



Prof. zw. dr hab. inż. Tadeusz GODYCKI-ĆWIRKO
Dr inż. Ryszard WOJDAK
Mgr inż. Zbigniew DREWNOWSKI
Politechnika Gdańska

STAN TECHNICZNY KOŚCIOŁA ŚW. KATARZYNY W GDAŃSKU PO POŻARZE W MAJU 2006

TECHNICAL STATE OF SAINT KATRIN CHURCH IN GDAŃSK AFTER FIRE DIESTER IN MAY
2006

Streszczenie Kościół p.w. św. Katarzyny monumentalna budowla w Gdańsku z XIV wieku była w swoim długotrwałym swoim okresie eksploatacji wielokrotnie przebudowywana i rekonstruowana. Ostatnia przebudowa po II wojnie światowej miała miejsce w latach 50-siątych XX wieku. W maju roku 2006 w wyniku intensywnego pożaru zniszczeniu i runięciu uległ dach kościoła. W niniejszym artykule na podstawie wizji lokalnej i badań materiałów oraz analizy statyczno - wytrzymałościowej przedstawiono stan po pożarowej konstrukcji jak też koncepcję odbudowy dachu z wykorzystaniem na celu muzealne uzyskanej przestrzeni poddasza.

Abstract The monumental building In Gdańsk – Saint Kathrin Church from XIV th century was during its longstanding exploitation a few times rebuilt and modernist. The last reconstruction after world War II took place in the early fifties of XX-th century. In may 2006 the building roof was destroyed and collapsed of intensive fire. Basing on the inspection in situ, materials tests and the static and material strength analysis, the paper presents state of he disaster as well as the concept of rebuilding church roof ant its revitalizations of roof space.

1. Konstrukcja wsporcza

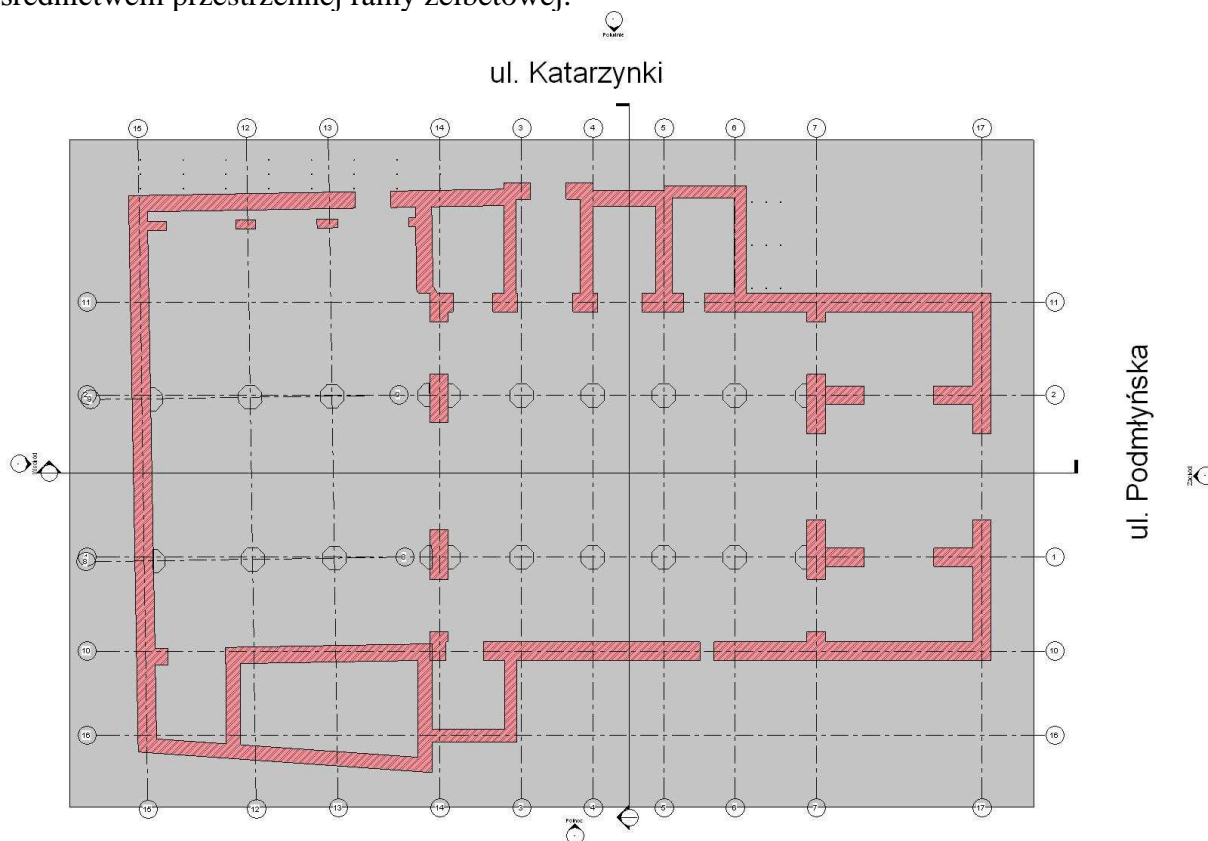
Kościół p.w. św. Katarzyny w Gdańsku, usytuowany przy ulicach Podmłyńskiej i Katarzynki, powstał w XIV wieku. W okresie swojego istnienia podlegał on wielokrotnie remontom i przebudowie po zniszczeniach spowodowanych działaniami wojennymi bądź siłami natury. Ostatnie zniszczenia miały miejsce w roku 1945 zaś odbudowę rozpoczęto w roku 1953.

Główna część nawowa zwana dalej korpusem jest złożona z nawy głównej i dwóch naw bocznych. W kierunku osi głównej korpus posiada pięć przęseł a prezbiterium trzy przęsła. Do korpusu od strony zachodniej przylega wieża kościoła wraz z dwoma bocznymi kaplicami. Natomiast od strony wschodniej znajdują się trzy przęsła prezbiterium. Dach nad korpusem który uległ zniszczeniu w czasie pożaru był dwuspadowy oddzielony od dachu prezbiterium ścianą szczytową, a od strony zachodniej zamknięty ścianą wieży. Prezbiterium było przekryte wielospadowym dachem w postaci trzech równoległych stycznych do siebie

dachów dwuspadowych. Ustrój nośny kościoła stanowią masywne mury i filary ceglane, na których wspierają się sklepienia, nad którymi w obrębie korpusu głównego znajduje się układ 6 równoległych do siebie belek żelbetowych prostopadłych do osi naw. Ten układ belek jest zespolony wieńcem żelbetowym usytuowanym na ścianie północnej posiadającej przypory zewnętrzne. Rolę przypór muru południowego pełnią prostopadłe do tego muru ściany czterech kaplic.

W części korpusu, poszczególne nawy wydzielone są dwoma rzędami ośmiobocznych filarów. W prezbiterium występują nieco niższe dwa rzędy filarów, połączonych trzema masywnymi łukami, w tym jednym łukiem tęczowym. Nawa główna i prezbiterium przykryte są sklepieniami gwiaździstymi, natomiast w nawach bocznych występują sklepienia kryształowe.

Całość konstrukcji wsporczej dachu kościoła stanowią głównie mury zewnętrzne, mające w planie długość około 61.5 m i szerokość od 25 do 40 m. Oś podłużna tych murów jest zorientowana w kierunku wschodnim z nieznacznym odchyleniem ku północy. W dotychczasowej koncepcji konstrukcyjnej (przed pożarowej) w przenoszeniu obciążeń dachu uczestniczyły również filary wewnętrzne, które w korpusie kościoła czyniły to za pośrednictwem przestrzennej ramy żelbetowej.



Rys.1 Rzut przyziemia

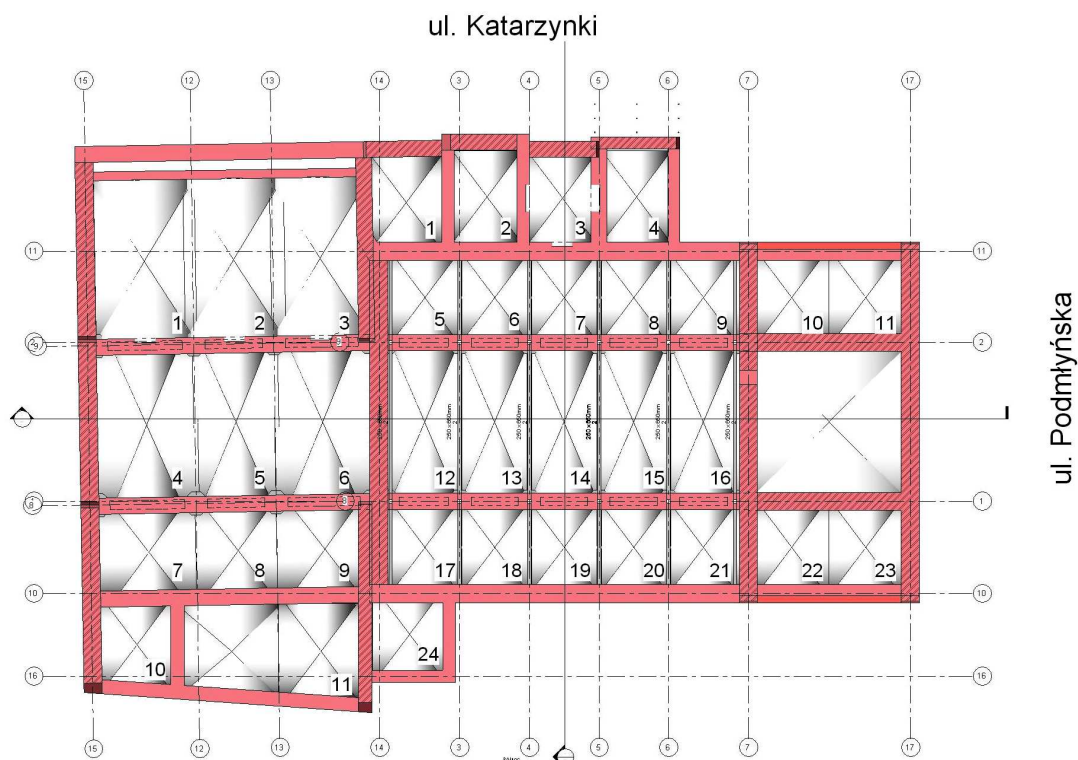
Mury zewnętrzne kościoła pokazane na rys.1 są masywne. Ich grubość zawiera się najczęściej w przedziale 1.3-1.4 m. Grubość murów wieży jest jeszcze większa bowiem sytuuje się ona w przedziale od 2.0-2.2 m. Filary wewnątrz świątyni są ośmioboczne, przy czym ich szerokość w korpusie głównym wynosi około 1.4 m natomiast w prezbiterium 1.6 m. Korony murów kaplic i korpusu na wielu fragmentach posiadają naruszoną strukturę po pożarze. Pęknięcia (zresztą niezbyt liczne) występujące w murach zewnętrznych pochodzą sprzed kilku lat i w żadnym przypadku nie można ich przypisać działaniu szoku termicznego wywołanego pożarem za wyjątkiem koron murów korpusu i kaplic od południa. Mury filarów wewnętrznych praktycznie są bez zarysowań, a ich zewnętrzna struktura pod względem

wytrzymałości i trwałości nie budzi zastrzeżeń. Autorzy, po usilnych staraniach, dopiero po kilku miesiącach uzyskali zgodę od konserwatora wojewódzkiego na przeprowadzenie badań wytrzymałościowych, na podstawie pobranych próbek. Nie uzyskano zgody na zbadanie sposobu fundamentowania ścian zewnętrznych i filarów.

2. Sklepienia

W wyniku pożaru sklepienia ceglane poddane zostały szokowi termicznemu, podobnie jak żelbetowe elementy konstrukcyjne, usytuowane nad sklepieniami naw korpusu głównego. Jak wykazały badania laboratoryjne nie pozostało to bez ujemnego wpływu na wytrzymałość i strukturę betonu tych elementów. Powyższe było spowodowane chłodzeniem zimną wodą powierzchni elementów żelbetowych nagranych do temperatury kilkuset stopni. Dodatkowo w końcowej fazie pożaru elementy żelbetowe i sklepienia zostały poddane działaniom dynamicznym walącej się konstrukcji dachu. Powyższe oddziaływania spowodowały niewątpliwie pewne (trudne do oszacowania) osłabienie sklepień, jakkolwiek sklepienia okazały się na tyle wytrzymałe, że nie uległy zniszczeniu.

Po odgruzowaniu, można było stwierdzić, że stosunkowo niewielkie uszkodzenie struktury materiałowej sklepień ma miejsce na górnej powierzchni, która była bezpośrednio narażona na działanie ognia i wody gaśniczej. Przejawiło się to w spękaniu i odspojeniu bądź całkowitemu oderwaniu od cegły warstwy ochronnej zaprawy cementowej, jak też w mniejszym zakresie oderwaniu zaprawy łącznie z górną warstwą ceglana przynależną do sklepień rys.3



Rys. 2. Rzut sklepień z rusztem belek żelbetowych nad korpusem

W koncepcji odbudowy więźby dachowej z roku 1955 nad sklepieniami wzmocnionymi w poziomie żelbetowym rusztem, wykonano żelbetową konstrukcję szkieletową w postaci dwóch pięcioprzęsłowych ram o wysokości około 9.5 m i rozstawie słupów około 5.0 m.

Rygle tych ram w płaszczyźnie słupów były połączone ze sobą poprzecznymi belkami. Ten żelbetowy ustrój prętowy przetrwał w niezmienionej geometrii majowy pożar z 2006 roku w stanie zilustrowanym na rys.4.



Rys. 3. Widok fragmentu odgruzowanych sklepień oraz belek rusztu żelbetowego



Rys.4. Żelbetowy szkielet ramy przestrzennej nad sklepieniami nawy środkowej korpusu. (stan po pożarowy)

3. Wyniki badań laboratoryjnych

Pomimo zachowania tylko nieznacznie zdeformowanej geometrii, stan struktury betonu ramowego szkieletu żelbetowego uległ w czasie pożaru poważnemu uszkodzeniu. Jak wykazały badania próbek betonowych, pobranych z odwiertów walcowych ϕ 70 mm, za pomocą wiertnicy HILTI w dn. 31.07.2006 beton uległ spękaniu nie tylko w warstwach zewnętrznych otuliny zbrojenia, lecz także pęknięcia wystąpiły w rdzeniu słupów i belek, co stwierdzono w pobranych pękniętych betonowych próbkach walcowych. Takie pęknięcia w głębi rdzenia badanych słupów i belek rusztu przebiegały w różnych kierunkach, a w niektórych płaszczyznach pęknięcia wzajemnie się przecinały, co przykładowo pokazane zostało na rysunku 5.

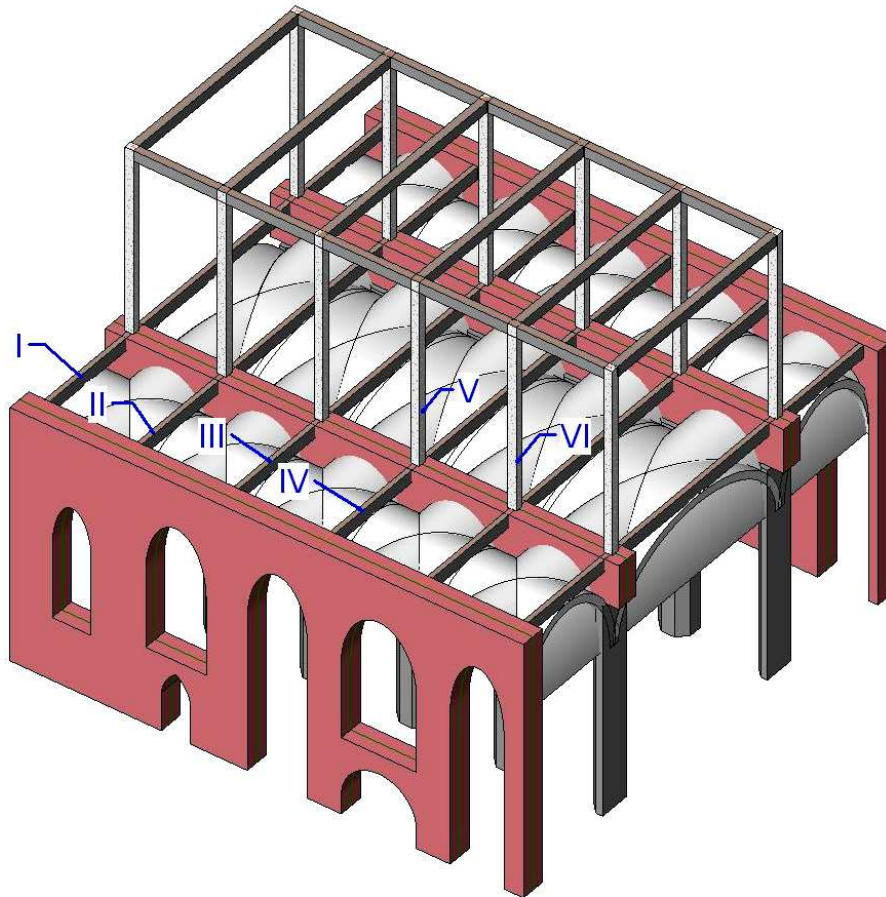


Rys.5. Widok odwiertów próbek do badań laboratoryjnych pobrane z belek rusztu i słupów ram

Z kolei na rys.6 pokazano miejsca, w których wykonano odwierty celem pobrania próbek do badań laboratoryjnych.

W wyniku badań stwierdzono wytrzymałość betonu adekwatną do ilości próbek $n=6$

- dla betonu belek 8.4 MPa, co odpowiada betonowi klasy B7.5
- dla słupów 14.3 MPa, co odpowiada betonowi klasy B12.5



Rys.6. Szkic, lokalizacja miejsc nawierconych otworów do pobrania próbek betonu do badań laboratoryjnych

W wyniku szoku termicznego, beton słupów i rygli ram doznał zniszczenia struktury w postaci mikrorys oraz licznych spękań, powstałych nie tylko w warstwach zewnętrznych otuliny betonowej zbrojenia, lecz także wewnątrz rdzeni przekrojów poprzecznych. W wielu miejscach odspojeniu, jak też odpadnięciu, uległa otulina strzemion prętów zbrojenia podłużnego, głównie w narożnikach. Beton wieńców na ścianach prezbiterium nie wykazuje większych uszkodzeń wywołanych pożarem. Stalowe ściągi poprzeczne w poziomie wieńców uległy zniszczeniu i nie mogą być wykorzystane ponownie – rys.7.



Rys.7. Widok wieńców i ściągow stalowych nad prezbiterium

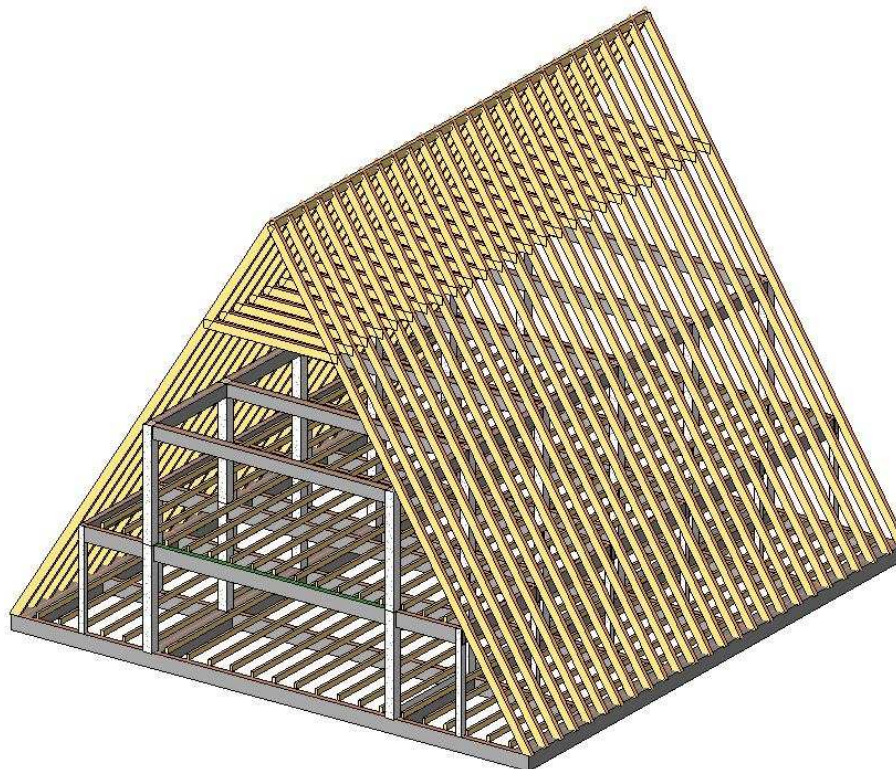
4.Stan techniczny i koncepcja odbudowy

Wieża kościoła usytuowana od ul. Podmłyńskiej wraz z przyległymi kaplicami była tylko w minimalnym stopniu narażona na działanie pożaru. Płomień pożaru trawiące drewnianą konstrukcję nad zachodnią częścią sklepień nawy korpusu głównego wdarły się do wieży prawdopodobnie przez otwory okienne i ogarnęły swym działaniem obszar górny wieży zakończony hełmem. Stalowa konstrukcja wsporcza hełmu w postaci podwójnego ośmiobocznego trzonu o średnicach wewnętrznej 3.6 m i zewnętrznej 5.4 m, utworzona z ośmiu słupów każda, połączonych ze sobą stężeniami, nie została uszkodzona pożarem. Częściowemu nadpaleniu uległo drewniane poszycie z pokrywą blachą miedzianą, która została pognięta i uszkodzona w wielu miejscach. W tym stanie rzeczy odbudowa wieży będzie ograniczona do stosunkowo łatwych prac renowacyjno-naprawczych.

Stan techniczny wszystkich 36 sklepień pomimo znacznej ilości rys włoskowatych i pęknięć powierzchniowych i skośnych, nie stwarza w okresie letnim 2006 realnego zagrożenia wyczerpania nośności, które w konsekwencji mogłyby prowadzić do gwałtownego runięcia poszczególnych sklepień, bądź też ich fragmentów.

Tym niemniej obecny ustabilizowany stan może w okresie dalszych intensywnych opadów jesienno-zimowych ulec pogorszeniu. Do tego może się przyczynić między innymi woda opadowa zalegająca leje sklepień, prowadząc w miarę upływu czasu do zmniejszenia wytrzymałości zaprawy. Długotrwałe zawilgocenie i okresowe wysychanie może spowodować lokalne odpadanie tynków wewnętrznych sklepień tym bardziej gdy do tego dojdzie spadek temperatury poniżej zera. W tej sytuacji autorzy stwierdzili, że odwołanie terminu rekonstrukcji dachu przed okresem jesienno-zimowym może okazać się rozwiązaniem niekorzystnym pod wieloma względami. Przed przystąpieniem do odbudowy dachu autorzy zalecili wzmocnienie sklepień ceglanych na ich górnej powierzchni cienką warstwą betonu zbrojonego, która utworzy samonośną łupinę zespoloną z ceglany m sklepieniem.

W opracowanej koncepcji odbudowy, autorzy po wykonaniu obliczeń statycznych zaproponowali 5 wariantów przebudowy dachu nad korpusem kościoła. Zgodnie z sugestią inwestora zastępczego warianty uwzględniają rozwiązania, w których poddasze korpusu kościoła może być adaptowane na potrzeby muzealne. Na rysunku 8 pokazano koncepcję więźby dachowej, w której mogą być wykorzystane dwa poziomy użytkowe.



Rys.8. Więżba dachowa z drewna klejonego wsparta na szkielecie żelbetowym

Dociążenie filarów przy obciążeniu użytkowym stropu:

Strop górny	$p^g=2.0 \text{ kN/m}^2$ – constans przy zmiennym p^d
Stop dolny	$p^d_1=2.0 \text{ kN/m}^2$ maksymalne obciążenie filara wyniesie $V_1=791.4 \text{ kN}$
	$P^d_2=3.0 \text{ kN/m}^2$ maksymalne obciążenie filara wyniesie $V_2=860.5 \text{ kN}$
	$P^d_3=4.0 \text{ kN/m}^2$ maksymalne obciążenie filara wyniesie $V_3=935.3 \text{ kN}$

Literatura

1. M. Kosiorek, J. A. Pogorzelski. „Odporność ogniowa konstrukcji budowlanych”. Arkady, Warszawa 1988
2. PN-86/B-02015 Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne środowiskowe. Obciążenie temperaturą.
3. PN-82/B- 02003 Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe.