade System – pojedynczy panel i moduł  
fot.: [www.flare-facade.com](http://www.flare-facade.com)

Fig. 6. Flare Façade System – a single panel and a module  
photo. [www.flare-facade.com](http://www.flare-facade.com)

### Rzeczywistość wzbogacona

Rzeczywistość wzbogacona (rozszerzona, ang. Augmented Reality) jest połączeniem rzeczywistości i świata wirtualnego, który prezentowany jest za pomocą grafiki trójwymiarowej i jest interaktywny w czasie rzeczywistym, co oznacza, że reaguje na działanie użytkownika. AR staje się coraz bardziej popularna w grach komputerowych, rozrywce i reklamie. Zazwyczaj wykorzystywany jest obraz z kamery, na który nakładana jest generowana w czasie rzeczywistym grafika 3D. Rzeczywistość rozszerzona może być wykorzystywana do wzbogacania percepcji człowieka i wspomaganie wykonywania skomplikowanych zadań np. w przemyśle motoryzacyjnym czy medycynie. Jednym z pierwszych zastosowań AR było wspomaganie pracy monterów boeinga, którzy przy pomocy specjalnych okularów mogli zobaczyć wizualizację czynności, które powinni byli wykonać. AR jest nieocenioną pomocą w edukacji. Coraz częściej jest wykorzystywana w muzealnictwie. Jeden z najbardziej spektakularnych przykładów wykorzystania AR dotyczy opactwa Cluny – jednego z najważniejszych historycznych miejsc współczesnej Europy. Zastosowanie ekranów AR pozwala na doświadczanie pobytu i spaceru po opactwie. Rzeczywistość rozszerzona może być też z powodzeniem wykorzystywana w muzealnictwie wirtualnym. Jako przykład może służyć londyńskie Muzeum Historii Naturalnej.

## 4. PODSUMOWANIE I WNIOSKI

Światło jest niezbędne dla percepcji formy i przestrzeni w architekturze. Manipulacje światłem, poprzez dobór materiałów o odpowiednich właściwościach, zmianę kierunku padania i natężenia światła mogą zmienić interpretację obiektu architektonicznego czy nawet fragmentu miasta. Dzięki ekologicznym technologiom oświetleniowym LED światło może funkcjonować jako dodatkowy element architektury, wykorzystywany w różnej skali. Oświetlenie może stanowić jej podkreślenie i uzupełnienie lub konkurować dynamiką przekazu medialnego.

Elewacje medialne stają się powszechnym i integralnym elementem przestrzeni urbanistycznej. Umieszczanie barwnych iluminacji na zewnątrz budynków ma zwykle

na celu podkreślenie i wypuklenie charakterystycznych cech formy architektonicznej, może również służyć wyświetlaniu obrazu na gigantycznym monitorze fasady – dynamiczny przekaz staje się wtedy charakterystyczną cechą obiektu i formą jego autoprezentacji. Szczególnie efektowne są iluminacje umieszczane na budynkach - dominantach w skali miasta np. Torre Agbar w Barcelonie – Jean Nouvel, 2003-2005. Oddziaływanie za pomocą ekranów medialnych może dotyczyć skali całego budynku – powierzchni przekryć lub fasad, lecz może odbywać się w bezpośrednim kontakcie z odbiorcą, wykorzystując różne typy oprogramowania. Technologie multimedialne już dziś zrewolucjonizowały przestrzeń na skalę porównywalną z pojawieniem się elektryczności w XX w. Przekształcają one przestrzeń miejską, wprowadzając dynamiczne media oparte na grze barwy i światła w miejsce stateczności i niezmienności tradycyjnego architektonicznego otoczenia. Dalszy rozwój technologii medialnych, wykorzystujących rzeczywistość rozszerzoną, może jako zasadę wprowadzić zmienność i eksperymentalność do urbanistycznego otoczenia, przekształcając budynki w nierzeczywiste obrazy.

Istnieje również niebezpieczeństwo związane z lekkomyślnym zaśmiecaniem przestrzeni, poprzez zbyt częste i dosłowne traktowanie światła, koloru i obrazu, co może prowadzić do chaosu w otaczającej przestrzeni.

## LITERATURA

- [1] Berełkowski R. 2008. Detal i deprawacja, *Przestrzeń i FORMA* 10, s. 145-146.
- [2] Jasiński A. 2011. Fasady medialne i dynamiczna iluminacja – przykłady i doświadczenia projektowe z lat 2008 – 2011, *Czasopismo techniczne*, 2-A/1, s. 297-303.
- [3] Let there be light. (Light on matter), *The Architectural Review* 2003, II.
- [4] Tarajko-Kowalska J., 2008. Fasady medialne. Dynamiczna gra barwy i światła, *Przestrzeń i FORMA* 10, s. 169-174.
- [5] Twarowski M. 1960. *Słońce w architekturze*, Arkady, Warszawa, s. 105.
- [6] [www.ag4.de](http://www.ag4.de)
- [7] [www.archdaily.com](http://www.archdaily.com)
- [8] [www.asymptote.net](http://www.asymptote.net)
- [9] [www.flare-fasade.com](http://www.flare-fasade.com)
- [10] [www.glassiled.com](http://www.glassiled.com)
- [11] [www.mediaarchitecture.org](http://www.mediaarchitecture.org)
- [12] [www.mediaarchitecture.com](http://www.mediaarchitecture.com)
- [13] [www.newmediabuilding.files.wordpress.com](http://www.newmediabuilding.files.wordpress.com)
- [14] [www.naukaw.polsce.pap.pl](http://www.naukaw.polsce.pap.pl)
- [15] [www.sgp-architects.com](http://www.sgp-architects.com)

## LIGHT AS A MATERIAL. CONTEMPORARY LIGHTING SYSTEMS IN ARCHITECTURE

*Summary.* The article concerns the relationship between architecture and light, which also relate to the perception of architectural work. The development of modern lighting technologies makes the light an independent architectural element, with a high-impact on the viewer.



## 21. MAŁE ELEKTROWNIE WODNE NA RZECIE WDZIE W SZKICACH ARCHITEKTONICZNYCH

### 1. MAŁE ELEKTROWNIE WODNE

Małe elektrownie wodne (MEW) to w warunkach polskich oraz niektórych krajach Europy zachodniej elektrownie o mocy mniejszej niż 5MW. W większości państw unijnych próg ten jest dwukrotnie większy, wyjątek stanowią kraje skandynawskie, Szwajcaria i Włochy, gdzie liczba ta nie może przekroczyć 2MW. Taki typ elektrowni korzysta z naturalnych sił przyrody. Uznawane są one za odnawialne źródła energii wytwarzające „zieloną energię”. Obiekty te składają się ze stałego lub ruchomego progu piętrzącego rzekę, budynku elektrowni z siłownią, gdzie znajdują się urządzenia elektryczne i przesyłowe, kanału, który doprowadza i odprowadza wodę z turbin oraz czasem przepławki, umożliwiającej rybnom przemieszczanie się. Sercem elektrowni są turbiny wodne: śmigłowe, Kapłana, Francisa lub Peltona, różniące się budową, przetwarzające energię mechaniczną wody na ruch obrotowy, a następnie przy użyciu prądnic w energię elektryczną.

### 2. RZEKA WDA

Na Wdzie istnieje kilka elektrowni wodnych, w tym historyczne elektrownie w Żurze i Gródku, które miały duży wkład w rozwój Pomorza oraz Gdyni.

Rzeka Wda jest lewym dopływem Wisły, o długości 198 km. Wypływa z jeziora Krażno na Równinie Charzykowskiej, przepływa przez „kaszubską wielką wodę”, tzn. przez jeziora Wdzydze, Gołun, Radolne, Słupinko i Jelenie i uchodzi do Wisły w pobliżu Świecia. Rzeka funkcjonuje również pod nazwą Czarna Woda, pochodząca od ciemnego koloru wody, na który wpływ miały jej zabagnione brzegi, ilość związków mineralnych w wodzie oraz dopływ ścieków ze smolarni, istniejących nawet do XIX wieku w przyległych do rzeki wsiach i przysiółkach.

### 3. MAŁE ELEKTROWNIE WODNE RZEKI WDY

#### **Gródek i Żur i ich rola w planie elektryfikacji Pomorza**

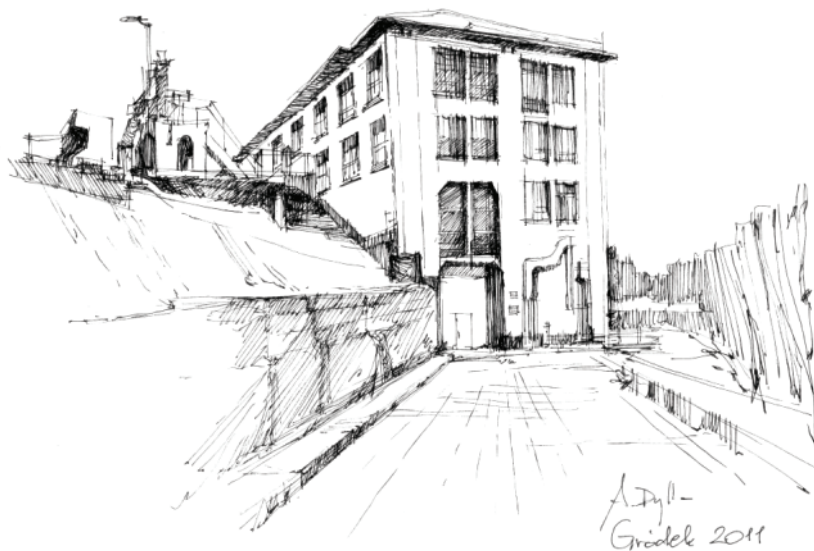
Projekt techniczny elektrowni w Gródku powstał w 1912 r. w ramach programu elektryfikacji Pomorza i został stworzony przez Gustava Roesslera, profesora politechniki w Berlinie. Lokalizację wybrano na podstawie możliwości uzyskania 18-metrowego spadku na rzece oraz bliskości węzła kolejowego w Laskowicach, który umożliwił transport materiałów budowlanych. Budowę elektrowni rozpoczęli Niemcy kilka dni przed wybuchem I wojny światowej w lipcu 1914 r. Mimo zatrudnienia pokażnej liczby ro-

botników niemieckich oraz dodatkowo jeńców rosyjskich i francuskich, budowa postępowwała wolno ze względu na problemy gospodarcze Niemiec związane z działaniami wojennymi. W 1920 r., gdy Pomorze stanowiło już część niepodległej Polski, budowę przejęło Starostwo Krajowe Pomorskie, z polecenia ministerstwa przemysłu mianowano inż. Alfonsa Hoffmanna kierownikiem technicznym budowy. Dzięki zdolnościom organizacyjnym Hoffmanna oraz pomocy finansowej ówczesnego ministra robót publicznych Gabriela Narutowicza, elektrownia została ukończona w 1923 r. i uroczyście uruchomiona przez prezydenta RP Stanisława Wojciechowskiego (rys. 1, 2), [1].



Rys. 1. Elektrownia w Gródku, zdjęcie z 1928 roku

Fig. 1. Small water turbine plant in Gródek, photo made in 1928



Rys. 2. Elektrownia w Gródku współcześnie, szkic autora

Fig. 2. Small water turbine plant in Gródek nowadays, author's sketch

Elektrownia została wyposażona w dwie turbiny Francisca o łącznej mocy 2,5 MW, natomiast cztery lata później uruchomiono trzecią turbinę, co pozwoliło elektrowni osiągnąć moc 4MW i uzyskać miano największej hydroelektrowni w Polsce [1].

Budynek od strony górnej wody nie wyróżnia się niczym szczególnym, ponieważ widoczna jest tylko jego część i elementy infrastruktury. Od strony dolnej wody ukazywała się starannie zaprojektowana jego elewacja reprezentacyjna. Rytm okien został przerwany prostymi pilastrami dzielącymi całą elewację, wybijającymi się aż do szczytu, zakończonego geometrycznymi detalami oraz dwoma balkonami zaprojektowanymi w art-decowskim charakterze lat 30. Pierwotnie budynek pokrywał dach mansardowy.

Po uruchomieniu elektrowni zaistniały problemy ze zbytem produkowanej energii elektrycznej, ze względu na niewystarczającą ilość linii przesyłowych i stacji rozdzielczych. Z inicjatywy inż. A. Hoffmanna utworzono spółkę akcyjną Pomorska Elektrownia Krajowa PEK Gródek, która pozyskiwała kredyty na rozbudowę infrastruktury. W ten sposób powstały nowe linie przesyłowe, które umożliwiły elektryfikację coraz większych obszarów Pomorza [2].

W 1927 r. PEK Gródek otrzymała koncesję rządową na zaopatrywanie w energię Gdyni, w tym podczas budowy jej portów – handlowego i wojskowego. Ponieważ miasto rozwijało się bardzo dynamicznie jak również cały proces elektryfikacji Pomorza nadal był kontynuowany, zaistniała potrzeba wybudowania nowej elektrowni, która zaspokoi rosnące zapotrzebowanie na energię [1].

Na miejsce budowy wybrano leżący nad Wdą Żur. Budowa elektrowni w Żurze miała kluczowe znaczenie dla energetyki Pomorza oraz budowy portu w Gdyni. Lokalizację wybrano po przeprowadzeniu badań geologicznych w miejscu, gdzie dolina rzeki była najbardziej wąska, około 8 km powyżej Gródka [1, 3].

Projekty poszczególnych budynków powstały w biurach projektowych PEK. Projektantami hydroelektrowni byli prof. Karol Pomianowski z Politechniki Warszawskiej i inż. Alfons Hoffmann. Kierownikiem budowy został szwajcarski inżynier Hans Hurzeler. Projektantem zapory i zastępcą kierownika budowy był inż. Jerzy Skrzyński. Część prac ziemnych wykonała duńska firma Hoeygaard & Schultz, która budowała baseny portowe w Gdyni. Budowa składała się z zapory ziemno-glinianej o wysokości 15,5 m, kanału roboczego, zamku wodnego oraz leżącej o 15,2 m niżej hali maszyn. Zamek wodny, zaopatrzony w jazy i rury doprowadzające wodę do położonych o ponad 15 metrów niżej turbin, sterował poborem wody. Rury ułożone pod kątem kilkunastu stopni dostarczały grawitacyjnie wodę bezpośrednio do turbin zamontowanych w hali maszyn. Infrastrukturę hali tworzyły najnowocześniejsze w owych czasach na świecie turbiny Kaplana austriackiej firmy Voith. Turbiny były sprzężone z dwiema prądnicami szwedzkiej firmy ASEA, które do dziś osiągają moc 7,5 MW. Elektrownia została uruchomiona przez prezydenta RP Ignacego Mościckiego w lutym 1930 r. podczas uroczystości inauguracji obchodów 10-lecia powrotu Pomorza do Polski. Obecnie, w dawnej nastawni mieści się Izba Historyczna Elektrowni, w której znajduje się zbiór dawnych urządzeń elektrycznych [3].

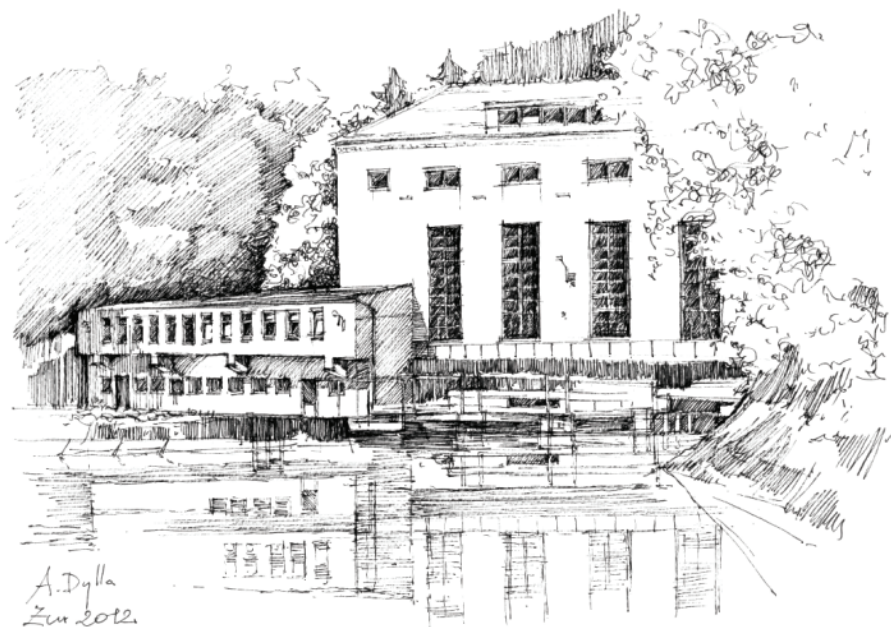
Zamek wodny jest ciekawym obiektem. Część dolna zawiera otwory wlotowe na których zostały umieszczone stalowe zasuwki z uszczelnieniami oraz kraty, które miały zatrzymać większe zanieczyszczenia mogące uszkodzić turbinę. Nad częścią o charakterze technicznym znajduje się nadbudowana część drewniana budynku, kryta czerwoną dachówką, co razem tworzy interesujące architektonicznie połączenie (rys. 3).



Rys. 3. Elektrownia w Żurze, zamek wodny, szkic autora

Fig. 3. Small water turbine plant in Żur, water lock, author's sketch

Główny budynek elektrowni jest zachowany w stylu międzywojennym z podłużnymi oknami na elewacji od strony wody i wykuszami. Efekt dodatkowo wzmacnia lustro wody. Wątpliwości może jedynie budzić obecny kolor tynku (rys. 4).



Rys. 4. Elektrownia w Żurze, główny budynek, szkic autora

Fig. 4. Small water turbine plant in Żur, the main building, author's sketch

Niedaleko elektrowni znajduje się ciekawy obiekt, który pełnił kiedyś funkcję stacji transformatorowej. Obiekt składa się z części wyższej – wieży zwieńczonej mansardowym dachem oraz parterowego budynku. Na uwagę zasługują przede wszystkim detale – boniowania na narożach budynku, widoczne elementy konstrukcji więźby dachowej czy łuki nad górnymi oknami. Cały obiekt utrzymany jest we właściwie dobrej kolorystyce – czerwień dachówki współgra z ciemnożółtym boniowaniem (rys. 5).



Rys. 5. Elektrownia w Żurze, dawna stacja transformatorowa, szkic autora

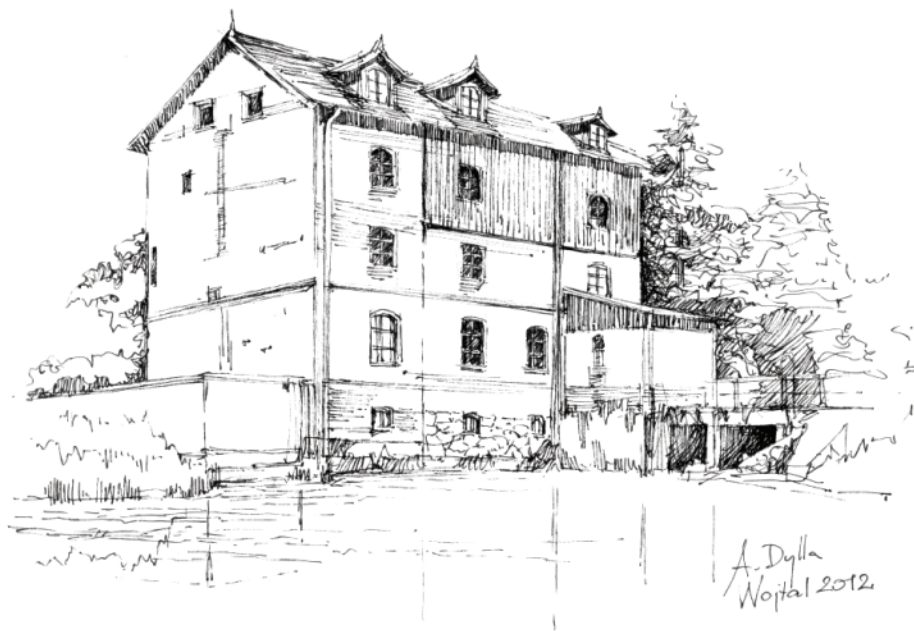
Fig. 5. Small water turbine plant in Żur, transformer station, author's sketch

### Elektrownie w starych młynach

Na Wdzie znajdują się dwie elektrownie, które powstały przez adaptację starych obiektów pełniących wcześniej funkcję młynów. Jedna z nich znajduje się w miejscowości Wojtał i nosi nazwę Odry Młyn.

Pierwotnie młyn był drewniany, aż do 1934 r., kiedy ówczesny właściciel postawił budynek murowany. Od 1994 r. funkcjonuje jako mała elektrownia wodna [5]. Budynek z cegły, ma oryginalne detale w postaci ceglanych gzymsów i nadproży okiennych, a także fragmenty drewna na elewacjach. Pokrycie dachu oraz system odwadniania zostały współcześnie wymienione i swoim intensywną kolorystyką nawiązują do czerwieni oryginalnej cegły na elewacjach (rys. 6).





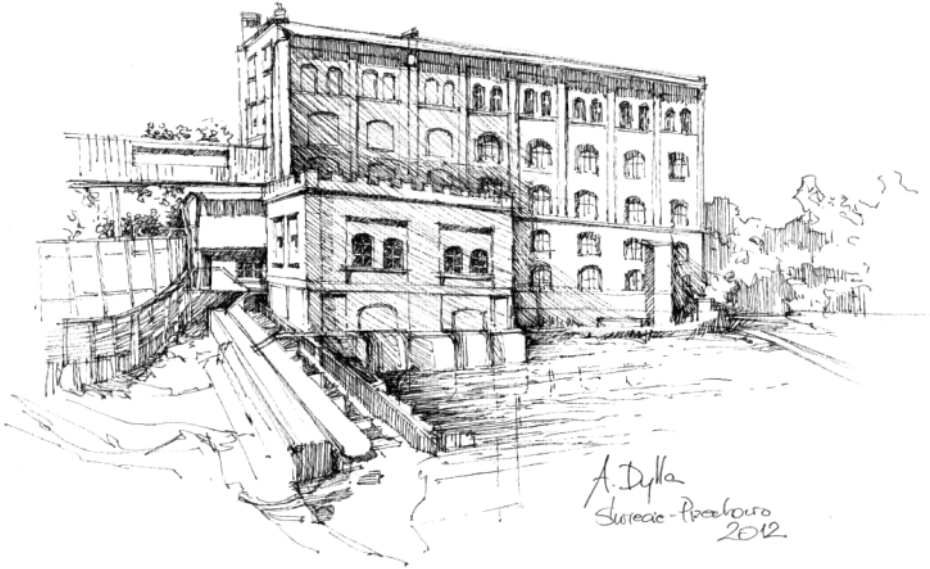
Rys. 6. Elektrownia w Wojtalu, szkic autora

Fig. 6. Small water turbine plant in Wojtal, author's sketch

Inna elektrownia wodna o bogatej historii to MEW Świecie Przechowo, znajdująca się przed ujściem Wdy do Wisły w Świeciu. Obiekt wodny istnieje od wieków i przez lata wykorzystywany był do mechanizmów znajdujących się w młynie. Pod koniec XIX wieku młyn został zniszczony przez pożar, a na jego drewnianych fundamentach wzniesiono nowy, ceglany budynek, który nadal pełnił tę samą funkcję wykorzystując siłę rzeki. Ostatecznie budynek został zamknięty w 1986 r. i przez lata jego wyposażenie hydrotechniczne ulegało dewastacji. W 2005 r. zapadła decyzja o przywróceniu budynku do życia i nadania mu funkcji małej elektrowni wodnej. Do istniejącego budynku zaprojektowano i dobudowano nową część pod nadzorem konserwatora zabytków, tak aby nie utracił swojego historycznego charakteru i był spójny architektonicznie. Obecnie w skład elektrowni wchodzi budynek dawnego młyna żytniego, ujęcia wody wraz z kratami czyszczącymi, północny i południowy jaz upustowy oraz przelew burzowy. Dwie oryginalnie zachowane komory znajdujące się pod budynkiem młyna, które niegdyś mieściły turbiny wodne, aktualnie pełnią funkcję kanałów doprowadzających wodę do turbin. Ściany kanałów uszczelniono zaprawami mineralnymi tak, aby spełniały wymogi ochrony środowiska wodnego, zabezpieczyły zabytkowy budynek oraz poprawiały mechanizm doprowadzania wody do turbin. Ujęcie wody zlokalizowane jest w części zachodniej młyna. Na przyczółkach posadowione zostały pomosty robocze, natomiast za nimi zainstalowano zasuwę zamykającą wlot wody do komór turbiniowych.

Budynek elektrowni ma konstrukcję monolityczną, żelbetową. Składa się z fundamentu, bloku turbinowego oraz części konstrukcyjnej, w której są pomieszczenia automatyki. Blok turbinowy ma konstrukcję częściowo dokową, a częściowo zasklepioną i dostosowaną do konstrukcji turbin rurowych poziomych.

Nadwodna część bloku turbinowego, gdzie zlokalizowana jest sterownia, nawiązuje do pierwotnej elewacji młyna, poprzez zastosowanie cegły klinkierowej o odpowiedniej strukturze i kolorze (rys. 7). W niej znajdują się dwa poziome turbozespoły rurowe typu Kaplan o łącznej mocy 500 kW.



Rys. 7. Elektrownia w Świeciu Przechowo, szkic autora

Fig. 7. Small water turbine plant in Świecie Przechowo, author's sketch

Ponadto jako inwestycja towarzysząca, powstała specjalna betonowa przepławka dla ryb dwuśrodowiskowych umożliwiająca im migrację. Przepławka jest zlokalizowana w miejscu dawnego przepustu dla tratw, jej dno wypełniono kamieniami i żwirem, imitującymi naturalne dno rzeki a zainstalowany system monitoringu pozwala naukowcom obserwować migrację i zwyczajnie ryb.

Elektrownia rozpoczęła działalność w lipcu 2008 r., a jej produkcja w ilości 500 KW prądu jest odprowadzana do ogólnokrajowej sieci energetycznej.

### Pozostałe elektrownie

Na Wdzie znajduje się również kilka mniejszych elektrowni – za Gródkiem w kierunku ujścia Wdy do Wisły znajduje się elektrownia w Bedlenkach i Kozłowie oraz przed Żurem we Wdeckim Młynie [4].

Czarnowodzianka to nazwa elektrowni usytuowanej w Kozłowie. Ma trzy turbiny typu Kaplan, powstała w 2006 r. Budynek elektrowni to dwukondygnacyjna, prosta bryła z czterospadowym dachem krytym czerwoną dachówką. Inna elektrownia wodna na Wdzie to inwestycja prywatna. Budowa Wdeckiego Młyna rozpoczęła się w 1994/95 r. i po trzech latach budowy otwarto ją w październiku 1997 r. W zależności od siły rzeki moc oddana do sieci mieści się w granicach 140-160 kW. Elektrownia we Wdeckim Młynie to niewielki budynek z krytym czerwoną dachówką, dwuspadowym dachem, którego ściany są wykonane w tradycji szachulcowej, nawiązując do architektury regionu.

#### 4. PODSUMOWANIE

Małe elektrownie wodne nierzadko mają bogatą historię, będąc chlubnym świadectwem polskiej myśli inżynierskiej jak w przypadku Żuru i Gródka tworzących kaskadę Wdy. Oprócz ich oczywistego wkładu w rozwój energetyczny Pomorza, w tym szczególnie Gdyni, warto zwrócić uwagę na sposób myślenia ówczesnych projektantów, przywiązujących wagę nie tylko do rozwiązań technicznych w budynku, ale również ich wartości architektonicznej i estetycznej. Cenne jest również nadawanie nowej funkcji starym obiektom w ten sposób przywracając je do życia, co można zaobserwować w ostatnich latach.

W bilansie energetycznym małe elektrownie wodne stanowią istotne źródło odnawialnej energii elektrycznej, jednak wiele z nich wymaga przeprowadzenia renowacji i remontu. Zapotrzebowanie na odnawialną energię może zostać w Polsce w dużym stopniu zaspokojone dzięki budowie elektrowni wodnych na małych i dużych rzekach. Obiekty te powinny mieć szczególną wartość architektoniczną – uzyskiwaną w wyniku współpracy z architektami – ze względu na ich wyjątkową lokalizację i służebność społeczną.

#### LITERATURA

- [1] Chudecki M., 1993. Hydroelektrownie Wdy (Czarnej Wody). Gródek. Echo Borów Tucholskich 1.
- [2] Chudecki M., 1993. Hydroelektrownie Wdy (Czarnej Wody). Żur. Echo Borów Tucholskich 2, 3.
- [3] Chudecki M., Malinowski J., 2006. Z chlubnej karty dziejów powiatu świeckiego. Profesor Alfons Hoffmann – człowiek, który oświecił Pomorze. Wydawnictwo Bractwo Czarnej Wody Bydgoszcz.
- [4] Program ochrony i rozwoju zasobów wodnych w województwie kujawsko-pomorskim. Biuro Projektów Wodnych Melioracji i Inżynierii Środowiska „BIPROWODMEL” Sp. z o.o. w Poznaniu, Toruń 2004.
- [5] Urząd Miejski w Czersku, Uchwała nr XIX/136/12 Rady Miejskiej w Czersku z dnia 19 lipca 2012 r.

#### SMALL WATER TURBINE PLANTS ON WDA RIVER IN ARCHITECTURAL DRAWINGS

*Summary.* This paper presents the architecture of major water turbine plants located on river Wda, in author's sketches. Purpose of the study is to define architectural value of these objects and describe the role they have played and they play now.

## WYKAZ AUTORÓW I WSPÓLAUTORÓW

Autor (współautor)	Tytuł naukowy	Adres
ANTONOWICZ Ryszard	dr inż.	Politechnika Wrocławska, Instytut Budownictwa, Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław <i>ryszard.antonowicz@pwr.wroc.pl</i>
BAJNO Dariusz	dr inż.	Biuro Projektów i Ekspertyz BIS-PROJEKT, ul. Spacerowa 11, Żerkowice <i>bajno@iq.pl</i>
BELOK Janusz	dr inż.	Politechnika Śląska w Gliwicach, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice <i>janusz.belok@polsl.pl</i>
BERKOWSKI Piotr	dr inż.	Politechnika Wrocławska, Instytut Budownictwa, Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław <i>piotr.berkowski@pwr.wroc.pl</i>
BOCHEN Jerzy	dr inż.	Politechnika Śląska w Gliwicach, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice <i>Jerzy.Bochen@polsl.pl</i>
DMOCHOWSKI Grzegorz	dr inż.	Politechnika Wrocławska, Instytut Budownictwa, Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław <i>grzegorz.dmochowski@pwr.wroc.pl</i>
DYLLA Amabela	mgr inż. arch.	Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy w Bydgoszczy, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Al. Prof. S. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz <i>amadyl@op.pl</i>
GADOMSKA Maria	dr inż.	Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy w Bydgoszczy, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Al. Prof. S. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz <i>marga@utp.edu.pl</i>
GADOMSKI Jan	dr inż.	Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy w Bydgoszczy, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Al. Prof. S. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz <i>gadomski@utp.edu.pl</i>
GĘBCZYŃSKA-JANOWICZ Agnieszka	dr inż. arch.	Politechnika Gdańska, Wydział Architektury, ul. Gabriela Narutowicza 11/12, 80-233 Gdańsk
GIBOWSKI Sławomir	dr inż.	Uniwersytet Zielonogórski, Wydział Inżynierii Łądowej i Środowiska, Instytut Budownictwa, ul. prof. Z. Szafrana 1, 65-516 Zielona Góra <i>S.Gibowski@ib.uz.zgora.pl</i>
GRABOWSKI Adam	dr inż.	Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy w Bydgoszczy, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Al. Prof. S. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz <i>adam.grabowski@utp.edu.pl</i>

HUTNIK Edward	prof. dr hab. inż.	Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu, Wydział Inżynierii Kształtowania Środowiska i Geodezji, Instytut Budownictwa, Pl. Grunwaldzki 24, 50-363 Wrocław <i>edward.hutnik@up.wroc.pl</i>
JANIAK Tomasz	dr inż.	Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy w Bydgoszczy, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Al. Prof. S. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz <i>tomasz.janiak@utp.edu.pl</i>
JANOWICZ Rafał	dr inż. arch.	Politechnika Gdańska, Wydział Architektury, ul. Gabriela Narutowicza 11/12, 80-233 Gdańsk <i>rafal@janowicz.pl</i>
KLIMEK Adam	dr inż.	Politechnika Wroclawska, Instytut Budownictwa, Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław <i>adam.klimek@pwr.wroc.pl</i>
KOBIELAK Sylwester	prof. dr hab. inż.	Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu, Wydział Inżynierii Kształtowania Środowiska i Geodezji, Instytut Budownictwa, Pl. Grunwaldzki 24, 50-363 Wrocław <i>sylwester.kobiolak@up.wroc.pl</i>
KOŁACZKOWSKI Michał	mgr inż.	Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Lądowej, Instytut Materiałów i Konstrukcji Budowlanych, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków <i>kolaczko@tlen.pl</i>
LACHOWICZ Magdalena	mgr inż.	Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy w Bydgoszczy, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Al. Prof. S. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz <i>m.lachowicz@utp.edu.pl</i>
LIGEŻA Wiesław	dr hab. inż., prof. PK	Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Lądowej, Instytut Materiałów i Konstrukcji Budowlanych, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków <i>wligeza@pk.edu.pl</i>
LORKOWSKI Jan	dr inż.	Wyższa Szkoła Zarządzania Środowiskiem w Tucholi, ul. Poczтовая 13, 89-500 Tuchola <i>janlork@utp.edu.pl</i>
MATKOWSKI Zygmunt	dr inż.	Politechnika Wroclawska, Instytut Budownictwa, Pl. Grunwaldzki 11, 50-377 Wrocław <i>zygmunt.matkowski@pwr.wroc.pl</i>
MRÓWCZYŃSKA Maria	dr inż.	Uniwersytet Zielonogórski, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Instytut Budownictwa, ul. prof. Z. Szafrana 1, 65-516 Zielona Góra <i>m.mrowczynska@ib.uz.zgora.pl</i>
NIESPODZIANA Aleksandra	dr inż.	Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy w Bydgoszczy, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Al. Prof. S. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz <i>olanatr@wp.pl</i>

NOWAK Tomasz	dr inż.	Politechnika Wroclawska, Instytut Budownictwa, Pl. Grunwaldzki 11, 50-377 Wrocław <i>tomasz.nowak@pwr.wroc.pl</i>
PODHORECKI Adam	prof. dr hab. inż.	Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy w Bydgoszczy, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Al. Prof. S. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz <i>podhorec@utp.edu.pl</i>
SOBCZAK-PIĄSTKA Justyna	dr inż.	Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy w Bydgoszczy, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Al. Prof. S. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz <i>justynas@utp.edu.pl</i>
SZYMANOWSKA-GWIŹDŹ Agnieszka	dr inż.	Politechnika Śląska w Gliwicach, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice <i>Agnieszka.Szymanowska-Gwizdz@polsl.pl</i>
WILK-SŁOMKA Beata	dr inż.	Politechnika Śląska w Gliwicach, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice <i>Beata.Wilk-Slomka@polsl.pl</i>