SPIS TREŚCI

Grzegorz GRYZ: Ocena miarodajnego przepływu wody przy odbudowie mostu po powodzi 5

Lech LICHOŁAI, Aleksander STARAKIEWICZ, Bernardeta DĘBSKA, Joanna KRASOŃ: Wpływ technologicznych czynników eksploatacyjnych na stan wewnętrznej powierzchni murowanej w kominie przemysłowym 17

Aleksandra PROKOPSKA: Jedność formy i konstrukcji w architekturze mostów Santiago Calatravy 23

Michał PROKSA: Rotunda św. Mikołaja w Przemyślu jako przykład kościoła centralnego z dookolnym ambitem 35

Michał PROKSA: Średniowieczne zamki ziemi przemyskiej i sanockiej 49

Izabela SKRZYPCZAK, Rafał KLICH: Określenie dokładności wyznaczania współczynnika dynamicznego podczas próbnych obciążeń mostów 69

Andrzej WOJNAR: Badania doświadczalne połączenia kołnierzowego 81

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ **Nr 242**
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z. 44 **2007**

Grzegorz GRYZ
Politechnika Rzeszowska

OCENA MIARODAJNEGO PRZEPŁYWU WODY PRZY ODBUDOWIE MOSTU PO POWODZI

W pracy opisano zagrożenia, jakie może nieść przyroda dla konstrukcji mostowych, oraz przeanalizowano sposób usuwania skutków powodzi, na przykładzie mostu drogowego w Borku Starym na rzece Strug. Przeprowadzono analizę kilku metod dotyczących obliczania miarodajnego przepływu i za pomocą analizy wstecznej wyłoniono najbardziej odzwierciedlającą zaistniałą sytuację w czasie powodzi. Następnie dla uzyskanej wartości miarodajnego przepływu obliczono potrzebne światło mostu, według zalecanych metod, w celu ich porównania. Zaproponowano także dwie koncepcje przebudowy istniejącego mostu.

1. Wprowadzenie

Obiekty mostowe narażane są nieustannie na oddziaływania środowiska naturalnego oraz oddziaływania związane z eksploatacją. Jak wynika z doświadczeń, wpływ czynników środowiskowych jest bardziej destrukcyjny i powoduje znacznie więcej uszkodzeń oraz katastrof mostów [3, 6]. Spośród wielu zagrożeń dla konstrukcji mostów, jakie niesie przyroda, największym są wezbrania wody. Niestety, nie można ich uniknąć, ale z pewnym prawdopodobieństwem można przewidywać ich wielkość i wpływ na dany obiekt [1, 3]. Obecny stan prawny wymusza na projektantach, a także na wykonawcach, przestrzeganie odpowiednich zasad pozwalających na wydłużenie czasu eksploatacji obiektu [2, 3]. Spośród wielu wymagań podstawowym, ze względu na skalę zniszczeń, jakie niesie niespełnienie tego warunku, wydaje się być zapewnienie minimalnego światła mostu. Światło mostu [3] jest to odległość między ścianami przyczółków, mierzona na poziomie miarodajnej rzędnej zwierciadła wody prostopadle do kierunku przepływu, zmniejszona o sumę grubości filarów na tym samym poziomie. W mostach bez przyczółków z przęsłami zatopionymi w nasypie, światło mostu powinno być odniesione do poziomu określonego wyżej, jako odległość między umocnionymi skarpami stożków nasypowych, odpowiednio zmniejszone o sumę grubości filarów.

Budowle mostowe, wznoszone od wieków, mają na celu zapewnienie możliwości swobodnego i bezpiecznego przemieszczania się ludności. W normal-

nych warunkach zazwyczaj spełniają swoją rolę, jednak w stanach wyjątkowych nie zawsze. Oczywiście byłoby nonsensem ekonomicznym wznoszenie takich obiektów, które byłyby w stanie przetrwać każde zagrożenie (stan wyjątkowy), natomiast należy wybierać rozwiązania pozwalające na zminimalizowanie skutków stanów wyjątkowych, co nie zawsze ma miejsce [6]. Czasami nawet w zły sposób realizowany jest proces usuwania skutków powodzi, co dodatkowo przyczynia się do skrócenia, a nawet przerwania czasu użytkowania mostu [11].

Autor w niniejszej pracy, na przykładzie mostu drogowego na rzece Strug w ciągu drogi powiatowej nr 603 Borek Stary – Borek Nowy, przeanalizował podobną sytuację, w której uszkodzenia w czasie powodzi oraz niewłaściwy sposób ich usuwania łącznie przyczyniły się do awarii tego obiektu. Przedstawione zostały również wyniki porównania metod dotyczących obliczania miarodajnego przepływu oraz podjęta próba analizy wstecznej, pozwalającej na wybranie metody najbardziej odzwierciedlającej stan faktyczny z lipca 1997 roku. Dodatkowo zostały przedstawione wyniki z porównania metod obliczania światła mostu.

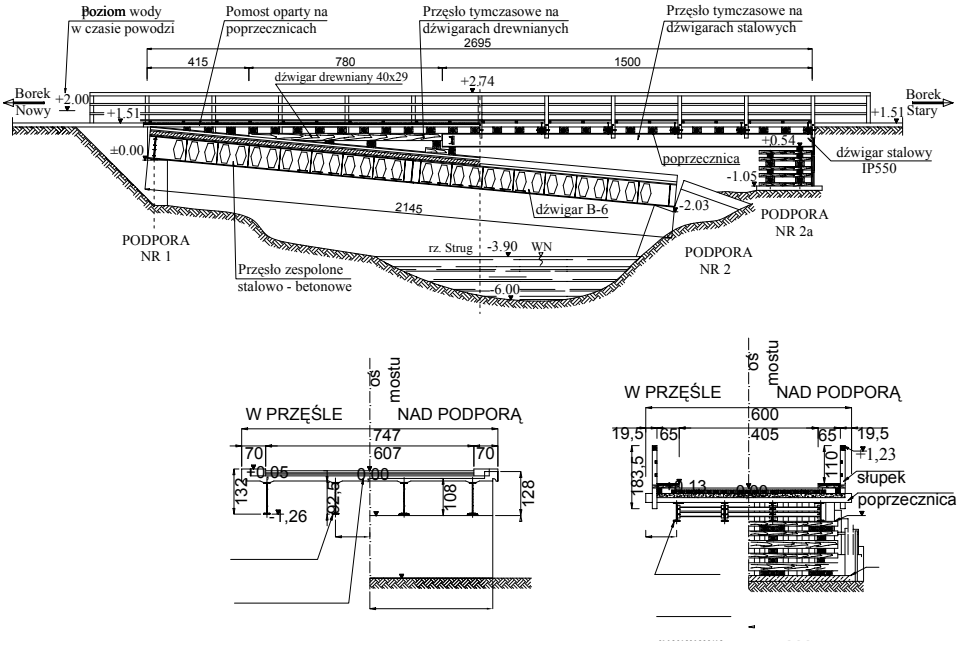
2. Opis konstrukcji mostu

Pierwotnie istniejący most był jednoprzęsłowy, o schemacie statycznym belki swobodnie podpartej. Konstrukcję przęsła stanowiły cztery dźwigary stalowe typu B-6 (ażurowe belki z otworami sześciobocznymi w środniku, wykonane z IPN 550), wysokości 92,5 cm, zespolone z betonową płytą pomostu grubości 18,0 cm. Przęsło długości 21,45 m opierało się na masywnych betonowych przyczółkach posadowionych bezpośrednio (rys. 1., 2.).

Rys. 1. Widok mostu z dołu rzeki

Obecnie użytkowany obiekt trudno jednoznacznie zakwalifikować pod względem liczby przęseł i rodzaju konstrukcji. Został on odbudowany po powodzi w 1997 r (późniejsze prace konserwatorskie typu wymiana desek pokładu

lub części balustrady nie wpłynęły znacząco na kształt obiektu). Obecnie na całość konstrukcji składają się: uszkodzone przęsło starego mostu, służące jako podpora dla „nowego" przęsła, oraz konstrukcja tymczasowa, składająca się z trzech części. Jedno przęsło jest wykonane w postaci typowej konstrukcji tymczasowej [8], swobodnie podpartej, z czterech dźwigarów stalowych walcowanych IPN 550 długości 15,0 m, drugie z bali drewnianych swobodnie podpartych, o przekroju poprzecznym 40,0 x 29,0 cm i długości 7,8 m. Pozostała część opiera się na poprzecznicach ułożonych na pochylonej płycie pomostu konstrukcji zespolonej. Pomost konstrukcji tymczasowej stanowi dylina drewniana, oparta na poprzecznicach drewnianych (rys. 1., 2.), o całkowitej długości równej 27,0 m. Zastosowany sposób odbudowy, zdaniem autora, był trafny, ze względu na szybkość realizacji i stosunkowo niskie koszty [8], niemniej jednak pozostawienie tego obiektu do tej pory, bez gruntownej przebudowy, może stanowić zagrożenie dla korzystających z niego użytkowników.



Rys. 2. Przekrój podłużny i przekroje poprzeczne mostu istniejącego

3. Przyczyny awarii mostu

Podstawową przyczyną uszkodzenia mostu było podmycie podpory nr 2 (rys. 2.) podczas lipcowej powodzi w 1997 roku, kiedy to poziom wody w rzece Strug podniósł się o ok. 50,0 cm nad poziom jezdni i sięgał prawie do drogi głównej Rzeszów – Dynów. Uszkodzenie polegało na podmyciu podpory za-

równo od strony koryta rzeki, jak również od strony dojazdu. Na skutek podmycia zmniejszyła się głębokość posadowienia fundamentu, a tym samym jego nośność. Z opinii mieszkańców wynika, że badana po powodzi głębokość wody w korycie rzeki wynosiła ok. 8,0 m w obrębie rozmycia lokalnego, natomiast grunt w zasypce przyczółka (i częściowo nasyp) został zupełnie rozmyty. Zestawiając ten fakt z bezpośrednim posadowieniem przyczółka, nasuwa się stwierdzenie, że przez pewien czas przyczółek nr 2 mógł utrzymywać się na „występie gruntowym" dosyć dużej wysokości. Analizując opisany przebieg powodzi i jej skutki, nasuwa się wniosek, że przyczyną awarii była zbyt mała wartość światła mostu.

Rys. 3. Widok uszkodzonej podpory

Jednak z przeprowadzonego wywiadu wśród miejscowej ludności wynika, że ostateczne zniszczenie mostu nastąpiło w czasie prac naprawczych, opisanego wcześniej uszkodzenia. W trakcie realizacji naprawy uzupełniano tylko ubytki gruntu w zasypce podpory nr 2 od strony dojazdu i w nasypie, doprowadzając

w pewnym momencie do utraty stateczności podpory. Podstawowym błędem tak prowadzonej naprawy był prawdopodobnie brak dokładnego rozpoznania wielkości rozmycia lub zlekceważenie rozmycia, wskutek czego posadowiony bezpośrednio przyczółek został pozbawiony praktycznie nośności poziomej. W takich sytuacjach należy pamiętać, że wraz z wykonywaniem zasypki za przyczółkiem powstaje duże parcie gruntu, któremu powinien przeciwstawiać się częściowo odpór gruntu sprzed podpory oraz nośność pozioma samego fundamentu. Dlatego w przypadku rozmycia gruntu przy podporze należało, w pierwszej kolejności, zapewnić „dobre oparcie" dla podpory przez uzupełnienie ubytków gruntu w korycie rzeki, a następnie przystąpić do wykonywania zasypki za przyczółkiem. Niestety tego nie zrobiono, wskutek czego dolna część podpory nr 2 została przesunięta do środka, a cały przyczółek przechylił się i osiadł o 108,0 cm względem podpory nr 1, powodując przemieszczenie konstrukcji przęsła (rys. 1., 2., 3.). Górna część podpory nie uległa przemieszczeniu poziomemu, gdyż siłom parcia przeciwstawiało się przęsło, pracujące w tym przypadku jako rozpora. Z przykrością należy stwierdzić, że opisany w pracy nieumiejętny sposób usuwania powstałej awarii nie stanowi wyjątku i powiększa tym samym statystykę zniszczeń powodziowych [11].

4. Potrzebne światło mostu

Przed przystąpieniem do obliczania niezbędnego światła mostu, należy pamiętać o konieczności różnego podejścia do rzek w terenach górskich i terenach nizinnych. W przypadku tych pierwszych, prawdopodobieństwo pojawienia się przepływów ekstremalnych jest większe niż w przypadku tych drugich. Wpływa na to charakter zlewni, a między innymi większe spadki terenu, większy spadek cieku lub mniejszy obszar rozlewiskowy [3, 6, 12, 15]. Analizując pod tym względem rzekę Strug, stwierdzono, że ciek ten posiada charakter odpowiadający potokom górskim, na co wskazują pomierzone oraz obliczone wielkości:

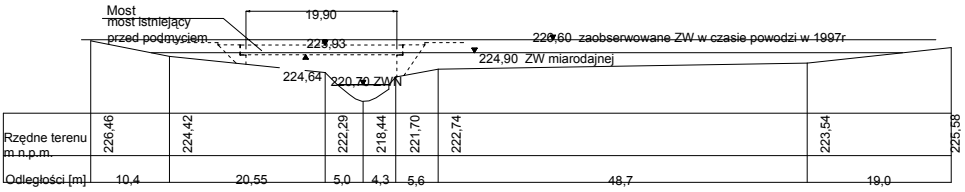
- powierzchnia zlewni – 147 km^2,
- średni spadek zlewni – 10%,
- średni spadek cieku – 0,8%,
- średnia długość cieku – 13,5 km^2.

W pracy wykonano obliczenia wymaganego światła mostu. Obliczenia obejmowały zagadnienia hydrologiczne, dotyczące cieku wodnego, oraz hydrauliczne, dotyczące samego mostu. W ramach zagadnienia hydrologicznego ustalono wielkości podane wcześniej. Na podstawie niwelacji geometrycznej sporządzono przekrój mostowy (rys. 4.) i ustalono średni spadek cieku w obrębie mostu. Na podstawie obliczeń hydraulicznych otrzymano miarodajny przepływ i rzędną wody oraz minimalne światło mostu. Autor w swojej pracy przeprowadził analizę kilku metod obliczania miarodajnego przepływu Q_m i miarodajnej rzędnej wody, pozwalającą na wyłonienie tej, która najlepiej odwzoruje zaistniałą sytuację w czasie powodzi. Obliczenia te przeprowadzono według czterech

metod podanych w następujących pracach: [12, 16, 1] – wg metody stosowanej przez Ministerstwo Robót Publicznych oraz empirycznej metody zaproponowanej przez Hofmana. Otrzymane wielkości przepływów wynoszą kolejno:

- Q_m = 84,48 m^3/s [12] – obliczony poziom zwierciadła wody w przekroju mostowym wynosi 223,30 m,
- Q_m = 59,08 m^3/s [16] – obliczony poziom zwierciadła wody w przekroju mostowym wynosi 223,05 m,
- Q_m = 280,77 m^3/s [1] wg byłego MRP – obliczony poziom zwierciadła wody w istniejącym przekroju wynosi 224,90 m, co po uwzględnieniu spiętrzenia, jakie mogło zaistnieć w czasie powodzi, może dawać przepływ bliski zaobserwowanemu (rys. 4.),
- Q_m = 290,98 m^3/s [1] wg Hofmana – wartość zbliżona do poprzedniej, obliczona na podstawie współczynnika c_v o wartości przyjętej ze środka przedziału.

Następnie dla przyjętego przepływu miarodajnego Q_m = 280,77 m^3/s wykonano obliczenia minimalnego światła mostu. W pierwszym kroku wykonano obliczenia sprawdzające, według obowiązujących do niedawna wytycznych WP-D12 [16], pozwalające stwierdzić, czy zaobserwowana sytuacja mogła zaistnieć. W tym celu dla zaobserwowanego rozmycia wynoszącego ok. 5 m obliczono prędkość rozmywającą wody v_f = 4,72 m/s, a następnie dla przekroju mostowego F = 62,5 m^2 wyznaczono, możliwy przy tej prędkości, przepływ wynoszący Q = 289,27 m^3/s. Wielkość ta jest bliska wielkości przepływu uznanego za miarodajny, a dodatkowo obliczone spiętrzenie, wynoszące 1,45 m, pozwala określić rzędną wielkiej wody spiętrzonej na poziomie 0,45 m niżej od zaobserwowanej w czasie powodzi. W kolejnym kroku przystąpiono do obliczeń światła mostu. Obliczenia te wykonano dwoma sposobami: według obowiązującego rozporządzenia Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej [3] oraz nieobowiązujących już wytycznych WP-D12 [16], w celu skonfrontowania uzyskanych wartości.



Rys. 4. Przekrój mostowy dla obliczonej miarodajnej wody

Do obliczeń tych przyjęto następujące założenia, takie same dla obydwu przypadków:

- przekrój dwuczęściowy,
- dopuszczalny stopień rozmycia P = 1,1,

- średni opad roczny równy 735 mm,
- przepływ miarodajny $Q_m = 280{,}77\ m^3/s$,
- rzędną wody miarodajnej w niezabudowanym przekroju według rys. 4., ustaloną dla średniej prędkości nie rozmywającej wody $v_n = 1{,}5$ m/s.

W wyniku obliczeń według obowiązującego obecnie rozporządzenia otrzymano wartość światła równą 30 m (bezpośrednio z obliczeń), a po ustosunkowaniu się do zarządzenia z działu II, rozdziału 2, punktu § 23.2 wartość ta zwiększyła się do 34,5 m. Ponadto najniższe położenie spodu konstrukcji przyjęto na poziomie 226,82 m, po uwzględnieniu obliczonego spiętrzenia i warunku dodatkowej wolnej przestrzeni pod konstrukcją wielkości 1,0 m. Natomiast wartość światła mostu, obliczona według nieobowiązujących już wytycznych WP-D12, wynosi 40,0 m. Wartość taką otrzymano, przyjmując taką samą rzędną spodu konstrukcji oraz zakładany prześwit pod konstrukcją wysokości 1,0 m.

Otrzymana wielkość światła mostu, obliczona na podstawie rozporządzenia z 2000 r. [3], jest o 12,5% mniejsza, niż obliczona na podstawie wytycznych WP-D12 [16]. Jest to dosyć duża różnica przy tym rzędzie wielkości, a dodatkowo należy zauważyć, że do określenia ostatecznej wartości prześwitu równego 34,5 m wg [3] zastosowane było specjalne zarządzenie dotyczące potoków górskich, nakazujące zwiększać obliczoną wartość światła o 15%.

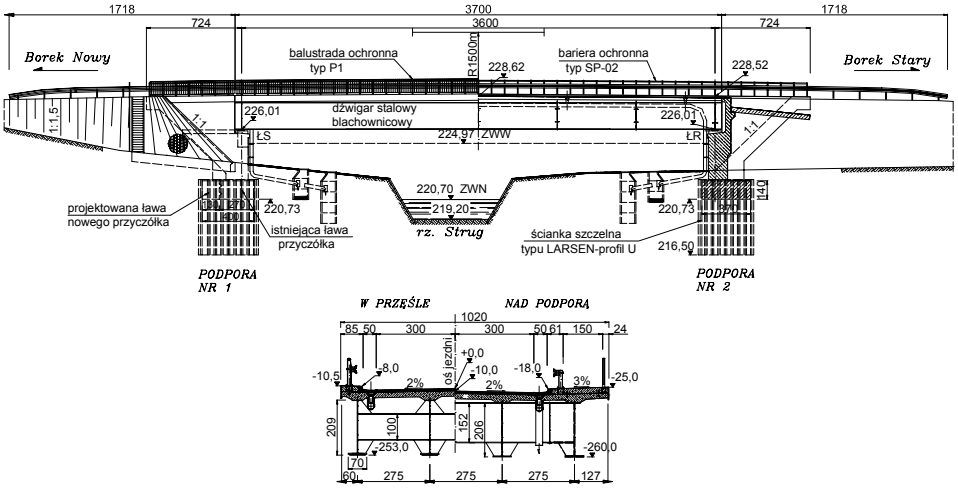
5. Koncepcje przebudowy mostu

Analizując sposób odbudowy obiektu po powodzi w 1997 roku, można wnioskować, że miała to być odbudowa tymczasowa. Świadczą o tym użyte materiały oraz sposób jej zrealizowania [8]. W ramach pracy przeprowadzono prace inwentaryzacyjne oraz ocenę stanu technicznego poszczególnych elementów konstrukcji. Można stwierdzić, że ogólny stan techniczny obiektu jest zadowalający. Szczegółowa analiza statyczno-wytrzymałościowa poszczególnych elementów wykazała, że przęsła mostu spełniają warunki obciążenia klasą ½ E wg PN-85/S-10030 [9], tzn. że ich aktualna nośność wynosi 7,5 t. Jednak z uwagi na fakt występowania podpory tymczasowej w postaci klatki, przechylenia przęsła (podpory konstrukcji tymczasowej), a co najważniejsze bardzo ograniczonego światła mostu, obiekt ten należałoby przebudować.

Fakt ten skłonił autora do przeanalizowania dwóch koncepcji przebudowy mostu.

W pierwszej fazie zapoznano się z wszelkimi wymaganiami odnośnie nowo projektowanych obiektów mostowych, zwłaszcza podanych w [3], przyjęto klasę obciążenia „B” [9], jak dla mostów w ciągu drogi gminnej, oraz szerokości użytkowe jezdni 2 x 3,0 m + 0,5 m i chodnika jednostronnego 1,5 m, po porozumieniu z administratorem. W pierwszej koncepcji zaproponowano jednoprzęsłowy swobodnie podparty most zespolony stalowo-betonowy [4, 5]. Rozwiązanie to przewiduje budowę nowego mostu w miejscu starego z wykorzystaniem istniejącej podpory nr 1. Przeprowadzone obliczenia potrzebnego światła mostu

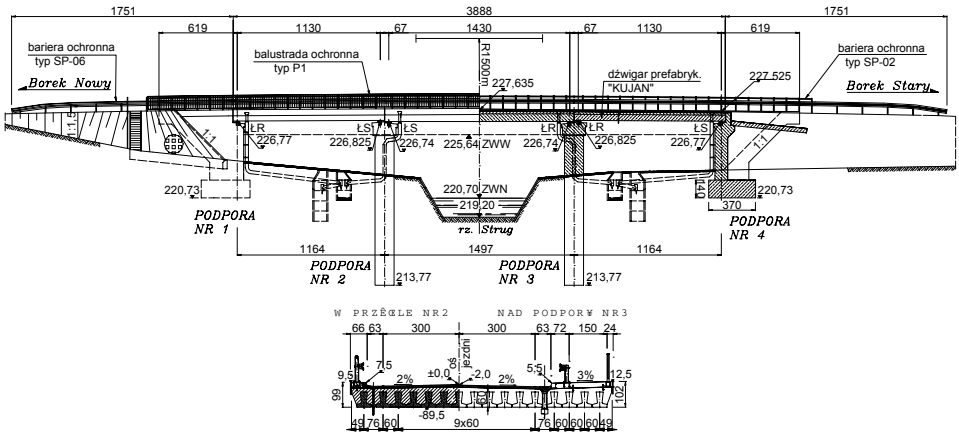
wymuszają podniesienie spodu konstrukcji o 1,33 m względem pierwotnie istniejącej rzędnej i wydłużenie obiektu o 15,10 m, dlatego zaproponowano most w łuku pionowym o promieniu 1500 m, w celu łagodnego przejazdu. Rozpiętość teoretyczna przęsła wynosi 36,0 m (rys. 5.). Przyjęty rodzaj konstrukcji pozwala na pełne wykorzystanie własności zastosowanych materiałów, tj. dużej wytrzymałości na rozciąganie stali i wytrzymałości na ściskanie betonu, co ważne na całej długości dźwigarów (most jednoprzęsłowy). Ponadto ten rodzaj konstrukcji pozwala na wprowadzenie fazowości pracy dźwigarów (dźwigary stalowe jako konstrukcja podpierająca w fazie budowy), co dodatkowo prowadzi do optymalizacji przekrojów [4]. Natomiast pominięcie podpór pośrednich znacznie ułatwia wykonanie obiektu oraz pozwala uniknąć w przyszłości ewentualnych rozmyć lokalnych przy filarach. Wykorzystana podpora nr 1 musi być zmodernizowana. Będzie to polegać na jej częściowym wyburzeniu i powiększeniu fundamentu, na którym zostanie wzniesiony nowy korpus (rys. 5.). Fundament będzie powiązany z otaczającymi go ściankami szczelnymi, wbitymi do głębokości ok. 5,5 m poniżej poziomu posadowienia fundamentu, co zwiększy jego nośność i zapewni bezpieczeństwo przed ewentualnym rozmyciem [6, 7].



Rys. 5. Przekrój podłużny mostu i poprzeczny przęsła według pierwszej koncepcji

W drugiej koncepcji zaproponowano budowę zupełnie nowego obiektu, trójprzęsłowego mostu o przęsłach z belek prefabrykowanych typu „KUJAN" [10, 14], swobodnie podpartych. Przyjęty ustrój posiada rozpiętości 11,30 × 14,30 × 11,30 m. Ponieważ przyjęto niweletę jezdni w łuku pionowym, podobnie jak w pierwszej koncepcji, to skrajne przęsła należy wykonać w spadku podłużnym równym 0,5% na zewnątrz, a środkowe przęsło jako poziome. Takie ustawienie dźwigarów zapewnia minimalną grubość nadbetonu, co znacznie zmniejsza ciężar konstrukcji (rys. 6.). Ukształtowanie mostu będzie wymuszało

wyburzenie istniejącej podpory nr 1 i częściowe rozkopanie nasypów oraz dodatkowo wykonanie dwóch podpór pośrednich. Sposób posadowienia pokazano na rysunku 6. Długość całkowita obiektu, wynosząca 38,88 m, została dobrana na podstawie długości modularnych belek [10], dla zapewnienia wymaganego światła mostu. Należy pamiętać, że konstrukcja przęseł wykonana ze sprężonych prefabrykowanych belek typu „KUJAN", zespolona na placu budowy przez zabetonowanie tzw. zamków i wykonanie nadbetonu, jest traktowana jako płyta, a nie jako ustrój dźwigarowy. Tego typu konstrukcja jest także często stosowana w przypadku mniej obciążonych mostów, przy dużym obciążeniu istnieje możliwość klawiszowania.



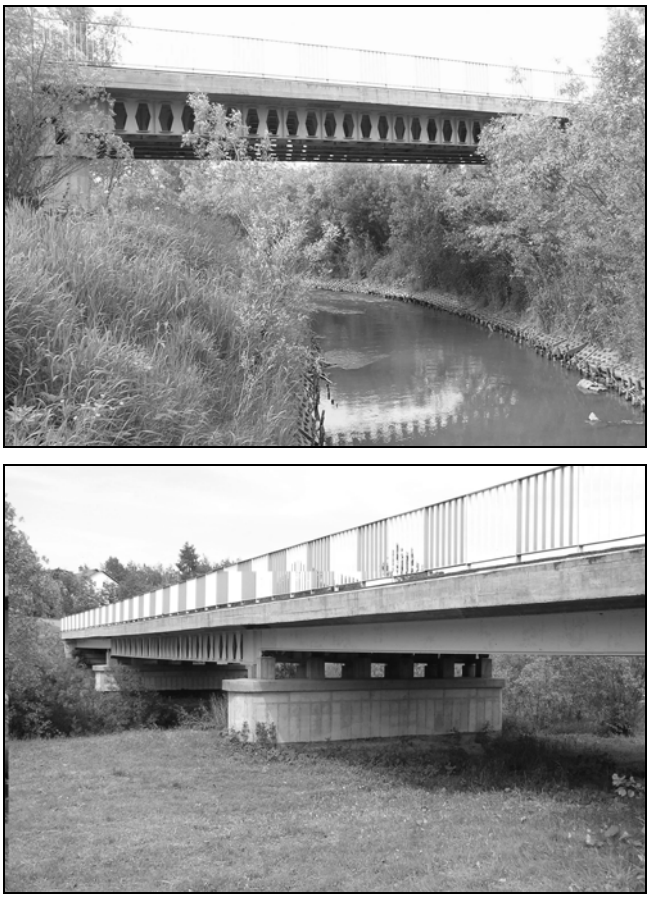
Rys. 6. Przekrój podłużny mostu i poprzeczny przęsła według drugiej koncepcji

6. Podsumowanie

Przedstawiony w pracy przykład przybliża spotykany jeszcze stan mostownictwa na drogach niskich klas (powiatowych, gminnych, regionalnych). Mosty takie, najczęściej ze względów finansowych, nie są wykonywane jako spełniające stawiane im wymagania, co może być przyczyną uszkadzania ich przez siły natury. Niejednokrotnie zaoszczędzone w ten sposób pieniądze i tak muszą być wydawane na remonty, modernizacje czy przebudowę. Dodatkowo należy pamiętać o kosztach niewymiernych, jakie ponosi okoliczna ludność, związanych z utrudnieniami w ruchu, wywołanych częstymi awariami [13]. W takich przypadkach należy każdorazowo przeprowadzić analizę wszelkich kosztów, uwzględniającą prawdopodobieństwo wystąpienia zdarzeń losowych, dającą odpowiedź na pytanie, jaki sposób postępowania wybrać.

Uwzględniając możliwość występowania dosyć częstych i gwałtownych wezbrań wody w potokach górskich, a taki charakter posiada rzeka Strug, zdaniem autora, należy realnie rozważać budowę mostu zapewniającego obliczoną

wielkość światła wg WP-D12 [16]. Potwierdzeniem tego może być wybudowany po powodzi w 1997 roku most, odległy o ok. 5 km w dół rzeki (rys. 7.).



Rys. 7. Przykładowe zdjęcia mostu na rzece Strug w ciągu pobliskiej drogi

Literatura

1. Dębski K., *Hydrologia*, Arkady, Warszawa 1970.
2. Dz.U. Nr 151, poz. 987, Warszawa, 10 września 1998 r.
3. Dz.U. Nr 63, poz. 735, Warszawa, 30 maja 2000 r.
4. Furtak K., *Mosty zespolone*. PWN, Warszawa-Kraków 1999.
5. Furtak K., Sobczyk M., Wąchalski K., *Nowa generacja łączników w mostach zespolonych*, Inżynieria i Budownictwo, nr 5/98.
6. Jarominiak A., *Podpory mostów. Wybrane zagadnienia*. WKiŁ, Warszawa 1981.

7. Jarominiak A. i in., *Prowizoryczne wzmocnienia i odbudowa obiektów mostowych*, GDDP, Warszawa 1995.
8. Jarominiak A., *Jak zmniejszać zagrożenia przepraw mostowych powodowane przez powodzie*? Inżynieria i Budownictwo, nr 3/99.
9. PN-85/S-10030 Obiekty mostowe – Obciążenia.
10. Prefabrykowane belki strunobetonowe przęseł wolnopodpartych. Gdańskie Biuro Projektów Dróg i Mostów.
11. Ryżyński A., *Usuwanie szkód wywołanych przez powódź w lipcu 1997 roku ze szczególnym uwzględnieniem mostów*. Mat. Konferencji Naukowo-Technicznej „Powódź `97, Koleje-Drogi-Mosty", Wisła 1998.
12. Stachy J., Fal B., *Zasady obliczania maksymalnych przepływów prawdopodobnych*. IBDiM, Wrocław 1986.
13. Stadnicki J., *Wpływ budowli komunikacyjnych na przebieg zjawisk powodziowych w dolinach rzek*. Mat. Konferencji Naukowo-Technicznej „Powódź `97, Koleje-Drogi-Mosty", Wisła 1998.
14. Topolewicz A., *Prefabrykowane belki mostowe typu „Kujan"*. Inżynieria i Budownictwo 6/2005, s. 327~330.
15. Utrysko B. i in., *Światła mostów i przepustów. Zasady obliczeń z komentarzem i przykładami*. IBDiM, Wrocław-Żmigród 2000.
16. Wytyczne projektowania obiektów i urządzeń budownictwa specjalnego w zakresie komunikacji „WP-D12". Światła mostów i przepustów. Ministerstwo Komunikacji, Warszawa 1973

W pracy wykorzystano materiały z pracy magisterskiej autora promotorstwa dr. inż. Lucjana Janasa.

THE ANALYSIS OF THE INFLUENCE OF NATURAL ENVIRONMENT ON BRIDGE CONSTRUCTIONS BASED ON A CHOOSEN EXAMPLE

S u m m a r y

The nature threats for bridge construction have been presented in the paper and the way of elimination of flood results on the example of the road bridge on the Strug river in Borek Stary was analysed. Some methods concerning calculation of the representative flow were analysed and the method, most reflected the real flood situation, was determined by means of the back analysis. The bridge clearance for the obtained value of the representative flow was calculated according to recommended methods in order to compare them. Two reconstruction conceptions of the existing bridge were also proposed.

Wpłynęło do Oficyny Wydawniczej w czerwcu 2007 r.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ **Nr 242**
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z. 44 **2007**

Lech LICHOŁAI
Aleksander STARAKIEWICZ
Bernardeta DĘBSKA
Joanna KRASOŃ
Politechnika Rzeszowska

WPŁYW TECHNOLOGICZNYCH CZYNNIKÓW EKSPLOATACYJNYCH NA STAN WEWNĘTRZNEJ POWIERZCHNI MUROWANEJ W KOMINIE PRZEMYSŁOWYM

W niniejszym artykule przedstawiono badania i analizę wybranych cech fizyczno-chemicznych elementów ceglanych i zaprawy, będących wewnętrzną wymurówką komina przemysłowego.

1. Opis obiektu

Głównym zadaniem kominów przemysłowych jest odprowadzanie spalin, powstałych w wyniku technicznej działalności urządzeń towarzyszących kominowi. Kominy żelbetowe, ze względu na swoją solidną konstrukcję, są sprawdzonym obiektem budowlanym, funkcjonującym w obszarze budownictwa przemysłowego. Ważnym zagadnieniem związanym z eksploatacyjnym funkcjonowaniem kominów jest stabilność i sprawność odprowadzania spalin, która jest warunkowana prawidłową jakością wewnętrznej powłoki kominowej.

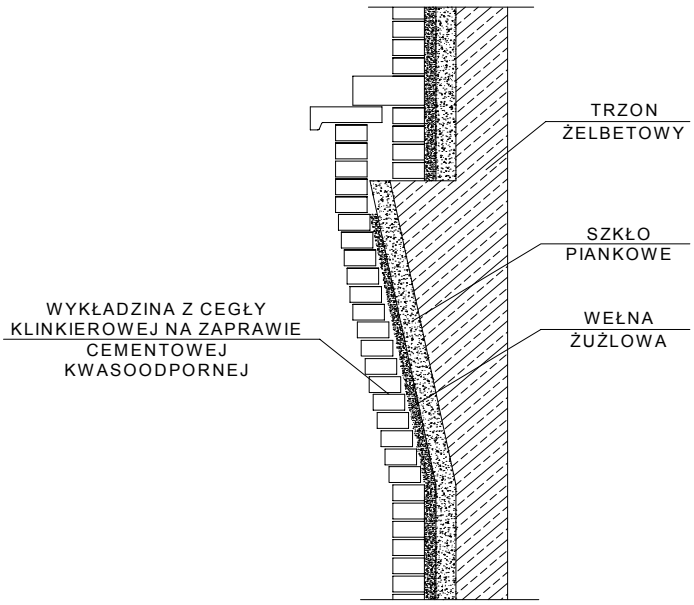
Przedmiotowym obiektem jest komin żelbetowy, o wysokości blisko 250 m, eksploatowany od około 30 lat. Komin posiada wewnętrzną powłokę murowaną (fot. 1.).

Wymurówkę komina, zabezpieczającą trzon od strony wewnętrznej, zaprojektowano z cegły klinkierowej klasy 35 (250), o grubości 12 cm, na zaprawie kwasoodpornej. Wykładzinę wykonano w wersji segmentowej. W strefie wlotowej czopuchów jest grubości 25 cm. Izolację termiczną stanowi szkło piankowe szare o grubości 7 cm i warstwa wełny żużlowej o grubości 3 cm (rys. 1.).

Przedmiotowy komin został przed kilku laty wyposażony w instalację odsiarczania spalin. Według danych eksploatacyjnych przed podłączeniem instalacji odsiarczania spalin temperatura gazów nieoczyszczonych w kominie wynosi-

ła między 117÷140°C, natomiast po podłączeniu instalacji odsiarczania spalin temperatura spadła do 109÷110°C. Wilgotność zmieniła się z 6÷7% do 9÷11%.

Fot. 1. Widok wewnętrznej powłoki komina



Rys. 1. Fragment przekroju komina

Wzrost wilgotności, obecność kwaśnych gazów w odprowadzanych przez komin spalinach i ich temperatura mogą spowodować wykraplanie się kwaśnego kondensatu wewnątrz komina i jego agresywne oddziaływanie na materiał wymurówki. Następstwem nieszczelności okładziny może być korozja trzonu żelbetowego.

2. Badania laboratoryjne elementów ceglanych i zaprawy

Badaniom poddano próbki cegły pełnej klinkierowej oraz próbki zaprawy wymurówki z wnętrza komina (fot. 2.). Ponadto badaniom poddano cegły koloru jasnego, w których w przełomie były widoczne ziarna kruszywa łamanego (biały granit). Na podstawie geometrii i budowy tych cegieł można je zakwalifikować jako „kształtki kominowe" (fot. 3.).

Fot. 2. Próbki cegieł klinkierowych

Fot. 3. Cegły – kształtki kominowe

Celem badań jest określenie wybranych właściwości fizycznych i chemicznych pobranych próbek. Szczegółowy zakres obejmuje następujące badania:

- badanie wytrzymałości na ściskanie cegły,

- badanie nasiąkliwości cegły i zaprawy,
- określenie stanu zasiarczenia cegły i zaprawy,
- określenie pH cegły i zaprawy.

Badania nasiąkliwości wykonano dla całych cegieł i fragmentów zaprawy na podstawie [3]. Do badania wytrzymałości na ściskanie wykorzystano całe cegły, a badania wykonano zgodnie z [3] w prasie wytrzymałościowej Matest C6/4 N.11.

Próbki do analizy zawartości aktywnych soli (stan zasiarczenia i zakwaszenia) przygotowano zgodnie z [2] – Część 5, według punktów 7.1 i 7.2. Zawartość jonów chlorkowych i pH próbek określono dla wyciągów wodnych wykonanych według [2], zgodnie z punktem 8.

Chlorki oznaczono metodą argentometryczną, natomiast pH wyciągów wodnych oznaczono metodą elektrometryczną. Zawartość jonów siarczanowych oznaczono metodą wagową po uprzednim rozpuszczeniu próbek w kwasie solnym (całkowita zawartość jonów SO_4^{2-}).

3. Wyniki badań

Wyniki badań fizyczno-chemicznych cegły i zaprawy przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Wybrane cechy fizyczne i chemiczne badanych próbek

Lp.	Nr próbki	Rodzaj materiału	Nasiąkliwość [% wag.]	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]	pH	Zawartość jonów [% wag.]	
						Cl^-	SO_4^{2-}
1.	1	cegła biała	0,225	69,4	–	–	–
2.	17	cegła	7,298	25,0	–	–	–
3.	18	cegła	7,955	22,1	–	–	–
4.	19	cegła	7,607	18,3	–	–	–
5.	20	cegła	7,08	27,3	–	–	–
6.	20/2	zaprawa	10,145	–	–	–	–
7.	20/3	zaprawa	12,50	–	–	–	–
8.	20/5	zaprawa	11,76	–	–	–	–
9.	20/6	zaprawa	11,11	–	–	–	–
10.	18/7	zaprawa	6,25	–	–	–	–
11.	18/8	zaprawa	6,25	–	–	–	–
12.	2	cegła biała	–	–	6,5	0,002	0,25
13.	4	cegła	–	–	5,7	0,03	1,38
14.	8	cegła	–	–	5,6	0,03	1,78
15.	9	cegła biała	–	–	6,0	0,01	0,25
16.	13	cegła	–	–	4,7	0,03	0,92
17.	17	cegła	–	–	5,8	0,01	0,23
18.	20	zaprawa	–	–	6,1	0,25	4,16

4. Wnioski

Na podstawie uzyskanych wyników badań można sformułować następujące wnioski:

W zakresie nasiąkliwości

- Nasiąkliwość cegieł klinkierowych kształtuje się w przedziale 7,08÷7,955% i odbiega od wartości normowych (wartość dopuszczalna ≤ 6%).
- Nasiąkliwość cegły „białej" (próbka nr 1) wynosi 0,225%.
- Według [4], dla zapraw cementowych marki M12, M15, M20 nasiąkliwość masowa może maksymalnie wynosić 10%.
- Nasiąkliwość zaprawy pobrana z próbki nr 20 kształtuje się w przedziale 10,145÷12,50%.
- Nasiąkliwość zaprawy pobrana z próbki nr 18 kształtuje się na poziomie 6,25%.

W zakresie wytrzymałości na ściskanie

- Według [1], wytrzymałość na ściskanie dla najniższej klasy (klasa 30) i wysokości cegły 65 mm nie powinna być niższa niż 37,0 MPa – cztery próbki nie spełniają minimalnych wymagań normowych (próbka nr 17, 18, 19, 20) – o 37,4% za mało.
- Próbka nr 1 (cegła biała) posiada wytrzymałość na ściskanie równą 69,4 MPa, co odpowiada klasie 45 (przy wysokości cegły 65 mm). Wartość normowa dla tej klasy wynosi minimum 55,6 MPa.

W zakresie cech chemicznych

- Wszystkie przebadane próbki cegieł i zaprawy posiadają odczyn kwaśny (pH < 7). Cegła biała posiada pH w przedziale 6,0÷6,5. Cegła klinkierowa posiada pH w przedziale 4,7÷5,8. Natomiast pH zaprawy wynosi 6,1.
- Według [5] -"… szkodliwość soli rozpuszczalnych (siarczanów) ujawnia się już przy ich zawartości 0,05%." Uzyskane wyniki pokazują, że w każdym przypadku próg ten został wielokrotnie przekroczony. Oznaczenie jonów siarczanowych w cegle i zaprawie zostało przeprowadzone tą samą metodą. Bardzo wysoka zawartość jonów siarczanowych w zaprawie kwasoodpornej może wynikać z faktu wytrącenia się dodatkowych nierozpuszczalnych produktów powstałych w przebiegu reakcji charakterystycznej. W związku z tym zawartość jonów siarczanowych w zaprawie może być zawyżona.

W kominach żelbetowych z wymurówką ceramiczną, podczas odprowadzania spalin, może wystąpić – na wskutek zasiarczenia – degradacja elementów wymurówki. Dlatego przeprowadzanie badań fizyczno-chemicznych cegły i zaprawy wymurówki istniejącego komina wraz z ich analizą są istotne w kontekście niezawodnego, długoletniego eksploatowania.

Należałoby przeprowadzać takie badania kontrolne co kilka lat, aby uzyskać ciągły monitoring w tym zakresie.

Wskazane byłoby dla tego typu obiektów przeprowadzanie badań początkowych nowego obiektu przed włączeniem go do eksploatacji. Informacja ta byłaby bazą odniesienia do późniejszych porównań i interpretacji wyników.

Na podstawie wyników badań z kolejnych lat w przyszłości można byłoby oceniać żywotność tego typu obiektów.

Literatura

1. PN-B-12008 Cegły klinkierowe budowlane.
2. PN-EN 772-5 Metody badań elementów murowych. Część 5: Określenie zawartości aktywnych soli rozpuszczalnych w elementach murowych ceramicznych.
3. PN-70/B-12016 Wyroby ceramiki budowlanej. Badania techniczne.
4. PN-90/B-14501 Zaprawy budowlane zwykłe.
5. Żenczykowski W., *Budownictwo ogólne*, tom 1, Arkady, Warszawa 1992.

THE INFLUENCE OF TECHNOLOGICAL FACTORS OF EXPLOITATION ON THE STATE OF THE INTERNAL BRICK-SURFACE IN THE INDUSTRIAL CHIMNEY

S u m m a r y

The research and the analysis of chosen characteristics of physicochemical brick elements and mortar, which are internal chimney lining of the industrial chimney have been presented in this article.

Wpłynęło do Oficyny Wydawniczej w maju 2007 r.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 242
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z. 44 2007

Aleksandra PROKOPSKA
Politechnika Rzeszowska

JEDNOŚĆ FORMY I KONSTRUKCJI W ARCHITEKTURZE MOSTÓW SANTIAGO CALATRAVY

Podniesiona w pracy złożona problematyka projektowania architektury i konstrukcji mostów dotyczy wybranych problemów architektonicznych, konstrukcyjnych i metodologicznych. Podjęte analizy i rozważania interdyscyplinarne poparte zostały wybranymi przykładami architektury mostów Santiago Calatravy, które charakteryzują się jednością formy i konstrukcji.

1. Wstęp

Prezentowane w pracy wybrane przykłady konstrukcji mostowych Santiago Calatravy obrazują jedność formy i konstrukcji w architekturze mostów. Organiczne formy architektoniczne w przedstawianych przykładach mostów prezentują osiągnięcia współczesnej sztuki i techniki jednocześnie.

Teoria architektury odnoszona do mostów, związana z metodologicznym punktem widzenia konstruktora mostowca prof. Wasiutyńskiego [1], ma różne stopnie ogólności. Są to twierdzenia szczegółowe dotyczące budowy mostów, przykładowo żelbetowych czy stalowych, twierdzenia dotyczące budowy wszelkich mostów, ogólniejsze dotyczące sposobów projektowania wszelkich wytworów ludzkich.

Analizę znaczenia jedności formy i konstrukcji w architekturze mostów Santiago Calatravy można podjąć, rozpoczynając od analizy pojęć: konstrukcji i piękna formy. Podstawowe wymagania w stosunku do każdej konstrukcji, w tym do konstrukcji mostowej, można określić jednoznacznie i prosto: powinna ona spełniać swoją funkcję bez niebezpieczeństwa zniszczenia. Ekonomika jednak wymaga, aby konstrukcja miała taką wytrzymałość, żeby pod działaniem najbardziej niekorzystnego układu obciążeń funkcjonowała z właściwym marginesem bezpieczeństwa i wytrzymywała pod działaniem najbardziej niekorzystnego układu obciążeń, jaki tylko racjonalnie można sobie wyobrazić. Zdolność konstruowania musi opierać się na mocnych podstawach statyki [1, 2].

Klasyczne poglądy dotyczące estetyki[1] głosiły, że piękno polega na ładzie, harmonii, na właściwej proporcji i zgodności części [3]. Owa zgodność części polega na dążeniu do stworzenia w ramach kompozycji formy pewnego ładu, określanego współcześnie jako spójność lub jedność formy architektonicznej, również jako jedność formy architektonicznej i konstrukcji.

2. Poszukiwanie jedności formy i konstrukcji

Estetyka przedstawianych przykładów konstrukcji mostowych Santiago Calatravy jest związana z uzyskaną w tych rozwiązaniach jednością formy architektonicznej i konstrukcji. Sztuka syntezy problemów formy i konstrukcji w projektowaniu architektury mostów jest związana z analizą definicji pojęcia architektury. Współczesnych definicji pojęcia architektury można odnaleźć wiele, m.in.: architektura jest organizacją przestrzeni życia człowieka [4]. Definicja ta, jako proekologiczna, jest związana z ograniczoną przestrzenią planety: jedynego ekosystemu człowieka.

Praktycznym celem każdej przeprawy mostowej jest zwykle polepszenie organizacji przestrzeni i jakości środowiska, w jakim powstał lub powstaje most.

Od wielu lat nauczana i powszechnie akceptowana definicja architektury amerykańskiego krytyka i historyka architektury współczesnej Z. Giediona [5] brzmi: „Architektura pozostaje i pozostanie jeszcze długo dziedziną zawieszoną między dwoma biegunami ludzkiego myślenia – obiektywnym i subiektywnym, między różnymi typami nauk ścisłych, w których poznawanie postępuje szybko naprzód, a dotychczas właściwie nie znanym i mało obiektywnie badanym światem intuicji i emocji do dziś zwanych intuicją i emocją artystyczną". Definicja ta zdaje się być nadal aktualna w odniesieniu do architektury mostów, gdyż dotyczy sztuki syntezy intuicji i emocji artystycznej z wiedzą i praktyką różnych typów nauk ścisłych, w tym m.in. problemów dotyczących konstrukcji mostów.

W projektowaniu architektury i konstrukcji mostów występuje wiele zmiennych czynników, które zgodnie z definicją Giediona [5] można podzielić na zmienne subiektywne i obiektywne. Z punktu widzenia architekta – twórcy analiza zmiennych subiektywnych, dokonana po uprzedniej analizie potrzeb i realnych możliwości, może doprowadzić do kreatywnego powstania idei projektu, a następnie wariantowych rozwiązań tej idei formy konstrukcji mostu.

Najstarsza znana definicja architektury została sformułowana przez Witruwiusza [6] w I w. p.n.e. Ta słynna triada pojęć: utilitas, firmitas, venustas, czyli użyteczność, trwałość, piękno, stanowiła przez wieki podstawę wszelkich roz-

[1] Zasady estetyki klasycznej są źródłem i podstawą naszej kultury. Rozważania Leone'a B. Albertiego są odbiciem klasycznych poglądów głoszących, że piękno polega na ładzie, harmonii, proporcjach i zgodności części [Tatarkiewicz W., *Historia estetyki*, t. 3. Warszawa 1991, s. 380]. Zasady estetyczne w historii rozwoju architektury były związane z rozwojem myśli estetycznej i wartościami uniwersalnymi, które sprawiają, że niektóre dzieła architektury uważamy za wybitne.

ważań teoretycznych w architekturze. Z definicji tej wywodzi się przekonanie, że jedność i harmonia lub inaczej synteza owych trzech fundamentalnych czynników: formy, funkcji i konstrukcji stanowi podstawę wartości dzieła architektonicznego. Ze współczesnego metodologicznego punktu widzenia z definicji architektury Witruwiusza [6] wynika, że proces projektowy może projektant rozpocząć dowolnie od jednego z tych trzech elementów. Ważne w tak założonym procesie projektowym jest badanie wzajemnych uwarunkowań i powiązań owych trzech wartości i ich zależności, np. zależności formy i konstrukcji od przyjętych materiałów i uwarunkowań środowiska, w jakim ona ma być zrealizowana przeprawa mostowa.

Z definicji tej wynika też, że wzajemne powiązania pomiędzy wieloma wartościami dzieła architektonicznego mogą zapewnić jedność jego formy, konstrukcji i funkcji, czyli piękno, harmonię i prawidłowe funkcjonowanie konstrukcji mostowej. Definicja Witruwiusza [6], mimo upływu czasu i istnienia wielu równolegle stosowanych i uznawanych definicji architektury, nie straciła na znaczeniu, odnosi się również do projektowania architektury mostów.

Współcześnie nie tylko z metodologicznego punktu widzenia zarówno wiedza teoretyczna (know-that), jak i wiedza praktyczna (know-how), nieustannie się uzupełniając, pozostają często w procesach projektowych we wzajemnych zależnościach określanych sprzężeniami zwrotnymi [4]. Dzieje się tak przy realizacji wielu budowli, w tym mostów.

Każde rozwiązanie architektoniczne jest syntezą wielu czynników. W prezentowanych dalej przykładach architektury mostów ta synteza prowadzi do uzyskania jedności formy, konstrukcji, również funkcji, która wydaje się tu pozornie oczywista. Innymi słowy, kształtowanie i projektowanie konstrukcji mostu wynika ze sztuki syntezy zróżnicowanych, często sprzecznych czynników w harmonijną całość.

Konstruktor prof. Wacław Zalewski [2] twierdzi, że intuicja projektanta znajduje się poza obszarami wiedzy jawnej. Intuicja projektanta to wartość nie dana z góry, czyli a priori, lecz zdobywana przez projektantów na bazie wiedzy inżynierskiej i wieloletniego doświadczenia projektowego, czyli np. przez zaprojektowanie wielu konstrukcji mostowych. Sztuka syntezy, jako poszukiwanie jedności formy i konstrukcji w projektowaniu architektury mostów, jest osiągana poprzez syntezę części pozostających wobec siebie w nieustannie zróżnicowanych zależnościach, w tym konkretnych zależnościach technicznych, wytrzymałościowych. Sztuka syntezy prowadzi do tworzenia rozwiązań systemowych, czyli tworzenia budowli jako systemów architektonicznych i konstrukcyjnych, nazywanych też w architekturze funkcjonującymi organizmami.

Cechą każdego systemu jest ów integracyjny, całościowy aspekt prowadzący do tego, że całość kontroluje części składowe, podporządkowując je sobie.

W architekturze w rezultacie tych specyficznych relacji, zwanych sprzężeniami zwrotnymi między częściami a całością, nie mamy na ogół wątpliwości co do tego, że dana część jest częścią właśnie tej, a nie innej całości. Jako archi-

tekci nie mamy też wątpliwości, że w spójnej formie architektonicznej, np. mostu, tworzącej jedność formy i konstrukcji, wybrana do analizy zarówno część, jak i analizowana całość zostały zaprojektowane zgodnie z tym samym planem [3].

W architektonicznym procesie projektowym dotyczącym projektowania mostu, uwzględniającym w pierwszej fazie tego procesu istniejące wszechstronne i zróżnicowane uwarunkowania [4], ostatecznie przyjęta i opracowana forma i konstrukcja mostu jest traktowana jako pracująca całość, w której części nie pozostają wobec siebie w sprzeczności, a wręcz przeciwnie, wzajemnie się uzupełniają. Efekt takiego procesu projektowego jest taki: most nie gubi wcześniej nadanych mu wartości całości estetycznej. Podejście to, stosowane przez architektów i konstruktorów bardziej lub mniej konsekwentnie i w dużej mierze intuicyjnie, można odnaleźć w dorobku projektowym wielu architektów, konstruktorów – praktyków oraz teoretyków. Widoczne jest ono również w przedstawianych dalej przykładach projektów konstrukcji mostowych.

3. Znaczenie formy w konstrukcji mostu

Zdolność konstruowania musi opierać się na mocnych podstawach statyki. Z punktu widzenia istniejącej wiedzy konstrukcyjnej statyka jest nauką, która może doprowadzić do wielu jednakowo poprawnych formalnie i konstrukcyjnie rozwiązań. Jak wybrać między nimi, czyli między formą a formą?

Profesor Zygmunt Wasiutyński [1, 7], metodolog i konstruktor mostów pisał, że pojęcie formy powinno być wypisane w nagłówku wszystkich zestawień, kategorii i zbiorów porządkujących pojęcia podstawowe i konstrukcyjne poznania. Twierdził on, że pojęcie formy odnosi się zarówno do przedmiotów dostrzegalnych tylko przez rozumowanie, jak i do przedmiotów materialnych, widzialnych i dotykalnych.

Projektowanie architektury mostów powinno być traktowane jako proces racjonalny i świadomy, oparty na analizie realnych potrzeb i możliwości, w tym możliwości technicznych.

Jerzy Sołtan [8], jako architekt praktyk i teoretyk twierdzi, że rozsądek i logika muszą stanowić podstawę do wszelkiego projektowania jakichkolwiek przedmiotów służących nie samym tylko emocjom wizualnym. Preferuje takie drogi myślenia, w których logika i wyobraźnia, racjonalizm i intuicja odgrywają dużą rolę. Jest to pogląd zgodny z poglądami wielu dzisiejszych konstruktorów praktyków i teoretyków, opowiadających się za kształtowaniem konstrukcji. Pogląd ten jest związany z uznaniem, że statyka określa konstrukcję z bezpośrednimi następstwami w zakresie efektów zastosowanego materiału.

W myśl współczesnej wiedzy metodologii projektowania skomplikowany proces projektotwórczy, kształtujący formę architektoniczną i konstrukcję mostu, to logiczny ciąg myślowy [1, 2, 4], odbywający się w pierwszej fazie procesu projektowego częściowo w podświadomości projektanta. Myśl ta wydaje się w pełni odnosić do twórczości wielu architektów, w tym Calatravy.

Twórcza droga postępowania projektanta może umożliwiać w kolejnych krokach projektowych ostateczny racjonalny wybór koncepcji rozwiązania i dalsze sprawne opracowywanie projektu technicznego mostu zgodnie z racjonalnymi zasadami procesu konstrukcyjnego i innymi wymaganiami. Most, jego forma, konstrukcja, również funkcja powinny pozostawać w harmonii ze środowiskiem zbudowanym, czyli architektonicznym i środowiskiem naturalnym, jako przestrzennymi kontekstami budowli.

Od końca XVIII w, a szczególnie w wieku XIX wraz z pojawieniem się nowych materiałów budowlanych, takich jak stal i żelbet, nastąpił rozwój konstrukcji inżynierskich, obejmujących w tym czasie głównie mosty. W tym czasie początkowo w tworzonych systemach konstrukcyjnych dominowała stal. Zwiększano wytrzymałość stali i kształtowano nowe typy profili stalowych, np. w postaci rur o przekroju kołowym lub kwadratowym. Projektowane konstrukcje mostowe pozwalały na logiczne zastosowanie konstrukcji stalowych. Równocześnie przez kilkadziesiąt lat, od czasu wynalezienia cementu portlandzkiego w 1824 r., rola betonu i żelbetu rosła [9]. W wieku XX występuje przewaga filozofii strukturalizmu w architekturze i konstrukcji. Współcześnie beton daje możliwości prawie nieograniczonej wizji plastycznego rzeźbienia architektury, w tym architektury mostów. Do dziś trwa „walka" architektury rzeźby z architekturą strukturą**.** W konstrukcjach mostowych architektura rzeźba „przegrywa" z architekturą strukturą. Współcześnie m.in. Santiago Calatrava łączy te dwie tendencje i uzyskuje w swoich rozwiązaniach architektonicznych mostów jedność formy i konstrukcji. Obserwuje i poszukuje on rozwiązania problemu: jedności formy i konstrukcji w naturze. Proponuje architekturę organiczną.

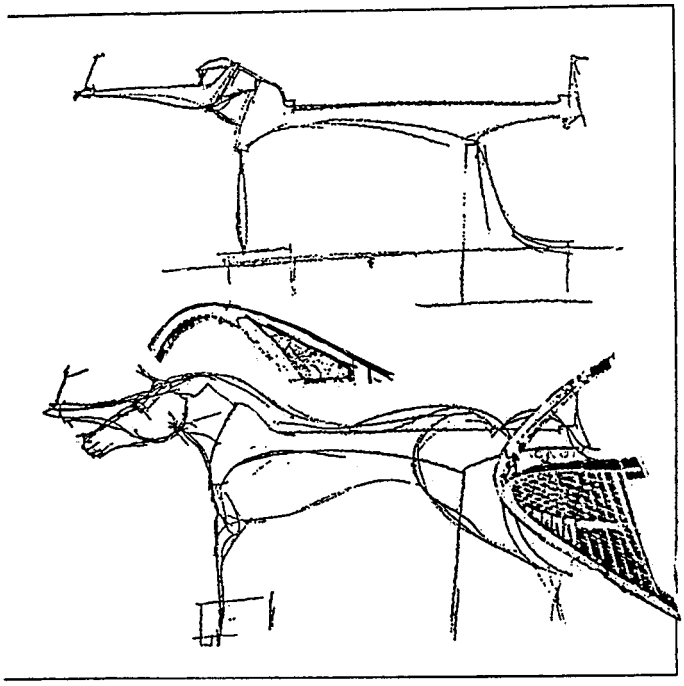
4. Architektura organiczna mostów Calatravy

Architektura organiczna mostów Calatravy bierze swój początek w specyficznym procesie twórczym Calatravy, a szczególnie w jego fazie wstępnej. Bierze natchnienie ten artysta z form rzeczy naturalnych.

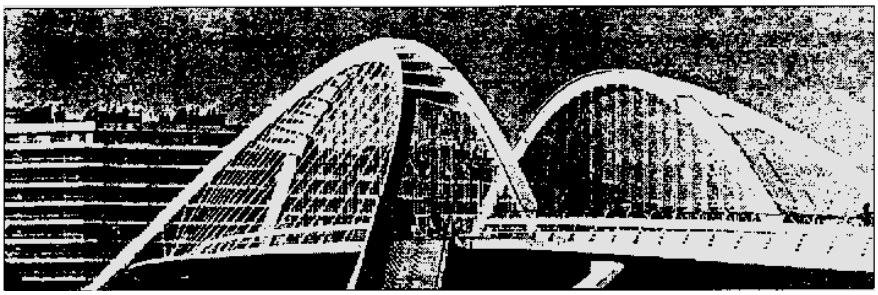
Calatrava pracuje tak, jak pracują rzeźbiarze. Rozpoczyna proces twórczy od szkiców odręcznych. Projektant ten nie rozpoczyna projektu od rzutów, przekrojów. Calatrava projekt rozpoczyna tak jak wielu architektów – od szkiców odręcznych. Rysuje ptaki, postacie ludzkie, zwierzęta, a także naturalnie wyginające się karty otwartej księgi [10]. W pracach Calatravy można odczytać fascynację formami natury. Przykładowo Calatrava rysuje formę odnalezioną w naturze, np. sylwetkę konia (rys. 1.).

Santiago Calatrava na podstawie szkiców wzorowanych na naturze, a właściwie na podstawie dostrzeżonych w niej fragmentów form, uznanych jako inspirujące lub też jako formy spójne, tworzy model, np. model mostu. Potem ten model urealnia, korzystając z klasycznej wiedzy inżynierskiej, konstrukcyjnej i architektonicznej. Tak powstał m.in. most Santiago Calatravy w Barcelonie (rys. 2.). Postać Calatravy jest wyjątkowa – łączy trzy profesje: rzeźbiarza, ar-

chitekta i konstruktora. Z architektonicznego punktu widzenia faza wstępna w jego procesie twórczym obejmuje m.in. szkice odręczne.



Rys. 1. Rysunek przedstawia zestawienie form organicznych: sylwetki konia (jest to szkic odręczny Santiago Calatravy [10]) z wybranymi fragmentami form łuków mostu Santiago Calatravy przedstawionego na rys. 2a. Zestawienie to wskazuje, iż zgodnie z definicją architektury organicznej w formie mostu w Barcelonie można odnaleźć organiczne formy cząstkowe: ryby (o których pisał Calatrava), jak również fragmenty sylwetki konia. Szkic odręczny sylwetki konia przedstawia poszukiwania w fazie wstępnej procesu projektowania architektonicznego Santiago Calatravy, a formy łuku obrazują efekty fazy realizacyjnej mostu



Rys. 2a. Most żelbetowy w Barcelonie Santiago Calatravy to most z początku lat dziewięćdziesiątych, to współczesny przykład formy organicznej w architekturze [http://www.greatbuildings.com/buildings/Campo_Volantin_Footbridge.html].

Rys. 2b. Santiago Calatrava. Most w Barcelonie [http://www.galinsky.com/buildings/BacdeRoda/index.htm].

Jego budowle, zanim stały się profesjonalnymi projektami i realizacjami inżynierskimi, były rysowanymi ideami jedności, konstrukcji i formy, np.:

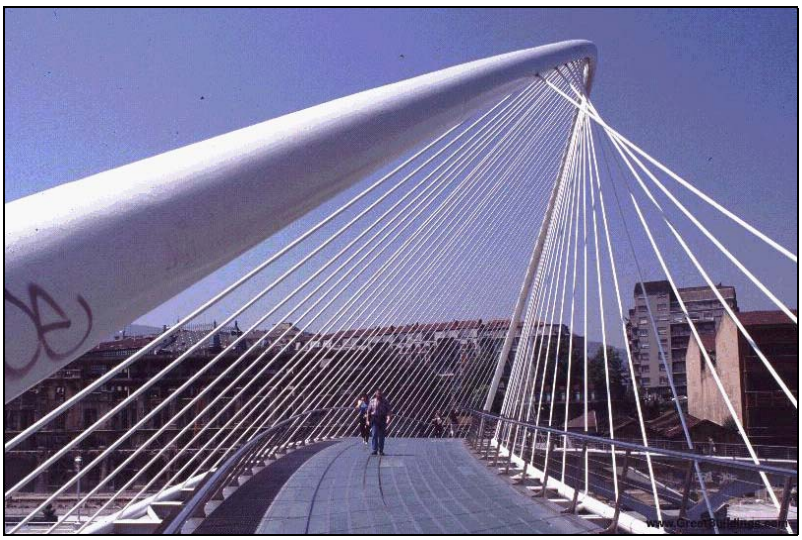
- kształtem łabędzia w locie (most Ponte d'Austerlitz w Paryżu),
- głową byka (przekrój poprzeczny konstrukcji mostu Puente sobre el Guadaina w Merida, a także most w Sewilli Parnas San Lazaro),
- sylwetką konia (most 9 d'Octubre w Walencji),
- kształtem ryby (most Felipe II w Barcelonie),
- muskulaturą sportowca (most Wettsteinbrucke w Bazylei),
- formami gałęzi i konarów drzew (BCE Place Galery w Toronto).

Calatrava – Hiszpan, z wykształcenia architekt i konstruktor, należy do niewielu twórców, którym udało się powiązać współczesne osiągnięcia inżynierii z formami organicznymi. Architektura mostów Calatravy dzięki „organicznie" kształtowanym elementom konstrukcyjnym (rys. 3., 4., 5.), głównie betonowym często przypominającym np. żebra, wydaje się człowiekowi szczególnie bliska. W realizacjach architektonicznych, w tym w realizacjach mostów Calatravy, często można spotkać smukłe i gęsto rozstawione elementy żelbetowe lub stalowe (rys. 5.).

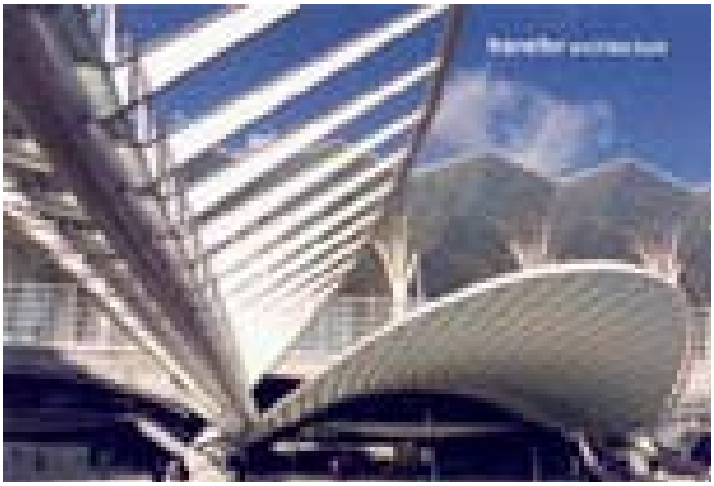
U Calatravy koncepcyjne kształtowanie formy mostu jest sztuką syntezy formy i konstrukcji oraz wielu czynników i uwarunkowań. Z metodologicznego punktu widzenia stworzona przez Calatravę forma architektoniczna mostu, przykładowo mostu w Barcelonie, wykazuje współzależność przyjętych kryteriów konstrukcyjnych i architektonicznych w układach wzajemnych zależności i uwarunkowań. Architektura mostów Calatravy dzięki „organicznie" ukształtowanym elementom, głównie betonowym, tworzy jedność formy, funkcji i konstrukcji. Owa jedność jest związana z definicją systemu, jako pracującej całości. Owa

jedność jest cechą systemu natury, jako uniwersum i jej podsystemów, w których i którymi jesteśmy [4, 12].

Rys. 3. Santiago Calatrava. Kładka dla pieszych łącząca dwie części miasta Bilbao, tworzy niezbywalny fragment większego założenia urbanistycznego [11]



Rys. 4. Przedstawianą kładkę dla pieszych Santiago Calatravy, Campo Volamin w Bilbao zrealizowano w konstrukcji żelbetowej. Zastosowano wieszaki stalowe [11]



Rys. 5. Santiago Calatrava, dworzec kolejowy, Zurych 1983-85. Elementy betonowej konstrukcji przypominające żebra [http://www.greatbuildings.com/buildings/Stadelhofen_Railway_Stati.html].

Calatrava rysuje swoje szkice-studia ołówkiem na białym papierze z rozmachem i pewnością. Rysunki odręczne Calatravy przywołują na myśl dziesiątki odręcznych rysunków karnetowych architekta Le Corbusiera [13]. Być może Calatrava, podobnie jak pisał o sobie Le Corbusier, rysuje na szkicu odręcznym już pomyślaną wcześniej ideę rzeczy.

Podsumowanie

Mostownictwo wyróżnia się tym spośród innych rodzajów budownictwa, że zależności występujące w jego działaniach są wyłącznie racjonalne. Racjonalizm to podstawa, to – jak twierdzi prof. J. Sołtan, architekt – trampolina, z której można czasem lub powinno się „skakać" w sztukę [8]. Niestety w mostownictwie nieprzygotowane „skoki" w sztukę mogą lub czasem muszą prowadzić do karykaturalnych sytuacji przy lądowaniu, a nawet katastrofy. Tę uwagę można uznać za dotyczącą wielostronnie uwarunkowanych złożonych problemów architektury i konstrukcji mostowych. W konstrukcjach mostowych Calatravy problemy architektoniczne i konstrukcyjne przenikają się w sposób szczególny. W przedstawianych kilku wybranych przykładach konstrukcji mostowych spójność formy architektonicznej i konstrukcji mostu doprowadziła na bazie form wzorowanych na naturze oraz działań racjonalnych do uzyskania odpowiedniej wytrzymałości i związanej z nią specyficznej estetyki mostu.

We współczesnej nauce i technice działania racjonalne są czasem wspierane zarówno działaniami metodycznymi i metodologicznymi [14, 15], w tym logistycznymi, jak również wiedzą know-how związaną z intuicją projektową

i z praktyką projektowania. Przykładem działań metodycznych są działania Calatravy sięgającego systematycznie i metodycznie do bogatych wzorców form natury.

Jerzy Sołtan [8] pisał, że olbrzymią rolę przy podejmowaniu architektonicznych decyzji odgrywają właściwie nieznane dotychczas jeszcze prawa, przeczuwane i określane intuicją projektową. Pogląd ten jest zbieżny z poglądem profesora Wacława Zalewskiego, dotyczącym intuicji projektanta konstruktora, nabywanej przez projektowanie wielu budowli [2].

Skala zmian i techniczne możliwości powstawania nowych form architektonicznych rozwiązań innowacyjnych współczesnych mostów są związane z rozwojem wiedzy inżynierskiej, związanej z kolei z nowymi własnościami nowych materiałów, np. kompozytów i nieustannie doskonalonymi procesami projektowymi architektury, konstrukcji i materiałów budowlanych [16, 17, 18].

Proces projektowania architektonicznego i konstrukcyjnego mostu ma znaczący wpływ bezpośredni i pośredni na uzyskaną jedność formy i konstrukcji w architekturze mostów, obok niewątpliwie istotnych innych problemów konstrukcyjnych procesów materiałowych, procesów realizacyjnych, finansowych i organizacyjnych.

W starożytności, w której wśród budowniczych nie istniał podział na konstruktora i architekta, budowniczy Witruwiusz [19], rzymski architekt, stawiał pytanie: kto jest powołany do budowania teorii architektonicznych, z natury rzeczy dotyczących również konstrukcji: czy tylko praktyk, który z praktyki wyprowadzi ogólną teorię, czy teoretyk, który umie operować poprawnie pojęciami i swą ogólną teorię zastosuje w praktyce, czy może teoretyk sztuki, esteta?

Współczesny inżynier projektujący konstrukcje mostowe musi być zarówno artystą, matematykiem, finansistą, jak i przedsiębiorcą [20]. Z tych też względów konstrukcje mostowe są niejednokrotnie projektowane i wznoszone przy współpracy konstruktora z zespołem interdyscyplinarnym.

Współczesne przeprawy mostowe to zbiorowe dzieła architektów, konstruktorów, technologów, również inwestorów. Projektowanie i realizacja tych dzieł polegają na racjonalnym i kreatywnym stosowaniu nowych materiałów i wiedzy, w tym szczególnie technicznej wiedzy inżynierskiej, praw sztuki. Niezależnie od powyższego w procesach twórczych Santiago Calatravy, jego wyobraźnia twórcza jest wspierana do pewnego stopnia metodycznymi działaniami prowadzącymi do analiz form natury.

Prezentowane przykłady mostów, tworzące jedność formy i konstrukcji, pozwalają mieć nadzieję, że architektura mostów XXI wieku może być projektowana i realizowana w harmonii z naturą człowieka i naturalnym środowiskiem, tzn. jedynym jakie mamy do dyspozycji.

Literatura

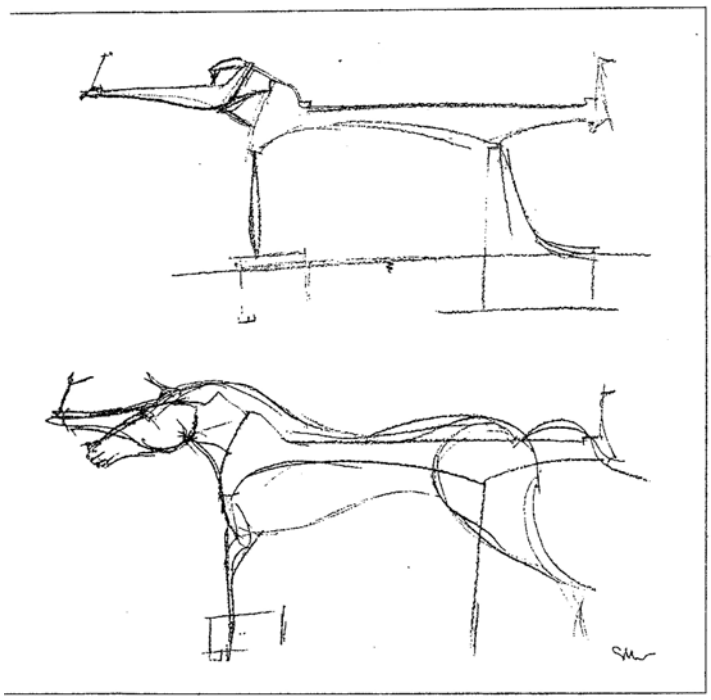
1. Wasiutyński Z., *O architekturze mostów*. PAN, PWN, Warszawa 1971.
2. Zalewski W., *O wszczęcie nauczania projektowania konstrukcji*, Inżynieria i Budownictwo, nr 10-12, 1989.
3. Niezabitowski A., *O pojęciu organiczności w architekturze*, [w:] *Sztuka a natura*, Oddział Górnośląski Stowarzyszenia Historyków Sztuki, Katowice 1991, s. 39-49.
4. Prokopska A., *Morfologia dzieła architektonicznego*. *Podstawy metodologiczne pozyskiwania wiedzy o analizie morfologicznej w projektowaniu architektonicznym*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2002.
5. Giedion S., *Time and Architecture*, *The Growth of a New Tradition*. Copyright by the president and Fellows of Harward College, 1965.
6. Witruwiusz M., *O architekturze ksiąg dziesięć* (*M. Pollio Vitruvius* ~ 70 p.n.e., Rzym), De architectura. ed. Scheneider, Leipzig, 1807-8.
7. Wasiutyński Z., *Pisma*, Tom III, *Naukoznawstwo*, *Metodologia techniki*. Część 2. *Z zagadnień metodologii techniki*. PAN, PWN, Warszawa 1981.
8. Sołtan J., *Rozmowy o Architekturze*, Ed. By Jola Gola, Muzeum Akademii Sztuk Pięknych, Warszawa 1996.
9. Pawłowski A., *Rola betonu w kształtowaniu budynków wysokich*. Materiały Budowlane, nr 5, 2000.
10. Kozłowski D., *Metafory Santiago Calatravy*, Cement Polski, styczeń/luty 1999.
11. http://es.wikipedia.org/wiki/Santiago_Calatrava.
12. Collen A., Bazewicz M., *Podstawy metodologiczne systemów ludzkiej aktywności i informatyki*, Oficyna Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1995.
13. Prokopska A., *The Methodological Significance of Sketchbook Drawings in the Architectural Process of Le Corbusier Systems*, Transdisciplinaty Systems Science, vol. 11/2 Wrocław 2006.
14. Wise A. J., *Decyzje w projektowaniu*, *analiza i wspomaganie sztuki syntezy*, *Projektowanie i Systemy*, tom XI, Zakład Narodowy im. Ossolińskich, Wydawnictwo Polskiej Akademii Nauk, Wrocław-Kraków-Warszawa-Łódź 1990.
15. Collen A., Gasparski W. (red.), *General Aplications of Methodology*, *Design and Systems*, *Praxiology*, The International Annual of Practical Philosophy and Methodology, vol 3, Transaction Publ., New Brunswick (USA) and London (UK) 1995.
16. Silviero E., Cecchi A., *Form and construction in designing of bridges*, Structural Engineering International, 1/94.
17. Gregory S.A., *Spans of decision*, Design Studies, vol. 6, no 3, 1985.
18. Gasparski W., *Względy etyczne w ocenianiu przedmiotów technicznych. Projektowanie i Systemy*, t. XVI, *Zagadnienia metodologiczne nauk technicznych*, Komitet Naukoznawstwa PAN, Warszawa, 2000.
19. Gasparski W.W., *In two thousand years*. *From Vitruvius to Systems Engineering*, [in:] Pichler F. (ed.), *Proceedings of the Fourth European Meeting on Cybernetics and Systems Research*. Washington: Hemisfere Publications, 1978, s. 273-283.
20. Jarominiak A., *Mosty Podwieszone*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 1997.

UNITY OF FORM AND CONSTRUCTION IN ARCHITECTURE OF BRIDGES OF SANTIAGO CALATRAVY

S u m m a r y

The presented work concerns about problems of creativity process of architectural and constructional designing of bridges. Described connection differents knowledge architectonic and constructional designing of form bridges of Santiago Calatrava in a methodological aspects, selected interesting, examples of organic architecture bridges presented unity of form and construction.

Wpłynęło do Oficyny Wydawniczej w czerwcu 2007 r.



ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ **Nr 242**
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z. 44 **2007**

Michał PROKSA
Politechnika Rzeszowska

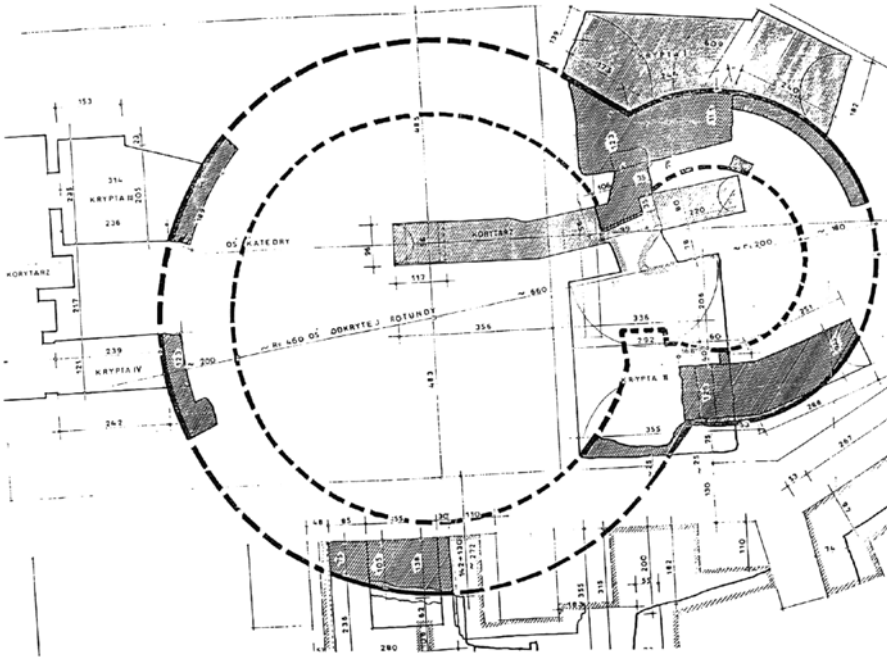
ROTUNDA ŚW. MIKOŁAJA W PRZEMYŚLU JAKO PRZYKŁAD KOŚCIOŁA CENTRALNEGO Z DOOKOLNYM AMBITEM

Odkrycia rotundy, zlokalizowanej pod prezbiterium gotyckiej katedry w Przemyślu, dokonali J.T. Frazik i A. Kunysz w 1961 roku. W roku 1996 jej badania zostały wznowione przez autora niniejszego artykułu i pozwoliły na podjęcie próby rekonstrukcji planu i układu przestrzennego świątyni. Odkryte relikty pozwoliły przyjąć, że obiekt należy do tzw. rotund prostych i składa się z podkowiastej absydy skierowanej ku wschodowi, która przechodzi w kolistą nawę. Fundament wewnętrzny pełnił zapewne funkcję podbudowy pod kolumnadę obejścia, składającej się prawdopodobnie z sześciu lub ośmiu kolumn.
Wyniki badań i próba rekonstrukcji rotundy pozwoliły umieścić obiekt w licznej grupie budowli centralnych. Istotnym elementem ich programu przestrzennego jest podział nawy na część środkową i pierścień ambitu, który ją otacza i jest ogrodzony kolumnadą złożoną najprawdopodobniej z sześciu filarów. Najstarsze tego typu budowle wzniesiono w Rzymie i na terenie Palestyny, kolejne m.in. w Mediolanie, Salonikach, Rawennie, Akwizgranie.

W 1961 roku J.T. Frazik i A. Kunysz odkryli pod prezbiterium katedry obrządku łacińskiego w Przemyślu relikty kościoła, które ksiądz Julian Ataman zidentyfikował ze świątynią pod wezwaniem św. Mikołaja (J. Ataman 1961, s. 141). Tę sugestię przejęli odkrywcy (A. Kunysz 1961, s. 11, J.T. Frazik 1962a, s. 224), którzy również dokonali pierwszej rekonstrukcji i datowania, a za nimi powtórzyli to historycy architektury, np. Z. Świechowski (1963, s. 220) i M. Pietrusińska (1971, s. 751). Odkryte relikty znajdowały się w kryptach grobowych I-IV i na zewnątrz po południowej stronie prezbiterium. Wyniki badań były kilkakrotnie publikowane przez A. Kunysza (1962 i 1963) i J.T. Frazika (1962a, 1962b, 1965), (rys. 1.). Drugą serię badań przeprowadził w latach 1996--1998 autor niniejszego artykułu w ramach Programu Resortowego Ministra Kultury i Sztuki w „1000-lecie Zjazdu Gnieźnieńskiego". Odkryte fragmenty murów należą do trzech części świątyni: nawy, absydy i wewnętrznego pierścienia.

Zewnętrzne lico muru absydy (widoczny styk z murem nawy) i jego korona zostały odsłonięte w kryptach I i II. Grubość muru wynosi około 200-205 cm,

średnica zewnętrzna około 8 m, a wewnętrzna 4 m. Narys absydy przekracza połowę okręgu, przechodząc w nawę przez filar tęczowy zachowany jedynie od strony północnej.



Rys. 1. Przemyśl. Rotunda św. Mikołaja. Plan z 1961 r. Opracowano na podstawie A. Kunysza, J.T. Frazika (*Badania archeologiczne na terenie Przemyśla w roku 1961*, Sprawozdania Rzeszowskiego Ośrodka Archeologicznego za rok 1961, Rzeszów 1961).

Mury kolistej nawy odsłonięto na kilku odcinkach. Najdłuższy odcinek rozpoznano w krypcie I, a w krypcie II (południowej) mur został zniszczony, ale jest uchwytna jego grubość (około 180 cm). Kolejne odcinki odsłonięto na zewnątrz świątyni po południowej stronie prezbiterium i w kryptach III i IV dostępnych przez wejście w nawie pod chórem.

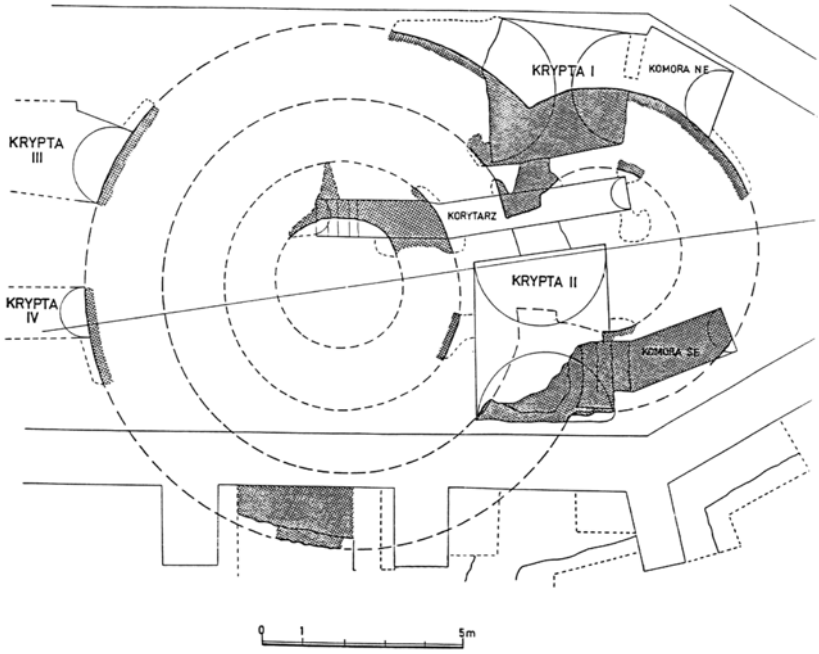
Mury absydy i nawy wykonano techniką „opus emplectum" z dużych bloków wapiennych, których długość wynosi 50-60 cm, a niektórych dochodzi nawet do 70-80 cm, natomiast wysokość waha się w granicach 22-40 cm. Wnętrze muru wypełnia łamany wapień, trochę ułamków piaskowca i bryły martwicy wapiennej, spojone zaprawą wapienno-piaskową, w której nie zauważono węgli drzewnych i okruchów ceramiki. Zauważono natomiast lekkie poszerzenie muru ku dołowi w postaci bądź kilkucentymetrowej odsadzki w licu absydy, bądź zeszkarpowania lica nawy. Obserwacją najważniejszą, konieczną do modyfikacji wcześniej głoszonego poglądu na chronologię obiektu, jest fakt, że cały obserwowany mur stanowi część fundamentową zagłębioną w lessowy calec, pier-

wotny humus i zalegające nad nim warstwy kulturowe. Górna część muru jest wygładzona i robi wrażenie partii naziemnej, ale przyczyną tego wygładzenia jest cyrkulacja wilgoci w kryptach grobowych. Pozostawienie przez dwa stulecia (od czasu budowy krypt grobowych przez biskupa Antoniego Fredrę w 1 ćwierci XVIII wieku) muru w wilgotnej cyrkulacji powietrza spowodowało wymycie ścian wapiennych z ziemi i wygładzenie ich lica, co upodobniło go do lica pozostającego przez dłuższy czas na powierzchni. Wydaje się niemal pewnym, że ciosy zastosowane w fundamencie znalazły się tam na złożu wtórnym, gdyż mało prawdopodobne jest wykonanie starannie obrobionych elementów celem ich użycia w podwalinach (fundamencie) świątyni.

W korytarzu wejściowym zaobserwowano element murowany widoczny na poziomie użytkowym, który w 1961 roku J.T. Frazik i A. Kunysz uznali za posadzkę wnętrza rotundy. Niewielkiemu fragmentowi muru, występującemu w południowej ścianie korytarza, a będącemu przedłużeniem „posadzki", badacze nie poświecili żadnej uwagi. Dopiero w latach 1996-1998 mur został przebadany w większej części w kilku sondach. Stwierdzono, że mur ma narys koła, a wykonano go w technice „opus incertum" z warstw łamanego piaskowca, z użyciem spoiwa gliny lessowej. Jego grubość wynosi około 145 cm, a odległość między nimi a murem magistralnym to około 165-180 cm. Średnica wewnętrzna wynosi około 3 m, a przy grubości muru 145-150 cm zewnętrzna około 6 m. Dokonane obserwacje pozwoliły stwierdzić istotny fakt; mur ten jest w całości partią fundamentową (nie będziemy tu omawiać kontekstu archeologicznego, który dokładniej będzie przedstawiony w przygotowanej do druku publikacji poświeconej podsumowaniu romanizmu w Polsce południowo-wschodniej).

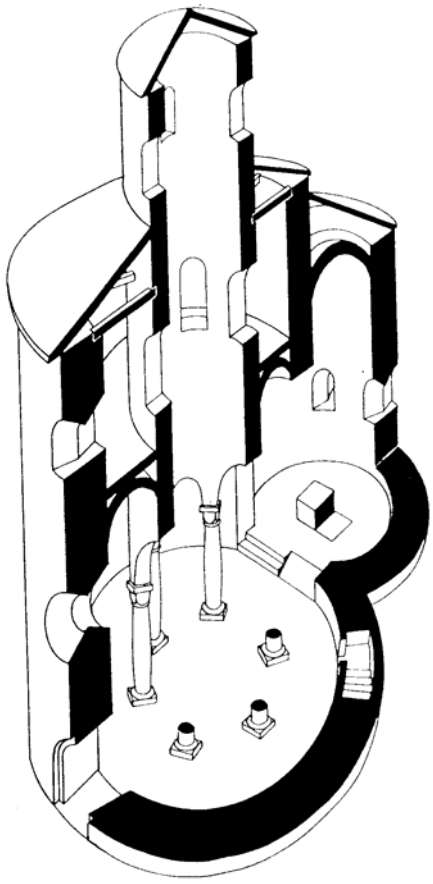
Krótko opisane elementy pozwoliły na dokonanie próby rekonstrukcji planu i układu przestrzennego świątyni (rys. 2.). Podkreślić należy, że prace z lat 90-tych wprowadziły pewne korekty do rekonstrukcji przeprowadzonej przez J.T. Frazika i A. Kunysza. Ustalono, że mury miały grubość około 180-190 cm, a absydy około 200 cm. Odkryte relikty pozwoliły przyjąć, że obiekt należy do tzw. rotund prostych i składa się z podkowiastej absydy skierowanej ku wschodowi o średnicy wnętrza około 4 m, która przechodzi w kolistą nawę o średnicy około 9,5 m. Przy rekonstrukcji należy uwzględnić pierścień muru wewnętrznego pochodzący z tego samego założenia mimo wyraźnej różnicy w technice wykonania. Trzeba chyba przyjąć najbardziej prawdopodobny wariant, że fundament wewnętrzny powstał w tym samym czasie co mury magistralne, a pełnił funkcję podbudowy pod kolumnadę obejścia. Wykonanie pełnego obwodu podbudowy może sugerować, że spoczywała na nim kolumnada składająca się z sześciu lub ośmiu filarów lub kolumn. Przy czterech podporach wykonano by zapewne fundamenty punktowe. W przypadku kolumnady w świątyni przemyskiej będziemy opowiadać się za sześcioma filarami, gdyż większa ich liczba (np. już 8) przy niewielkiej powierzchni nawy utrudniałaby komunikację ambitu z innymi częściami kościoła. Przyjmując istnienie dookolnego obejścia

wytyczonego przez kolumnadę, można rekonstruować nad nim galerię emporową, a komunikację miedzy poziomami zapewniać mogły schody ulokowane w grubości muru. Nie umiemy zlokalizować wejścia do świątyni, ale opowiadać się będziemy za zachodnim lub południowym jego umieszczeniem (rys. 3.).



Rys. 2. Przemyśl. Rotunda św. Mikołaja. Plan po badaniach w latach 1996-1998. Opracowanie: własne i Z. Pianowski.

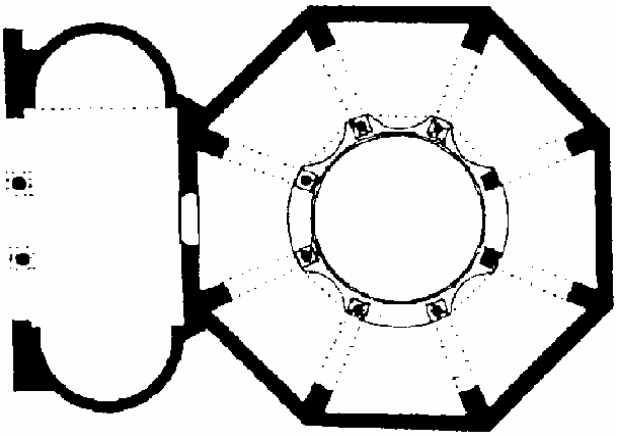
Jeśli założymy, że taka rekonstrukcja kościoła jest prawdziwa i uzasadniona lub przynajmniej prawdopodobna, należy zadać pytanie o jej przeznaczenie. Funkcja liturgiczna górnego kościoła byłaby możliwa, gdyby założyć istnienie drugiej kondygnacji absydy, na co pozwalają grube mury, z drugiej jednak strony brak fragmentów naziemnych muru absydy czyni sugestię dwukondygnacyjności absydy trochę za odważną. Dlatego też bezpieczniej wypowiadać się o funkcji refugialnej dla ludności zamieszkującej osadę (może o charakterze podgrodzia) towarzyszącej rotundzie. Znane są takie przykłady, np. kościół św. Andrzeja w Krakowie, który ochronił ludność w czasie najazdu Tatarów w 1241 roku (J. Długosz 1975, t. II, s. 270), czy schronienie się ludności w cerkwi zamkowej w 1260 roku w Sandomierzu (F. Sielecki 1987, s. 244). Dowodem na to może być również dokument dotyczący spraw o wykorzystanie empory w kościele w Potvorowie w Czechach (A. Tomaszewski 1974, s. 245-247).



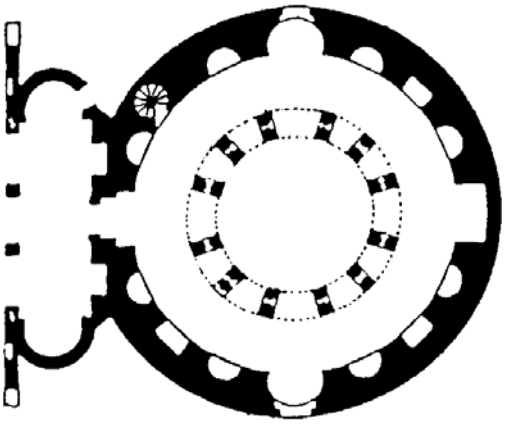
Rys. 3. Próba rekonstrukcji rotundy św. Mikołaja w Przemyślu. Opracowanie: własne i Z. Pianowski.

Wyniki badań i próba rekonstrukcji rotundy pozwoliły umieścić obiekt w licznej grupie budowli centralnych. Istotnym elementem programu przestrzennego jest podział nawy na część środkową i pierścień ambitu, który ją otacza i jest ogrodzony kolumnadą złożoną najprawdopodobniej z sześciu filarów. Nad nim mogła znajdować się galeria emporowa. Geneza tego typu świątyń tkwi we wczesnym średniowieczu i odwołamy się tu do przykładów kościołów kolistych i wielobocznych. Te ostatnie bowiem w miarę wzrastania ilości boków zbliżały się do form rotundowych i za takie były uważane (G. Sieffert 1968, s. 35; G. Streich 1984, s. 193). Z najstarszymi obiektami tego typu mamy do czynienia w Rzymie i na terenie Palestyny i wiązać je można z działalnością fundacyjną cesarza Konstantyna (306-337), jego żony Heleny i córki Konstancji. Wymieńmy tu baptysterium św. Jana na Lateranie (rys. 4.) i mauzoleum Konstancji przy bazylice św. Agnieszki za Murami (rys. 5.) na terenie Palestyny, zaś rotundę Anastazis nad Grobem Świętym w Jerozolimie (rys. 6. i 7.), memorię nad skałą Narodzenia Pańskiego w Betlejem (rys. 8.) i rotundę Wniebowstąpie-

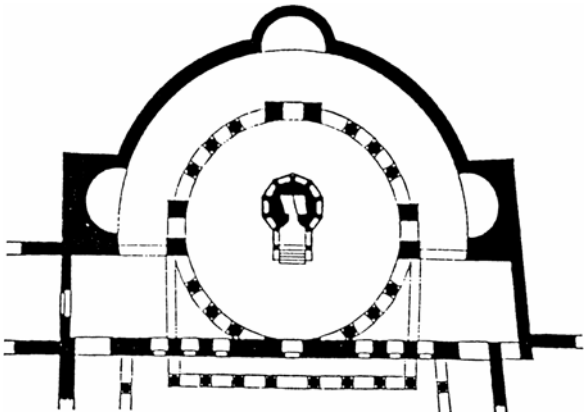
nia na Górze Oliwnej przebudowaną na oktogon w XII wieku przez Krzyżowców (rys. 9.), (B. Filarska 1983 s. 47 nn, 162-163).



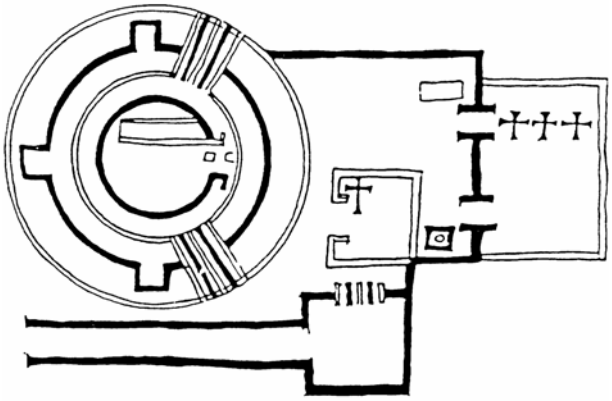
Rys 4. Rzym. Baptysterium św. Jana na Lateranie. Opracowano na podstawie Katchatrian (B. Filarska, *Początki architektury chrześcijańskiej*, Lublin 1983).



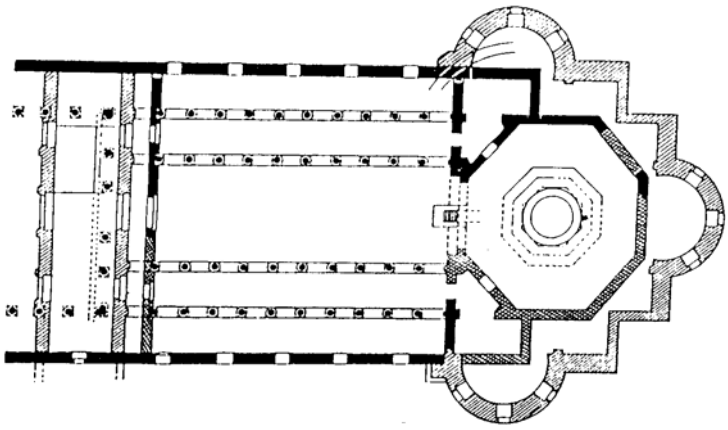
Rys. 5. Rzym. S. Constanza. Opracowano na podstawie Isabelle (B. Filarska, *Początki architektury chrześcijańskiej*, Lublin 1983).



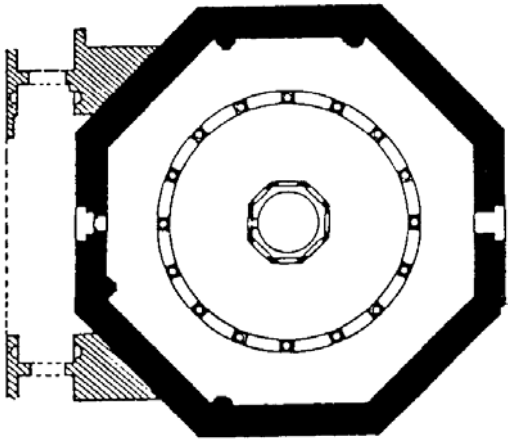
Rys. 6. Jerozolima. Kościół Grobu Świętego (Anastazis). Rekonstrukcja rzutu świątyni konstatyńskiej z IV wieku. Opracowano na podstawie Krautheimer (B. Filarska, *Początki architektury chrześcijańskiej*, Lublin 1983).



Rys. 7. Jerozolima. Kościół Grobu Świętego (Anastazis). IX-wieczny przerys szkicu Arkulfa z ok. 680 r. Opracowano na podstawie A. Grzybkowskiego (*Średniowieczne kaplice zamkowe Piastów śląskich (XII-XIV wiek)*, Rozprawy Uniwersytetu Warszawskiego nr 336, Warszawa 1990).

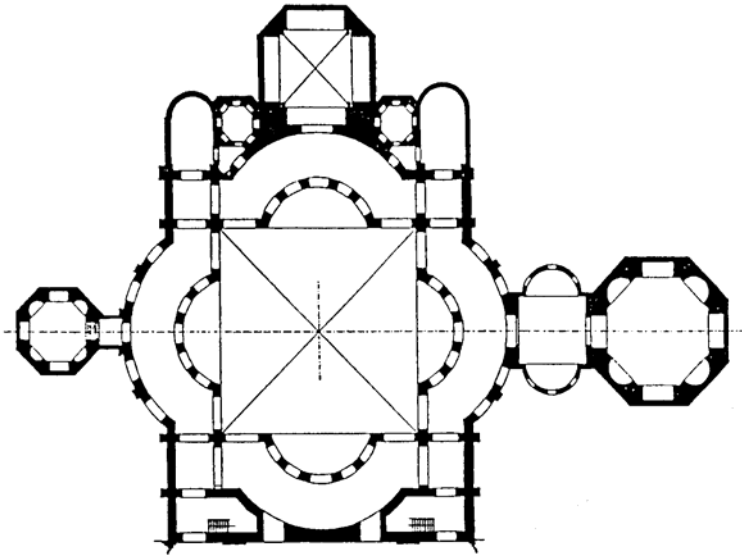


Rys. 8. Betlejem. Kościół nad Skałą Narodzenia. Opracowano na podstawie Grabar (Schwartz, *Architektur und Gesellschft von Kaiser Konstantin bis zu Karl dem Grossen*, Leipzig 1989).



Rys. 9. Jerozolima. Kościół Wniebowstąpienia (Inbomon) na Górze Oliwnej. Opracowano na podstawie Grabar (Schwartz, *Architektur und Gesellschft von Kaiser Konstantin bis zu Karl dem Grossen*, Leipzig 1989).

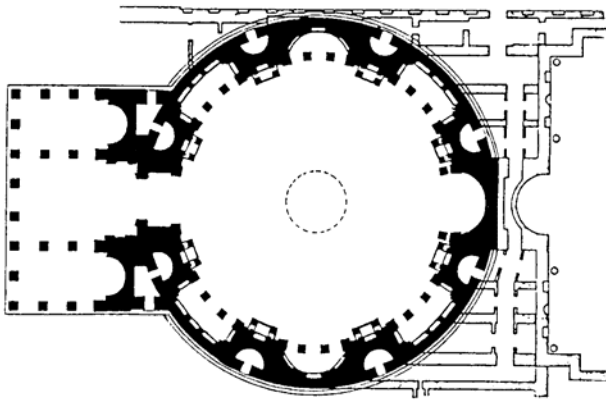
Kolejne budowle wzniesiono w Mediolanie (rys. 10.), jednej z głównych siedzib tetrarchów, gdzie w latach 360-420 zbudowano kościół św. Wawrzyńca (S. Lorenzo) o rozbudowanym układzie przestrzennym, będący w gruncie rzeczy świątynią centralną z ambitem. Powstała ona pod wpływem architektury prowincji wschodnich Cesarstwa, głównie tzw. Złotego Oktogonu w Antiochii, zbudowanego w latach 327-341 (A. Schwartz 1989, s. 106).



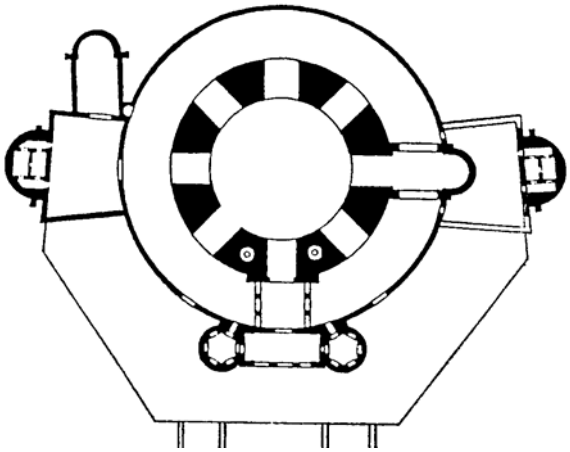
Rys. 10. Mediolan. S. Lorenzo. Opracowano na podstawie Calderini (Schwartz, *Architektur und Gesellschft von Kaiser Konstantin bis zu Karl dem Grossen*, Leipzig 1989).

Edykt mediolański z 313 roku uznał chrześcijaństwo za religię państwową i w związku z tym nastąpiła adaptacja budowli związanych z pogaństwem do celów nowego kultu. Symboliczny wymiar miało poświęcenie Panteonu jako kościoła Najświętszej Panny i ŚŚ Męczenników (608), (rys. 11.) i od tego czasu budowla ta stała się wzorcem dla innych obiektów na terenie Cesarstwa. W Salonikach (rys. 12.) przebudowano w latach 379-395 za panowania Teodozjusza I mauzoleum cesarza Galeriusza (a może była to świątynia Zeusa), dodając ambit o szerokości około 8 m.

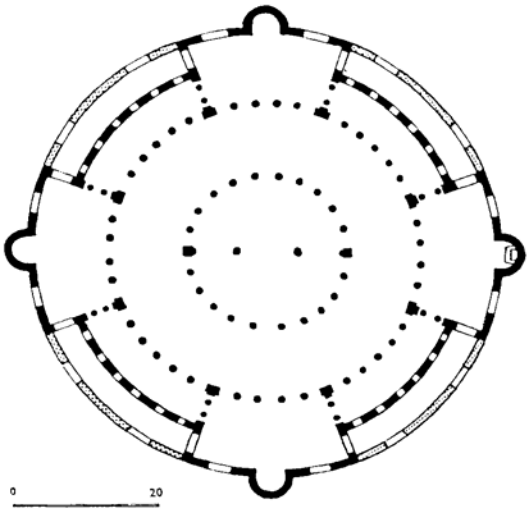
Z końcowego okresu Cesarstwa pochodzi kościół S. Stefano Rotondo w Rzymie (rys. 13.) poświęcony przez papieża Simplicjusza (468-483). Skalą dwukrotnie przewyższał Anastazis, a wewnętrzny obwód muru wynosił 66 m. Tambur przepruty rzędem otworów okiennych dźwigały 22 kolumny, a przestrzeń środkową otaczał podwójny ambit. Nie będziemy podawać większej ilości analogii (ze względu na szczupłość miejsca), odniesiemy się jednak do dwóch istotnych obiektów, które wywarły ogromny wpływ na późniejsze realizacje



Rys. 11. Rzym. Panteon. Opracowano na podstawie Untermann (*Der Zentralbau im Mittelalter. Form–Funktion–Verbreitung*, Darmstadt 1989).

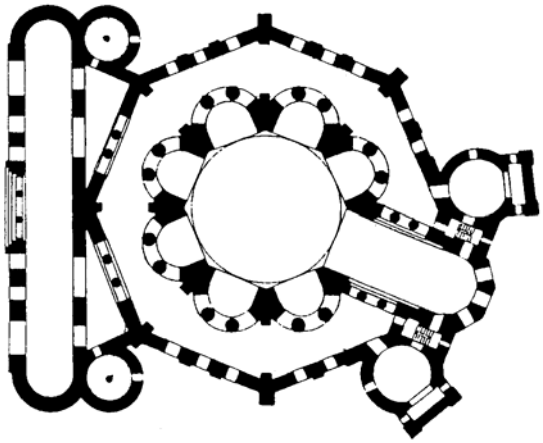


Rys. 12. Saloniki. Tzw. mauzoleum Galeriusza po przebudowie na kościół św. Jerzego. Opracowano na podstawie Hoddinott B. Filarska, *Początki architektury chrześcijańskiej*, Lublin 1983).



Rys. 13. Rzym. S. Stefano Rotondo. Opracowano na podstawie Major (Schwartz, *Architektur und Gesellschft von Kaiser Konstantin bis zu Karl dem Grossen*, Leipzig 1989).

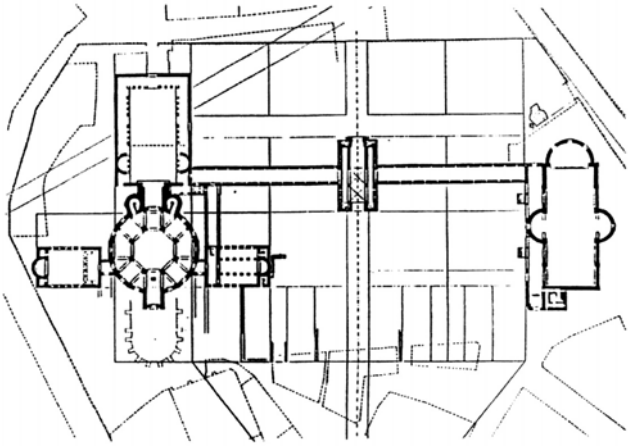
w Europie i Azji mniejszej. W Rawennie, jednym z najważniejszych ośrodków Cesarstwa, zbudowano przed 547 rokiem kościół św. Witalisa o oktogonalnym narysie z centralną częścią uformowaną przez 7 eksedr otwartych do dwukondygnacyjnego ambitu kolumnowymi triforiami (rys. 14.). Wydaje się, że budowla ta powstała pod wpływem architektury Konstantynopola, głównie kościoła św. Sergiusza i Bakchusa i stała się inspiracją do najwspanialszej budowli wczesnego średniowiecza, kaplicy Karola Wielkiego w Akwizgranie.



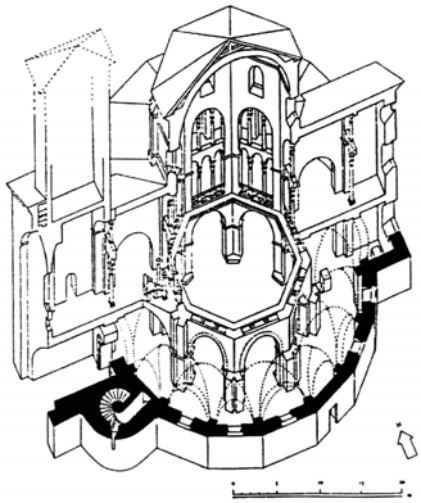
Rys. 14. Ravenna. S. Vitale. Opracowano na podstawie Bovini (Schwartz, *Architektur und Gesellschft von Kaiser Konstantin bis zu Karl dem Grossen*, Leipzig 1989).

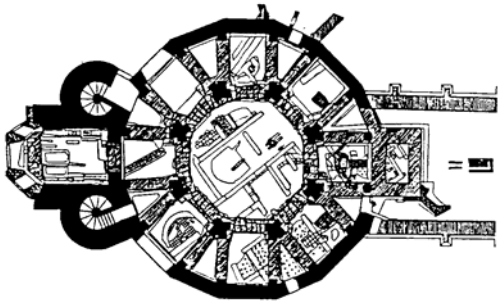
Akwizgran był rezydencją królewską od 794 (od 800 – cesarską) do 870 roku. Zbudowano tu rezydencję ulokowaną w pobliżu antycznych term, które włączono w cały kompleks budynków (rys. 15.). Na dziedziniec prowadziła droga przez monumentalny budynek bramy, na północy mieścił się człon świecki z wielką aulą (Z. Pianowski 1994, s. 116-120), na południu stanęła szesnastoboczna kaplica z dwiema bazylikami bocznymi (od północy i południa) i atrium od zachodu. Aule z kaplicą łączył dwukondygnacyjny portyk o dł. 133 m przerwany budynkiem bocznym. Kaplicę (rys. 16.) zbudował w latach 790-800 Odon z Metzu z wykorzystaniem antycznych detali z rozebranych budowli z Rzymu i Rawenny. Jej część środkową stanowi oktogon o średnicy 14,5 m i wysokości 20 m otoczony szesnastobocznym dwukondygnacyjnym ambitem o średnicy 42 m. Od wschodu ulokowano prostokątne prezbiterium, od wschodu wieżę z przylegającymi do niej okrągłymi klatkami schodowymi. Na górnej kondygnacji naprzeciwko prezbiterium stał tron cesarski zrekonstruowany w XIX wieku. Kaplica ta posiada dużą liczbę kopii (mniej lub bardziej wiernych) w architekturze przedromańskiej, romańskiej i gotyckiej na całym obszarze europejskim i przednioazjatyckim.

Datowanie świątyni jest oprócz próby jej rekonstrukcji podstawowym problemem. Istotną wskazówką jest obserwacja, że do budowy partii fundamentowych użyto regularnie obrobionych sześciennych bloków wapiennych użytych



Rys. 15. Akwizgran. Plan karolińskiego zespołu pałacowego. Opracowano na podstawie Hugot (*Die Pfalz Karl der Grosse in Aachen*, [w:] *Karl der Grosse, Lebenswerk und Nachleben*, t. III. Düsseldorf 1967).





Rys. 16. Akwizgran. Kaplica pałacowa Karola Wielkiego (wraz z systemem fundamentów). Opracowano na podstawie: Schwartz (*Architektur und Gesellschft von Kaiser Konstantin bis zu Karl dem Grossen*, Leipzig 1989) oraz Kubach, Verbeek (*Romanische Baukunst in Rhein und Maas. Katalog der vorromanischen und romanischen Denkmäler*, t. I, Berlin 1976).

tu wtórnie, a pochodzących zapewne ze starszego kościoła. Przyjąwszy, że starszy obiekt musiał funkcjonować jakiś czas (być może zbudował go Bolesław Śmiały), (M. Gosztyła, M. Proksa 1997), to trudno datować rotundę św. Mikołaja wcześniej niż na połowę XII wieku. Zarówno wymiary obiektu nie ułatwiają rozwiązania problemu datowania, jak również zupełny brak materiału zabytkowego (detali, ceramiki itp.). Pewne jest, że kościół istniał już przed 1301 rokiem, a informacja ta pochodzi z dokumentu księcia Lwa Daniłowicza zachowanego w postaci łacińskiej oblaty dokonanej w 1470 roku, przechowanej w księdze ławniczej Przemyśla z lat 1469-1480 (APP, AmP, zesp. 129, sygn. 4, s. 18-19). O ile początki kościoła są niejasne, to pewny jest czas jego zburzenia. Dokonał tego po 1460 roku biskup przemyski Maciej Błażejewski, by na jego miejscu wybudować gotycką katedrę funkcjonującą zresztą do dnia dzisiejszego.

Postulat dalszych studiów terenowych architektoniczno-archeologicznych wydaje się oczywisty.

Literatura

Ataman J. (1961), *Odkrycie archeologiczne w podziemiach bazyliki katedralnej przemyskiej*, Kronika diecezji przemyskiej o. ł.

Długosz J. (1975), *Ioannis Dlugosii Annales seu Cronicae incliti Regni Poloniae*, Varsoviae (Historia Polski, t. II).

Filarska B. (1983), *Początki architektury chrześcijańskiej*, Lublin.

Frazik J.T. (1962a), *Relikty rotundy pod prezbiterium katedry przemyskiej w świetle dotychczasowych badań*, Biuletyn Historii Sztuki, t. 24.

Frazik J.T. (1962b), *Technika muru rotundy na Placu Katedralnym w Przemyślu i uwagi z tym związane*, Czasopismo Techniczne, t. 67.

Frazik J.T. (1965), *Problemy architektury romańskiej Przemyśla*. Streszczenie referatu, Sprawozdania z posiedzeń naukowych oraz działalności Towarzystwa Przyjaciół Nauk i innych towarzystw naukowych i kulturalnych miasta Przemyśla, Towarzystwo Przyjaciół Nauk w Przemyślu.

Gosztyła M., Proksa M. (1997), *Kościół św. Mikołaja w Przemyślu na tle rotund prostych w Polsce*, Parafia Św. Jana Chrzciciela przy Bazylice Archikatedralnej, Przemyśl.

Kunysz A. (1961), *Przemyśl wczesnośredniowieczny (w świetle badań wykopaliskowych przeprowadzonych w latach 1958 i 1959)*, Rocznik Województwa Rzeszowskiego, t. 2, z. 1.

Kunysz A. (1962), *Wyniki badań archeologicznych na terenie Przemyśla w rejonie Starego Miasta w roku 1961*, Rocznik Przemyski t. IX, z. 2.

Kunysz A. (1963), *Najnowsze wyniki badań archeologicznych na terenie Przemyśla w rejonie Starego Miasta*, Rocznik Województwa Rzeszowskiego, t. III, Rzeszów.

Pianowski Z. (1994), „*Sedes regni proncipales*". *Wawel i inne rezydencje piastowskie do połowy XIII wieku na tle europejskim*, Politechnika Krakowska, Kraków.

Pietrusińska M. (1971), Katalog i bibliografia zabytków, [w:] *Sztuka polska przedromańska i romańska do schyłku XIII wieku*. Dzieje Sztuki Polskiej, t. I, Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa.

Sieffert G. (1968-1969), *Les imitations de la chapelle palatine de Charlemagne à Aix–la–Chapelle*, Cahier de l' Art. Médiéval t. V fasc. II.

Schwartz A. (1989), *Architektur und Gesellschft von Kaiser Konstantin bis zu Karl dem Grossen*, Leipzig,

Sielecki F. (1987), *Latopis Halicko-Wołyński*, [w:] *Kroniki staroruskie*, Państwowy Instytut Wydawniczy, Warszawa.

Streich G. (1984), *Burg und Kirche während des deutschen Mittelalters*, t. I–II, Sigmaringen.

Świechowski Z. (1963), *Budownictwo romańskie w Polsce*. *Katalog zabytków*, Zakład Narodowy im. Ossolińskich – Wydawnictwo PAN, Warszawa.

Tomaszewski A. (1974), *Romańskie kościoły z emporami zachodnimi na obszarze Polski, Czech i Węgier*, Zakład Narodowy im. Ossolińskich, Wrocław–Warszawa–Kraków––Gdańsk.

THE ROTUNDA OF ST NICOLAS IN PRZEMYŚL AS AN EXAMPLE OF A CENTRALLY-PLANNED CHURCH WITH A SURROUNDING AMBULATORY

S u m m a r y

The rotunda of St Nicolas in Przemyśl, located under the presbytery of the gothic cathedral church, was discovered in 1961 by J.T Frazik and A. Kunysz. The research, resumed by the author of this article in 1996, allowed the reconstruction of the plan and the spatial arrangement of the temple to be done. The relicts, which were found, gave the possibility to discover, that the rotunda of St Nicolas consisted of the semicircular apse (facing East) and the circular nave. The inner foundations must have had the function of the substructure of the ambulatory collonade, probably consisting of six or eight columns.

The results of the research, as well as the trial of the reconstruction of the rotunda allowed to include this object in the numerous group of the centrally-planned buildings. The important feature of the spatial arrangement of this kind of structures is the division of the nave into two parts: the central one and encircling it ambulatory, with the collonade (most probably consisting of six pillars) between them. The oldest buildings of that type were raised in Rome and on the territory of Palestine, the next ones in Milan, Salonika, Ravenna, Aachen.

Wpłynęło do Oficyny Wydawniczej w czerwcu 2007 r.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ **Nr 242**
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z. 44 **2007**

Michał PROKSA
Politechnika Rzeszowska

ŚREDNIOWIECZNE ZAMKI ZIEMI PRZEMYSKIEJ I SANOCKIEJ

Pierwsze zamki pojawiły się na tym terenie w połowie XIV wieku, a ich koniec przypada na wiek XVI (pojawienie się nowego systemu obronnego basztowo-bastejowego). Wiązać je można z trzema grupami inwestorów: królem, grupą rycerską, później magnacko-szlachecką, wreszcie duchowieństwem. Do hierarchów łacińskich należały siedziby w Królikowej, Brzozowie, Krośnie i Radymnie, zaś biskupi ob. wschodniego mieszkali w swoich rezydencjach w Straszewicach, Walawie i Wielunicach.
Król w ziemi przemyskiej i sanockiej zbudował zamki murowane w Przemyślu, Sanoku i Uryczu (zamek Tustań), zaś drewniane w Drohobyczu, Medyce i Mościskach.
Do obiektów prywatnych powstałych w średniowieczu na omawianym terenie zaliczyć można siedziby w Bolestraszycach, Dynowie, Gorliczynie, Hoczwi, Jarosławiu, Lesku, Łańcucie, Odrzykoniu, Podhorodcach, Rogach, Rzeszowie, Rymanowie, Samborze, Sobieniu, Stubnie i Zboiskach. Niektóre z nich początkowo drewniane, zostały zamienione z czasem na rezydencje murowane. Miały one różną skalę założeń, a zależała ona od potrzeb i zamożności fundatora. W wiekach XVI i XVII część z nich została zamieniona na rezydencje manierystyczne, część uległa zniszczeniu lub została wykorzystana w innych obiektach.
Postulat dalszych badań nad tym zagadnieniem wydaje się oczywisty.

Granice chronologiczne uwzględnione w tym artykule w zasadzie odpowiadają okresowi funkcjonowania budowli rezydencjonalno-obronnych w ziemi przemyskiej i sanockiej. Dolną granicę wyznacza data przyłączenia ziem ruskich do Królestwa Polskiego przez Kazimierza Wielkiego, a wiąże się to z pojawieniem się pierwszych monumentalnych budowli murowanych na tym terenie, jeśli oczywiście odrzucimy trzy obiekty romańskie powstałe w zupełnie innych warunkach historycznych: rotundę i palatium na Wzgórzu Zamkowym w Przemyślu, leżącą w ich sąsiedztwie tzw. cerkiew księcia Wołodara i rotundę św. Mikołaja, której relikty tkwią pod prezbiterium katedry obrządku łacińskiego w Przemyślu.

Górna granica chronologiczna jest chyba trochę mniej wyraźna, a można ją umieścić na przełomie 1 i 2 ćwierci XVI wieku i wiązać z pojawieniem się na tym terenie nowego systemu obronnego, zwanego basztowo-bastejowym, z którego zrezygnowano dopiero w połowie XVII stulecia.

Terytorialnie obszar z analizowanymi monumentalnymi obiektami odnosi się do dzisiejszej Polski SE z Rzeszowem na zachodzie, dochodząc w okolice Gródka Jagiellońskiego na wschodzie.

W roku 1340 Kazimierz Wielki na podstawie wcześniejszych umów dynastycznych wyprawił się na Ruś i w czasie kolejnych ekspedycji przyłączył do Korony ziemie ruskie po Wołyń, ziemię bełską i chełmską, a przy okazji uzależnił Podole. Tereny te po roku 1366 zaczęto nazywać Rusią Czerwoną. Na przyłączonych terenach wprowadzono nowy podział administracyjny, wyodrębniono województwa ruskie, bełskie, podolskie i wołyńskie. Ziemie dzisiejszej Polski SE znalazły się w granicach województwa ruskiego ze stolicą we Lwowie, tworząc dwie jednostki administracyjne: ziemię przemyską i sanocką oprócz trzech innych należących również do tego województwa: lwowskiej, halickiej i chełmskiej oddzielonej od reszty województwem bełskim. W tym miejscu zajmiemy się budownictwem zamkowym w ziemi przemyskiej i sanockiej.

Idąc od zachodu, analizowany obszar graniczył z województwem krakowskim (ziemia biecka), sandomierskim (pow. pilzneński), lubelskim, bełskim, wołyńskim i ziemią lwowską. Jego powierzchnia przekraczała 17 tys. km^2 (przemyska[1] – 13 422 km^2, sanocka[2] – 3787 km^2).

Zamki w ziemi przemyskiej i sanockiej można wiązać z trzema grupami inwestorów: królem, grupą rycerską, a potem magnacko-szlachecką, wreszcie duchowieństwem. Zacznijmy od duchowieństwa. Rezydencje tej grupy znajdują się w kilku miejscowościach, a ich stan poznania jest różny. Były one rezydencjami biskupa łacińskiego, a trzy z nich (Straszewice, Walawa, Wielunice) należały do hierarchów obrządku wschodniego. Wszystkie, z wyjątkiem Królikowej, wzniesiono w centrach dużych włości należących do stołu biskupiego[3].

Najmniej informacji posiadamy o dworze biskupim w Królikowej, ulokowanym poza dużym majątkiem kapitulnym. Wiadomo jedynie, że z polecenia Katarzyny z Rymanowa na rezydencję biskupa najechał w roku 1462 (1463) zarządca jej dóbr, a przy tej okazji wzmiankowane są bramy przy obwodzie otaczającym całe założenie, a w samym dworze zostały rozbite cztery drzwi[4]. Spór o wyrządzone szkody toczył się przez trzy lata[5].

Najbardziej znane rezydencje hierarchów ob. łac. ulokowano w Brzozowie, Krośnie i Radymnie. Siedziba w Brzozowie posiada średniowieczną metrykę, a sama miejscowość pojawia się w źródłach około połowy XIV wieku w doku-

[1] M. Horn, *Walka klasowa i konflikty społeczne w miastach Rusi Czerwonej w latach 1600-1647 na tle stosunków gospodarczych*, Wrocław 1972, s. 24, tabl. II.

[2] A. Jabłonowski, *Polska XVI wieku pod względem geograficzno-statystycznym*, t. VII, cz. 2 (Źródła dziejowe, t. XVII, cz. 2), Warszawa 1903, s. 22, 42.

[3] *Rejestr poborowy ziemi przemyskiej z 1628 roku*, oprac. Z. Budzyński, K. Przyboś, Rzeszów 1997.

[4] *Akta Grodzkie i Ziemskie tzw. Archiwum Bernardyńskiego we Lwowie* (dalej AGZ), XVII 17, 20-23, 28-31, 62-67, 72, 112, 114, 123, 160, 164-165, 167-169.

[5] P. Dąbkowski, *Stosunki kościelne Ziemi Sanockiej w XV stuleciu*, Rocznik Przemyski, t. III, s. 7.

mencie (2 października 1359 r.) z kancelarii Kazimierza Wielkiego, w którym król pozwolił lokować Stefanowi Wojostonowi, właścicielowi Sobnowa, wieś Brzozowa[6]. Wkrótce (2 kwietnia 1384) wraz z Domaradzem, Równem, Cergową i Radymnem stała się własnością biskupa przemyskiego, co zatwierdził legat papieski, kardynał Demetriusz[7]. Wydaje się, że już na początku XV wieku wieś uzyskała prawa miejskie, a po pierwszej lokacji pozostała nazwa Stara Wieś. Wtedy też biskupi zbudowali tu swoją siedzibę[8], a za fundatora można uznać Piotra Chrząstowskiego, biskupa przemyskiego w latach 1435-1452[9]. Wydawał stąd dokumenty dotyczące funkcjonowania diecezji, a przechowywano je w specjalnej komnacie (caminata) znajdującej się w drewnianym dworze (domus)[10]. Rezydencja kilkakrotnie przebudowywana i odbudowywana przetrwała do połowy XIX wieku, a ostatnim biskupem ją odwiedzającym był Michał Korczyński (1834-1839)[11]. Nie znamy jej średniowiecznego wyglądu, a jedynie XVIII-wieczną kreację (rys. 1.). Rezydencję ulokowano na prawym brzegu Stobnicy w Starej Wsi. Posiadała ona dziedzińce, ogród z pałacem, oficyny i zabudowania gospodarcze, a całość obwarowano wałami i płotami. Nie będziemy jej opisywać, gdyż wygląd założenia podano w innym miejscu[12], tu jedynie powiemy o najważniejszych wydarzeniach z jej dziejów. Wiadomo, że chętnie tu przebywał biskup przemyski Andrzej Krzycki (1523-1527)[13], a obwarował ją Jan Dziaduski (1545-1559)[14] w związku z powtarzającymi się najazdami. Za czasów Achacego Grochowskiego (1624-1627) wykopano fosy i zbudowano (wyremontowano?) bramy, zapewne po najeździe Kantymira[15]. Jeszcze w XVII stuleciu siedziba była niszczona przez powódź (1650 r.), w czasie wojen Rakoczego oraz najazdów Ludwika Niezabitowskiego i Samuela Orzechowskiego z Izdebek[16].

---

[6] AGZ III, s. 25-27; J. Dąb, *Kościelne dzieje Brzozowa*, Nasza Przeszłość, t. IX, 1959, s. 293; J. Rutkowski, *Klucz brzozowski biskupstwa przemyskiego w w. XVIII*, Kraków 1910; J. Rąb, *Kapituła kolegiacka w Brzozowie (1724-1788)*, Nasza Przeszłość, t. 43, 1975, s. 101-133; tenże, *Kościelne dzieje Brzozowa*, Nasza Przeszłość, t. 9, 1959, s. 293-321.

[7] W. Sarna, *Schemat diecezji przemyskiej*, Przemyśl 1906, s. 70; AGZ VII, s. 28, nr XV.

[8] A. Prochaska, *Z przeszłości Brzozowa*, Przewodnik Naukowy i Literacki. Dodatek do Gazety Lwowskiej, R. XVI, 1888, s. 46; tenże, *Radymno, miasteczko i klucz biskupów przemyskich*, tamże R. XIX, 1891, s. 776.

[9] W. Sarna, *Dzieje Diecezji Przemyskiej*, Przemyśl 1902, s. 4-48.

[10] AGZ VI, s. 26; VIII nr 83; XVI, s. 748.

[11] W. Sarna, *Dzieje*…, op. cit., s. 478-492; tenże, *Schemat*…, op. cit., s. 486.

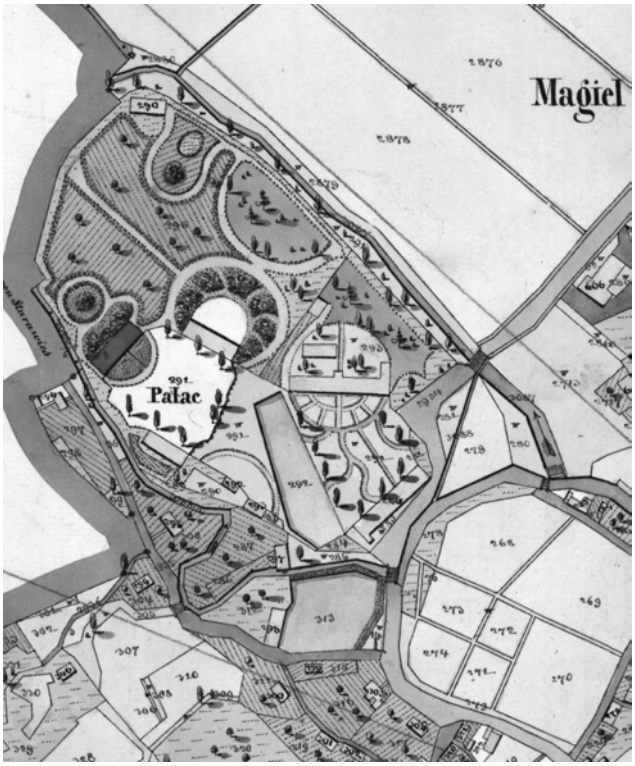
[12] M. Proksa, *Małe założenia obronno-rezydencjonalne fundacji biskupów przemyskich w ziemi przemyskiej i sanockiej*, Materiały i Sprawozdania Rzeszowskiego Ośrodka Archeologicznego za rok 1993, Rzeszów 1994, s. 295-299.

[13] W. Sarna, *Schemat*…, op. cit., s. 99.

[14] Tenże, *Dzieje*…, op. cit., s. 137-195.

[15] A. Prochaska, *Z przeszłości*…, op. cit., s. 55.

[16] S. Szaro, *Z dziejów Brzozowa*, [w:] *Sześć wieków Brzozowa*, 1959, s. 32.

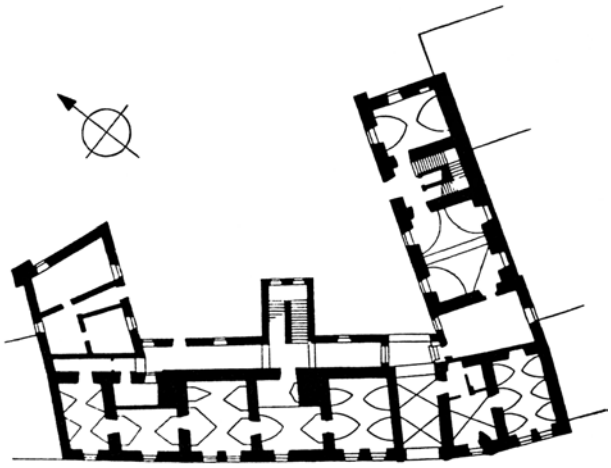


Rys. 1. Brzozów. Siedziba biskupów według mapy katastralnej z 1851 roku (ze zbiorów Archiwum Państwowego w Przemyślu, Archiwum Geodezyjne, Brzozów – mapa, sekcja V).

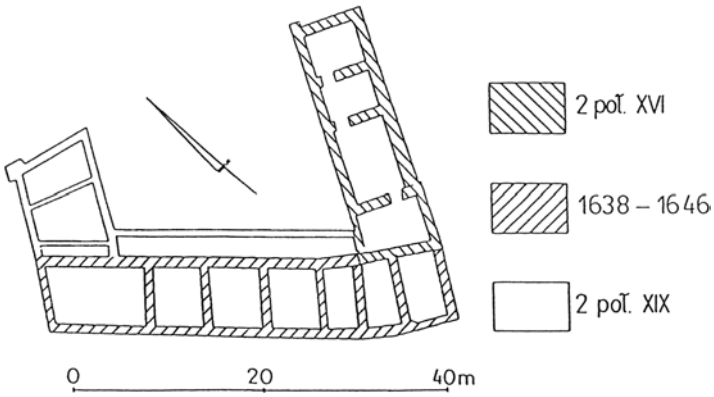
Pałac biskupów przemyskich (rys. 2.) w Krośnie ulokowano w północnej części miasta przy Bramie Krakowskiej. Jest to budynek trójskrzydłowy o froncie zachodnim, a skrzydło południowe jest najstarsze i pierwotnie stanowiło wolno stojący dwór. Badania terenowe i studia gabinetowe pozwoliły ustalić etapy budowli rezydencji (rys. 3.). Ogólna znajomość obiektu i kilkakrotne publikowanie materiałów związanych z jego dziejami zwalnia nas od szczegółowej analizy[17]. Warto jednak pamiętać, że pierwsza miejska siedziba biskupów była drewniana i być może zbudowana została już za czasów Eryka z Winsen, choć

[17] M. Proksa, *Małe*... op. cit., s. 295-296; tenże, *Dokumentacja z badań archeologicznych pałacu biskupów przemyskich w Krośnie*, Przemyśl 1981, mps w Służbie Ochrony Zabytków (dalej: SOZ) w Krośnie; tenże, *Wyniki badań archeologicznych na terenie dawnego pałacu biskupów przemyskich w Krośnie*, Studia i Materiały Muzeum Okręgowego w Krośnie, t. 2, 1982, s. 169-180; tenże, *Budownictwo obronno-rezydencjonalne ziemi przemyskiej i sanockiej (połowa XIV w. – połowa XVII w.)*, Przemyśl 1994; F. Leśniak, *Socjotopografia Krosna (1512-1630). Studia i materiały*, Kraków 2005; *Krosno*. *Studia z dziejów miasta i regionu*, t. I (do roku 1918), red. J. Garbacik, Kraków 1972.

pierwsza wzmianka znajduje się dopiero w aktach sprzedaży w latach 1408--1412. W nich też wymieniono dużą izbę reprezentacyjną i kaplicę św. Krzyża z kapelanem Mikołajem z Odrzykonia[18]. Drewnianą izbę rozebrano w 1 połowie XVI wieku, a na jej miejscu biskup przemyski Stanisław Tarło wymurował budynek, z którego do dnia dzisiejszego zachowały się fundamentowe partie skrzydła południowego z przesklepionymi piwnicami. Kolejne rozbudowy związane są już z czasami nowożytnymi.



Rys. 2. Pałac biskupi w Krośnie. Opracowano na podstawie Katalogu Zabytków Sztuki (Seria Nowa, t. 1: Województwo krośnieńskie, z. 1: Krosno, Dukla i okolice, Warszawa 1977).



Rys. 3. Pałac biskupi w Krośnie. Rozwarstwienie obiektu. Opracowanie własne.

[18] J. Malczewski, *Studium historyczne dawnego pałacu biskupów przemyskich w Krośnie*, Rzeszów 1979, mps w SOZ w Krośnie, s. 14, tenże, *Historia Pałacu Biskupiego na tle dziejów Krosna*, Studia i Materiały Muzeum Okręgowego w Krośnie, t. 2, 1982, s. 18-35; B. Fischinger, *Pałac Biskupi w Krośnie – studium historyczne*, Warszawa 1958, mps w SOZ w Rzeszowie; B. Fischinger, A. Mazurkiewicz, *Pałac biskupi w Krośnie. Dokumentacja historyczno-architektoniczna*, Kraków 1959, mps w SOZ w Krakowie.

Ostatnią z rezydencji hierarchów przemyskich ob. łac. jest obiekt w Radymnie. Z chwilą otrzymania praw miejskich w XV wieku biskupi wznieśli tu siedzibę zwaną „arx”[19]. Jeszcze w XVI wieku otoczono ją wałem, słabo widocznym już dziś w terenie. Nie znamy jej średniowiecznej kreacji, jedynie lustracja Wacława Hieronima Sierakowskiego opisuje obiekt zbudowany przez biskupa Aleksandra Antoniego Fredrę. Jeszcze w XVIII wieku zniszczony i zaniedbany obiekt został rozebrany, a w XIX (XX?) zbudowano tu dom zwany „dworkiem”.

Przedstawione obiekty chyba wyczerpują listę rezydencji biskupów ob. łac. w ziemi przemyskiej i sanockiej.

Siedziby w Straszewicach, Walawie i Wielunicach, wzniesione w centrach dużych włości należących do stołu biskupiego, były w rękach władyków greckokatolickich. Powstały one jednak w czasach nowożytnych[20], dlatego też nie będziemy ich omawiać w tym miejscu.

Obecnie przejdziemy do omówienia średniowiecznych siedzib królewskich. W latach 40-tych XIV wieku po przyłączeniu ziem ruskich do Korony Kazimierz Wielki wzniósł na nowych terenach osiem zamków. Naocznym świadkiem akcji budowlanej był Jan z Czarnkowa, który wymienia 35 zamków fundowanych przez monarchę[21]. Liczba ich musi być chyba większa, niechby dodać do niej Sobień w ziemi sanockiej[22], który jeszcze w XIV wieku przeszedł w ręce Kmitów i został rozbudowany[23]. Jan z Czarnkowa, wymieniając zamki zbudowane przez króla, nie podaje informacji, które z nich były fundowane przez monarchę, a które tylko rozbudowane i rozszerzone. Musimy się jednak zgodzić, że na Rusi zbudowano wtedy zamki w Haliczu, Tustaniu, Trembowli, Lubaczowie, Sanoku, Przemyślu i dwa we Lwowie.

W świetle dotychczasowych badań zamek przemyski był najbardziej okazałym obiektem na zachodnich ziemiach województwa ruskiego. Posiada on ogromną literaturę, rozproszoną, ale ogólnie dostępną i z tego też powodu wymieniamy tu najważniejsze wątki z jego dziejów. Jeszcze za czasów Bolesława Chrobrego zbudowano tu monumentalną rezydencję książęcą wraz ze świątynią rotundową[24], znajdującą się wewnątrz palisadowego umocnienia opasującego całe wzgórze, budowanego zapewne za panowania czeskiego (po połowie X wieku). Umocnienia składające się z wału o konstrukcji skrzyniowej o szerokości podstawy 20 m i wysokości 5 m z palisadą na górze, naprawiane i przebudowywane, uległy całkowitej niwelacji w połowie XIV wieku przy okazji realizacji

[19] AGZ VIII, s. 215, nr CXVIII: Akta biskupa Andrzeja Krzyckiego z 24 X 1525 r.; tamże, s. 227, nr CXXIX: Akta biskupa Walentego Herberta z 16 IV 1694 r.

[20] M. Proksa, *Studia nad zamkami i dworami ziemi przemyskiej od połowy XIV do początków XVIII wieku*, Przemyśl 2001, s. 66-68.

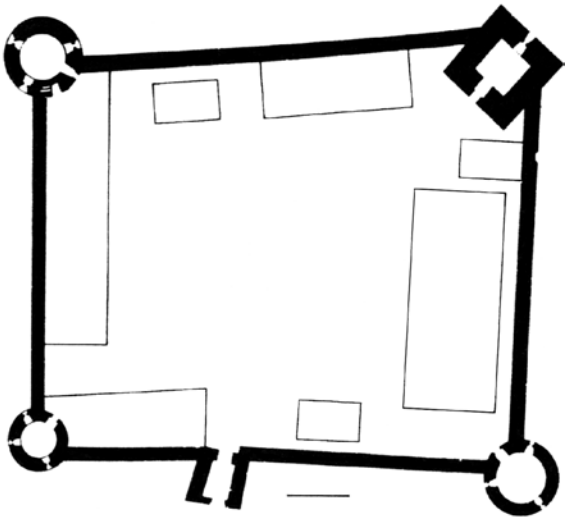
[21] *Monumenta Poloniae Historica*, t. II, Warszawa 1960, s. 7.

[22] M. Proksa, *Budownictwo*…, op. cit., s. 209.

[23] Tamże, s. 294, KZS 1977, s. 62.

[24] Z. Pianowski, M. Proksa, *Przedromańskie palatium i rotunda na Wzgórzu Zamkowym w Przemyślu*, Przemyśl 2003.

murowanego zamku gotyckiego[25]. Z zamku kazimierzowskiego do naszych czasów zachowały się jedynie ostrołukowe elementy bramy wjazdowej i południowa czworoboczna baszta z sąsiadującymi odcinkami murów kurtynowych, co zostało potwierdzone przez badania archeologiczne prowadzone przez liczne ekipy. W świetle tych badań zamek gotycki w Przemyślu reprezentuje założenie regularne na rzucie czworoboku z bramą o ostrołukowym wejściu w kurtynie NW i południową czworoboczną basztą. Być może we wschodnim narożniku obwodu kurtynowego istniała druga baszta, również czworoboczna, o czym mogłyby świadczyć elementy tzw. „przypory"[26]. Ta część została zniszczona przez realizację kreacji Piotra Kmity w 1 poł. XVI wieku (rys. 4.), a pozostała wykorzystana w manierystycznej i barokowej budowli. Ten epizod dziejów zamku zostanie przedstawiony w innym miejscu, tu powiemy tylko, że budowla kazimierzowska została w dużym stopniu zniszczona w czasie najazdu Wołochów w 1488 roku.

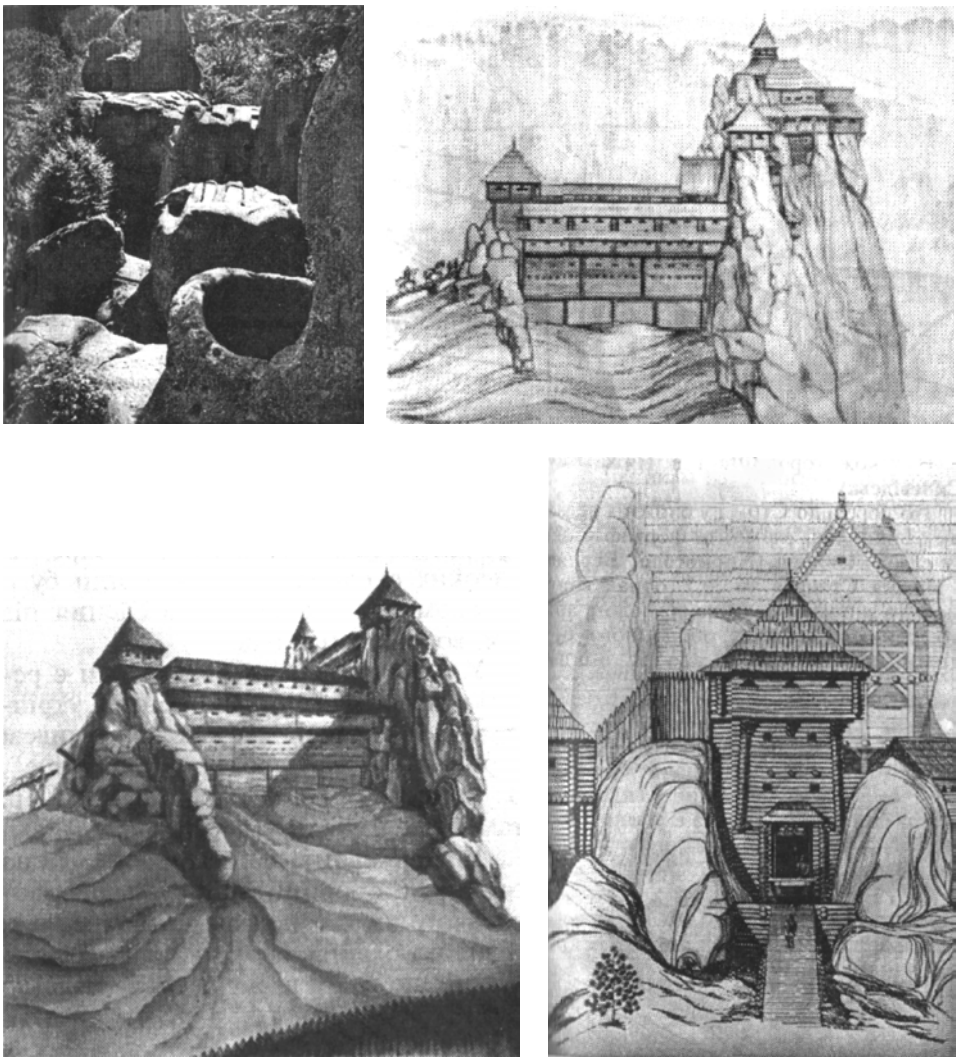


Rys. 4. Przemyśl – zamek. Rzut przyziemia około 1550 r. Opracowano na podstawie J.T. Frazika (*Dzieje zamku przemyskiego od XVI do XX wieku*, Rocznik Województwa Rzeszowskiego, R. III, 1963).

Zamek przemyski wyczerpuje listę murowanych obiektów zbudowanych w XIV wieku przez króla w ziemi przemyskiej, chyba że monarsze przypiszemy budowlę zamku w Uryczu, ale ta informacja jest dość słabo udokumentowana. Zamek Tustań, leżący na gruntach miejscowości Urycz, wymienia Jan z Czarnkowa, ale obiekt mógł być budowany jeszcze za czasów ruskich, a jedynie zaadaptowany przez Kazimierza Wielkiego (rys. 5.).

[25] Z. Pianowski, *Sedes regni principales. Wawel i inne rezydencje piastowskie do połowy XIII wieku na tle europejskim*, Kraków 1994, s. 99.

[26] K. Szuwarowski, *Sprawozdanie z badań archeologicznych przeprowadzonych na terenie zamku w Przemyślu w latach 1974-1978*, Przemyśl 1981, mps w SOZ w Przemyślu, s. 24.



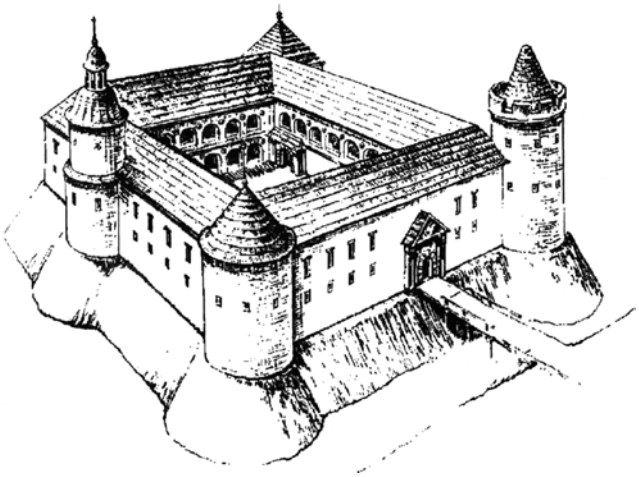
Rys. 5. Zamek Tustań w Uryczu. Próba rekonstrukcji. Opracowano na podstawie O. Maciuka (*Zamki i fortecy zachidnoj Ukrainy*, Lwów 1997).

Oprócz zamku (zamków?) murowanego król wzniósł w ziemi przemyskiej cztery zamki drewniane, z których trzy (Medyka, Mościska, Drohobycz) mają genezę średniowieczną, a obiekt starościński w Leżajsku powstał już w czasach nowożytnych. Najstarszą, jak się wydaje, drewnianą siedzibą króla była rezydencja w Medyce. Zbudował ją zapewne Mikołaj Kmita, a częstym gościem był tu Władysław Jagiełło. Nie umiemy opisać jego wyglądu, być może jest to obiekt wzmiankowany w inwentarzu z 1542 roku. Zamku wyposażonego w sprzęt wojenny broniły wody jeziora, a w jego sąsiedztwie ulokowano folwark

z własnymi wałami, będący gospodarczym zapleczem siedziby[27]. Kolejny inwentarz (1560 r.) rysuje nam już chyba obiekt nowożytny, fundowany przez starostę przemyskiego Piotra Kmitę.

Z czasów Władysława Jagiełły pochodzi kolejna królewska rezydencja drewniana w ziemi przemyskiej – zamek w Mościskach[28]. Nie znamy jej średniowiecznego wyglądu, a jedynie kreację opisaną w inwentarzu z 1560 roku[29]. Ulokowana w sąsiedztwie miasta nam stawem, otoczona ostrogiem i parkanem „w słupy", mieściła wewnątrz obwodu obronnego budynki mieszkalne i gospodarcze z głównym domem starościńskim o dwóch izbach, dwóch komorach i komnacie ułożonymi po bokach centralnie założonej sieni; na poddaszu ulokowano użytkową izdebkę.

Wreszcie ostatnią drewnianą siedzibą królewską o tradycjach średniowiecznych w ziemi przemyskiej była rezydencja w Drohobyczu (rys. 6.). Jeszcze za czasów książąt halicko-włodzimierskich istniał tu gród, a A. Prochaska[30] podaje rok 1504 jako okres budowy zamku. Obiekt kilkakrotnie był palony i odbudowywany[31], ale nie znamy jego kolejnych układów przestrzennych.



Rys. 6. Drohobycz – zamek. Próba rekonstrukcji. Opracowano na podstawie O. Maciuka (*Zamki i fortecy zachidnoj Ukrainy*, Lwów 1997).

[27] K. Arłamowski, *Klucz medycki starostwa przemyskiego w XVI wieku, Studia z historii społecznej i gospodarczej*, Lwów 1931, s. 22.

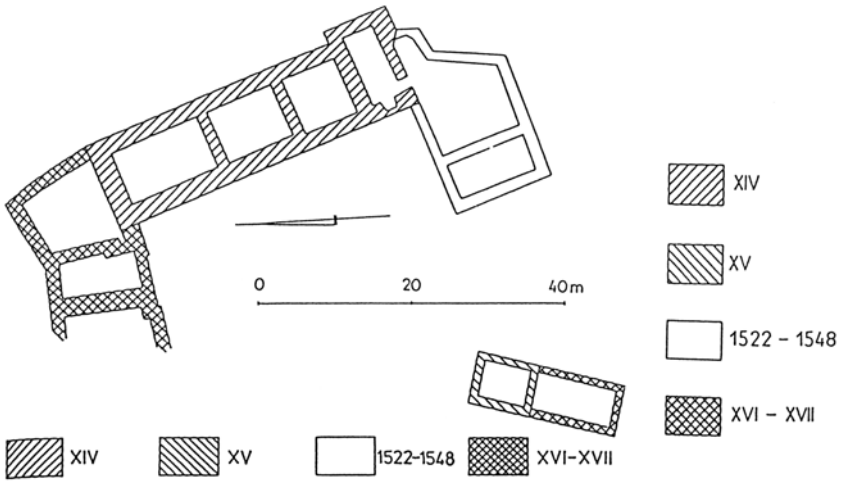
[28] *Słownik Geograficzny Królestwa Polskiego*, B. Chlebowski, W. Walewski (dalej: SGKP), t. VI, Warszawa 1885, s. 693-700.

[29] Archiwum Główne Akt Dawnych, Archiwum Radziwiłłów, dz. XXV, sygn. 3382, Inwentarz starostwa przemyskiego… 1560.

[30] A. Prochaska, *Zamki kresowe i kresowa szlachta*, Przewodnik Naukowy i Literacki, Dodatek do Gazety Lwowskiej, r. XLVI, t. XLVI, z. XII, s. 1059.

[31] M. Horn, *Skutki ekonomiczne najazdów tatarskich z lat 1605-1933 na Ruś Czerwoną*, Wrocław 1964, s. 18, 42, 46-47.

Państwowym zamkiem gotyckim w ziemi sanockiej był zamek w Sanoku, budowany z inicjatywy i za pieniądze Kazimierza Wielkiego. Do naszych czasów zachował się jedynie dwukondygnacyjny budynek usytuowany na wysokiej skarpie nad doliną Sanu. Budził on zainteresowanie badaczy od końca XIX wieku, ale wzmianki o nim miały wyłącznie charakter przyczynkarski[32]. Później pojawiają się opracowania wykorzystujące archiwalia, typu przewodnikowego i prace traktujące zarówno o zamku, jak i o regionie. Materiały te zostały zebrane i usystematyzowane w niepublikowanym studium A. Czajkowskiej-Ważny[33]. Zamek był rozpoznawany również metodami archeologicznymi przez A. Kunysza, M. Sydoruk (rys. 7.) i M. Zielińską, a badania architektoniczne prowadził J.T. Frazik[34].



Rys. 7. Sanok – zamek. Rozwarstwienie obiektu. Opracowano na podstawie A. Kunysza i M. Sydoruk (*Sprawozdanie z badań archeologicznych na wzgórzu zamkowym w Sanoku*, Lublin 1979).

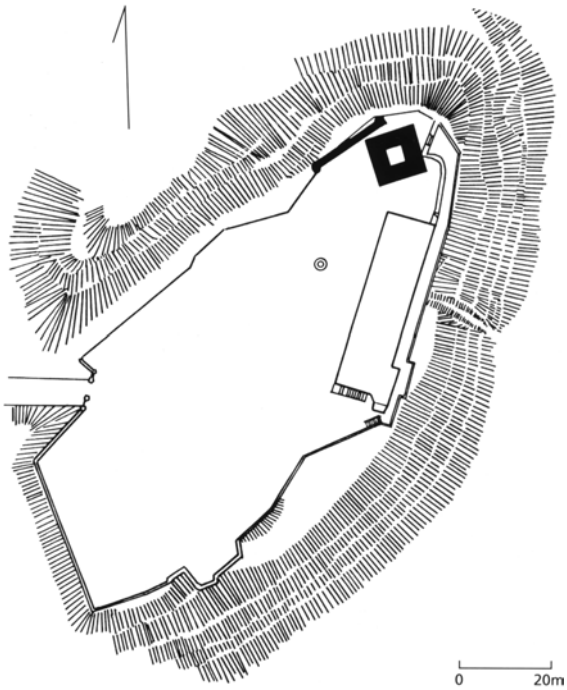
Początki zamku trzeba wiązać z działalnością inwestycyjną Kazimierza Wielkiego, której świadkiem był Jan z Czarnkowa; po nim obiekt wymienił również Jan Długosz. Lepiej udokumentowane prace budowlane datowane są na wiek XVI, a podjęli je starostowie sanoccy: Stanisław Pilecki (1516-1523) i Mikołaj Wolski (1523-1548). Dziś dość zgodnie się sądzi, że najstarszymi ele-

[32] B.Z. Stęczyński, *Okolice Galicji*, Lwów 1847, s. 55-56; O. Balcer, *Regest złoczyńców grodu sanockiego 1554-1638*, Lwów 1891; J. Samolewicz, *Sąd wyższy prawa niemieckiego na zamku sanockim 1425-1553*, Lwów 1903; A. Czołowski, *Dawne zamki i twierdze na Rusi Halickiej*, Teka Konserwatorska, Lwów 1892, s.105-106; SGKP X, 1889, s. 298-300.

[33] A. Czajkowska-Ważny, *Zamek w Sanoku. Dokumentacja naukowo-historyczna*, Rzeszów 1977, mps w SOZ w Krośnie.

[34] M. Proksa, *Budownictwo obronno-rezydencjonalne ziemi przemyskiej i sanockiej (połowa XIV w. – połowa XVII w.)*, Przemyśl 1994, s. 281-286, tam wykaz podstawowej literatury.

mentami zamku, pamiętającymi czasy ostatniego Piasta, jest zachowany prostokątny budynek (11,8 m x 42,6 m) z czterema lokalnościami w przyziemieniu i młodszy budynek prostokątny (przynajmniej jego część północna) w zachodniej części wzgórza o niewyjaśnionej funkcji (być może jest to element „wieży glinianej" budowanej w latach 1444-1448)[35]. Po badaniach A. Zielińskiej-Durdy z lat 90-tych XX wieku doszła jeszcze murowana z piaskowca wieża (10 m x 10 m) o grubości murów dochodzących do 3 m i towarzyszący jej odcinek muru o grubości muru 2,4 m; te dwa relikty łączone są bezpiecznie z Kazimierzem Wielkim[36] (rys. 8.). Sugestia prowadzenia dalszych studiów terenowych na zamku w Sanoku wydaje się oczywista.



Rys. 8. Sanok – plan zamku. Opracowano na podstawie M. Zielińskiej (*Prace archeologiczno-konserwatorskie na stanowisku nr 1 w Sanoku (wzgórze zamkowe) w latach 1999-2002*, Podkarpacki Biuletyn Konserwatorski, t. I, Przemyśl 2003).

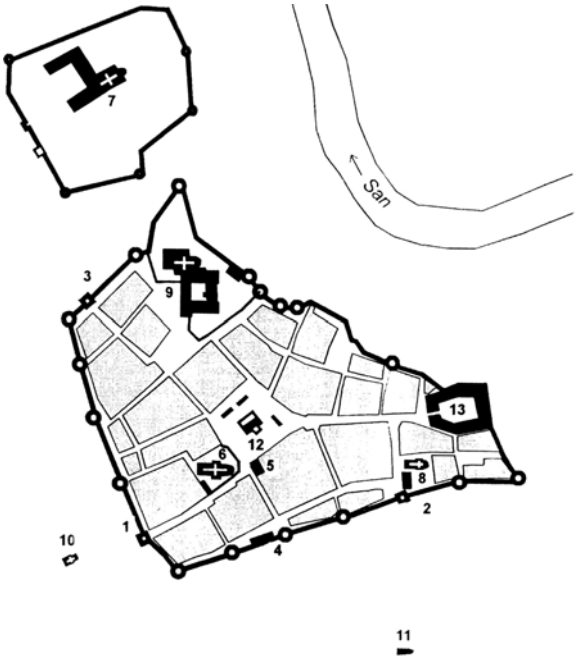
Obecnie przejdziemy do omówienia zamków prywatnych, choć tu powiemy, że Sobień i Odrzykoń były budowane za pieniądze państwowe (królewskie), ale ponieważ szybko przeszły w ręce prywatne, będziemy je omawiać przy analizie obiektów będących w posiadaniu rodzin możnowładczych.

Analizę zaczniemy od średniowiecznych zamków prywatnych w ziemi przemyskiej. Informacje o tej grupie są bardzo skąpe i wymagają dalszych studiów, również terenowych. Drewniany obiekt budowany w 2 połowie XV wieku

[35] A. Czajkowska-Ważny, *Zamek*..., op. cit., s. 19.

[36] L. Kajzer, S. Kołodziejski, J. Salm, *Leksykon zamków w Polsce*, Warszawa 2000.

przez Małgorzatę i Stefana Świętopełka w Bolestraszycach nie jest potwierdzony źródłami[37]. Drewniana siedziba Władysława Opolczyka w Jarosławiu na miejscu zajętym później przez kolegium jezuitów i kościół św. Jana[38] jest potwierdzona w dokumencie Spytka z Tarnowa z 1431 roku[39], choć nie umiemy opisać jej wyglądu i układu przestrzennego (rys. 9.). W tym czasie drugi zamek w Jarosławiu (Mały Rynek) zbudował Jaśko z Tarnowa, ale z końcem XV wieku oba obiekty zostały spalone przez Tatarów. Na miejscu rezydencji Jaśka zbudował swoje mieszkanie Spytek Jarosławski, a wymieniony w aktach „domus domini castelani" otrzymała w 1518 roku jego córka Anna. Dom przetrwał do wielkiego pożaru miasta w 1600 roku[40].



Rys. 9. Orientacyjny plan Jarosławia w drugiej połowie XVII wieku. Opracowano na podstawie P. Włada (*Województwo przemyskie. Zarys geograficzny*, Przemyśl 1996): 1 – Brama Krakowska, 2 – Brama Przemyska (Lwowska), 3 – Brama Sandomierska (Ruska, Pełkińska lub Sieniawska), 4 – Cekhaus i Furta, 5 – Kamienica Orsettich, 6 – Kolegiata pw. Wszystkich Świętych, 7 – Kościół z klasztorem benedyktynek, 8 – Kościół z klasztorem franciszkanów, 9 – Kościół, klasztor i kolegium jezuitów, 10 – Kościół pw. Ducha Św., 11 – Kościół pw. Św. Zofii, 12 – Ratusz, 13 – Zamek Kostków-Ostrogskich.

Spytek zbudował w Jarosławiu w latach 1464-1472 drugi, murowany zamek, którego relikty są dziś wtopione w murach cerkwi. Właściciel gościł w nim w 1485 roku Kazimierza Jagiellończyka powracającego do Krakowa po shołdowaniu w Kołomyi hospodara mołdawskiego, Stefana[41]. Piętrowy, trzyskrzydło-

[37] J. Teodorowicz-Czerepińska, *Zespół dworsko-parkowy w Bolestraszycach. Dokumentacja naukowo-historyczna*, Lublin 1976, mps w SOZ w Przemyślu.

[38] A. Wondaś, *Zamki jarosławskie*, Rocznik Stowarzyszenia Miłośników Jarosławia, 1947, s. 33-34; M. Orłowicz, *Jarosław, jego przeszłość i zabytki*, Lwów – Warszawa 1921, s. 93.

[39] M. Proksa, *Przywilej Anny ze Stemberku, księżnej Ostrogskiej, wojewodziny wołyńskiej dla Jarosławia z 1 sierpnia 1630 roku*, Przemyśl 1995, s. 26.

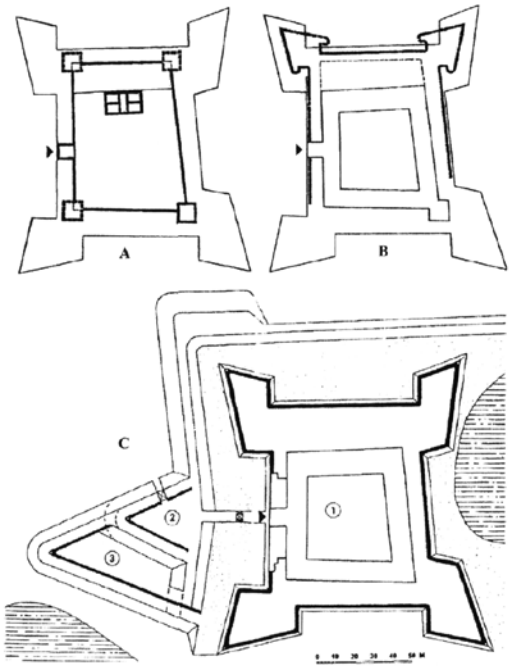
[40] P. Hrabyk, *Spytko z Jarosławia*, Przemyśl 1913, s. 183.

[41] M. Orłowicz, *Jarosław...*, op. cit., s. 16.

wy obiekt z kaplicą w części środkowej, otoczony z trzech stron murami i wałami, zbudowano na wysokiej nadsańskiej skarpie w południowo-wschodniej części wzgórza miejskiego. Skrzydła mieszczące izby mieszkalne zwieńczono wysokimi wieżami, a obok murowanej rezydencji wzniesiono drewniany przygródek służący za mieszkania dla służby (stały tu również budynki gospodarcze), ale będący również rodzajem bastionu[42], o własnych umocnieniach w postaci wałów, parkanów i płotów[43].

P. Dąbrowski[44] wymienia średniowieczny zamek w Podhorodcach k. Skola, ale być może chodzi tu o zamek Tustań w sąsiednim Uryczu.

Średniowieczną genezę mają dwie siedziby w Rzeszowie. Jedna drewniana, ulokowana na ruskiej osadzie z XII wieku na Staromieściu, użytkowana była do 2 połowy XVI wieku, druga murowana, wzmiankowana w 1447 roku[45], tkwi zapewne w substancji obecnego zamku (rys. 10.).



Rys. 10. Rzeszów – zamek. Fazy rozwoju. A – dwór Ligęzy, B – zamek Ligęzy, C – zamek Lubomirskich: 1 – obwód obronny wg projektu Tylmana z Gameren, 2 – rozbudowa fortyfikacji wg projektu K.H. Wiedemanna, 3 – drugi etap rozbudowy fortyfikacji zewnętrznych wg projektu K.H. Wiedemanna. Rys. J. Janczykowski. Opracowano na podstawie D. Czapczyńskiej, J. Janczykowskiego (*Zamek w Rzeszowie*, [w:] *Dzieje Rzeszowa*, t. I, 1994).

Bardzo niewiele informacji posiadamy o drewnianym zamku w Gorliczynie, będącym siedzibą właścicieli Przeworska, którzy stąd wydawali przywileje

[42] P. Hrabyk, *Spytko*..., op. cit., s. 183-199.

[43] M. Proksa, *Przywilej*…, op. cit., s. 63-64.

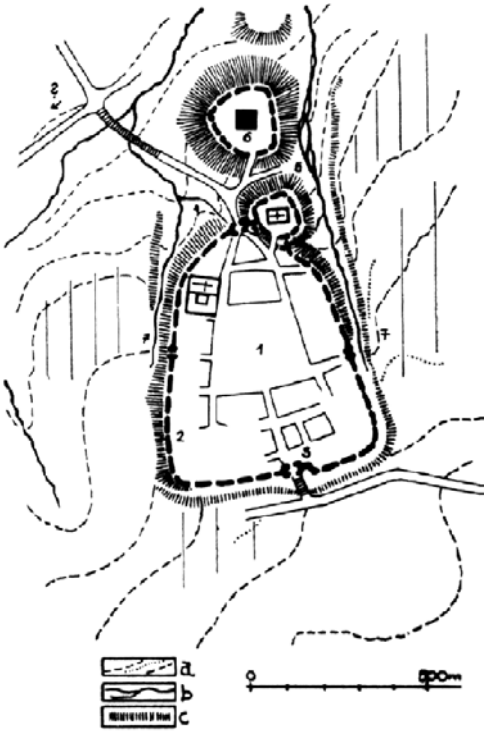
[44] P. Dąbrowski, *Szlachta zaściankowa w Kończynie i Kruszelnicy nad Stryjem*, Lwów 1936, s. 8.

[45] A. Kamiński, *Pierwsze dwa wieki dziejów miasta Rzeszowa*, [w:] *Pięć wieków miasta Rzeszowa*, pod red. F. Błońskiego, Warszawa 1958, s. 35.

i akta tyczące miasta. Do naszych czasów zachowały się jedynie słabo widoczne ślady umocnień ziemnych.

Być może murowane relikty w Stubnie, widoczne jeszcze w latach 50-tych ubiegłego stulecia, odnoszą się do siedziby feudała zwanej „słupem”[46] lub, co bardziej prawdopodobne, już do nowożytnego zamku basztowo-bastejowego budowanego przez Katarzynę Golską[47].

Niewiele informacji posiadamy o najstarszym założeniu mieszkalno-obronnym w Łańcucie. Miasto początkowo królewskie szybko przeszło w ręce Pileckich (za zasługi podczas przyłączenia ziem ruskich do Korony w połowie XIV wieku), którzy zbudowali tu swoją obronną siedzibę (rys. 11.). Znajdowała się ona na cyplu zajętym dziś na budynek plebanii[48]. Drewniany zapewne



Rys. 11. Łańcut. Próba rekonstrukcji obwarowań miasta z początku XVI wieku: 1 – rynek, 2 – linia obwałowań, 3 – Brama Murowana (w zatoce), 4 – Brama Dolna (w zatoce), 5 – kościół obronny, 6 – stary zamek, 7 – furtki. Opracowano na podstawie J. Bogdanowskiego (*Fortyfikacje łańcuckie na tle małopolskiej sztuki obronnej*, Łańcut 1976).

[46] B. Tondos, J. Tur, *Materiały z ewidencji zabytków architektury dworskiej XVI i XVII wieku w województwie rzeszowskim*, [w:] *Architektura rezydencjonalna i obronna województwa rzeszowskiego*, Łańcut 1972, s. 46.

[47] J.T. Frazik, *Zamek w Krasiczynie*, Zeszyty Naukowe Politechniki Krakowskiej, nr 12, Kraków 1968, s. 180; tenże, *Niektóre umocnienia bastejowe w Polsce południowo-wschodniej*, Prace Naukowe Instytutu Historii Architektury, Sztuki i Techniki Politechniki Wrocławskiej, nr 9, Wrocław 1975, s. 66.

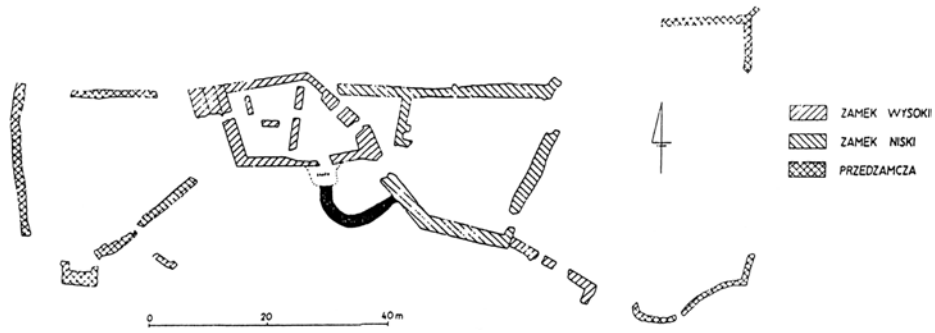
[48] Z. Kossakowska-Szanajca, B. Majewska-Maszkowska, *Zamek w Łańcucie*, Warszawa 1964, s. 53.

obiekt przetrwał do niepokojów wojennych za czasów Diabła Stadnickiego (XVI/XVII), a po jego zniszczeniu rozpoczęto realizację murowanego założenia na obecnym miejscu.

Analizę średniowiecznych dużych założeń obronnych w ziemi przemyskiej zakończymy opisem dwóch siedzib w Samborze. Pierwszą z nich (drewniany dębowy zamek „curia regalis" na kamiennej podmurówce) zbudował Spytko z Melsztyna. Obiekt z obronną i obserwacyjną wieżą, stojącą wewnątrz obwarowań miejskich, został zniszczony w czasie najazdu Wołochów w 1498 roku[49], a w lokalnej tradycji zachowała się dla Placu Zamkowego nazwa „stare dworzyszcze".

Drugą siedzibę, również w obrębie miasta, zbudował wójt Henryk. Sąsiadowała z zamkiem Spytka, a oprócz drewnianej rezydencji z modrzewia z oknami z błon i ze szkła weneckiego, oprawnych w ołów, składającej się z białej izby (stuba alba), trzech komór (camerae), sieni (atrium), alkierza, spiżarni i piekarni stały tu jeszcze budynki gospodarcze: stajnia z oborą, stodoła, spichlerz, chlewy, spiżarnie i piekarnia[50].

Przedstawione obiekty wyczerpują, przy dzisiejszym stanie wiedzy, listę prywatnych zamków średniowiecznych w ziemi przemyskiej. Stan wiedzy o średniowiecznych założeniach obronno-rezydencjonalnych w ziemi sanockiej jest różny i wynika z wielu przyczyn, może przede wszystkim z braku studiów terenowych. Analizę zaczniemy od dużych założeń murowanych, budowanych być może na początku za pieniądze króla, ale które szybko znalazły się w rękach prywatnych. Jeden z najbardziej znanych zamków, zamek w Odrzykoniu zwany Kamieńcem, dostał się przed 1402 rokiem Klemensowi z Moskorzewa herbu Pilawa. Wzniesiony w najwyższym miejscu cypla skalnego w XIV wieku obiekt składał się z nieregularnego pięcioboku (tzw. zamek wysoki – około 400 m^2 z wejściem przez ostrołukowy portal od północnego wschodu) (rys. 12.). Po-

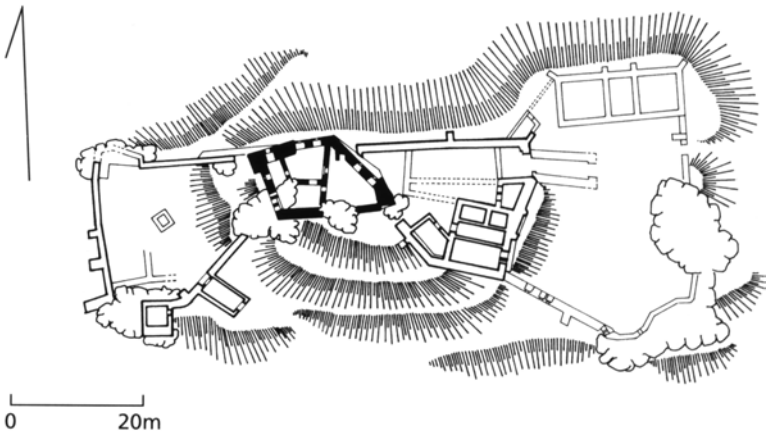


Rys. 12. Odrzykoń – zamek. Opracowanie własne.

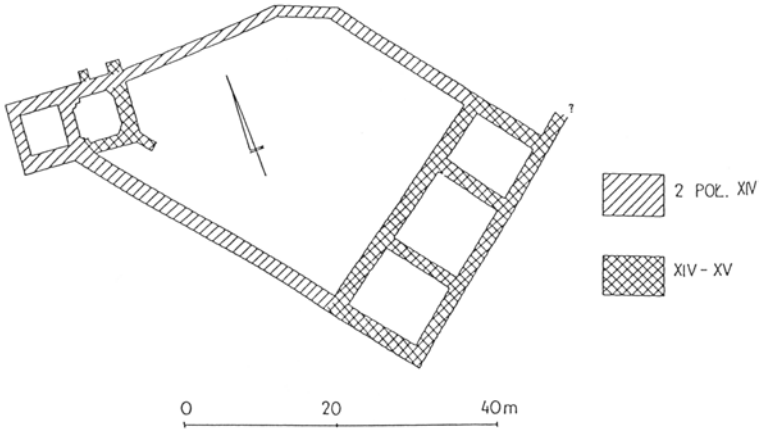
[49] A. Kuczera, *Samborszczyzna. Ilustrowana monografia miasta Sambora i ekonomii samborskiej*, Sambor 1935, t. I, s. 98, 109.

[50] Tamże, s. 205.

mieszczenia mieszkalno-reprezentacyjne znajdowały się w jego zachodniej części. Od wschodu do zamku wysokiego przylegał zamek średni (600 m^2), broniony od strony wjazdu fosą. Jeszcze w XV wieku dobudowano dwa człony zamku pełniące funkcje gospodarcze: od zachodu przedzamcze odrzykońskie (800 m^2) z wjazdem przez bramę od południa, od wschodu przedzamcze korczyńskie (1700 m^2) z wjazdem od wschodu i oskarpowanym domem wzdłuż całej północnej kurtyny[51] (rys. 13.).



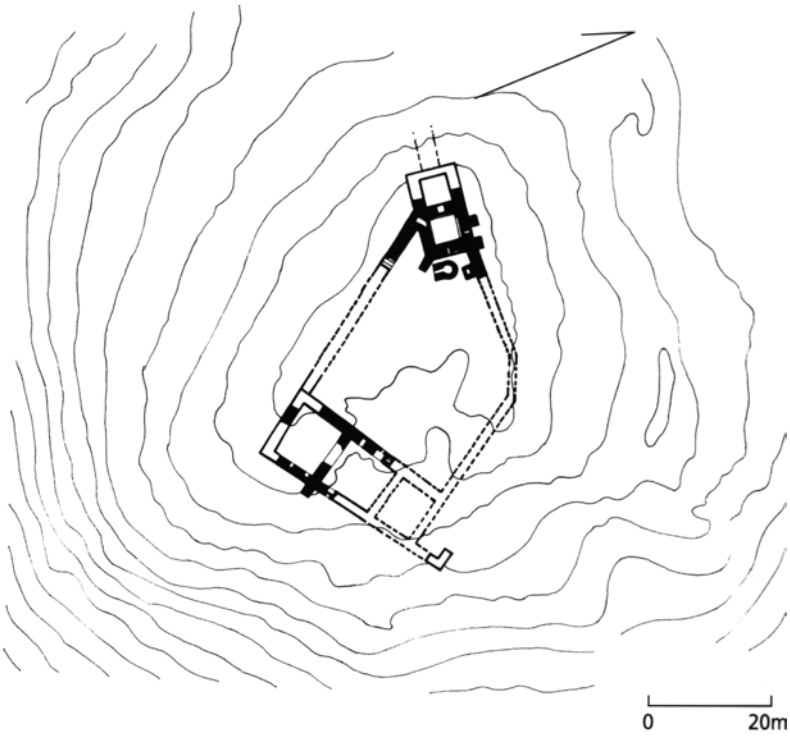
Rys. 13. Odrzykoń. Plan zamku. Opracowano na podstawie: *Architektura gotycka*, Warszawa 1995.



Rys. 14. Sobień – zamek. Rozwarstwienie obiektu. Opracowanie własne.

[51] M. Proksa, *Budownictwo*…, op. cit., s. 41-42, 292-295; L. Kajzer, S. Kołodziejski, J. Salm, *Leksykon*..., op. cit., s. 335-337.

Zamek Sobień, leżący na gruntach wsi Monasterzec, został zbudowany najprawdopodobniej przez Kazimierza Wielkiego, choć nie wymieniają go Jan z Czarnkowa i Jan Długosz. Relikty zamku położone są na szczycie wzgórza (ok. 450 m n.p.m.) na prawym brzegu Sanu. Zbudowany był z kamieni piaskowcowych na rzucie nieregularnego czworoboku (rys. 14.). Od zachodu, północy i wschodu przebiegały mury kurtynowe, od południa znajdowało się skrzydło mieszkalne (12,0 m x 31,0 m) z trzema lokalnościami w przyziemiu. Drewniana zapewne zabudowa mieszkalna znajdowała się prawdopodobnie również w północnej części obwodu. Obiekt był budowany dwoma etapami. Pierwszy, za Kazimierza Wielkiego, obejmował budowę obwodów murowanych i prostokątnej wieży wysuniętej poza linię obwodu, drugi, po przejściu w ręce Kmitów, wieży kwadratowej i skrzydła południowego[52] (rys. 15.).



Rys. 15. Sobień – zamek. Opracowano na podstawie T. Żurowskiego (*Sobień nad Sanem*, Materiały i Sprawozdania Rzeszowskiego Ośrodka Archeologicznego za rok 1966, Rzeszów 1966).

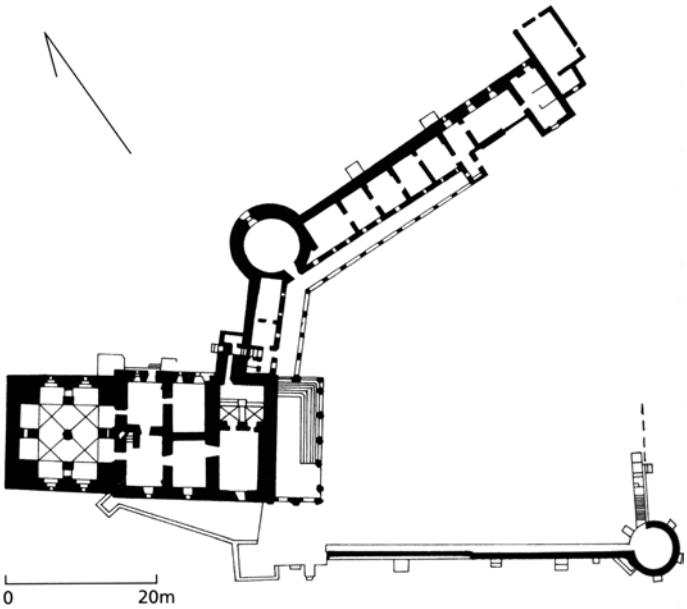
Murowane było zapewne założenie obronno-rezydencjonalne w Rogach, ale informacje o nim są niezwykle skąpe, a brak studiów terenowych uniemożliwia wysuwanie ostatecznych wniosków. Zamek z dwoma wieżami wymieniany jest

[52] M. Proksa, *Budownictwo*…, op. cit., s. 114.

jedynie pod rokiem 1462 przy okazji podziału wsi między Jana, Mikołaja, Marcina i Stanisława Czarnockich[53].

Również niejasne informacje dotyczą kolejnej realizacji murowanej w Rymanowie. Na południe od miasta na wyniosłym wzgórzu w ciągu XV wieku zbudowali (zapewne Rymanowscy) zamek, którego ruiny były widoczne jeszcze w XIX wieku. Do dnia dzisiejszego teren wzgórza porósł lasem, a jedynie archeologiczne studia terenowe mogą dać odpowiedź dotyczącą narysu, układu przestrzennego, okresu budowy i demolacji tego zapomnianego obiektu[54].

Ostatnim chyba znanym murowanym zamkiem w ziemi sanockiej była zapewne obronna rezydencja Balów w Hoczwi koło Terpiczowa. Wzmiankowana jest po raz pierwszy w 1493 roku, a wiadomo, że miała narys czworoboku. Ulokowano ją na wzgórzu do dziś zwanym Grodzisko, a po piwnicach pozostały jedynie widoczne jeszcze zapadliska. Balowie byli właścicielami miejscowości do XVII wieku, po nich siedzieli tu m.in. Bełżeccy, Lubomirscy, Urbańscy, Łempiccy, Fredrowie i inni. Z chwilą opuszczenia siedziby przez Balów, wyraźnie podupadła, w XVIII wieku stała się już ruiną, a później zniknęła z topografii miejscowości[55].



Rys. 16. Lesko. Plan zamku. Opracowano na podstawie R. Frazikowej (L. Kajzer, S. Kołodziejski, J. Salm, *Leksykon zamków w Polsce*, Warszawa 2001).

[53] M. Gosztyła, M. Proksa, *Zamki Polski południowo-wschodniej*, Przemyśl 1997, s. 105.

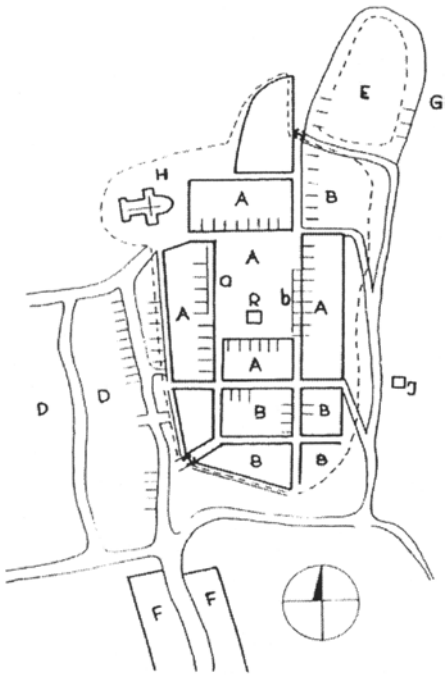
[54] Katalog Zabytków Sztuki w Polsce, Seria nowa, t. I, z. 2, 1982 (województwo rzeszowskie).

[55] M. Gosztyła, M. Proksa, *Zamki*... op. cit., s. 47.

Pozostałe zamki średniowieczne w ziemi sanockiej były założeniami drewnianymi. Wiadomo, że przed wzniesieniem murowanej wieży mieszkalnej przez Piotra Kmitę w Lesku istniał tu drewniany zamek zbudowany przez Jana Kmitę Noska, kasztelana przemyskiego w latach 1448-1449, a rozbudowywany i naprawiany przez jego spadkobierców. Stał on na cyplu prawego brzegu Sanu, gdzie dziś są położone odrestaurowane pozostałości zamku basztowo-bastejowego[56] (rys. 16.).

Na gruntach wsi Zboiska (wcześniejsza nazwa Boiska, Boiszcze, Ukrynowce) Matiaszowicze, potomkowie Węgrów Pawła i Piotra, wznieśli drewnianą obronną siedzibę wzmiankowaną w 1412 roku. W XV wieku obronny dom drewniany zbudował tu również Jan Felsztyński. Z początkiem XVI wieku za czasów Jana Herburta Odnowskiego (1485-1532) zbudowano murowany donżon i prostokątną w narysie kamienicę. Syn Piotra, Mikołaj, kasztelan przemyski i wojewoda krakowski rozbudował w zamek obiekty wzniesione przez ojca. Założenia zamkowe zniszczyli Szwedzi i wojska Rakoczego w połowie XVII wieku. Miejsce po zamku zajęły siostry służebniczki NP Marii, a w ich ogrodzie do dziś zachował się kopiec z piwnicami sklepionymi kolebką, otoczony resztkami fosy i umocnień ziemnych w kształcie nieforemnego owalu.

Wreszcie ostatnim dużym drewnianym założeniem obronnym była rezydencja Kmitów w Dynowie (rys. 17.). Miejscowość jeszcze w 3 ćwierci XIV wieku



Rys. 17. Dynów. Rozwój przestrzenny miasta do końca XVIII wieku. A – układ urbanistyczny do końca XIV wieku, B – rozwój układu urbanistycznego w XV-XVII wieku, D – rozwój miasta i jego aneksów w XVIII wieku (a – cofnięcie zabudowy rynkowej, b – wyprzedzenie zabudowy rynkowej), E – wzgórze zamkowe, F – Przedmieście Dynowskie, G – Przedmieście Zamkowe, H – kościół parafialny św. Wawrzyńca, J – synagoga. Linią przerywaną oznaczono obwarowania obronne. Opracowano na podstawie J. Motylewicza (Miasta ziemi przemyskiej i sanockiej w drugiej połowie XVII i w XVIII wieku, Przemyśl –Rzeszów 1993).

[56] Tamże, s. 46-49, 62-65.

weszła do dóbr kmitowskich z ośrodkiem w Bachórzu, a w 1 połowie XV wieku (przed 1423 lub 1436 rokiem) otrzymała prawa miejskie[57]. Pierwsi właściciele na miejscu wczesnośredniowiecznego grodu ruskiego zbudowali swoją siedzibę. Ulokowano ją na cyplu w północno-wschodniej części miasta, w miejscu o naturalnych walorach obronnych z wysoką skarpą od wschodu i otoczonym bagnami od północy (miejsce to do dziś nosi nazwę „Zamczysko"). Całe założenia otaczał mur z przedmurzem („antemuralia alias kobylenye"), a zniszczyły go zagony Tatarów w 1503 roku.

Przedstawiona krótka charakterystyka zamków (dużych założeń obronno-rezydencjonalnych) średniowiecznych w ziemi przemyskiej i sanockiej nie zamyka problemu. Postulat dalszych studiów, również terenowych, bez których szczegółowa analiza jest niemożliwa, wydaje się oczywisty i nie wymaga uzasadnienia.

THE MEDIEVAL CASTLES OF THE DISTRICTS OF PRZEMYŚL AND SANOK

S u m m a r y

The first castles appeared on the discussed territory in the middle of the 14th century, and their end happens in the 16th century (the appearance of the new defensive system with turrets and round bastions). They may be connected with three groups of foundators: the king, chivalry (then magnats and noblemen), as well as the clergy. The seats in Królikowa, Brzozów, Krosno and Radymno belonged to roman-catholic hierarchs, whereas greek-catholic bishops lived in their residences in Straszewice, Walawa and Wielunice.

Six castles in the districts of Przemyśl and Sanok were builded by the king: the stone foundations in Przemyśl, Sanok and Urycz, the woodden castles in Drohobycz, Medyka and Mościska.

The seats in Bolestraszyce, Dynów, Gorliczyna, Hoczew, Jarosław, Lesko, Łańcut, Odrzykoń, Podhorodce, Rogi, Rzeszów, Rymanów, Sambor, Sobień, Stubno and Zboiska may be included into the group of private castles, which were created in the middle ages on the discussed territory. Some of them, firstly made of wood, with time were changed into the stone residences. The scale of that foundations was different and depended on the needs and riches of their foundators. In the 16th and 17th centuries some of them were changed into manneristic residences, others were destroyed or used in new buildings.

The postulate of further research on this problem seems to be obvious.

Wpłynęło do Oficyny Wydawniczej w kwietniu 2007 r.

[57] Tamże, s. 42-43.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 242
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z. 44 2007

Izabela SKRZYPCZAK
Rafał KLICH
Politechnika Rzeszowska

OKREŚLENIE DOKŁADNOŚCI WYZNACZANIA WSPÓŁCZYNNIKA DYNAMICZNEGO PODCZAS PRÓBNYCH OBCIĄŻEŃ MOSTÓW

Analizę współczynnika dynamicznego przeprowadzono dla typowego mostu zespolonego, poddanego próbnemu obciążeniu dynamicznemu. Większą dokładność oszacowania tego współczynnika otrzymano, mierząc przemieszczenia.

1. Wprowadzenie

Eksperymentalne określenie i uściślenie wielkości współczynnika dynamicznego jest niezbędne zarówno do projektowania nowego, jak i oceny istniejących mostów. Należy więc uwzględnić, że ze współcześnie budowanymi istnieją mosty zbudowane według starych norm, projektowane na dużo mniejsze obciążenia. Przęsłowe konstrukcje tych mostów podlegają dużym oddziaływaniom obciążeń dynamicznych. Wartość obciążenia eksploatacyjnego w znacznej mierze zależy od współczynnika dynamicznego. W celu zwiększenia efektywności obserwacji należy uwzględnić dokładność pomiarów oraz podstawowych kształtów drgań różnych mostów i związane z tym zagadnienie rozmieszczenia znaków pomiarowych (czujników) wzdłuż przęsła mostu. Najczęściej wyznacza się parametry charakteryzujące zarejestrowany przebieg przez:

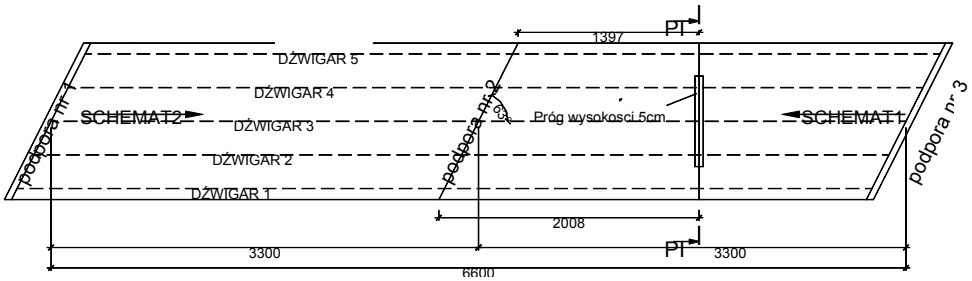
- amplitudę drgań (służącą do określenia współczynników dynamicznych),
- częstotliwość drgań własnych,
- dekrement tłumienia, dający obraz sprężystości konstrukcji.

Współczynnik dynamiczny jest określany na podstawie drgań wymuszonych, a częstotliwość drgań własnych i dekrement tłumienia na podstawie drgań swobodnych. Wyznaczenie wymienionych parametrów charakteryzujących zachowanie się konstrukcji jest możliwe za pomocą pomiaru odkształceń jednostkowych lub przemieszczeń. Podstawowym parametrem charakteryzującym konstrukcję pod względem dynamicznym jest współczynnik dynamiczny. Charakteryzuje on dynamiczne obciążenie konstrukcji w porównaniu z obciążeniem sta-

tycznym. W normach współczynnik dynamiczny jest dodatkowym współczynnikiem bezpieczeństwa, w pewnym sensie sztucznie zwiększającym obciążenie statyczne. W celu efektywnego przestudiowania rzeczywistej pracy mostów, wymagane jest połączenie badań teoretycznych z eksperymentalnymi, a szczególnie z badaniami w terenie. Po przeprowadzeniu badań terenowych istnieje możliwość określenia stopnia zgodności przyjętego schematu obliczeniowego z rzeczywistą pracą konstrukcji podczas eksploatacji. Problemy te były tematem poruszanym m.in. w [4, 6, 7]. W artykule przedstawiono problemy związane z wyznaczeniem oraz dokładnością określenia współczynnika dynamicznego na przykładzie drogowego mostu zespolonego stalowo-betonowego w odniesieniu do obowiązującej dotychczas w Polsce normy PN-85/S-10030 oraz norm obowiązujących w innych krajach.

2. Obiekt badań

Analizę przeprowadzono dla nowo wybudowanego wiaduktu zespolonego stalowo-betonowego, dwuprzęsłowego, o rozpiętości przęseł 33 m (rys. 1.). Badany obiekt to belkowy ruszt stalowy współpracujący z żelbetową płytą pomostu. Dźwigary główne to pięć blachownic o wysokości od 1055 do 1090 mm i rozstawie poprzecznym równym 2,60 m. Płyta żelbetowa pomostu wykonana z betonu ma między dźwigarami stałą grubość równą 0,21 m. Obiekt jest stężony poprzecznie stalowymi blachownicami, o przekroju poprzecznym dwuteowym, wysokości 500 mm. Przyczółki i filar są równoległe do osi przeszkody. Układ rusztu stalowego jest ortogonalny – poprzecznice są prostopadłe do dźwigarów.

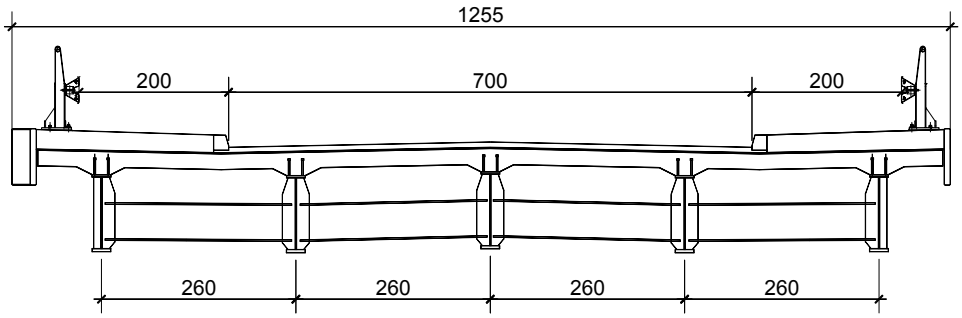


Rys. 1. Rzut badanego wiaduktu

Zrealizowano dwa schematy obciążeń:

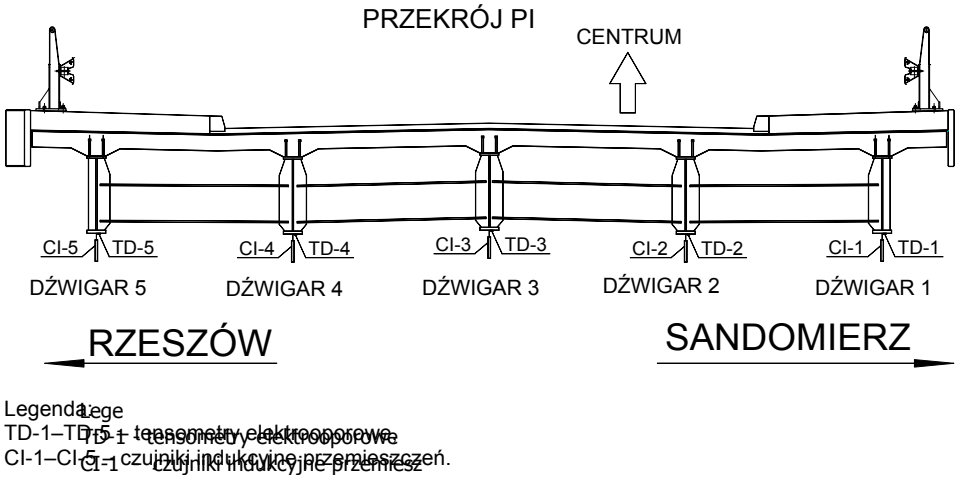
- schemat 1 – wjazd samochodu od strony podpory nr 3,
- schemat 2 – wjazd samochodu od strony podpory nr 1.

W obydwu schematach uwzględniono różne prędkości przejazdu samochodów oraz obecność progu w przekroju PI. Przekrój poprzeczny przęsła wiaduktu pokazano na rys. 2.



Rys. 2. Typowy przekrój poprzeczny przęsła wiaduktu

Podczas badań mierzono ugięcie i odkształcenie w funkcji czasu w wybranych 5 punktach pasów dolnych dźwigarów w przekroju PI. Schemat rozmieszczenia czujników pomiarowych przedstawia rys. 3. Badany przekrój PI znajdował się w środku rozpiętości przęsła znajdującego się bliżej centrum miasta.

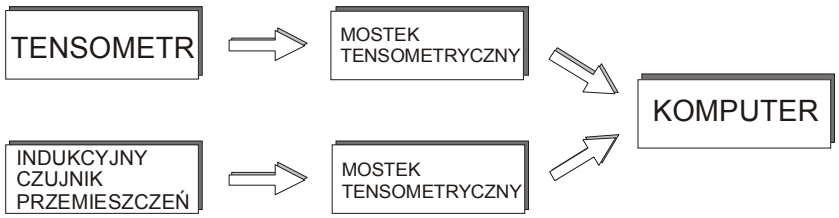


Rys. 3. Schemat rozmieszczenia czujników do pomiaru odkształceń i przemieszczeń w przekroju PI

Odkształcenie w poszczególnych punktach pomiarowych mierzono za pomocą czujników tensometrycznych typu TFs-10/120, o bazie pomiarowej 10 mm. Natomiast ugięcia mierzono za pomocą indukcyjnych czujników przemieszczeń

typu WA-50MM-T, o bazie pomiarowej 50 mm. Do zbierania mierzonych odkształceń i ugięć zastosowano system pomiarowy SPIDER 8 firmy HOTTINGER. System dla potrzeb rejestracji wyników połączono z komputerem (rys. 4.), stosując oprogramowanie CATMAN. Schemat układów pomiarowych przedstawiono na rys. 5.

Rys. 4. Aparatura pomiarowa i rejestrująca ugięcia i odkształcenia



Rys. 5. Schemat układu pomiarowego

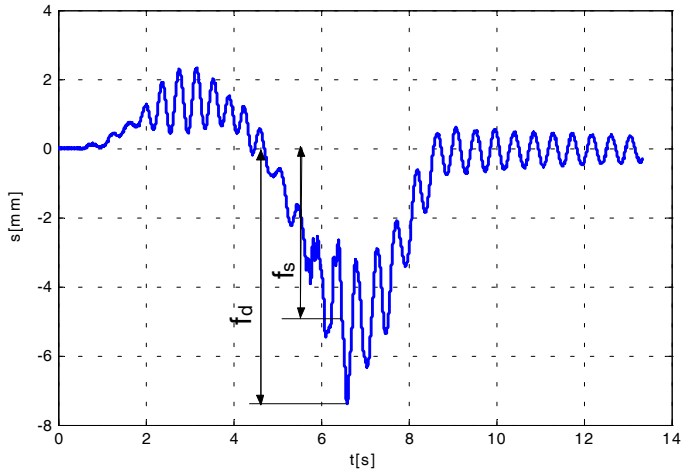
Badany obiekt został poddany obciążeniom statycznym i dynamicznym, a w niniejszym referacie przeprowadzono analizę określenia wartości oraz oszacowania dokładności wyznaczenia współczynnika dynamicznego dla zrealizowanych obciążeń dynamicznych.

Dla przeprowadzenia próbnego obciążenia obiektu dobrano zestaw samochodów typu TATRA 815S o ciężarze całkowitym wraz z ładunkiem równym 270 kN.

3. Wyniki badań i ich interpretacja

Eksperymentalne wartości współczynnika dynamicznego są określane na podstawie wyników pomiarów drgań (z wykresu) lub z pomiaru ugięć, przyjmując jako wielkość dynamiczną i statyczną odpowiednie strzałki ugięcia (lub odkształcenia ε) dźwigara.

Współczynnik dynamiczny charakteryzuje dynamiczne obciążenie konstrukcji w porównaniu z obciążeniem statycznym, a oblicza się go jako stosunek maksymalnego ugięcia dynamicznego f_d do maksymalnego ugięcia statycznego f_s (wzór 1). Ugięcie dynamiczne jest to największa wartość wychylenia na wykresie, natomiast ugięcie statyczne to średnia z minimalnego i maksymalnego wychylenia na wykresie (rys. 6.).

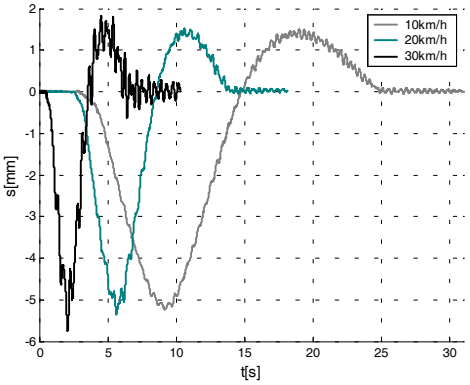


Rys. 6. Sposób wyznaczania współczynnika dynamicznego

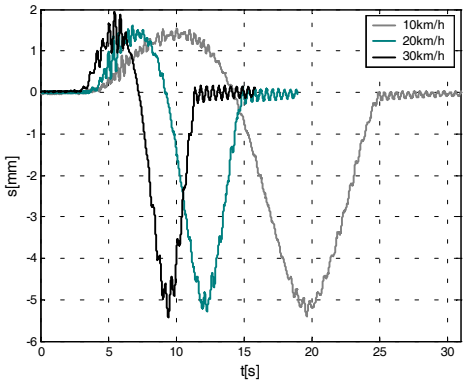
$$\varphi = \frac{f_d}{f_s} \tag{1}$$

gdzie: f_s – maksymalne ugięcie statyczne,
f_d – maksymalne ugięcie dynamiczne.

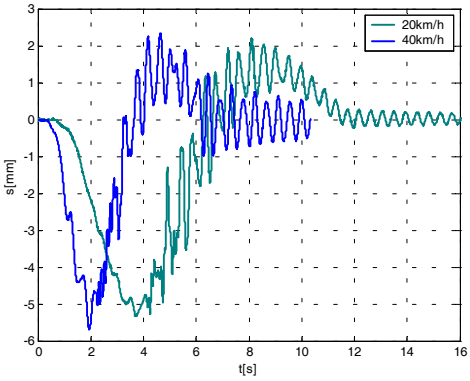
Wyniki badań ugięć i odkształceń przedstawiono na wykresach dla wybranych schematów obciążeń dynamicznych (rys. 7.-12.). Dopuszczalne odchylenia prędkości nie przekroczyły 5 km/h.



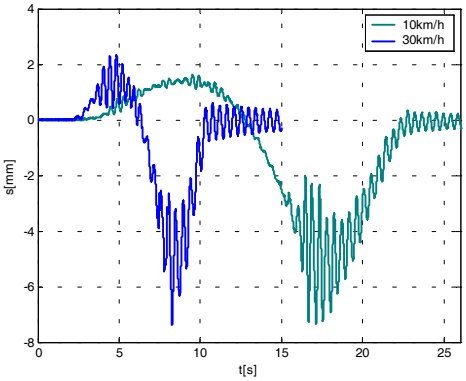
Rys. 7. Ugięcia dźwigara 3 – schemat 1 – przejazd bez progu



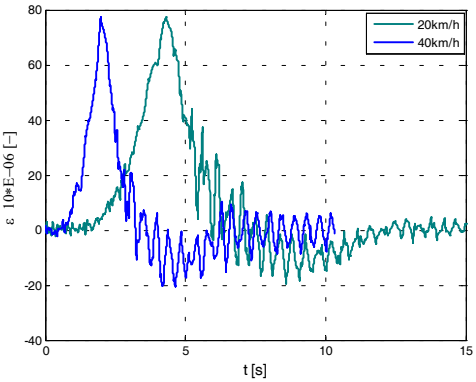
Rys. 8. Ugięcia dźwigara 3 – schemat 2 – przejazd bez progu



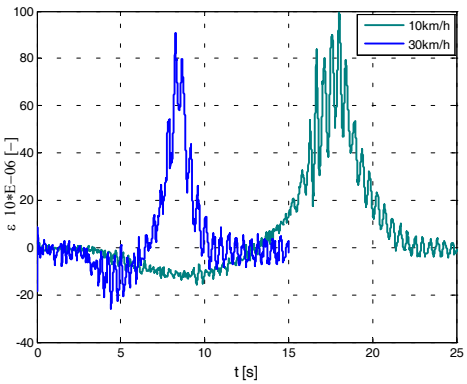
Rys. 9. Ugięcia dźwigara 3 – schemat 1 – przejazd z progiem



Rys. 10. Ugięcia dźwigara 3 – schemat 2 – przejazd z progiem



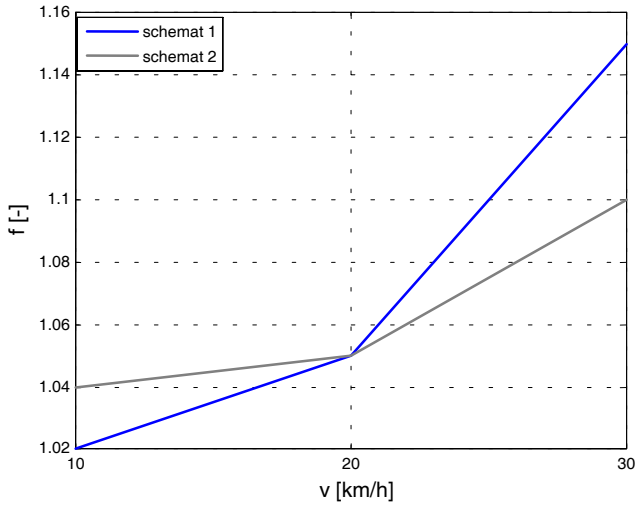
Rys. 11. Odkształcenia dźwigara 3 – schemat 1 – przejazd z progiem



Rys. 12. Odkształcenia dźwigara 3 – schemat 2 – przejazd z progiem

Tabela 1. Wartości współczynnika dynamicznego dla poszczególnych schematów obciążeń

		Od ugięć						Od odkształceń					
	v	SCHEMAT1			SCHEMAT2			SCHEMAT1			SCHEMAT2		
		f_s	f_d	φ	f_s	f_d	φ	ε_s	ε_d	φ	ε_s	ε_d	φ
	[km/h]	[mm]	[mm]	[–]	[mm]	[mm]	[–]	10^{-6}[–]	10^{-6}[–]	[–]	10^{-6}[–]	10^{-6}[–]	[–]
Bez progu	10	5,16	5,25	**1,02**	5,18	5,39	**1,04**	73,5	75	**1,02**	79	83	**1,05**
	20	5,09	5,36	**1,05**	5,05	5,28	**1,05**	73	75	**1,03**	70	72	**1,03**
	30	5,01	5,76	**1,15**	4,94	5,43	**1,10**	65	76	**1,17**	75	82	**1,09**
	średnia wartość φ			**1,07**				średnia wartość φ		**1,06**			
Z progiem	10	–	–	**–**	4,83	7,35	**1,52**	–	–	**–**	73,5	100	**1,36**
	20	4,72	5,27	**1,12**	–	–	**–**	70,5	77	**1,09**	–	–	**–**
	30	–	–	**–**	5,03	7,39	**1,47**	–	–	**–**	64	90	**1,41**
	40	4,97	5,71	**1,15**			**–**	64,5	77	**1,19**	–	–	**–**
	średnia wartość φ			**1,31**				średnia wartość φ		**1,26**			
φśr	**1,19**							**1,16**					



Rys. 13. Zależność współczynnika dynamicznego od prędkości

Wartości współczynnika dynamicznego dla poszczególnych schematów obciążeń przedstawiono w tabeli 1. Wartości współczynnika dynamicznego są różne, w zależności od prędkości i kierunku jazdy oraz obecności progu. Wraz ze wzrostem prędkości jazdy samochodu o tej samej masie współczynnik dynamiczny rośnie, nie jest to jednak zależność wprost proporcjonalna (rys. 13.). Średnia wartość współczynnika dynamicznego wyznaczona z ugięć wyniosła 1,19, a wyznaczona z odkształceń wyniosła 1,16. Należy jednak zwrócić uwagę, że obliczony współczynnik dynamiczny odnosi się ściśle do miejsca, w którym wykonano pomiar.

4. Porównanie wartości współczynnika dynamicznego według różnych zaleceń normowych

W tabeli 2. zestawiono wartości oraz formuły do wyznaczenia wartości współczynnika dynamicznego dla mostów drogowych według różnych norm i przepisów obowiązujących w ostatnich latach. Formuły proponowane według omówionych dalej norm dają różne wyniki, co uwidaczniają zamieszczone w tabeli 2. wartości współczynników dynamicznych.

Tabela 2. Zestawienie wartości oraz formuł do wyznaczenia współczynników dynamicznych stosowanych w różnych krajach

Kraj	Wartość współczynnika dynamicznego φ	Obliczone wartości φ dla analizowanego obiektu mostowego
Polska [5]	$1{,}35 - 0{,}005L \leq 1{,}325$ gdy $L > 70$ to $\varphi = 1{,}0$	1,185
USA [6]	1,33	1,33
Niemcy [7]	$1{,}4\text{-}0{,}008\ L \geq 1{,}0$	1,136
Eurokod 1 [8]	$1{,}4\text{-}L/500 \geq 1{,}0$	1,334

gdzie: L – teoretyczna rozpiętość przęsła.

Z danych zamieszczonych w tabeli 2. wynika, że postaci równań do wyznaczenia wartości współczynnika dynamicznego są bardzo zbliżone w poszczególnych normach i najczęściej formuła jest uzależniona od rozpiętości przęsła. Jednak otrzymane wartości współczynników dynamicznych są bardzo różne od 1,136 do 1,334.

Niepewności związane z określeniem wartości współczynnika dynamicznego oraz fakt odmiennego oszacowania wartości współczynnika dynamicznego były powodem analizy współczynnika dynamicznego oraz określenia dokładności pomiarów.

Wyznaczona wartość współczynnika dynamicznego na podstawie eksperymentu, którego średnia wartość wyniosła 1,19 przy pomiarze ugięć oraz 1,16 przy pomiarze odkształceń, najbardziej jest zbliżona do wartości obliczonej według zaleceń polskiej normy, według której wartość tego współczynnika dla tego obiektu wynosi 1,185. Największe różnice otrzymanych wartości współczynnika dynamicznego są porównywalne z wartościami otrzymanymi według normy europejskiej i amerykańskiej.

5. Analiza współczynnika dynamicznego i dokładności pomiarów

Ocena dokładności wymaga obliczenia błędu średniego funkcji φ:

$$m_\varphi = \sqrt{\left(\frac{1}{f_s}\right)^2 \cdot m_{fd}^2 + \left(-\frac{f_d}{f_s^2}\right)^2 \cdot m_{fs}^2} \tag{2}$$

Zakładając równe wpływy błędów średnich zmiennych tej funkcji

$$m_{fd} = m_{fs} = m_f,$$

otrzymamy:

$$m_\varphi = m_{fs} \cdot \sqrt{\left(\frac{1}{f_s}\right)^2 \cdot + \left(-\frac{f_d}{f_s^2}\right)^2} \tag{3}$$

Analogiczny wzór otrzymamy, analizując odkształcenia:

$$m_\varphi = m_{\varepsilon s} \cdot \sqrt{\left(\frac{1}{\varepsilon_s}\right)^2 \cdot + \left(-\frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_s^2}\right)^2} \tag{4}$$

Korzystając z wyników pomiarów analizowanej konstrukcji mostowej, obliczono współczynniki dynamiczne φ oraz oszacowano ocenę dokładności pomiarów m_φ

Tabela 3. Współczynniki dynamiczne oraz błędy średnie funkcji φ wyznaczone dla pomierzonych ugięć

	v	SCHEMAT1					SCHEMAT2				
		f_s	f_d	φ	m_f	m_φ	f_s	f_d	φ	m_f	m_φ
	[km/h]	[mm]	[mm]	[–]	[mm]	[-]	[mm]	[mm]	[–]	[mm]	[–]
Bez progu	10	5,16	5,25	**1,02**	0,01	**0,003**	5,18	5,39	**1,04**	0,01	**0,003**
	20	5,09	5,36	**1,05**		**0,003**	5,05	5,28	**1,05**		**0,003**
	30	5,01	5,76	**1,15**		**0,003**	4,94	5,43	**1,10**		**0,003**
Z progiem	10	–	–	**–**		**–**	4,83	7,35	**1,52**		**0,003**
	20	4,72	5,27	**1,12**		**0,003**	–	–	**–**		**–**
	30	–	–	**–**		**–**	5,03	7,39	**1,47**		**0,004**
	40	4,97	5,71	**1,15**		**0,003**	–	–	**–**		**–**

Tabela 4. Współczynniki dynamiczne oraz błędy średnie funkcji φ wyznaczone dla pomierzonych odkształceń

	v	SCHEMAT1					SCHEMAT2				
		ε_s	ε_d	φ	m_f	m_φ	ε_s	ε_d	φ	m_f	m_φ
	[km/h]	10^{-6}[–]	10^{-6}[–]	[–]	[mm]	[–]	10^{-6}[–]	10^{-6}[–]	[–]	[mm]	[–]
Bez progu	10	73,5	75	**1,02**		**0,02**	79	83	**1,05**		**0,02**
	20	73	75	**1,03**		**0,02**	70	72	**1,03**		**0,02**
	30	65	76	**1,17**		**0,02**	75	82	**1,09**		**0,02**
Z progiem	10	–	–	**–**	1	**–**	73,5	100	**1,36**	1	**0,02**
	20	70,5	77	**1,09**		**0,02**	–	–	**–**		**–**
	30	–	–	**–**		**–**	64	90	**1,41**		**0,03**
	40	64,5	77	**1,19**		**0,02**	–	–	**–**		**–**

Z danych tabeli 3. i 4. wynika, że przy jednakowej dokładności pomiaru ugięć m_f = 0,01 mm, takiej samej długości przęsła i różnej prędkości, dokładność określenia m_φ jest zbliżona i wynosi około 0,003, natomiast w przypadku pomiaru odkształceń dokładność wyznaczenia współczynnika dynamicznego wyniosła 0,02. Większą dokładność oszacowania współczynnika dynamicznego otrzymuje się, mierząc ugięcia konstrukcji indukcyjnymi czujnikami przemieszczeń.

Wskazane jest, aby tolerancję Δφ wyznaczać biorąc pod uwagę ugięcia (odkształcenia) dynamiczne i statyczne oraz szczegóły konstrukcyjne każdego konkretnego mostu. Proponuje się, aby przed przystąpieniem do badań obiektów mostowych określić dokładność pomiarów według wzoru:

$$m_\varphi = \frac{\Delta\varphi}{t \cdot \sqrt{\left(\frac{1}{f_s}\right)^2 \cdot + \left(-\frac{f_d}{f_s^2}\right)^2}} \tag{5}$$

gdzie: t – współczynnik prawdopodobieństwa.

Tak samo ważne, jak otrzymany wzór, są zagadnienia związane z rozmieszczeniem czujników wzdłuż konstrukcji przęsła, które powinny wynikać z analizy pracy konstrukcji oraz zasady poszukiwania najbardziej newralgicznych miejsc konstrukcji.

6. Wnioski

Analizę współczynnika dynamicznego przeprowadzono dla typowego mostu zespolonego, poddanego próbnemu obciążeniu dynamicznemu, dla którego:

- wyznaczono współczynnik dynamiczny od pomierzonych ugięć oraz odkształceń,
- średnia wartość współczynnika od ugięć wyniosła 1,19, natomiast od odkształceń 1,16,
- wyznaczona wartość współczynnika dynamicznego najbardziej jest zbliżona do wartości wyliczonej według zaleceń polskiej normy, dla której wartość tego współczynnika dla analizowanego obiektu wynosi 1,185, największe różnice otrzymanych wartości współczynnika dynamicznego są zauważalne do wartości otrzymanych według normy europejskiej i amerykańskiej,
- oszacowane błędy średnie wyznaczonego współczynnika dynamicznego dla przemieszczeń były rzędu 0,003, natomiast od odkształceń 0,02,
- dokładniejsze jest wyznaczenie współczynnika dynamicznego z przemieszczeń,
- większą dokładność oszacowania współczynnika dynamicznego otrzymuje się, mierząc przemieszczenia.

Literatura

1. AASHTO LRFD Bridge Design Specification.
2. DIN 1072 Road and foot bridges, Design loads.
3. Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges.
4. Materiały I Sympozjum „Diagnostyka i badania mostów", Opole 2001.
5. PN-85/10030 Obiekty mostowe. Obciążenia mostów.
6. Projekt próbnego obciążenia wiaduktu drogowego w ciągu ul. Ogrodowej nad ul. Podskarpową w Stalowej Woli, Katedra Mostów Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2005.
7. Ryżyński A., *Badania konstrukcji mostowych*, WKŁ, Warszawa 1983.

DETERMINATION OF THE DYNAMIC COEFFICIENT ACCURACY OF DURING BRIDGES TEST LOAD

S u m m a r y

In the contribution the analysis of the dynamic coefficient has been carried out for the combined typical bridge during test load. The higher accuracy estimation of this coefficient is obtained from deformations measurement.

Wpłynęło do Oficyny Wydawniczej w maju 2007 r.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ **Nr 242**
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z. 44 **2007**

Andrzej WOJNAR
Politechnika Rzeszowska

BADANIA DOŚWIADCZALNE POŁĄCZENIA KOŁNIERZOWEGO

Doczołowe połączenia kołnierzowe rur dużych średnic są stosowane w konstrukcjach stalowych, takich jak: kominy, siłownie wiatrowe, konstrukcje wsporcze budowli o charakterze wieżowym, rurociągi itp. Dotychczas opracowane metody obliczeniowe i normy przedmiotowe skupiają się głównie na określaniu nośności takich połączeń, pomijają natomiast zagadnienia związane z ich sztywnością. Sztywność połączenia może być wyznaczona według modelu mechanicznego, opracowanego przy wykorzystaniu metody składnikowej. Charakterystyki podatnościowe składników modelu zostały określone na podstawie badań doświadczalnych i symulacji numerycznych. Weryfikacyjne badania doświadczalne przeprowadzono w celu sprawdzenia poprawności opracowanego modelu mechanicznego połączenia kołnierzowego. Badania te polegały na porównaniu zgodności sztywności początkowej i nośności maksymalnej połączenia, obliczonych przy zastosowaniu opracowanego modelu, ze sztywnością początkową i nośnością wyznaczoną na podstawie badań doświadczalnych.

1. Wprowadzenie

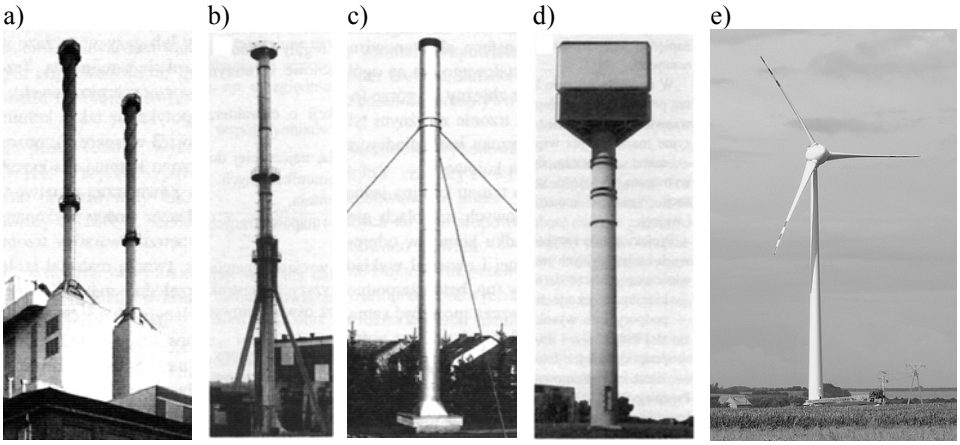
Doczołowe połączenia kołnierzowe rur dużych średnic są stosowane w konstrukcjach stalowych, takich jak: kominy (rys. 1a, b, c), siłownie wiatrowe (rys. 1e), konstrukcje wsporcze budowli o charakterze wieżowym (rys. 1d), rurociągi itp. Połączenia te stosuje się, jeżeli zachodzi potrzeba przeniesienia sił osiowych i momentów zginających o znacznych wartościach, przy jednoczesnym zapewnieniu znacznej sztywności połączenia, a względy technologiczne i montażowe uniemożliwiają wykonanie połączenia spawanego.

Najbardziej charakterystyczną cechą połączeń kołnierzowych jest osiowosymetryczne rozmieszczenie łączników. Typowe połączenie kołnierzowe (rys. 2.) składa się z:

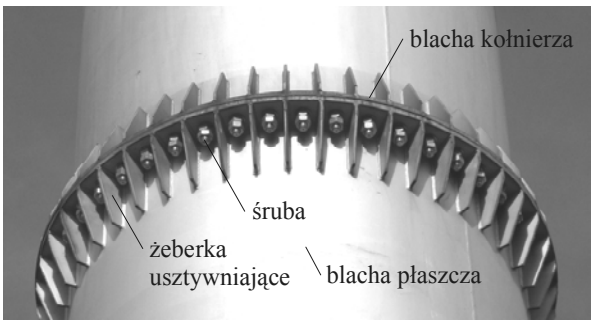
- blachy kołnierza,
- blachy płaszcza,
- ciągłej spoiny pachwinowej lub czołowej łączącej blachy kołnierza i płaszcza,
- śrub; zazwyczaj stosuje się śruby M16, M20, M24, klasy 5.8 lub 10.9. Należy stosować podwójne nakrętki oraz podkładki od strony nakrętek

i łba śruby. Nakrętka zewnętrzna stanowi zabezpieczenie nakrętki właściwej przed samoodkręcaniem się podczas działania obciążeń o charakterze dynamicznym,

- dodatkowych żeberek usztywniających blachę kołnierza i płaszcza. W przypadku kominów, ze względu na możliwość wystąpienia mostka cieplnego oraz zmian strukturalnych stali w obrębie strefy wpływów cieplnych przy spoinie, przyspieszających korozję ścianki trzonu komina, należy unikać stosowania żeberek usztywniających, zwiększając w zamian grubość blachy kołnierza. W innego typu konstrukcjach przeciw stosowaniu żeber przemawia koszt i pracochłonność ich wykonania.



Rys. 1. Konstrukcje: a) komin wspornikowy, b) komin z dodatkową podporą w postaci trójnogu, c) komin z odciągami, d) zbiornik wieżowy, e) siłownia wiatrowa



Rys. 2. Typowe użebrowane połączenie kołnierzowe

Dotychczas opracowane metody obliczeniowe [1, 2, 3] i normy przedmiotowe [4, 5, 6, 7] skupiają się głównie na określaniu nośności takich połączeń, pomijają natomiast zagadnienia związane z ich sztywnością. Sztywność połączeń kołnierzowych ma wpływ na właściwości dynamiczne konstrukcji, m.in. na okres drgań własnych, parametry tłumienia wyrażone logarytmicznym dekre-

mentem tłumienia drgań, a także na poziome przemieszczenia sprawdzane w stanie granicznym użytkowalności.

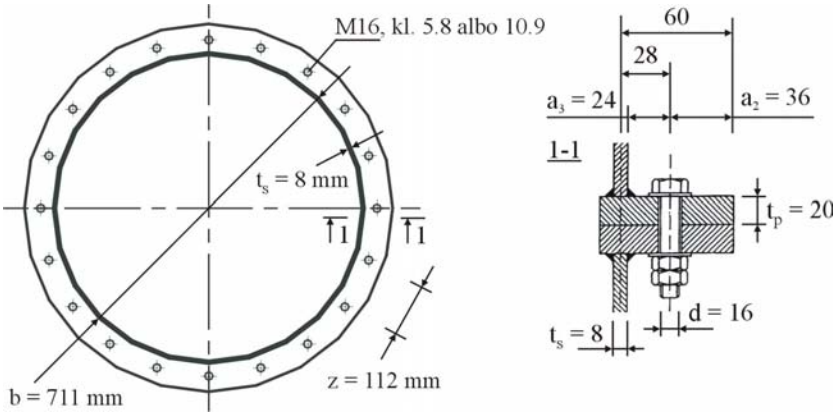
W referacie [8] zaproponowano model mechaniczny kołnierzowego połączenia, pozwalający na określenie jego charakterystyk podatnościowych. Do stworzenia modelu wykorzystano metodę składnikową stosowaną w normach europejskich [9, 10], za pomocą której wyznacza się parametry podatnościowe węzłów ram stalowych i zespolonych.

Modelowanie mechaniczne polega na wyodrębnieniu z obszaru węzła poszczególnych jego części (składników) i zastąpieniu ich równoważnymi układami mechanicznymi, najczęściej sprężynami o określonej sztywności. Charakterystyki podatnościowe tych sprężyn, w postaci zależności siła-przemieszczenie, otrzymuje się z badań doświadczalnych, analizy teoretycznej lub analizy numerycznej (komputerowej) przy wykorzystaniu MES. Krzywe te opisują zachowanie się danego składnika w całym zakresie obciążeń, aż do jego zniszczenia. Przejście z zależności siła-przemieszczenie, określonych dla poszczególnych składników do krzywej M-N-Φ (moment zginający obciążający węzeł – siła osiowa – kąt obrotu węzła), opisującej zachowanie się całego węzła, odbywa się w tzw. procedurze składania, z uwzględnieniem wymagań zgodności przemieszczeń i chwilowej równowagi sił wewnętrznych. Modele mechaniczne obciąża się stopniowo, przyrost obciążeń powoduje redystrybucję sił pomiędzy poszczególnymi składnikami połączenia, odpowiednio do ich chwilowej sztywności stycznej. Analiza jest prowadzona do momentu przekroczenia dopuszczalnej nośności lub odkształcalności poszczególnych składników. Jako wynik obliczeń można otrzymać główne cechy podatnościowe węzła: nośność graniczną, sztywność początkową, maksymalny kąt obrotu lub całą nieliniową charakterystykę w postaci krzywej M-N-Φ. Opis badań doświadczalnych, przeprowadzonych w celu określenia sztywności początkowej i nośności składników, przedstawiono w [11]. Weryfikacyjne badania doświadczalne przeprowadzono w celu sprawdzenia poprawności opracowanego modelu mechanicznego połączenia kołnierzowego. Badania te polegały na porównaniu zgodności sztywności początkowej i nośności maksymalnej połączenia, obliczonych przy zastosowaniu opracowanego modelu, ze sztywnością początkową i nośnością wyznaczoną na podstawie badań doświadczalnych.

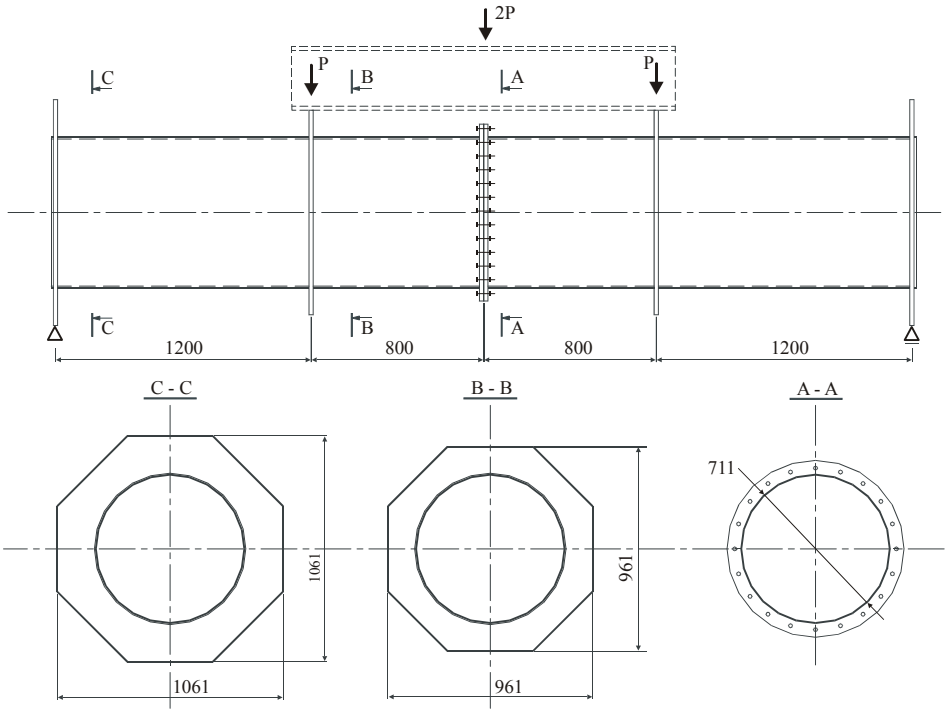
2. Plan badań doświadczalnych

Ze względu na wysoki koszt badań weryfikacyjnych, do ich przeprowadzenia przygotowano jedną próbkę o wymiarach geometrycznych dobranych w sposób następujący:

- rozstaw śrub, ich odległość od swobodnej krawędzi blachy kołnierza i grubość tej blachy przyjęto jako wartości środkowe z przedziału wartości zalecanych przez normy i wytyczne do projektowania [4, 5, 6, 7, 9],



Oznaczenia: b – średnica zewnętrzna powłoki walcowej, b = 711 mm, t_s – grubość ścianki powłoki walcowej, t_p = 8 mm, t_p – grubość blachy kołnierzowej, t_p = 20 mm, d – średnica śrub, d = 16 mm, z – rozstaw śrub, z = 7d = 112 mm, a_3 – odległość od lica blachy powłoki cylindrycznej do osi śruby, a_3 = 1.5d = 24 mm, a_2 – odległość od osi śruby do swobodnej krawędzi blachy kołnierza, a_2 = 2.25d = 36 mm, klasa śrub 5.8 / 10.9.



Rys. 3. Element do badań doświadczalnych, jego wymiary geometryczne i sposób obciążenia

- aby doprowadzić do zniszczenia połączenia zminimalizowano jego nośność poprzez przyjęcie śrub o średnicy 16 mm klas: 5.8 i 10.9,

- przyjęto stosunkowo małą średnicę powłoki walcowej wynoszącą 711 mm,
- grubości blachy płaszcza dobrano tak, aby nośność połączenia kołnierzowego była mniejsza od nośności przekroju poprzecznego powłoki walcowej.

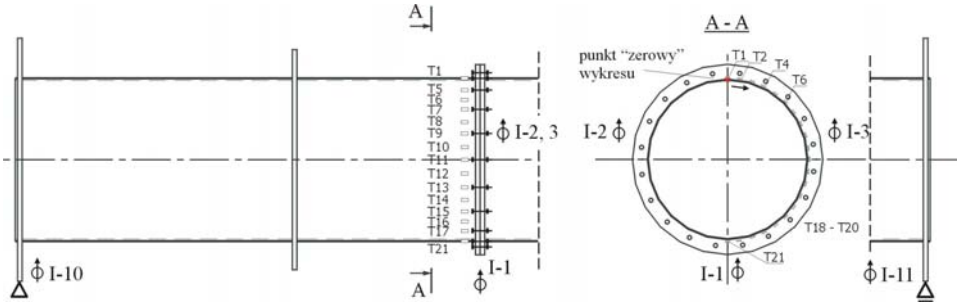
Sprowadziło się to do przyjęcia połączenia kołnierzowego o następujących wymiarach geometrycznych – rys. 3.

3. Metodyka badań doświadczalnych

Badania weryfikacyjne wykonano w hali laboratoryjnej Wydziału Budownictwa i Inżynierii Środowiska Politechniki Rzeszowskiej. Do obciążenia próbki wykorzystano siłownik hydrauliczny firmy Schenck-Instron, wyniki pomiarów były rejestrowane za pomocą elektronicznego systemu do zbierania danych SPIDER-8.

Podczas badań przyjęto, że połączenie kołnierzowe będzie poddane działaniu momentu zginającego bez udziału siły osiowej. Próbkę do badań zaprojektowano jako jednoprzęsłową belkę swobodnie podpartą, o przekroju rurowym (RO 711x8) i rozpiętości w osiach podpór 4.00 m. Podpory i miejsca, w których zostało przyłożone obciążenie wykonano jako tarcze stalowe z blachy o grubości 20 mm. Tarcze podporowe oparto na płytach stalowych o grubości 30 mm, zamocowanych do podłogi siłowej. Element badawczy składał się z dwóch identycznych części połączonych ze sobą w środku rozpiętości za pomocą będącego przedmiotem badań połączenia kołnierzowego. W połączeniu zastosowano śruby M16 klas 5.8 i 10.9 – w zależności od analizowanego typu połączenia: niesprężone lub sprężone. Do elementu, za pomocą belki pośredniej przyłożono dwie siły skupione w odległości 1.2 m od osi podpory, symetrycznie po obydwu stronach belki. Powodowało to obciążenie połączenia kołnierzowego tylko momentem zginającym, bez udziału siły osiowej i poprzecznej. Wartość sił P zwiększano od 0 do 300 kN. Po przyroście obciążenia P o 30 kN próbkę odciążano. Badaną próbkę i sposób jej obciążenia pokazano na rys. 4. Podczas badań rejestrowano: za pomocą czujników indukcyjnych i zegarowych – pionowe przemieszczenie styku kołnierzowego i osiadanie podpór (pionowe przemieszczenie blach na końcach elementu), za pomocą tensometrów – odkształcenia blachy płaszcza przy styku kołnierzowym. Siła obciążająca próbkę była rejestrowana automatycznie za pomocą siłomierza wchodzącego w skład siłownika. Badania przeprowadzono najpierw przy zastosowaniu w połączeniu śrub M16 kl. 5.8, a następnie, po wykonaniu badań, próbkę obrócono o kąt 90° i wykonano powtórne badania przy zastosowaniu śrub M16 kl. 10.9, po ich wstępnym sprężeniu. Widok próbki podczas badań oraz rozmieszczenie czujników indukcyjnych, zegarowych i tensometrów przedstawiono na rys. 5.

Rys. 4. Element do badań doświadczalnych na stanowisku badawczym



Oznaczenia: T1 – T21 – czujniki tensometryczne, I-1 – I-3, I-10, I-11 – czujniki indukcyjne.

Rys. 5. Element do badań doświadczalnych z czujnikami indukcyjnymi i tensometrycznymi

4. Wyniki badań

Wyniki badań doświadczalnych w postaci zależności P-Δ przedstawiono w tabelach 1. i 2. Ugięcie belki wyznaczono, uwzględniając wpływ pionowego osiadania podpór na skutek przyłożonego obciążenia.

Tabela 1. Wyniki badań doświadczalnych uzyskane przy zastosowaniu w połączeniu śrub M16 kl. 5.8.

Lp.	P [kN]	M [kNm]	Δ_1 [mm]	Δ_2 [mm]	Δ_3 [mm]	$\Delta_{śr}$ [mm]	Lp.	P [kN]	M [kNm]	Δ_1 [mm]	Δ_2 [mm]	Δ_3 [mm]	$\Delta_{śr}$ [mm]
	1	2	3	4	5	6		1	2	3	4	5	6
1	2,50	3	0,00	0,00	0,00	0,00	19	159,85	192	2,35	2,21	2,18	2,25
2	19,95	24	0,27	0,23	0,19	0,23	20	20,50	25	0,35	0,28	0,22	0,28
3	40,15	48	0,57	0,47	0,43	0,49	21	160,00	192	2,34	2,18	2,18	2,23
4	60,00	72	0,86	0,70	0,67	0,74	22	169,75	204	2,51	2,38	2,36	2,42
5	20,00	24	0,32	0,25	0,20	0,26	23	179,75	216	2,72	2,58	2,57	2,62
6	60,10	72	0,85	0,67	0,68	0,73	24	189,25	227	2,94	2,81	2,81	2,85
7	80,00	96	1,16	1,00	0,94	1,03	25	198,35	238	3,19	3,06	3,08	3,11
8	90,15	108	1,31	1,14	1,09	1,18	26	209,60	252	3,43	3,30	3,35	3,36
9	100,20	120	1,46	1,30	1,23	1,33	27	219,35	263	3,70	3,57	3,64	3,64
10	20,40	24	0,32	0,26	0,21	0,26	28	229,40	275	3,98	3,86	3,93	3,92
11	100,00	120	1,47	1,31	1,24	1,34	29	239,25	287	4,25	4,13	4,21	4,20
12	110,20	132	1,61	1,45	1,37	1,48	30	249,50	299	4,55	4,44	4,52	4,50
13	120,05	144	1,76	1,59	1,53	1,63	31	259,50	311	4,88	4,76	4,86	4,83
14	129,90	156	1,90	1,74	1,69	1,78	32	269,50	323	5,20	5,09	5,18	5,16
15	20,00	24	0,33	0,26	0,21	0,27	33	279,60	336	5,52	5,42	5,51	5,48
16	130,10	156	1,88	1,75	1,66	1,76	34	289,25	347	5,84	5,73	5,83	5,80
17	140,10	168	2,05	1,90	1,85	1,93	35	300,00	360	6,32	6,22	6,29	6,28
18	150,20	180	2,21	2,06	2,03	2,10	36	2,50	3	0,63	0,51	0,44	0,53

Tabela 2. Wyniki badań doświadczalnych uzyskane przy zastosowaniu w połączeniu śrub M16 kl. 10.9.

Lp.	P [kN]	M [kNm]	Δ_1 [mm]	Δ_2 [mm]	Δ_3 [mm]	$\Delta_{śr}$ [mm]	Lp.	P [kN]	M [kNm]	Δ_1 [mm]	Δ_2 [mm]	Δ_3 [mm]	$\Delta_{śr}$ [mm]
	1	2	3	4	5	6		1	2	3	4	5	6
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	19	160,00	192,00	1,70	1,73	1,67	1,70
2	10,00	12,00	0,20	0,09	0,03	0,11	20	20,00	24,00	0,30	0,18	0,06	0,18
3	20,00	24,00	0,31	0,20	0,08	0,20	21	160,00	192,00	1,70	1,74	1,68	1,71
4	30,00	36,00	0,42	0,33	0,22	0,32	22	170,00	204,00	1,82	1,85	1,78	1,82
5	40,00	48,00	0,51	0,44	0,35	0,43	23	180,00	216,00	1,93	1,95	1,88	1,92
6	50,00	60,00	0,59	0,54	0,46	0,53	24	190,00	228,00	2,06	2,09	2,00	2,05
7	60,00	72,00	0,69	0,65	0,58	0,64	25	200,00	240,00	2,18	2,21	2,12	2,17
8	70,00	84,00	0,77	0,75	0,69	0,74	26	210,00	252,00	2,30	2,34	2,25	2,30
9	80,00	96,00	0,87	0,86	0,80	0,84	27	220,00	264,00	2,42	2,46	2,37	2,42
10	20,00	24,00	0,27	0,17	0,06	0,17	28	230,00	276,00	2,55	2,60	2,51	2,55
11	80,00	96,00	0,85	0,85	0,80	0,83	29	240,00	288,00	2,69	2,74	2,64	2,69
12	90,00	108,00	0,96	0,96	0,90	0,94	30	20,00	24,00	0,43	0,28	0,12	0,28
13	100,00	120,00	1,08	1,08	1,03	1,06	31	240,00	288,00	2,69	2,74	2,65	2,69
14	110,00	132,00	1,18	1,19	1,13	1,17	32	250,00	300,00	2,80	2,87	2,78	2,82
15	120,00	144,00	1,27	1,29	1,23	1,26	33	260,00	312,00	2,94	3,02	2,93	2,96
16	130,00	156,00	1,37	1,40	1,34	1,37	34	270,00	324,00	3,10	3,18	3,10	3,13
17	140,00	168,00	1,47	1,50	1,46	1,48	35	280,00	336,00	3,25	3,34	3,26	3,28
18	150,00	180,00	1,58	1,62	1,57	1,59	36	290,00	348,00	3,39	3,50	3,41	3,43

Oznaczenia do tabel: 1, 2.: P – siła obciążająca próbkę, M – moment zginający obciążający połączenie kołnierzowe, odpowiadający działającej sile P, $\Delta_1 \div \Delta_3$ – wartości pionowych przemieszczeń styku kołnierzowego pomierzone za pomocą czujników indukcyjnych od I-1 do I-3 i wyznaczone z uwzględnieniem pionowego osiadania podpór, $\Delta_{śr}$ – średnia arytmetyczna wyników z kolumn 4., 5., 6. wyrażająca pionowe przemieszczenie styku kołnierzowego.

5. Symulacja numeryczna badań doświadczalnych

Ze względu na zbyt małą wartość obciążenia, możliwą do uzyskania przy użyciu posiadanego siłownika, nie udało się doprowadzić do zniszczenia połączenia kołnierzowego. Nie można więc było w sposób doświadczalny określić jego nośności. Badania doświadczalne stały się natomiast podstawą do wyznaczenia sztywności początkowej połączenia.

Nośność połączenia zweryfikowano dzięki zastosowaniu modelu numerycznego, symulującego badania doświadczalne, opracowanego przy użyciu MES. Model ten wykonano za pomocą programu ADINA. Aby skrócić czas obliczeń, zminimalizowano liczbę elementów poprzez zamodelowanie 1/4 całości próbki użytej w badaniach doświadczalnych, a symulację jej rzeczywistego zachowania się uzyskano poprzez wprowadzenie tzw. płaszczyzn symetrii.

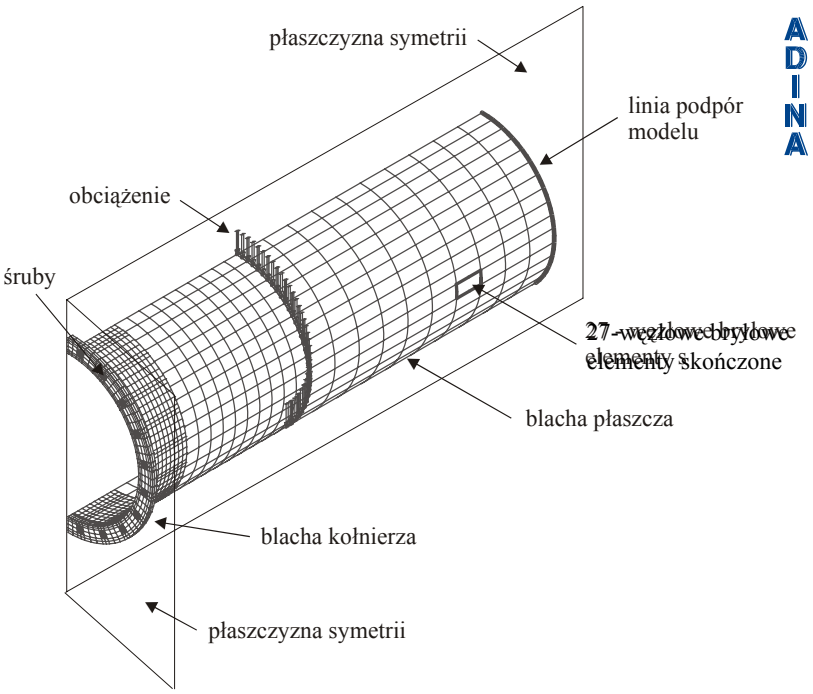
Model numeryczny obciążono pionowym przemieszczeniem wzrastającym od wartości 0 do 10 mm w sposób monotoniczny. Miejsce działania obciążenia odpowiadało miejscu przyłożenia obciążenia o wartości P na próbce weryfikacyjnej. W przypadku analizy połączenia sprężonego wstępny naciąg śrub symulowano poprzez nadanie trzpieniom śrub wstępnego wydłużenia o wartości wywołującej w nich siłę odpowiadającą sile sprężającej S_0. Pomiędzy łby śrub, podkładki i blachę kołnierza wprowadzono strefy kontaktowe, umożliwiające przekazywanie się tylko sił pochodzących od wzajemnego docisku powierzchni do siebie oraz uwzględniające wpływ tarcia występującego pomiędzy tymi powierzchniami.

Podporę modelu stanowiło podparcie liniowe o stopniach swobody dobranych w taki sposób, aby imitowało rzeczywiste podparcie próbki podczas badań weryfikacyjnych. Modele materiału, stali, z której wykonano próbkę, i śrub zastosowanych w połączeniu kołnierzowym, przyjęto jako biliniowe, o charakterystykach wytrzymałościowych określonych na podstawie statycznej próby rozciągania metali i badań doświadczalnych śrub.

Do budowy modelu (rys. 6.) wykorzystano 27-węzłowe elementy bryłowe. W celu przypisania im odpowiednich charakterystyk materiałowych i następnie ułatwienia odczytu wyników, przyporządkowano je do następujących grup elementów:

grupa od 1 do 20 – śruby i podkładki,
grupa 21 – blacha kołnierzowa,
grupa 22 – spoina,

grupa 23 – blacha płaszcza (miejsce przyłożenia obciążenia),
grupa 24 – blacha płaszcza.



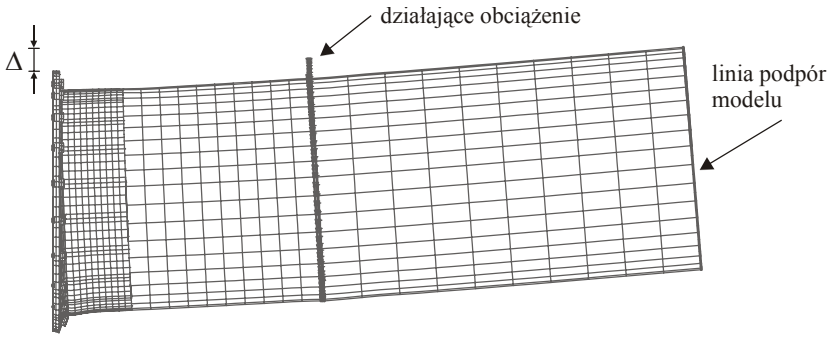
Rys. 6. Model numeryczny opracowany w celu przeprowadzenia symulacji komputerowej badań doświadczalnych

6. Wyniki symulacji numerycznej

W trakcie symulacji numerycznej mierzono:

- wartość obciążenia P działającego na model numeryczny,
- wielkość pionowego przemieszczenia Δ – ugięcie modelu.

Miejsce przyłożenia obciążenia o wartości P oraz punkt, w którym dokonywano odczytu pionowego przemieszczenia Δ modelu, pokazano na rys. 7. Wyniki symulacji numerycznej w postaci zależności P-Δ przedstawiono w tabelach 3. i 4.



Rys. 7. Deformacja modelu numerycznego i mierzone przemieszczenie – ugięcie modelu

Tabela 3. Wyniki symulacji numerycznej dla połączenia niesprężonego

Lp.	P [KN]	M [KNm]	Δ [mm]	Lp.	P [KN]	M [KNm]	Δ [mm]	Lp.	P [KN]	M [KNm]	Δ [mm]
1	0	0	0,00	8	265	318	4,54	15	374	449	9,89
2	49	59	0,60	9	287	345	5,27	16	384	461	10,70
3	90	108	1,23	10	307	368	6,02	17	393	472	11,48
4	133	159	1,84	11	324	388	6,78	18	401	482	12,28
5	174	208	2,47	12	339	406	7,55	19	409	491	13,07
6	208	250	3,14	13	352	422	8,33	20	416	499	14,00
7	239	287	3,83	14	368	442	9,09	21	422	506	16,00

Tabela 4. Wyniki symulacji numerycznej dla połączenia sprężonego

Lp.	P [kN]	M [kNm]	Δ [mm]	Lp.	P [kN]	M [kNm]	Δ [mm]	Lp.	P [kN]	M [kNm]	Δ [mm]
1	0,00	0,00	0,00	8	330,84	397,01	3,70	15	540,91	649,09	7,85
2	51,28	61,54	0,52	9	371,86	446,23	4,25	16	556,37	667,64	8,52
3	101,60	121,92	1,04	10	410,68	492,81	4,81	17	569,23	683,08	9,19
4	150,57	180,69	1,56	11	444,64	533,57	5,38	18	580,18	696,21	9,86
5	197,85	237,42	2,09	12	474,78	569,74	5,96	19	589,63	707,56	10,54
6	243,55	292,26	2,62	13	499,85	599,82	6,58	20	598,24	717,89	11,21
7	287,84	345,41	3,16	14	522,02	626,42	7,21	21	605,83	736,00	11,89

Oznaczenia do tabel: 3., 4.: P – siła obciążająca próbkę, M – moment zginający obciążający połączenie kołnierzowe, odpowiadający działającej sile P, D – wartość pionowego przemieszczenia styku kołnierzowego.

7. Analiza wyników

Bazując na wynikach badań doświadczalnych i symulacji numerycznych, dla każdego z rozpatrywanych typów połączeń opracowano krzywe M-F charakteryzujące jego zachowanie się w danym zakresie obciążenia. Przyjęto następujący tok postępowania:

1. Moment zginający M obciążający połączenie wyznaczono, znając odległość L1 od miejsca przyłożenia obciążenia P do osi podpory wg wzoru:
   M = 1.2*P.
2. Kąt obrotu połączenia Φ, odpowiadający momentowi M, obliczono na podstawie wielkości strzałki ugięcia D badanej próbki. W obliczeniach uwzględniono wpływ osiadania podpór oraz pionowego przemieszczenia spowodowanego ugięciem rury:
   - Przemieszczenie środka belki (punkt c na rys. 8.) na skutek ugięcia rury wyznaczono w sposób analityczny na podstawie wzoru Mohra (1).

$$\Delta_R = \sum \int \frac{M\overline{M}}{EJ} ds \tag{1}$$

Wartości momentów zginających M i $\overline{M}$, wyznaczone w środku rozpiętości belki dla obciążenia rzeczywistego i wirtualnego, wynoszą odpowiednio:

$$M = PL_1 \tag{2}$$

$$\overline{M} = \frac{L_1 + L_2}{2} \tag{3}$$

gdzie: M – moment zginający obciążający belkę,
$\overline{M}$ – moment zginający wywołany działaniem wirtualnej siły jednostkowej przyłożonej w środku belki.

Po podstawieniu (2) i (3) do (1) ugięcie wyraża się wzorem:

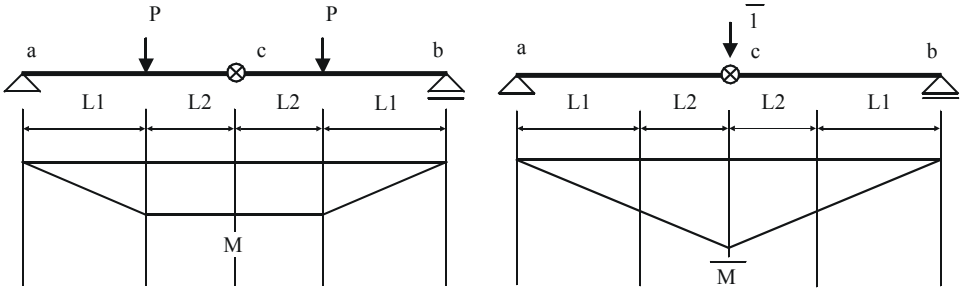
$$\Delta_R = \frac{2P}{EJ}\left[\frac{L_1^3}{6} + \frac{L_1^2 L_2}{2} + \frac{L_1 L_2^2}{4}\right] \tag{4}$$

- Przemieszczenie środka belki na skutek obrotu połączenia kołnierzowego Δ_P obliczono jako różnicę pomiędzy przemieszczeniem pomierzonym w czasie badań weryfikacyjnych a przemieszczeniem Δ_R wg wzoru (5):

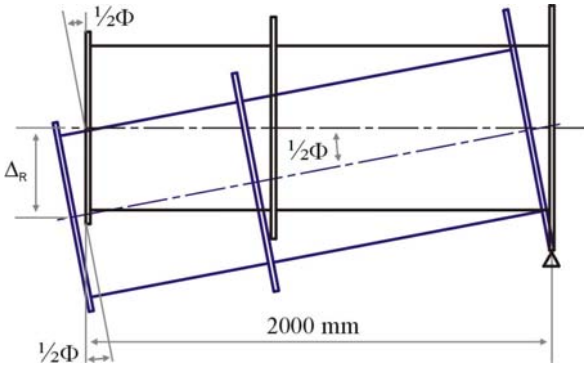
$$\Delta_P = \Delta - \Delta_R \tag{5}$$

- Kąt obrotu połączenia wyznaczono ze wzoru (6):

$$\frac{\Delta_R}{2000} = \mathrm{tg}\left(\frac{\Phi}{2}\right) \tag{6}$$



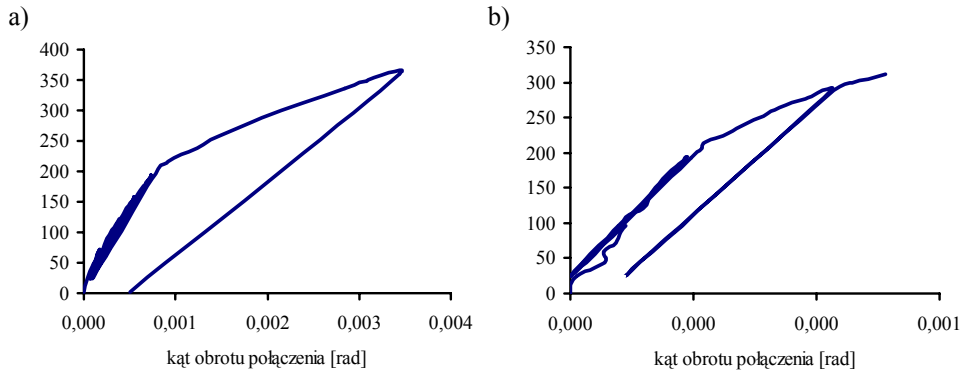
Rys. 8. Schemat statyczny badanej próbki i przyłożone obciążenie – rzeczywiste i wirtualne



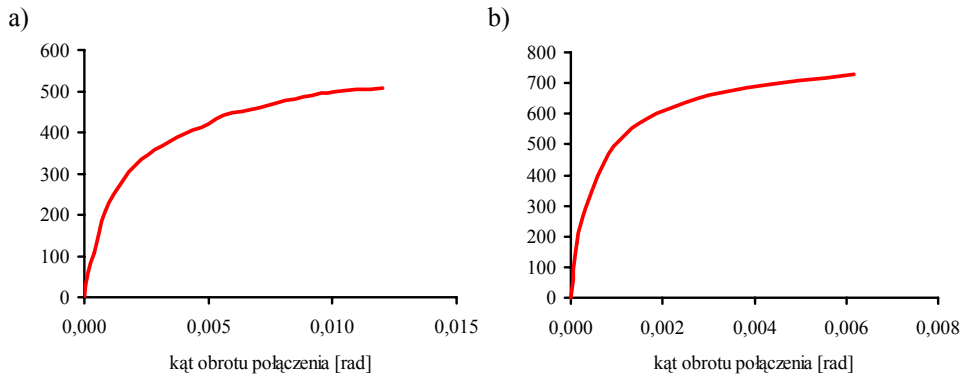
Rys. 9. Sposób obliczenia kąta obrotu połączenia

Wyniki obliczeń w postaci zależności M-F, charakteryzujących zachowanie się połączenia niesprężonego i sprężonego, opracowane na podstawie badań doświadczalnych i symulacji numerycznych, przedstawiono na rys. 10. i 11. Nośność graniczną połączenia określono na podstawie analizy numerycznej jako wartość rzędnej punktu przecięcia prostej reprezentującej sztywność początkową połączenia z prostą styczną do wykresu M-Φ w jego końcowej części (rys. 12.). Nośności te wynoszą odpowiednio dla połączenia niesprężonego i sprężonego 357 i 572 kNm. Wartość sztywności początkowej i nośności granicznej połączenia, określoną na podstawie opracowanego modelu mechanicznego i wyznaczoną na podstawie weryfikacyjnych badań doświadczalnych, przedstawiono w tabelach 5., 6.

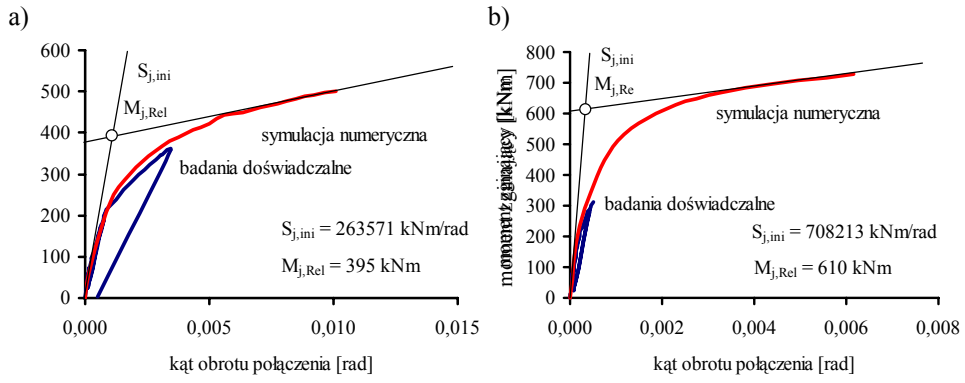
Model zniszczenia połączenia określono, porównując przy danym obciążeniu wielkość siły w maksymalnie wytężonej śrubie oraz wartość maksymalnych naprężeń występujących w ściskanej części połączenia z odpowiednio maksymalną siłą zrywającą śrubę, określoną na podstawie badań doświadczalnych, oraz granicą plastyczności stali blach kołnierza i płaszcza, rys. 13.



Rys. 10. Zależności M-Φ otrzymane na podstawie badań doświadczalnych dla połączenia kołnierzowego: a) niesprężonego, b) sprężonego



Rys. 11. Zależności M-F otrzymane na podstawie symulacji numerycznych dla połączenia kołnierzowego: a) niesprężonego, b) sprężonego



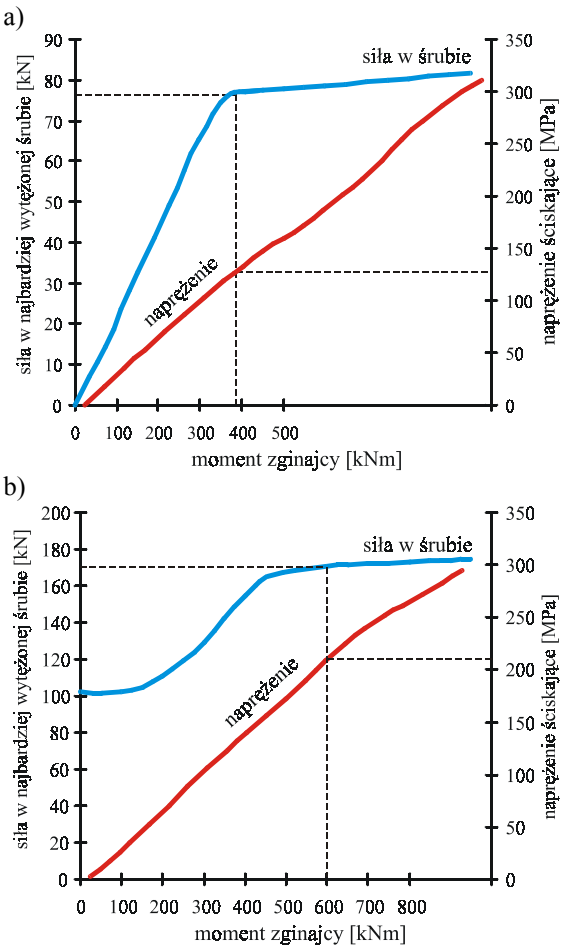
Rys. 12. Sztywność początkowa i nośność graniczna połączenia kołnierzowego: a) niesprężonego, b) sprężonego

Tabela 5. Sztywność początkowa i nośność maksymalna połączenia niesprężonego

Oznaczenie	Model mechaniczny	Badania weryfikacyjne	Różnica procentowa
Sztywność początkowa [kNm/rad]	357	395	10%
Nośność graniczna [kNm]	283229	263571	8%

Tabela 6. Sztywność początkowa i nośność maksymalna połączenia sprężonego

Oznaczenie	Model mechaniczny	Badania weryfikacyjne	Różnica procentowa
Sztywność początkowa [kNm/rad]	572	610	7%
Nośność graniczna [kNm]	752292	708213	7%



Rys. 13. Zależność siły w śrubie i naprężeń ściskających w spoinie czołowej łączącej blachy kołnierza i płaszcza od wartości momentu zginającego obciążającego połączenie: a) połączenia niesprężonego, b) połączenia sprężonego

8. Wnioski

Bazując na podanych porównaniach, wyciągnięto następujące wnioski:

1. Sztywności początkowe i nośności graniczne połączeń, obliczone przy zastosowaniu opracowanego modelu mechanicznego i wyznaczone na podstawie badań doświadczalnych, w niewielkim stopniu różnią się o siebie. Różnice nie przekraczają: jeżeli chodzi o sztywność początkową – 10% w przypadku połączenia niesprężonego i 7% w przypadku połączenia sprężonego oraz 8% i 7% (odpowiednio połączenie niesprężone i sprężone), biorąc pod uwagę nośność połączenia.
2. Modele zniszczenia połączenia, określone na podstawie symulacji numerycznej i modelu mechanicznego, są takie same (zniszczenie połączenia poprzez utratę nośności składnika rozciąganego zarówno dla połączenia niesprężonego, jak i sprężonego).
3. Wniosek ogólny: zaproponowany model mechaniczny połączenia kołnierzowego w sposób wystarczająco dokładny odzwierciedla zachowanie się takiego połączenia.

Literatura

1. Jędruch B., *Propozycja obliczania zakotwień stalowych kominów wolno stojących*, Inżynieria i Budownictwo, Nr 5, 1975.
2. Wiśniowski J., *Wpływ obciążeń i oddziaływań na wymiarowanie kominów stalowych*, Rozprawa doktorska, Warszawa 1975.
3. Mendera Z., *Połączenia kołnierzowe cylindrycznych powłok stalowych*, Inżynieria i Budownictwo, Nr 11, 2004.
4. PN-90/B-03200 Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
5. PN-93/B-03201 Konstrukcje stalowe – Kominy – Obliczenia statyczne i projektowanie.
6. Model Code for Steel Chimneys 1988. CINCID.
7. DIN 4133 Schornsteine Aus Stahl 1986.
8. Wojnar A., Kozłowski A., *Mechanical model for assessment of the stiffness of bolted flanged joint*, Proceedings of the XIth International Conference on Metal Structures (ICMS-2006), Rzeszów, 21-23 June 2006.
9. Eurocode 3, Design of steel structures, Part 1-8: Design of joints, 2005.
10. Eurocode 4, Design of composite and concrete structures, 2003.
11. Wojnar A., Kozłowski A., *Badania doświadczalne próbek modelujących części rozciągane połączenia kołnierzowego*, Konferencja Naukowa KILiW PAN i Komitetu Nauki PZITB, Krynica 2006.

Praca naukowa finansowana ze środków na naukę w latach 2006/2007 jako projekt badawczy.

EXPERIMENTAL TESTS OF FLANGE BOLTED JOINT

S u m m a r y

Flange bolted joints are the most popular type of connections of steel elements with large diameter circular hollow cross section. Essential feature of such connections is axisymmetric arrangement of the bolts in flanged plate. They are used very often in structures such as chimneys, supports of elevated tanks, wind power plants, etc. The design codes and the analytical methods applied nowadays to calculate bearing capacity of these joints do not cover the methods of calculation of their stiffness. A general, analytical model, based on component method, has been created to allow calculation of stiffness and resistance of this type of joints. To build such model, characteristics of individual joint components were evaluated by experimental tests and/or numerical simulations. This paper presents the experimental tests of flange bolted joint. The main aim of experimental tests was to verify the analytical model of flange bolted joint.

Wpłynęło do Oficyny Wydawniczej w kwietniu 2007 r.