

# EKSPERTYZA BUDOWLANA DOTYCZĄCA OCENY STANU TECHNICZNEGO

Kościół pw. Św. Wita Męczennika w Karczewie



## DOFINANSOWANO ZE ŚRODKÓW BUDŻETU PAŃSTWA

Dotacja celowa na prace konserwatorskie i restauratorskie i roboty budowlane przy zabytku wpisanym do rejestru zabytków udzielona przez Mazowieckiego Wojewódzkiego Konserwatora Zabytków

**Nazwa zadania:** Wykonanie inwentaryzacji architektoniczno - budowlanej elewacji i konstrukcji wieżby dachowej kościoła i badań stratygraficznych tynków i warstw malarskich fasad oraz opracowanie ekspertyzy technicznej konstrukcyjno - budowlanej, kościół p. w. św. Wita Męczennika, Karczew.

<b>Obiekt:</b>	KOŚCIOŁA PW. ŚW. WITA MĘCZENNIKA w Karczewie
<b>Adres:</b>	05-480 KARCZEW, UL. KSIEDZA ŻABOKLICKIEGO 12 Jednostka ewidencyjna 141704_4, obręb 25, Nr działki: 128
<b>Inwestor:</b>	PARAFIA KOŚCIOŁA PW. ŚW. WITA MĘCZENNIKA 05-480 Karczew, ul. Ks. Żaboklickiego 12
<b>Wykonawca opracowania:</b>	PRACOWNIA PROJEKTOWA – SŁAWOMIR SZARLEJA SIEDZIBA: 01-448 Warszawa , ul. Kaprys 3 BIURO: 01-446 Warszawa , ul. Łędzka 21 Tel.:501 285 166 , e-mail: <a href="mailto:szarleja.pracownia@gmail.com">szarleja.pracownia@gmail.com</a>

### Zespół autorski:

Imię i nazwisko	Specjalność	Nr uprawnień	Podpis
mgr inż. Michał Dębkowski	konstrukcyjno-budowlana	MAZ/0274/PWOK/12	
mgr inż. Sławomir Szarleja	konstrukcyjno-budowlana	Wa – 224/02	

Warszawa, październik 2023

Egz. nr.....

## ZAWARTOŚĆ OPRACOWANIA

### **I. OPIS TECHNICZNY**

1. PODSTAWA FORMALNA EKSPERTYZY .....	3
2. PRZEDMIOT, CEL I ZAKRES EKSPERTYZY .....	3
3. PODSTAWA MERYTORYCZNA OPRACOWANIA .....	3
3.1. BADANIA I ANALIZY WŁASNE	
3.2. UDOSTĘPNIONA DOKUMENTACJA	
3.3. WAŻNIEJSZE PUBLIKACJE I NORMY	
4. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA ISTNIEJĄCEGO OBIEKTU .....	5
4.1. DANE OGÓLNE	
4.2. RYS HISTORYCZNY – KWERENDA DOKUMENTACJI ARCHIWALNEJ	
5. OCENA STANU TECHNICZNEGO BUDYNKU W ŚWIETLE BADAŃ „IN SITU” .....	11
5.1. DANE OGÓLNE	
5.2. WARUNKI GEOTECHNICZNE I HYDROLOGICZNE	
5.3. BADANIA ELEMENTÓW BUDYNKU	
5.3.1. Fundamenty i ściany fundamentowe	
5.3.2. Ściany nadziemne	
5.3.3. Sklepienia ceglane	
5.3.4. Więźba dachowa	
5.3.5. Dach	
6. WNIOSKI OGÓLNE Z OCENY STANU TECHNICZNEGO .....	49
6.1. PRZYCZYNY POWSTAŁYCH USZKODZEŃ	
6.2. OCENA STANU TECHNICZNEGO POSZCZEGÓLNYCH ELEMENTÓW	
7. ZALECENIA DOTYCZĄCE REMONTOWU .....	52
7.1. INFORMACJE OGÓLNE	
7.2. SPECYFIKACJA I KLASYFIKACJA PRAC NAPRAWCZYCH	
7.2.1. Wymagany zakres prac do wykonania w trybie pilnym	
7.2.2. Wymagany zakres prac do wykonania w terminie kilku miesięcy	
7.2.2. Wymagany zakres prac do wykonania w terminie kilku lat	
8. WNIOSKI KOŃCOWE .....	55

### **II. DOKUMENTY FORMALNO - PRAWNE**

1. KOPIE UPRAWNIENI I ZAŚWIADCZEŃ O PRZYNALEŻNOŚCI DO IZBY ZAWODOWEJ .....	56
--	----

### **III. ZAŁĄCZNIKI**

Rys. E-01	Rzut przyziemia. Odkrywki fundamentów.
Rys. E-02	Rzut parteru. Inwentaryzacja uszkodzeń sklepień i ścian.
Rys. E-03	Przekrój A-A. Inwentaryzacja uszkodzeń ścian.
Rys. E-04	Przekrój B-B. Inwentaryzacja uszkodzeń ścian.
Rys. E-05	Rzut Dachy. Inwentaryzacja uszkodzeń więźby dachowej.
Rys. E-06	Przekroje C-C i D-D więźby dachowej

### **IV. ZAŁĄCZNIKI**

ZAŁĄCZNIK NR 1 – SPRAWOZDANIE z BADAŃ GEOTECHNICZNYCH .....	67
ZAŁĄCZNIK NR 2 – RAPORTY Z BADAŃ DIAGNOSTYCZNYCH .....	80

## **I. OPIS TECHNICZNY**

### **1. PODSTAWA FORMALNA EKSPERTYZY**

Formalną podstawę opracowania stanowi umowa z pracownią MH ARCHITEKCI Sp. z o.o., ul. T. Boya-Żeleńskiego 4A m 51, 00-621 Warszawa na wykonanie przedmiotowego opracowania.

### **2. PRZEDMIOT, CEL I ZAKRES EKSPERTYZY**

Przedmiotem ekspertyzy jest kościół pw. św. Wita Męczennika zlokalizowany w Karczewie przy ul. Żaboklickiego 12, gmina Karczew, powiat otwocki, województwo zachodniopomorskie na działce 128 z obr. 25.

Celem opracowania jest ocena stanu technicznego budynku oraz określenie przyczyn zauważonych uszkodzeń i wskazanie wymaganego zakresu prac remontowych.

Ekspertyza obejmuje w swym zakresie:

- ogólne oględziny i badania stanu technicznego budynku,
- analizę dokumentacji archiwalnej,
- wykonanie dokumentacji fotograficznej budynku,
- inwentaryzację elementów konstrukcyjnych budynku,
- wykonanie niezbędnych odkrywek fundamentów, ścian, stropów oraz więźby dachowej w celu identyfikacji konstrukcji budynku,
- obliczenia statyczne sprawdzające nośność wybranych elementów budynku,
- wnioski i zalecenia końcowe.

Opracowanie niniejsze stanowi utwór w rozumieniu ustawy o prawie autorskim i prawach pokrewnych (Dz. U. nr 24 z 1994r., poz. 83 z późniejszymi zmianami).

### **3. PODSTAWA MERYTORYCZNA OPRACOWANIA**

#### **3.1. BADANIA I ANALIZY WŁASNE**

##### **Ekspertyzę opracowano na podstawie:**

- analizy archiwalnej dokumentacji,
- inwentaryzacji architektoniczno – budowlanej budynku,
- własnych oględzin budynku wykonanych na przestrzeni września 2023r.
- odkrywek i badań elementów oraz materiałów konstrukcyjnych budynku wykonanych w ramach prac badawczych we wrześniu 2023r,
- własnego doświadczenia związanego z projektowaniem, realizacją i diagnostyką konstrukcji,
- literatury technicznej.

#### **3.2. UDOSTĘPNIONA DOKUMENTACJA**

##### **Przy opracowaniu ekspertyzy wykorzystano następujące materiały:**

- [1] Dokumentacja rysunkowa z inwentaryzacją kościoła pw. św Wita w Karczewie autorstwa firmy Dom Retro pracownia architektoniczna z 2021r.

- [2] Sprawozdanie z badań gruntowo-wodnych firmy PROGEO s.c. z 2022r.
- [3] Program prac konserwatorskich dla kościoła w Karczewie w zakresie planowanych działań dotyczących fundamentów i części cokołowej ścian, autorstwa mgr Katarzyny Onisk z 2022r.
- [4] Dokumentacja badań stratygraficznych tynków malarskich na elewacjach i we wnętrzu (przyziemie i cokoły) dla kościoła w Karczewie , autorstwa mgr Katarzyny Onisk z 2022r.
- [5] Kwerenda archiwalna ikonografia dla kościoła pw. św Wita w Karczewie autorstwa Gołębowska, Leszczyńska z 2022r.
- [6] Projekt architektoniczno-budowlany remontu części zabytkowej budynku kościoła polegający na izolacji przeciwwilgociowej ścian fundamentowych kościoła pw. Św. Wita w Karczewie autorstwa mgr inż. Hanna Jung-Migdalska z 2022r.
- [7] Ekspertyza mykologiczna zawilgocenia, zasolenia kościoła pw. św Wita w Karczewie autorstwa mgr inż. Agnieszki Mielnik z 2021r.
- [8] Sprawozdanie z badań geotechnicznych dla oceny warunków gruntowo-wodnych autorstwa firmy GeoGT Przedsiębiorstwo Geotechniczne z 2023r.
- [9] Dokumentacja rysunkowa (więźba i elewacje) z inwentaryzacją kościoła pw. św Wita w Karczewie autorstwa firmy MH Architekci z 2023r.
- [10] Rozpoznanie stanu technicznego zespołu kościoła parafialnego w Karczewie, powiat Otwocki. Autorstwa mgr inż. Lidii Szindler z 1975r.
- [11] Opracowanie kwerendy archiwalnej dla zabytkowego kościoła PW. Św. Wita w Karczewie. Autorstwo Agnieszka Kozłowska i Julia Wawrzyniuk z października 2023r.

### 3.3. WAŻNIEJSZE PUBLIKACJE I NORMY

- (1) PN-EN 1990 - Podstawy projektowania konstrukcji.
- (2) PN-EN 1991 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje.
  - PN-EN 1991-1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.
  - PN-EN 1991-1-2: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania na konstrukcje w warunkach pożaru.
  - PN-EN 1991-1-3: Oddziaływania ogólne. Obciążenie śniegiem.
  - PN-EN 1991-1-4: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wiatru.
- (3) PN-EN 1995 Eurokod 5: Projektowanie konstrukcji drewnianych.
  - PN-EN 1995-1-1: Postanowienia ogólne. Reguły ogólne i reguły dotyczące budynków.
  - PN-EN 1995-1-2: Postanowienia ogólne. Projektowanie konstrukcji z uwagi na warunki pożarowe.
- (4) PN-EN 1996 Eurokod 6: Projektowanie konstrukcji murowych.
  - PN-EN 1996-1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych.
  - PN-EN 1996-2: Wymagania projektowe, dobór materiałów i wykonanie murów.
  - PN-EN 1996-3: Uproszczone metody obliczania murowych konstrukcji niezbrojonych.
- (5) PN-EN 1997 Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne.
  - PN-EN 1997-1: Zasady ogólne.

- PN-EN 1997-2: Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego.
- (6) Thierry J., Zaleski S.: Remonty budynków i wzmacnianie konstrukcji. Arkady 1982.
  - (7) J. Łempicki: Ekspertyzy konstrukcji budowlanych. Arkady 1972.
  - (8) Masłowski E., Spiżewska D.: Wzmacnianie konstrukcji budowlanych. Arkady 2000
  - (9) Żenczykowski W.: Budownictwo ogólne tom 1÷3. Arkady 1976 i 1987.
  - (10) Praca zbiorowa: Budownictwo ogólne tom 1 i 2. Arkady 2005.
  - (11) Wilun Z.: Zarys geotechniki. WKL 2005.
  - (12) Praca zbiorowa: Zużycie obiektów budowlanych. Poradnik. WACETOB 2003.

#### 4. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA ISTNIEJĄCEGO OBIEKTU

##### 4.1. DANE OGÓLNE

Zabytkowy Kościół św. Wita położony jest w centrum miasta Karczewa. Objęty przedmiotem opracowania kościół pw. św. Wita Męczennika położony jest w centralnej części miasta, okolony jest ulicami. Całość założenia otoczona jest ogrodzony, z bramą główną ustawioną frontem do ulicy Stare Miasto po stronie północno-zachodniej. Świątyni towarzyszy zieleń wysoka. Na terenie parceli, na której posadowiony jest kościół znajduje się również murowana klasycystyczna dzwonnica, przykryta dachem namiotowym. Budynek kościoła jest wybudowany z cegły z masywnymi murami, jest otynkowany, posiada przykrycie w formie sklepień ceglanych z dachem drewnianym. Mimo, że był wielokrotnie przebudowywany, jego kształt jest zwarty. Początkowo powstał drewniany kościół (ok. 1488 roku), do którego dobudowano ok. 1541 roku murowaną, kwadratową kaplicę (fundatorów-Karczewskich). Podczas pożaru miasta w 1577 r. kościół spłonął. Nowy drewniany kościół odbudowano ok 1603 roku, już z dwiema kaplicami i odbudowana kaplicą Karczewskich. Przy niej w latach 1728-1733 powstała właściwa część kościoła z barokową fasadą i obecną nawą główną. W 1743 zbudowano boczne kruchty wg projektu Jakuba Fontany. W XIX wieku w 1833 r. oraz w 1865 r. dochodziło do pożaru kościoła. Najistotniejsze zmiany przy budynku przeprowadzono w czasie rozbudowy w latach 1911-1915. Projekt Hugona Kudery wydaje się być spójny z barokowym charakterem świątyni. Projektując wystrój, architekt powielił XVIII-wieczne detale. Niestety kościół uległ częściowemu zniszczeniu w czasie II wojny światowej w części dachu, sklepień i szczytu. Obiekt przechodził wiele remontów od tego czasu.

Kościół częściowo zniszczony w trakcie działań wojennych w 1944 r. Wszystkie zniszczenia odbudowana i przywrócono pierwotny wygląd. W latach późniejszych kościół był poddawany pracom remontowym.

Decyzją nr 118/44/57 z dnia 20 stycznia 1958 r. Mazowieckiego Wojewódzkiego Konserwatora Zabytków ujęto w rejestrze kościół parafialny pw. św. Wita (XVIII w.) wraz z plastycznym i architektonicznym wyposażeniem wewnątrz i najbliższym otoczeniem w promieniu 50 m oraz dzwonnica (XIX w.) przy kościele. Jako uzasadnienie wpisu wskazano, iż obiekt jest bardzo cennym przykładem sakralnej architektury późnego baroku (kościół), a dzwonnica stanowi przykład architektury klasycystycznej.

Dokładne informacje dotyczące historii obiektu zawarto w opracowaniu [11] kwerendy archiwalnej dla zabytkowego kościoła PW. Św. Wita w Karczewie. Autorstwo Agnieszka Kozłowska i Julia Wawrzyńniuk z października 2023r.

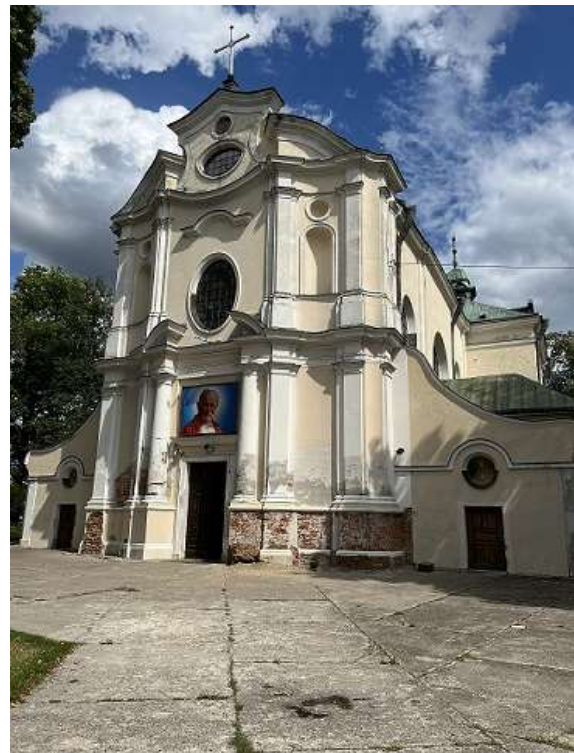




**Fot. 1** Lokalizacja kościoła pw. św. Wita w Karczewie. Źródło <https://www.google.pl/maps/>.



**Fot. 2** Widok tylnej elewacji kościoła od południowo - wschodniej.



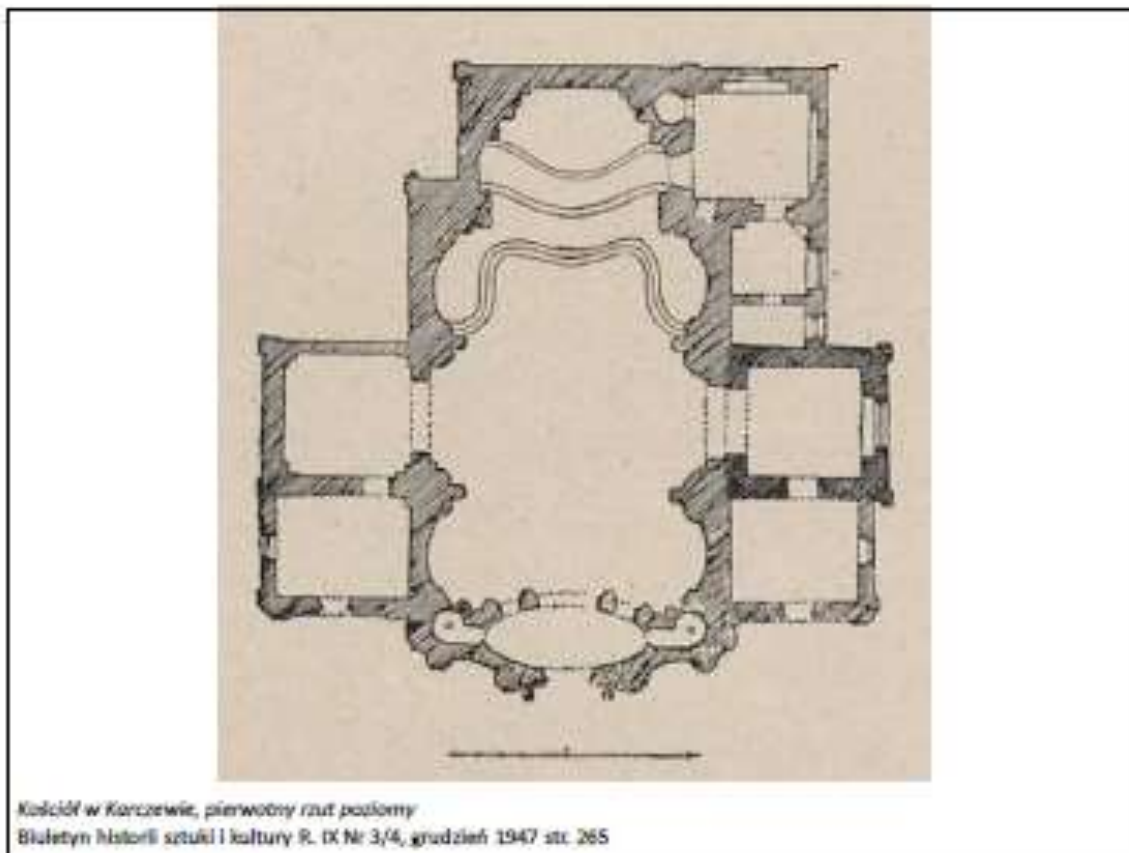
**Fot. 3** Widok elewacji frontowej kościoła od strony północno-zachodniej.

#### 4.2. RYS HISTORYCZNY. KWERENDA DOKUMENTACJI ARCHIWALNEJ.

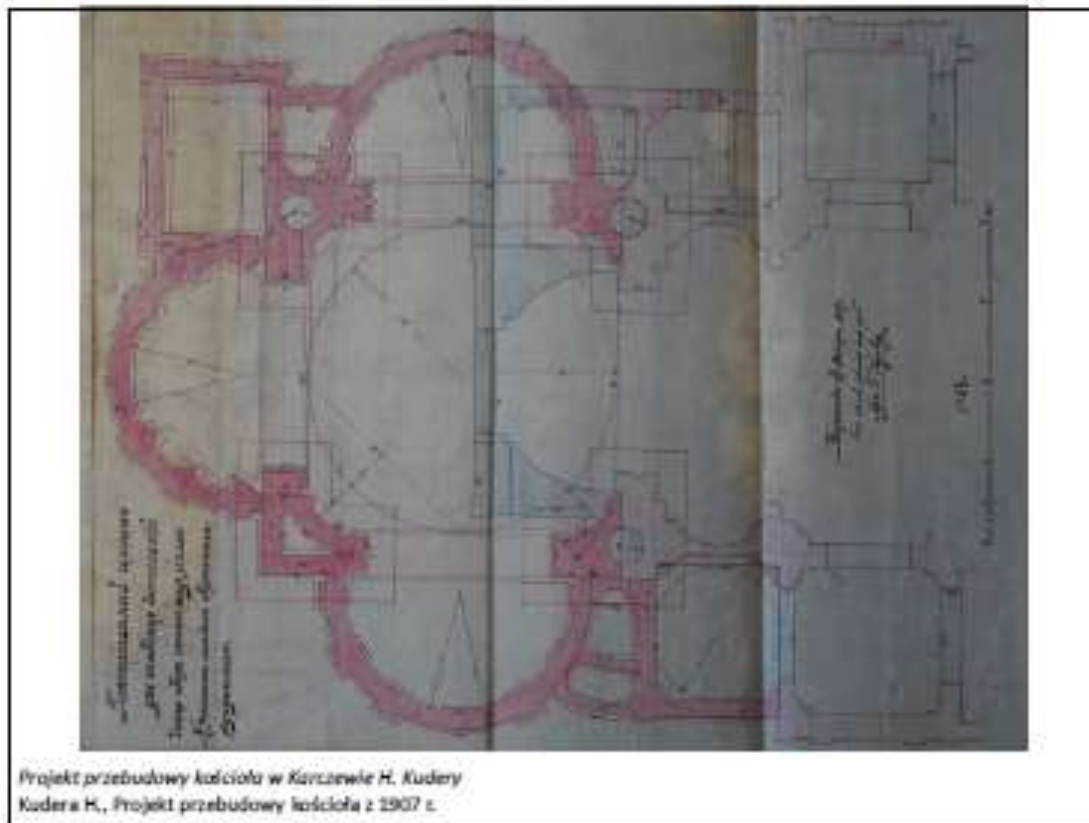
Konstrukcja kościoła jest tradycyjna murowana z cegły pełnej, ściany fundamentowe masywne murowane ceglane fragmentarycznie na podbudowie kamiennej, dach drewniany, kryty blachą miedzianą. Układ obiektu halowy, wielo-nawowy rozczłonkowany, z nawą główną prowadzącą przez całą długość kościoła i bocznymi rozłożonymi na planach prostokątów, całość ze sklepieniami klasztornymi ceglanymi na planie prostokątów oraz w części głównej prezbiterium (przebudowy z XX w ołtarza) sklepienia koliste (kopuła) na planie kwadratu i półkoliste żebrowe w nawach bocznych. Więźba dachowa nad nawą główną w układzie wieszarowym o trzech wieszakach, w części nad sklepieniem kopułowym dach zbudowany w oparciu o krzyżujące się wiązany wieszarowe ze ściągami stalowymi. Dach jest w dużej części po przebudowach, część wiązarów jest ze wzmocnieniami, konstrukcja główna prawdopodobnie pochodzi w z początku XX w (świadczą o tym sygnatury budowniczych z datą 1903? ), wzmocnienia i uzupełnienia późniejsze. Część kościoła jest podpiwniczona, piwnice znajdują się pod południową częścią obiektu we froncie i tyle budynku. Piwnice murowane ze sklepieniami ceglanymi w część starej, frontowej oraz odcinkowymi w części nowszej-tylnej, pochodzącej z dobudowy z początku XX wieku.

W chwili obecnej (wrzesień 2023r) trwają prace związane z I etapem prac związanych z wdrożonym programem kompleksowego remontu kościoła związane z remontem ścian fundamentowych.

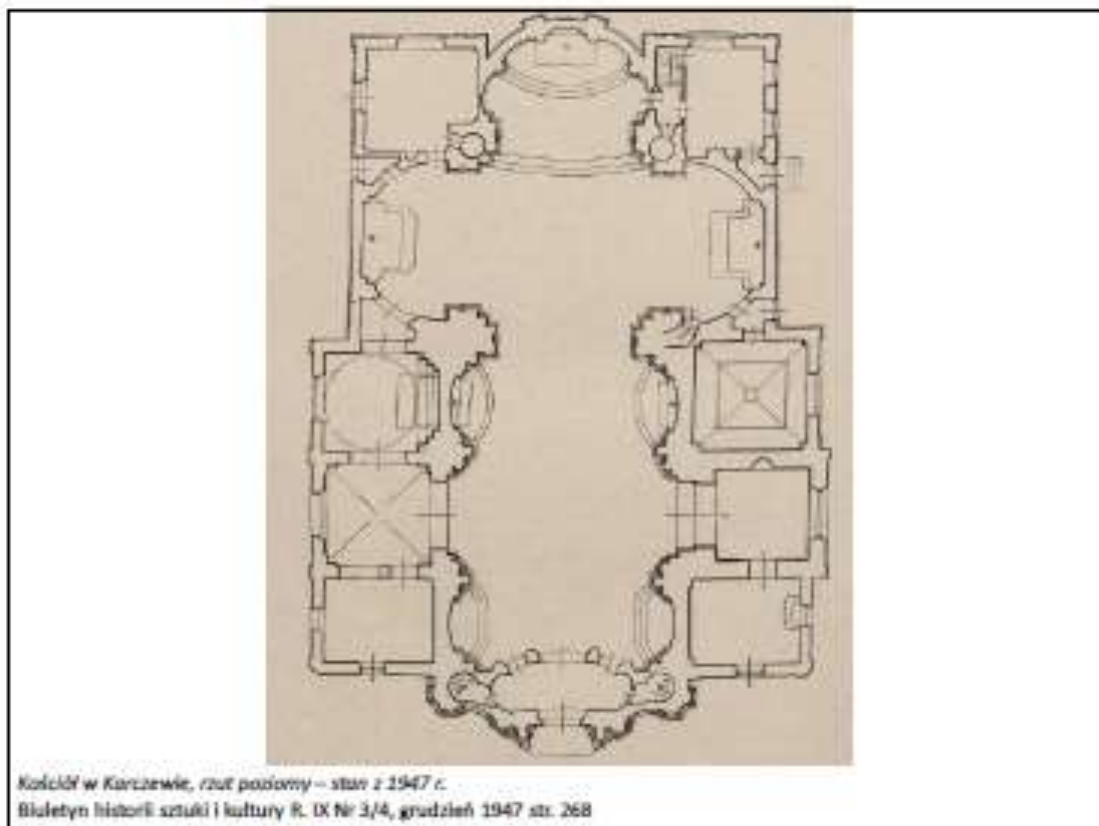
Na poniższych planach widoczny jest zakres przebudowy kościoła przeprowadzony na początku XX w. Dokonano gruntownej przebudowy, wydłużając kościół od strony ołtarza w stronę wschodnią oraz dobudowano nawy boczne.



**Fot. 4** Stan pierwotny przed 1907r – rzut przyziemia.



Fot. 5 Projekt z zakresem przebudowy (w kolorze) kościoła z 1907r.



Fot. 6 Inwentaryzacja z rzutem przyziemia z 1947r



Wg informacji odnalezionej archiwalnej ekspertyzy o stanie technicznym obiektu z 1975 r o *stanie technicznym elementów konstrukcyjnych kościoła, z której treści wynikało:*

*Wyniki wskazywały, iż: konstrukcja jest w stanie ogólnie dobrym. Odnotowano miejscowe zawilgocenia w sklepieniu nawy północnej na wysokości prezbiterium, na murach elewacji północnej, właskowane spękania murów elewacji południowej oraz lokalną destrukcję tynków, w tym szczególnie w narożnikach północnych od strony zewnętrznej i wewnętrznej.*

*Przy dzwonnicy stwierdzono brak problemów konstrukcyjnych w zakresie murów, jednakże znaczące zużycie tynków, które wymagają wymiany na nowe oraz konieczność wymiany nośnej konstrukcji drewnianej dzwonów.*

*Wykonano także dokument Orzeczenie mykologiczno-budowlane, w którego treści m.in. wskazano następujące kwestie:*

- fundamenty i ściany podziemi wykonane były z cegły ceramicznej pełnej, na zaprawie wapiennej bez izolacji przeciwwilgociowej;*
- ściany zew. i wew. z cegły ceramicznej pełnej na zaprawie wapiennej, zew. i wewn. tynkowane;*
- sklepienie kościoła masywne, krzyżowo-kolebkowe na gurtach;*
- dachy: nad nawą główną – dwuspadowy; nad nawą poprzeczną – wielospadowy; nad kaplicami-trójspadowe. Konstrukcja dachów drewniana, kryta blachą cynkową.*
- wieża i sygnaturka w konstrukcji drewnianej – kryte łuską z blachy;*
- posadzki z płytek ceramicznych;*
- przy ścianach zewnętrznych biegła w terenie opaska betonowa, przy kaplicach bocznych zlokalizowane było nieznaczne wypiętrzenie terenu, co utrudniało odpływ wody opadowej od kościoła;*
- fundament do wysokości cokołu pozostawał zawilgocony;*
- ściana północna na długości nawy bocznej zawilgocona była do wysokości 1,5m. W miejscu zawilgocenia tynk był skorodowany i odparzony;*
- na pilastrach i gzymsach tynki były porośnięte porostami, przy prezbiterium gzyms uszkodzony mechanicznie;*
- pokrycie dachu pozostawało nieszczelne;*
- w drzwiach wejściowych farba pozostawała złuszczone i popękana.*
- stan wewnątrz ze względu na przeprowadzony ok. 10 lat wcześniej remont określano jako dobry;*
- piwnica pod kaplicą pozbawiona była posadzki, drzwi wejściowe do kaplicy uległy destrukcji mechanicznej oraz biologicznej, tynki pozostawały zniszczone i odparzone, schody piwniczne zniszczone;*
- na ścianie północnej kościoła tynk pozostawał zniszczony i skorodowany na wysokość 1 m;*
- w prezbiterium i lewej kaplicy na sklepieniu występowały zacieki;*
- ołtarzach oraz ambonie zlokalizowano nieliczne otwory po żerowisku kołatka;*

- w zakrystii szafa została silnie porażona przez kołatkę, podobnie drzwi do składziku oraz schody na strych;

- z kolei elementy więźby sklasyfikowano jako porażone w znacznym stopniu przez spuszczela, zaś w miejscach zacieku stwierdzono gniazdowe zniszczenie drewna przez grzyb piwniczny. Około 40% belek zostało określonych jako znacznie zniszczone.

Wg informacji z najświeższej odnalezionej archiwalnej ekspertyzy o stanie technicznym obiektu z 1978r zawartej w opracowaniu [11]: „...Orzeczenie techniczne nr 42/78 o stanie technicznym elementów konstrukcyjnych kościoła, z której treści wynikało:

- nawa środkowa przekryta jest samonośnym sklepieniem klasztornym w ½ cegły, a prezbiterium kopułą/sklepieniem żaglowym.

- na nawę środkową dach typu wieszarowego o trzech wieszakach bez kleszczy, ułożony tak, aby nie obciążać sklepienia klasztorowego. Żyrandole (o wadze 600 kg) obciążają bezpośrednio konstrukcję więźarów dachowych.

- ściany o filary murowane na hydraulicznej zaprawie wapiennej.

- więźba została posmarowana preparatem ANTOX do stosowanym przy konserwacji drewna zabytkowego.

- mury fundamentowe i cokoty filarów międzyokiennych nawy środkowej nie wykazywały pęknięć lub odkształceń mogących wskazywać na nadmierne lub nierównomierne osiadanie budynku.

- po wojnie usunięto ślady ostrzału, przez który ucierpiała świątynia w 1944 r. podczas wojny.

- zidentyfikowano murszenie pasa dolnego dźwigara dachowego oraz dobry stan zachowania drewna w tzw. skosach i wieszakach – autorzy ekspertyzy za niniejszy stan rzeczy obwiniają ostrzał z 1944 r., który uszkodził znacząco dach, który zatracił szczelność i tym samym naraził na zawilgocenie w pierwszej linii elementy poziome, tj. właśnie dźwigar.

- odnotowano rysy w sklepieniach i łukach – autorzy ekspertyzy również łączą ich powstanie z ostrzałem z 1944 r

Ponadto wykonano także drugie Orzeczenie mykologiczno-budowlane/uzupełniające dot. stanu zachowania zabytkowego kościoła parafialnego p.w. św. Wita w Karczewie. W treści znajdują się następujące wskazania istotne dla niniejszej kwerendy:

- ściana północna na całej długości nawy była silnie zawilgocona skutkiem kapilarnego podciągania wody z gruntu. Zasięg zawilgocenia do 1,5 m wysokości. Zewnętrzna i wewnętrzna powierzchnia tynków malowana olejno pozostawała odspojona i skorodowana w strefie zawilgocenia.

- pokrycie dachowe było bardzo nieszczelne i posiadało kilkadziesiąt świeżych rozszczelnień, szczególnie na północnej połaci pokrycia nawy głównej.

- stan techniczny więźby miał ulec znacznemu pogorszeniu: konstrukcja miała ulec porażeniu przez spuszczela, gdzie oszacowano, że ok. 60 % elementów znajduje się w stanie daleko posuniętego zniszczenia. Zaobserwowano także ogniska porażenia przez grzyb piwniczny. Zlokalizowano także brak 4 belek tramowych, które wycięto pewnie ze względu na zły stan, ale nie wbudowano nowych.

- *W zaleceniach wskazano na konieczność wymiany całej więźby dachowej wraz z poszyciem oraz wprowadzenie izolacji poziomej elewacji północnej...*

Na początku lat 80-tych XX w. wykonano remont pokrycia z wymianą na blachę miedzianą.

W latach 90-tych XX w. wykonano remont elewacji i fundamentów kościoła. W ramach remontu wykonano następujące prace: odkopano fundamenty, położono izolację pionową, uzupełniono tynki elewacyjne, pomalowano wszystkie elewacje farbą, która miała zapewniać dyfuzyjność od strony wewnętrznej, a brak wnikania wilgoci od zewnątrz. „Beton przy murach kościoła był zupełnie suchy” (cytat z artykułu), wymieniono obróbki blacharskie na wszystkich gzymsach na blachę miedzianą.

## 5. OCENA STANU TECHNICZNEGO BUDYNKU W ŚWIETLE BADAŃ „IN SITU”

### 5.1. DANE OGÓLNE

Przeglądu konstrukcji budynku dokonano we wrześniu 2023r. Sporządzoną dokumentację fotograficzną wykonywaną w trakcie badań zamieszczono częściowo w opisie, a całość pozostawiono w archiwum.

W ekspertyzie dokonano oceny stanu technicznego budynku na postawie:

- badań „in situ” elementów budynku,
- badań geotechnicznych podłoża gruntowego oraz odkrywek fundamentów,
- ekspertyzy mykologicznej,
- własnych badań materiałów i elementów budynku,
- analizy stopnia zużycia technicznego budynku,
- szczegółowych oględzin budynku i jego elementów.

Ogólnie można stwierdzić, że na obecny stan techniczny budynku kościoła mają wpływ m. in.:

#### a) Warunki użytkowania.

Obiekt przeszedł kilka zasadniczych przebudów oraz był wielokrotnie remontowany. Od kilkunastu lat trwają intensywne prace mające na celu poprawę jego stanu technicznego. Zwrócić natomiast należy uwagę na niedostateczne zabezpieczenie budynku przed wodami opadowymi i ich odprowadzeniem, które skutkuje ciągłym pogarszaniem się jego stanu technicznego. W elementach konstrukcyjnych istnieją uszkodzenia, część elementów jest skorodowana.

#### b) Okres eksploatacji budynków.

Wiek budynku oraz czynniki zewnętrzne w postaci nasilonych opadów atmosferycznych i wód rozbryzgowych doprowadziły do korozji elementach murowanych w strefie przyziemia. W strukturze obiektu stwierdzono zarysowania na sklepieniach stropowych i ścianach oraz ślady korozji więźby dachowej.

#### c) Zastosowane rozwiązania materiałowo – konstrukcyjne.

Do budowy kościoła zastosowano materiały typowe dla okresu w jakim powstawał i wykonywane były kolejne przebudowy (ściany fundamentowe, mury i sklepienia z cegły, murowane, konstrukcja nadziemna drewniana). W świetle współczesnych standardów materiały te, a zwłaszcza drewno, które nie zostało właściwie zabezpieczone.

Mając na względzie te uwarunkowania, autorzy niniejszej ekspertyzy dokonali oceny stanu technicznego budynku, przyjmując poniższe kryteria do oceny.

Lp.	Klasyfikacja stanu technicznego elementu	Procentowe zużycie elementu	Kryterium oceny
1.	b. dobry	0-10	Element budynku (lub rodzaj konstrukcji, wykończenia, wyposażeni) jest dobrze utrzymany, konserwowany, nie wykazuje zużycia i uszkodzeń. Cechy i właściwości wbudowanych materiałów odpowiadają wymaganiom normy.
2.	dobry	11-25	Element budynku nie wykazuje większego zużycia. Mogą wystąpić nieznaczne uszkodzenia wynikające z użytkowania, szczególnie mechaniczne. Elementy wymagają ogólnej konserwacji.
3.	średni	26-50	Element budynku utrzymany jest należycie. Celowy jest remont bieżący, polegający na drobnych naprawach, uzupełnieniach, konserwacji, impregnacji.
4.	małozadawalający	51-60	W elementach budynku występują niewielki uszkodzenia i ubytki, nie zagrażające bezpieczeństwu publicznemu. Celowy jest częściowy remont kapitalny.
5.	zły	61-70	W elementach występują znaczne uszkodzenia, ubytki. Cechy i właściwości wbudowanych materiałów mają obniżoną klasę. Wymagany jest kompleksowy remont kapitalny.
6.	awaryjny	> 70	Element budynku nadaje się jedynie do całkowitej rozbiórki lub wzmocnienia.

**Tabela 1.** Kryteria ogólne oceny i klasyfikacji technicznej stanu elementów budynku.

Pilność wykonania napraw	Termin	Uzasadnienie
(1)	bezzwłocznie	W czasie lub bezpośrednio po przeprowadzonej kontroli z uwagi na bezpośrednie zagrożenie życia lub zdrowia ludzi, bezpieczeństwa mienia bądź środowiska, a w szczególności katastrofę budowlaną, pożar, wybuch, porażenie prądem elektrycznym albo zatrucie gazem.
(2)	miesiąc	Z uwagi na możliwość wystąpienia potencjalnego zagrożenia konstrukcji budynku i bezpieczeństwa użytkownika budynku (budowli).
(3)	trzy miesiące	Z uwagi na możliwość pogłębiania się uszkodzeń i zagrożenia dot. konstrukcji budynku i bezpieczeństwa użytkownika budynku (budowli) w dłuższej perspektywie czasowej.
(4)	do następnej kontroli okresowej	Dot. uszkodzeń nie powodujących potencjalnych zagrożeń dla konstrukcji, bezpieczeństwa ludzi i środowiska, a mających wpływ na postępujące zużycie elementu lub estetykę obiektu.
(5)	ponad rok	Prace do ujęcia w planach remontów w latach następnych.

**Tabela 2.** Kryteria i terminy realizacji zaleceń pokontrolnych.

## 5.2. WARUNKI GEOTECHNICZNE I HYDROLOGICZNE

Warunki gruntowe występujące na terenie kościoła określono na podstawie sprawozdania z badań geotechnicznych dla oceny warunków gruntowo-wodnych przedmiotowego obiektu autorstwa firmy GeoGT Przedsiębiorstwo Geotechniczne z 2023r.

## **WARUNKI GRUNTOWO-WODNE**

Na podstawie wykonanych badań terenowych przeprowadzono ocenę warunków gruntowych. Podziału dokonano biorąc pod uwagę genezę, rodzaj i stan oraz opisano zgodnie z PN-EN-ISO 14688-1-2006 oraz PN-B-02480:1986.

Na podstawie analizy Szczegółowej Mapy Geologicznej Polski stwierdza się, iż omawiany rejon jest fragmentem plejstocenijskiego tarasu nadzalewowego Wisły. Teren został zmieniony w wyniku działalności człowieka.

Na podstawie przeprowadzonych badań stwierdza się, że w podłożu omawianego terenu, występują czwartorzędowe, plejstocenijskie osady pochodzenia rzeczno (RT) wykształcone w postaci piasków średnich, których nie przewiercono do głębokości rozpoznania tj. 1,0 – 3,0 m p.p.t.

Utwory budujące podłoże charakteryzujące się współczynnikiem filtracji -  $k_{10}$  wynoszącym ca 8 - 15 m/dobę (wg Z. Pazdro „Hydrogeologia ogólna”).

Na podstawie wyników prac polowych w podłożu badanego terenu wydzielono zgodnie z zaleceniami normy PN-EN 1997-1 Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne warstwy geotechniczne. Ich zasięg zilustrowano na załączonych Kartach otworów geotechnicznych. Łącznie w podłożu omawianego terenu wydzielono cztery warstwy geotechniczne.

Cechą wiodącą warstw wydzielonych w obrębie występujących w podłożu gruntów niespoistych (piaski średnie) był stopień zagęszczenia „ID”, którego wartość wyznaczono na podstawie sondowania oraz oporu podczas wiercenia. Pozostałe parametry geotechniczne gruntów wydzielonych warstw ustalono tzw. metodą ekspercką, wspierając się parametrami podanymi w tabelach i wykresach zawartych w PN-EN 1997-2 Eurokod 7.

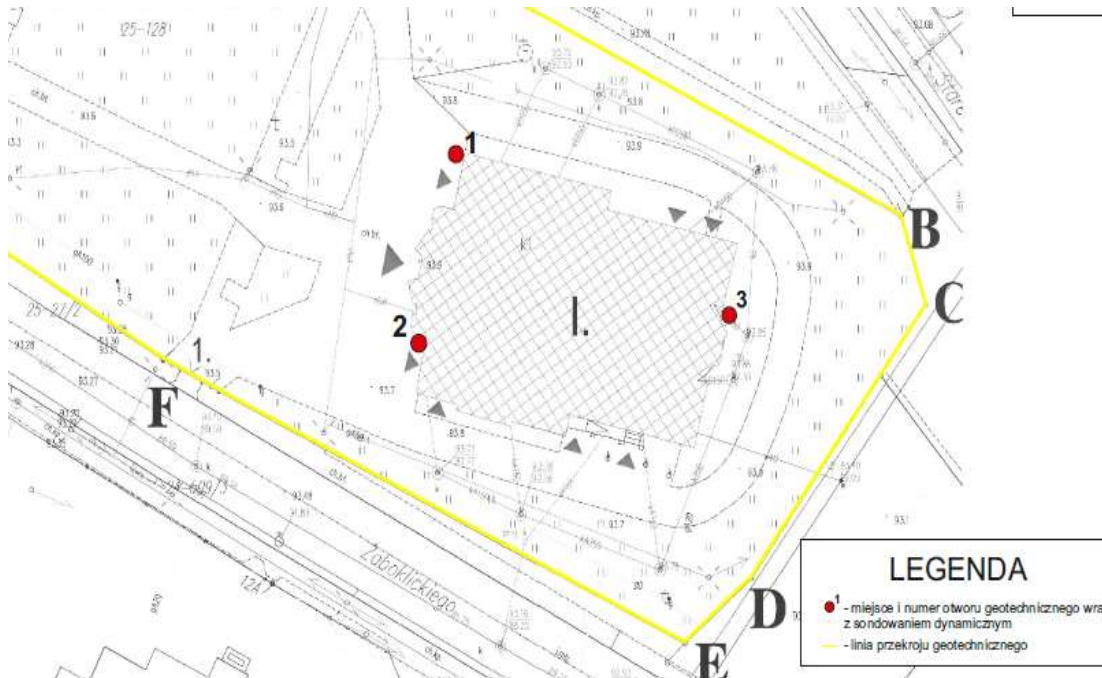
## **WARUNKI GEOLOGICZNO - INŻYNIERSKIE**

Podział geotechniczny przedstawia się następująco: / grunty niespoiste o genezie rzecznej - plejstocen /





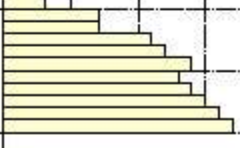
- ❖ warstwa I - piaski średnie (PN-EN ISO 14688, PN-86/B-02480), mało wilgotne, luźne, o przyjętej wartości stopnia zagęszczenia  $ID = 30$  [%];
- ❖ warstwa II - piaski średnie (PN-EN ISO 14688, PN-86/B-02480), mało wilgotne, średnio zagęszczone, o uśrednionej wartości stopnia zagęszczenia  $ID = 40$  [%];
- ❖ warstwa III - piaski średnie (PN-EN ISO 14688, PN-86/B-02480), mało wilgotne, średnio zagęszczone, o uśrednionej wartości stopnia zagęszczenia  $ID = 55$  [%];
- ❖ warstwa IV - piaski średnie (PN-EN ISO 14688, PN-86/B-02480), mało wilgotne, zagęszczone, o przyjętej wartości stopnia zagęszczenia  $ID = 66$  [%].

Z powyższego podziału wynika, że rodzime grunty (warstwy I) należą do gruntów o ograniczonej nośności, natomiast grunty pozostałych, wydzielonych w podłożu, warstw geotechnicznych należy uznać za nośne.





Rys. 1 Mapa z lokalizacją otworów geotechnicznych wg opracowania [8].

 <b>PRZEDSIĘBIORSTWO GEOTECHNICZNE</b>		<b>KARTA OTWORU GEOTECHNICZNEGO</b> Profil numer 3				Zał.Nr: 3b Wiertnica: Eijkekamp						
Rejon: ul. Zaboklińskiego 12 Miejscowość: Karczew Powiat: otwocki Województwo: mazowieckie			Obiekt: Ocena warunków gruntowo - wodnych Wiercenie: Przedsiębiorstwo Geotechniczne GeoGT Dozór geol.: mgr Michał Kuczynski			System wiercenia: ręczny Skala 1 : 50 Data wiercenia: 2023-09-22						
Stratygrafia	Głębokość zwierciadła wody [m p.p.t]	Profil	Przebieg [m]	Symbol gruntu	Stan gruntu	Warstwa geotechniczna	ID [%]	Stożek zagęszczenia				
								Luźny	Średnio zag.	Zagęszczony		
								Ilość uderzeń na 10 cm wbiła sondy				
								5	10	15	20	25
Czwartoosobowy Przebieg	-		0.70	Msacsa	In	I	33					
			2.00	MSa			20					
			3.00		szg	III	53					

<b>GeoGT</b> PRZEDSIĘBIORSTWO GEOTECHNICZNE		<b>KARTA OTWORU GEOTECHNICZNEGO</b>						Zał.Nr. 3a		
		Profil numer 2						Wiertnica: Eljkekamp		
Rejon: ul. Zaboklickiego 12 Miejscowość: Karzew Powiat: otwocki Województwo: mazowieckie			Obiekt: Ocena warunków gruntowo - wodnych Wiercenie: Przedsiębiorstwo Geotechniczne GeoGT Dozór geol.: mgr Michał Kuczyński				System wiercenia: ręczny			
							Skala 1 : 50		Data wiercenia: 2023-09-22	
Stratygrafia	Głębokość zwiarcadła wody [m p.p.t]	Profil	Przebieg [m]	Symbol gruntu	Stan gruntu	Warstwa geotechniczna	ID (%)	Stopień zagęszczenia		
1	2	3	4	5	6	7	8	Luźny	Srednio zag.	Zagęszczony
Czwartorzęd Pięćstoletni				MSa <sub>csa</sub>	szg	II	40	Ilość uderzeń na 10 cm wbiła sondy		
			0.60	MSa		III	59	5 10 15 20 25		
			1.50							

<b>GeoGT</b> PRZEDSIĘBIORSTWO GEOTECHNICZNE		<b>KARTA OTWORU GEOTECHNICZNEGO</b>						Zał.Nr. 3		
		Profil numer 1						Wiertnica: Eljkekamp		
Rejon: ul. Zaboklickiego 12 Miejscowość: Karzew Powiat: otwocki Województwo: mazowieckie			Obiekt: Ocena warunków gruntowo - wodnych Wiercenie: Przedsiębiorstwo Geotechniczne GeoGT Dozór geol.: mgr Michał Kuczyński				System wiercenia: ręczny			
							Skala 1 : 50		Data wiercenia: 2023-09-22	
Stratygrafia	Głębokość zwiarcadła wody [m p.p.t]	Profil	Przebieg [m]	Symbol gruntu	Stan gruntu	Warstwa geotechniczna	ID (%)	Stopień zagęszczenia		
1	2	3	4	5	6	7	8	Luźny	Srednio zag.	Zagęszczony
Czwartorzęd Pięćstoletni			0.30	MSa	szg	III	50	Ilość uderzeń na 10 cm wbiła sondy		
			1.00			IV	66	5 10 15 20 25		



PODZIAŁ GEOTECHNICZNY

Załącznik nr 4

Temat: Karzew, ul. Zaboklickiego 12, pow. otwocki woj. mazowieckie – remont części zabytkowego kościoła pw. Św. Wita																													
OBJAŚNIENIA GEOLOGICZNE				WYRPOWADZONE PARAMETRY GEOTECHNICZNE według: PN-EN 1997-2																									
				malo wilgotne / nawodnione																									
Wiek	Profil lito-stratygraficzny	Opis litologiczny PN-EN ISO 14688 (PN-86 B-02480)	Geneza	Numer warstwy geotechnicznej	Symbol gruntu wg PN-EN ISO 14688	Symbol gruntu wg PN-86 B-02480	STAN GRUNTU			Wilgotność nat. (%)	Gęstość objętościowa ρ (t/m <sup>3</sup> )	wyrzębność na ściskanie q <sub>v</sub> (kPa)	Spoistość c <sub>v</sub> (kPa)	Kąt tarcia wewnętrzna φ <sub>v</sub> (°)	Edymetryczny moduł ściśnięcia parabolicznej M <sub>v</sub> (kPa)	Moduł odkształcalności E <sub>v</sub> (kPa)													
							stopień stopnia	stopień stopnia	wskaznik																				
							I <sub>h</sub> (%)	I <sub>v</sub>	k <sub>v</sub>																				
PLEJSTOCEN	Rt	piaski średnie	utwory rzeczne	I	MSa	Ps	30			6	1,65			31,8	46 200	35 700													
				40					5								1,70			32,4	59 300	46 900							
				55																			4	1,90			33,3	83 200	67 000
				66																									

## WNIOSKI Z BADAŃ

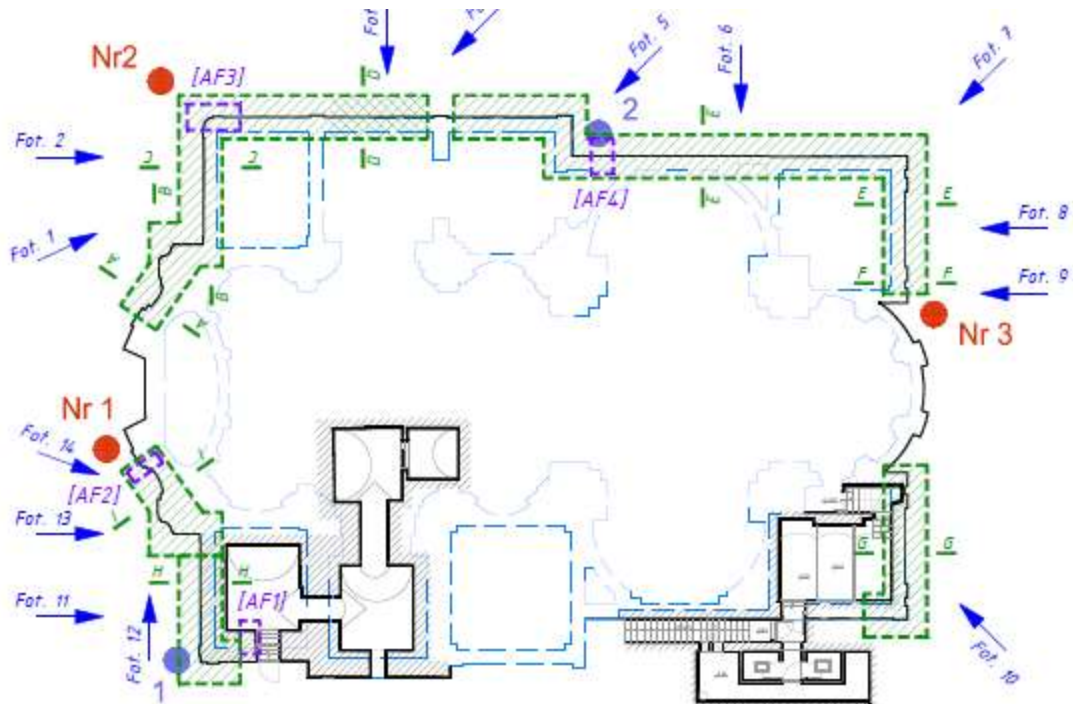
1. Na podstawie przeprowadzonych badań stwierdza się, że w podłożu omawianej działki, występują czwartorzędowe, plejstoceńskie osady pochodzenia rzecznoego – tarasów nadzalewowych (RT) wykształcone w postaci piasków średnich.
2. W omawianym podłożu wydzielono cztery warstwy geotechniczne, z których grunty warstwy I charakteryzują się ograniczoną nośnością, natomiast grunty pozostałych, wydzielonych w podłożu, warstw geotechnicznych należy uznać za nośne.
3. W czasie prowadzenia prac polowych (wrzesień 2023'), w badanym podłożu do głębokości rozpoznania, nie stwierdzono występowania wody gruntowej.
4. Na podstawie wykonanych badań geotechnicznych, stwierdza się, że w podłożu istniejącego kościoła występują grunty piaszczyste od gruntów luźnych do zagęszczonych. Badanie zagęszczenia podłoża wykonane w punkcie nr 3 (w miejscu kanalizacji deszczowej), wskazało, że instalacja deszczowa była nieszczelna, czego efektem było wypłukanie podłoża, przez co podłoże zostało rozluźnione. Należy zwrócić uwagę na odprowadzenie wód opadowych z dala od fundamentów budynku.
5. Zwraca się również uwagę, iż w stropowej części podłoża występują niewielkie przewarstwienia gruntów spoistych (tzw. mad rzecznych), wykształconych w postaci piasków ilastych (piasków gliniastych), które są gruntami wrażliwymi na zmianę wilgotności podłoża.
6. Zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalenia geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych (Dz. U. Nr 81, poz. 463) ustalono **proste** warunki gruntowe.

### 5.3. BADANIA ELEMENTÓW BUDYNKU

Badania obejmowały swym zakresem wszystkie dostępne elementy przedmiotowego obiektu oraz były prowadzone pod nadzorem uprawnionych osób z zakresu konserwacji zabytków.

#### 5.3.1. Fundamenty i ściany fundamentowe

W ramach rozpoznania fundamentów zinwentaryzowano w reprezentatywnych miejscach odkrywki ścian fundamentowych które zostały wykonane na etapie aktualnie prowadzonych prac remontowych (wrzesień 2023r) związanych z remontem murów fundamentowych i wykonywaniem ich izolacji.

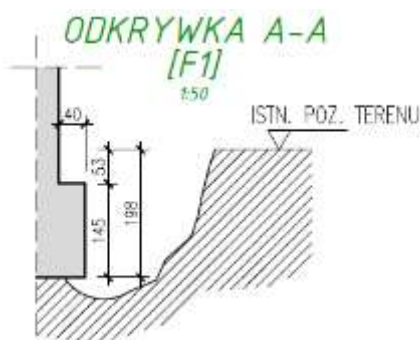


Rys. 2 Lokalizacja odkrywek fundamentów.

**ODKRYWKA F1, F2** - Ściany fundamentowe ściany frontowej głównej wykonano jako murowane z cegły ceramicznej pełnej na zaprawie wapiennej. Mur z warstwą licową częściowo zdegradowaną - z ubytkami zaprawy i cegieł, stan prawdopodobnie oryginalny. Brak izolacji przeciwwilgociowej. Do murów budynku dosunięte są pozostałości fundamentów kamiennych w formie trwałej ruiny.

Głębokość posadowienia  $h = \sim 2,0$  m (względem poziomu terenu)

Odsadzka o szerokości 40 cm (oraz 20cm w F2) na głębokości  $\sim 0,5$  m.

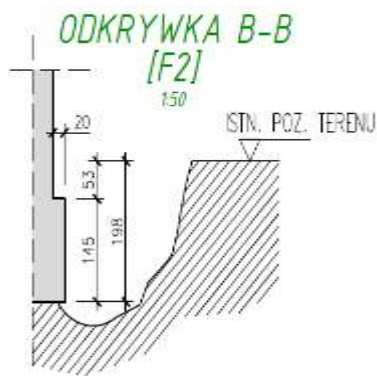


Rys. 3 Odkrywka fundamentów F1.



Fot. 6 Zdjęcie odkrywki F1



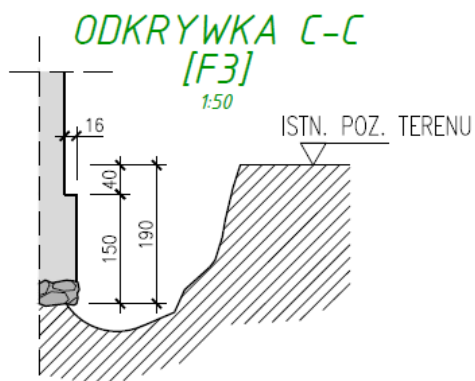


Rys. 4 Odkrywka fundamentów F2.

**ODKRYWKA F3, F4** - Ściany fundamentowe frontowego i bocznego narożnika północnego kościoła wykonano jako murowane z cegły ceramicznej pełnej na zaprawie wapiennej z warstwą kamieni u podstawy. Mur oryginalny, nie posiadał izolacji.

Głębokość posadowienia  $h = \sim 1,9 - 2,0$  m (względem poziomu terenu)

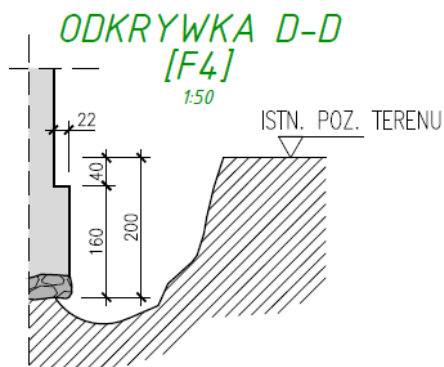
Odsadzka o szerokości  $\sim 20$  cm na głębokości  $\sim 0,5$  m.



Rys. 5 Odkrywka fundamentów F3.



Fot. 7 Widok odkrywki F3.



Rys. 6 Odkrywka fundamentów F4.



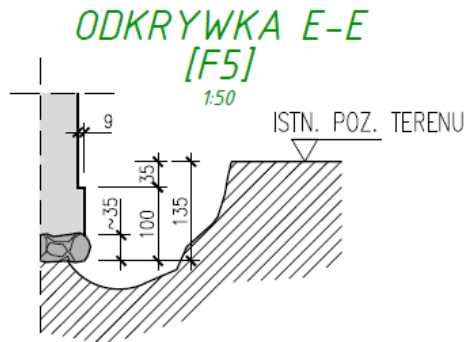
Fot. 8 Odkrywka fundamentów F4.



**ODKRYWKA F5, F6** - Ściany fundamentowej narożnika południowo-wschodniego kościoła wykonano jako murowane z cegły ceramicznej pełnej na zaprawie wapiennej z warstwą kamieni u podstawy. Mur obecnie w trakcie remontu ze zbitą warstwą licową po usunięciu bitumicznej izolacji powłokowej.

Głębokość posadowienia  $h = \sim 1,35$  m (względem poziomu terenu)

Odsadzka o szerokości  $\sim 10$  cm na głębokości  $\sim 0,35$  m.



Rys. 7 Odkrywka fundamentów F5.

Fot. 9 Odkrywka fundamentów F5.



Rys. 8 Odkrywka fundamentów F6.

Fot. 10 Odkrywka fundamentów F6.

**ODKRYWKA F7** - Ściany fundamentowe tylnego i bocznego narożnika południowego kościoła wykonano jako murowane z cegły ceramicznej pełnej na zaprawie wapiennej. Mur obecnie w trakcie remontu ze zbitą warstwą licową po usunięciu wtórnej bitumicznej izolacji powłokowej.

Głębokość posadowienia  $h = \sim 2,8$  m (względem poziomu terenu)

Odsadzka o szerokości  $\sim 9$  cm na głębokości  $\sim 0,45$  m.



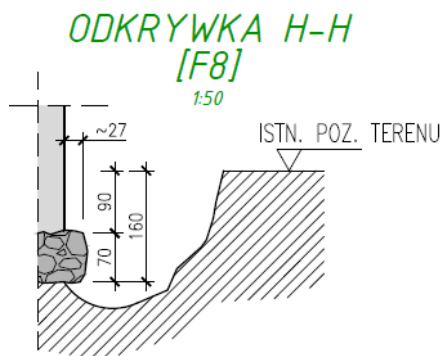
Rys. 9 Odkrywka fundamentów F7.

Fot. 11 Odkrywka fundamentów F7.

**ODKRYWKA F8-** Ściany fundamentowe frontowego i bocznego narożnika południowo-zachodniego kościoła w rejonie dobudowy, części niskiej wykonano jako murowane z gruzu i kamieni.

Głębokość posadowienia  $h = \sim 1,6$  m (względem poziomu terenu)

Odsadzka fundamentu kamiennego o szerokości  $\sim 27$  cm na głębokości  $\sim 0,9$  m.



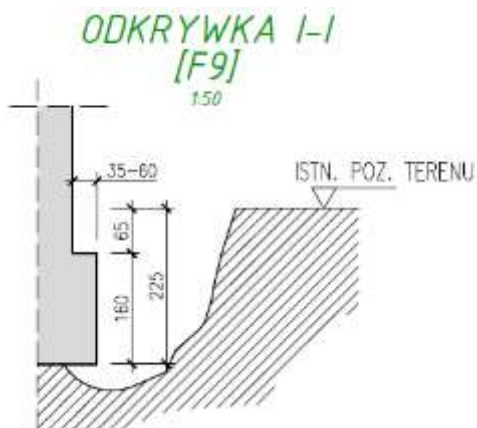
Rys. 10 Odkrywka fundamentów F8.

Fot. 12 Odkrywka fundamentów F8.

**ODKRYWKA F9** - Ściany frontowej narożnika południowego kościoła wykonano jako murowane z cegły ceramicznej pełnej na zaprawie wapiennej.

Głębokość posadowienia  $h = \sim 2,25$  m (względem poziomu terenu)

Odsadzka o szerokości  $\sim 30-65$  cm na głębokości  $\sim 0,65$  m.



**Rys. 11** Odkrywka fundamentów F9.



**Fot. 13** Zdjęcie odkrywki fundamentów F9.



**Fot. 14** Widok śladu zabitych w gruncie stalowych ścianek szczelnych typu larsena bezpośrednio za ogrodzeniem kościoła.



**Fot. 15** Zdjęcie przedstawiająca ścianki stalowe typu larsena pozostawione w gruncie ze śladami ich zmiżdżenia po zabijaniu.

Poniżej przedstawiono dokumentację zdjęciową obrazującą obecny stan krypt w części frontowej kościoła. Stan zachowania piwnic jest w dużej mierze oryginalny, zejście do krypty ze stopniami po przebudowach. Pomieszczenie stosunkowo jest zasadniczo suche, ściany częściowo otynkowane z uszkodzeniami i odspojeniami tynków, cegły w znacznej części ze zdegradowanymi licami, posadzka bez wypraw, gruntowa. Lokalnie widoczne zasolenia murów. Podczas przeglądu nie stwierdzono uszkodzeń strukturalnych konstrukcji. Na konstrukcji ścian i sklepień piwnic nie odnaleziono uszkodzeń strukturalnych.





**Fot. 16** Widok ściany fundamentowej i sklepienia piwnic oraz posadzki.



**Fot. 17** Zdjęcie wejścia do krypty ze schodami w miejscu wejścia.



**Fot. 18** Widok korytarza krypt.



**Fot. 19** Zdjęcie przedstawiająca wykwit zasolenia ścian.

### Analiza szacunkowa nośności fundamentów

Wykonane obliczenia mają na celu ocenę szacunkową nośności podłoża w poziomie posadowienia, do obliczeń przyjęto reprezentatywny filar nawy środkowej.

Założenia:

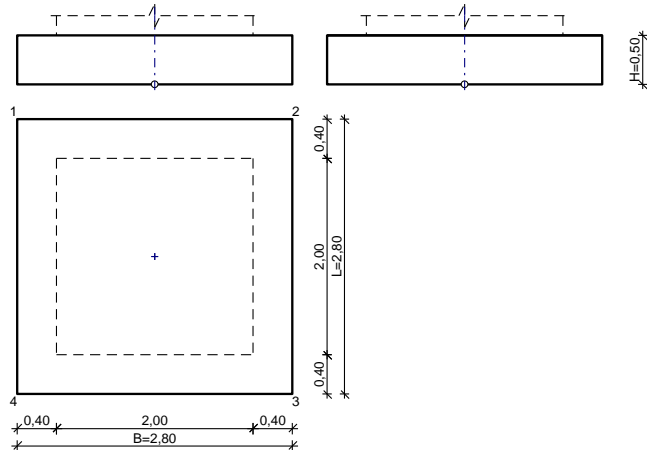
- przyjęto w podłożu grunt w postaci piasku średniego o uśrednionej wartości  $I_D=0.5$
- zestawienie obciążeń na słup środkowy nawy głównej (przypadające pole rozdziału obciążeń przyjęto jako  $8,0 \times 8,0 = 64m^2$ :

- obciążenie od dachu w stanie istniejącym (przyjęto ciężar dachu wraz ze śniegiem):  $1,0kN/m^2 \times 64m^2 \times 1,3 = 83,2 \text{ kN}$
- uśredniony ciężar istniejącego sklepienia z uwzględnieniem żeber:  $0,25m \times 18kN/3 \times 64m^2 \times 1,2 = 345,6 \text{ kN}$
- ciężar słupa:  $12m \times x \times 2,0m \times 2,0m \times 18kN/m^3 \times 1,1 = 950,4 \text{ kN}$

- ciężar fundamentu (przyjęto wymiar zastępczy 3,0 x 3,0m) – wymiar 2,8m x 2,8m x 1,6m x 18kN/m<sup>3</sup> x 1,2 = 270,9 kN

SUMA (obciążeń w stanie istniejącym): P<sub>1</sub>= 1650,1 kN

### GEOMETRIA FUNDAMENTU PRZYJĘTEGO DO ANALIZY



V = 3,92 m<sup>3</sup>

Wymiary fundamentu :

Typ: stopa prostopadłościenna

B = 2,80 m    L = 2,80 m    H = 0,50 m

B<sub>s</sub> = 2,00 m    L<sub>s</sub> = 2,00 m    e<sub>B</sub> = 0,00 m    e<sub>L</sub> = 0,00 m

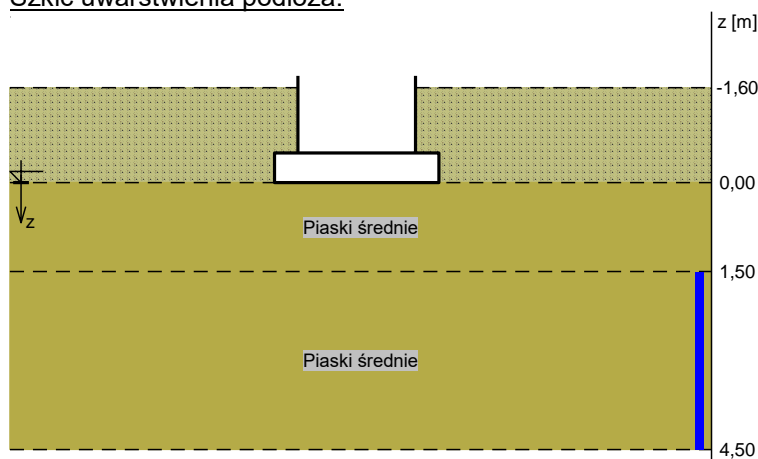
Posadowienie fundamentu:

D = 1,60 m    D<sub>min</sub> = 1,60 m

Brak wody gruntowej w zasypce

### OPIS PODŁOŻA

Szkic uwarstwienia podłoża:



### Zestawienie warstw podłoża

N r	nazwa gruntu	h [m]	nawodn iona	$\rho_o^{(n)}$ [t/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{f,min}$	$\gamma_{f,max}$	$\phi_u^{(r)}$ [°]	$c_u^{(r)}$ [kPa]	M <sub>0</sub> [kPa]	M [kPa]
1	Piaski średnie	1,50	nie	1,70	0,90	1,10	29,70	0,00	94688	105208
2	Piaski średnie	3,00	tak	1,00	0,90	1,10	30,26	0,00	112308	124786

Napężenie dopuszczalne dla podłoża  $\sigma_{dop}$  [kPa] = 250,0 kPa

### OBCIĄŻENIA FUNDAMENTU

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

N r	typ obc.	N [kN]	T <sub>B</sub> [kN]	M <sub>B</sub> [kNm]	T <sub>L</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	e [kPa]	$\Delta e$ [kPa/m]
1	długotrwałe	1650,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00



## ZAŁOŻENIA

Współczynniki korekcyjne oporu granicznego podłoża:

- dla nośności pionowej  $m = 0,90$
- dla stateczności fundamentu na przesunięcie  $m = 0,72$
- dla stateczności na obrót  $m = 0,72$

Współczynnik kształtu przy wpływie zagłębienia na nośność podłoża:  $\beta = 1,50$

Współczynnik tarcia gruntu o podstawę fundamentu:  $f = 0,50$

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia:  $0,50$

Czas trwania robót: powyżej 1 roku ( $\lambda=1,00$ )

Stosunek wartości obc. obliczeniowych  $N$  do wartości obc. charakterystycznych  $N_k$   $N/N_k = 1,20$

## WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{fN} = 11475,8$  kN

$N_r = 1854,9$  kN  $< m \cdot Q_{fN} = 0,90 \cdot 11475,8$  kN =  $10328,2$  kN (18,0%)

Obciążenie jednostkowe podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Naprężenie maksymalne  $\sigma_{max} = 236,6$  kPa

$\sigma_{max} = 236,6$  kPa  $< \sigma_{dop} = 250,0$  kPa (94,6%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne  $s' = 0,31$  cm, wtórne  $s'' = 0,05$  cm, całkowite  $s = 0,36$  cm

$s = 0,36$  cm  $< s_{dop} = 1,50$  cm (24,3%)

## WNIOSEK

Na podstawie przeprowadzonych szacunków obliczeniowych stwierdza się, że w podłożu omawianej działki, występują czwartorzędowe, plejstoceniowe osady pochodzenia rzeczno – tarasów nadzalewowych (RT) wykształcone w postaci piasków średnich o dobrych parametrach nośnych z nośnymi gruntami. **O nośności fundamentów decydują naprężenia w podłożu.** Należy przyjąć, że przez okres ponad 200 lat użytkowania, pod fundamentami kościoła wystąpiły całkowite osiadania pierwotne podłoża gruntowego.

### W trakcie wizji lokalnych i badań stwierdzono następujące wady i uszkodzenia:

- Na podstawie wykonanych badań geotechnicznych, stwierdza się, że w podłożu istniejącego kościoła występują grunty piaszczyste od gruntów luźnych do zagęszczonych. Badanie zagęszczenia podłoża wykonane w punkcie nr 3 (w miejscu kanalizacji deszczowej), wskazało, że instalacja deszczowa była nieszczelna, czego efektem było wypłukanie podłoża, przez co podłoże zostało rozluźnione. Zwraca się również uwagę, iż w stropowej części podłoża występują niewielkie przewarstwienia gruntów spoistych (tzw. mad rzecznych), wykształconych w postaci piasków ilastych (piasków gliniastych), które są gruntami wrażliwymi na zmianę wilgotności podłoża. Należy przyjąć, że przez okres ponad 200 lat użytkowania, pod fundamentami domu wystąpiły całkowite osiadania pierwotne podłoża gruntowego lecz czynniki uplastyczniania gruntu oraz jego rozluźniania przez źle ukierunkowane wody opadowe mogło być potencjalnym powodem wtórnego osiadania fundamentów.
- Stwierdzono brak skutecznie działającej izolacji przeciwwilgociowej pionowej (istniejąca powłokowa bitumiczna nie zabezpieczała w stopniu należywym ścian przed wilgocią) oraz śladów poziomej ścian fundamentowych. Ściany fundamentowe są zawilgocone na skutek kapilarnego podciągania i higroskopijnego poboru wilgoci z gruntu. Częstkowa izolacja pionowa powłokowa która była wykonana obecnie nie działała prawidłowo, w szczególności, że nie towarzyszyła jej izolacja pozioma, zatrzymując

wilgoć w murze.

- Ściany fundamentowe posiadają lokalnie zdegradowane lica ceglane oraz ubytki w ceglach i fugach w miejscach w których nie było izolacji (ściana frontowa).
- W wybranych miejscach podczas badań stratygraficznych zinwentaryzowano mury nie połączone strukturalnie w wątkach cegieł co świadczące o kolejnych fazach ich wznoszenia i rozbudowach obiektu.
- Część murów np. frontowe dobudówki boczne posadowione są na fundamentach z gruzu i kamienia na fragmentach gruntów antropogenicznych, jednak podłoże w tych miejscach jest ustabilizowane a fundamenty nie noszą ślady wtórnego osiadania.

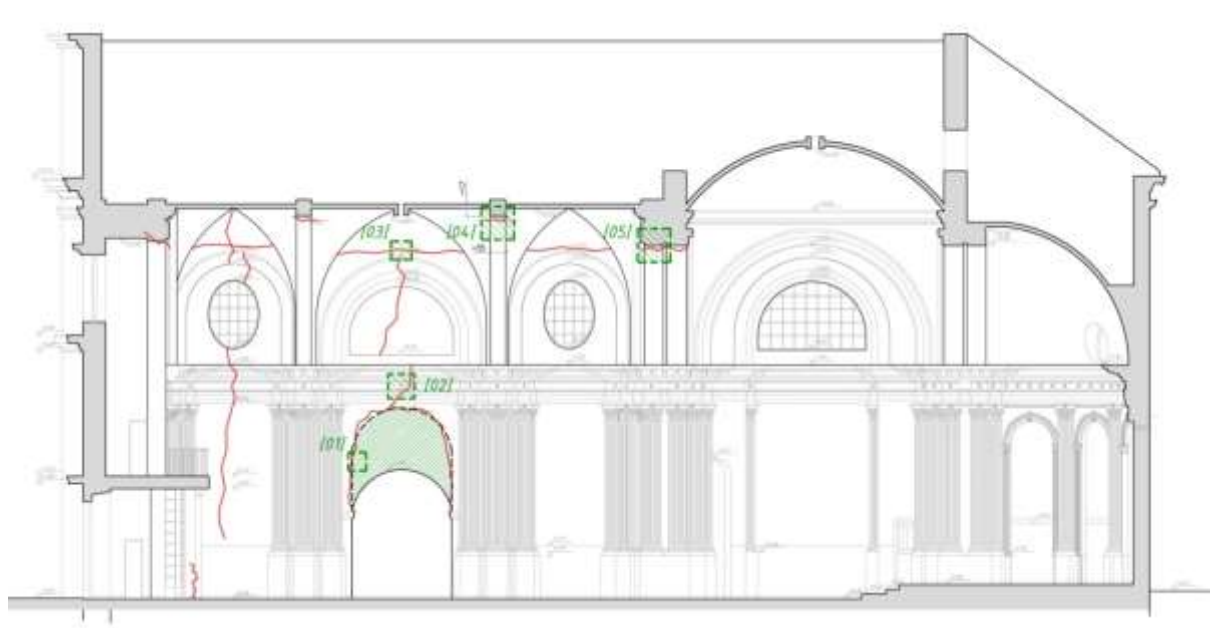
Ogólnie stan techniczny fundamentów i ścian fundamentowych oraz konstrukcji krypt określono jako **małozadawalający**, wymagający kompleksowego remontu kapitalnego Zużycie techniczne w stanie przed remontowym oszacowano na około 60%. **Z uwagi na zaobserwowane wady konstrukcji ścian nie kwalifikuje się czasu przeprowadzenia ich remontu z uwagi, że obecnie przeprowadzane są prace remontowe tego zakresu.**

### 5.3.2. Ściany nadziemne

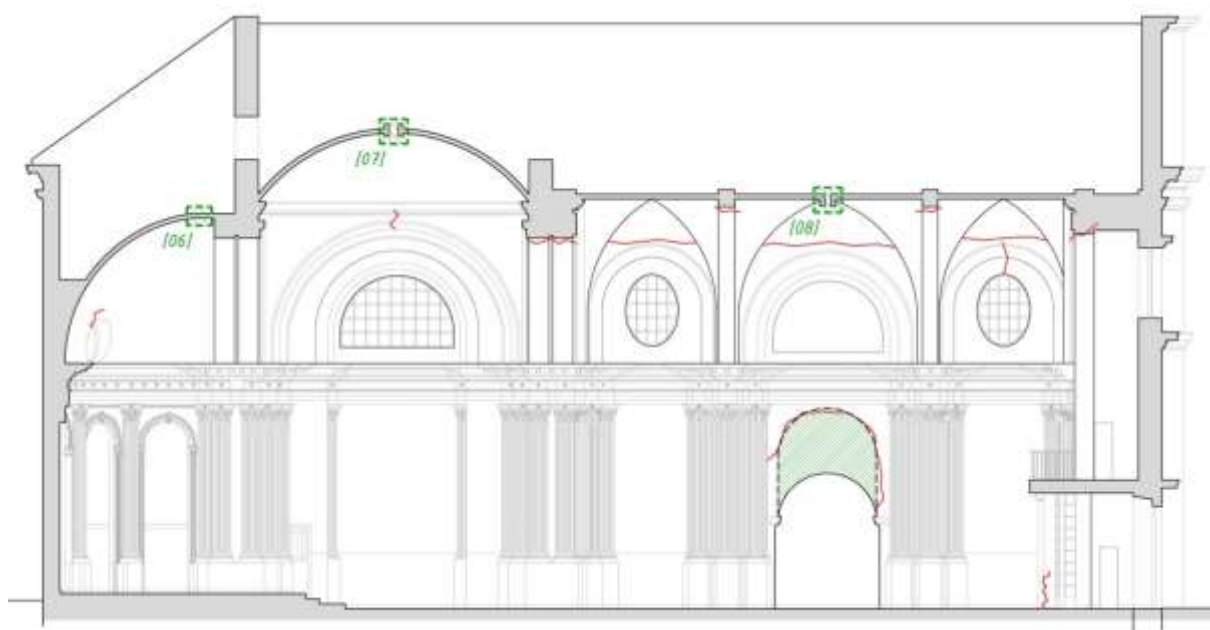
Podstawową konstrukcję nośną kościoła stanowią ściany murowane. Mury mają masywną konstrukcję zapewniających utrzymanie sztywności bryły kościoła. Na elementach murowanych ścian obwodowych i wewnętrznych stanowiących konstrukcję wsparcia dla sklepień nie zauważono zasadniczo uszkodzeń świadczących o utracie ich nośności. Podczas badań wykonano przegląd i inwentaryzacji na wszystkich ścianach wewnętrznych. W ramach prac badawczych wytypowano odkrywki w miejscach największych zarysowań strukturalnych widocznych na tynkach, odpowiednio wykonano trzy odkrywki wewnątrz kościoła na ścianie nad nadprożami łukowym z lewej strony od wejścia głównego na przejściu do nawy bocznej. Odkryto, że zarysowanie strukturalne które tam istnieje stanowi wydzielenie muru ze sklepieniem ceglany od zabudowy drewnianej tworzącej w tym miejscu ścianę wypełniającą drewnianą z łukiem na której wykonano sztukaterię gipsową. Pod spodem odkryto mur ceglany z łukiem z malowidłami. W pozostałych pozycjach, gdzie istnieją zarysowania, między innymi w wyższych partiach murów, pod oknami stwierdzono podczas badań, że zarysowania mają charakter powierzchniowy i są tylko w strukturze tynku.



**Fot. 20** Ściana boczna z miejscami odkrywek w miejscach zarysowań strukturalnych muru.



**Rys. 12** Ściana boczna lewa z miejscami odkrywek i zarysowań strukturalnych muru.



**Rys. 13** Ściana boczna prawa z miejscami zarysowań strukturalnych muru.

Badania ścian wykonywano równoległe z badaniami stratygraficznymi tynków. Wytypowano miejsca odkrywek na podstawie zinwentaryzowanych uszkodzeń. W miejscach zarysowań strukturalnych dokonano odkrywek inwazyjnych w celu rozpoznania czy naruszona jest substancja ceglana konstrukcji murów.

Opis odkrywek wyspecyfikowany jest szczegółowo w opracowaniu ze stratygrafia.

## ŚCIANY NADZIEMIA – WNĘTRZA KOŚCIOŁA



**Fot. 21** Odkrywka muru nad sklepieniem.



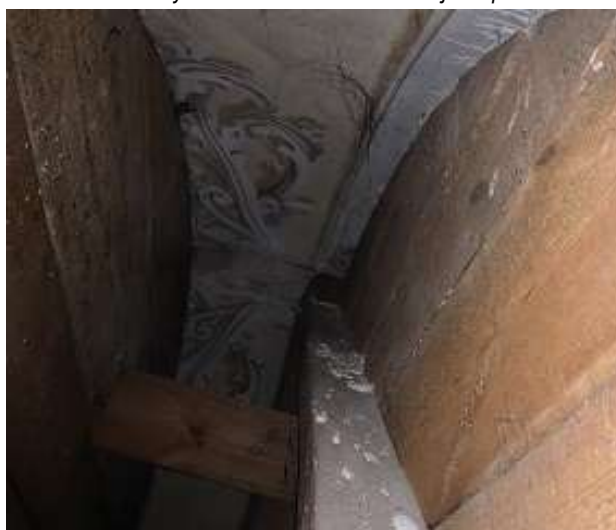
**Fot. 22** Pomiar rozwartości rysy na nadprożu łuku ceglanego – 0,9mm.



**Fot. 23** Odkrywka muru w strefie bocznej sklepienia.



**Fot. 24** Widok konstrukcji ściany z zabudową drewnianą.



**Fot. 25** Odkrywka ściany wewnątrz zabudowy.



**Fot. 26** Pomiar rozwartości rysy na ścianie bocznej – 0,9mm.





**Fot. 27** Widok zawilgoceń ścian wewnątrz kościoła – nawa boczna.



**Fot. 28** Widok zawilgoceń ścian wewnątrz kościoła – nawa boczna.



**Fot. 29** Widok niezwiązanego muru w części dobudowy.



**Fot. 30** Widok niezwiązanego muru na dobudówkach zewnętrznych na froncie.



## ŚCIANY NADZIEMIA – BADANIA ELEWACJI KOŚCIOŁA



**Fot. 31** Widok uszkodzeń gzymsu.



**Fot. 32** Widok uszkodzeń gzymsu.



**Fot. 33** Przykład uszkodzenia gzymsu.



**Fot. 34** Przykład uszkodzenia gzymsu przy rurze spustowej.



**Fot. 35** Przykład uszkodzenia gzymsu.



**Fot. 36** Przykład uszkodzenia gzymsu.



**Fot. 37** Widok pomiaru rys na elewacji na gzymsie.



**Fot. 38** Widok pomiaru grubości blachy..



**Fot. 39** Przykład uszkodzenia w nadprożu.



**Fot. 40** Przykład uszkodzenia tynku, odkrywka nie wykazała zarysowania struktury muru.



**Fot. 41** Przykład uszkodzenia tynku, odkrywka nie wykazała zarysowania struktury muru..



**Fot. 42** Przykład zarysowania w narożu ściany, odkrywka nie wykazała zarysowania struktury muru.





**Fot. 43** Przykład uszkodzenia tynku, odkrywka cegieł w miejscu włoskowatych rys na tynkach



**Fot. 44** Przykład odspojień tynków na gzymsach.

**W trakcie wizji lokalnych i badań stwierdzono następujące wady i uszkodzenia:**

- W ramach prac badawczych we wnętrzu wytypowano odkrywki w miejscach największych zarysowań strukturalnych widocznych na tynkach, odpowiednio wykonano trzy odkrywki. Mury stanowią masywne ściany murowane z cegły pełnej. Podczas badań wewnątrz kościoła na ścianie nad sklepieniem łukowym z prawej strony od wejścia głównego na przejściu do nawy bocznej odkryto, że zarysowanie strukturalne które tam istnieje stanowi wydzielenie muru ze sklepieniem ceglany od zabudowy drewnianej tworzącej w tym miejscu ścianę wypełniającą drewnianą z łukiem na której wykonano sztukaterię gipsową. Pod spodem odkryto mur ceglany z łukiem z malowidłami. Analogiczna zabudowa, należy domniemać po zarysowaniach, że istnieje po przeciwnej stronie.
- W pozostałych pozycjach, gdzie istnieją zarysowania, między innymi w wyższych partiach murów, pod oknami stwierdzono podczas badań, że zarysowania mają charakter powierzchniowy i są tylko w strukturze tynku.
- Od strony zewnętrznej widoczne są liczne uszkodzenia tynku murów głównie o charakterze powierzchniowym. Zasadniczo duża część strefy przyziemia nosi ślady zawilgoceń związanych z podciąganiem kapilarnym wody ze ścian fundamentowych. Lokalnie przy gzymsach widoczne są odspojenia tynku których przyczyną było uszkodzenie obróbek. Strukturalne pęknięcia występują głównie na łączeniach pionowych murów, gdzie nie występuje ich przewiązanie, przede wszystkim w miejscach gdzie były kolejne dobudowy części bocznych.
- W wybranych miejscach podczas badań zinwentaryzowano mury nie połączone strukturalnie w wątkach cegieł co świadczące o kolejnych fazach ich wznoszenia i rozbudowach obiektu.

Ogólnie stan techniczny ścian murowanych należy uznać jako **zróżnicowany od zadowalającego do złego** (szacowane zużycie techniczne 50 - 70%). W chwili obecnej, brak jest oznak utraty ich stateczności i nośności. Zarysowania strukturalne w głównej mierze występują na miejscach łączności murów gdzie nie wykonywano przewiązań cegieł i są świadectwami po licznych przebudowach obiektu. Pozostałe zarysowania są w głównej powierzchniowe i występują w tynku. Osobną grupą są uszkodzenia górnych partii murów w strefach gzymsu, związane są z wadami obróbek i złego odprowadzania wody z dachu. Elementy murowe ścian wymagają czyszczenia i lokalnych napraw. Ubytki wypraw należy uzupełnić i poddać remontowi. **Z uwagi na zaobserwowane wady konstrukcji ścian zakwalifikować je do remontu odłożonego w czasie, do ujęcia w planach remontów w latach następnych.**

### 5.3.3. Sklepienia ceglane

Układ obiektu halowy, wielo-nawowy rozczłonkowany, z nawą główną prowadzącą przez całą długość kościoła i bocznymi rozłożonymi na planach prostokątów, całość w części pierwotnej kościoła w nawie głównej ze sklepieniami klasztorowymi ceglanymi na planie prostokątów oraz w części głównej (przebudowy z XX w ołtarza) sklepienia sferyczne kopułowe żebrowe na planie kwadratu i półkoliste żebrowe w nawach bocznych. Głównym elementem na który ukierunkowane były badania są zarysowania na dolnej powierzchni sklepień.

#### WPROWADZENIE

**Przyczyny uszkodzeń sklepień – wybrane zagadnienia.** Podczas remontów, przebudowy oraz zmiany sposobu użytkowania budynków zabytkowych dość często występuje potrzeba napraw i wzmocnienia ceglanych sklepień o różnym kształcie i rozpiętościach. Wynikać to może, między innymi:

- z ich zużycia technicznego,
- zmiany obciążeń użytkowych,
- przyczyn poza statycznych takich jak drgania
- nierównomiernym osiadaniami konstrukcji ( spowodowane np. posadowieniem na nienośnych lub uwarstwionych gruntach o zróżnicowanych parametrach oraz zmian poziomów wód gruntowych, w tym uplastycznieniu od źle odprowadzanych wód opadowych ).

**Diagnostyka.** W przypadku zaobserwowania objawów uszkodzeń lub destrukcji konstrukcji ceglanych dla ustalenia dalszych działań naprawczych należy poprzedzić szereg prac diagnostycznych. Najczęściej wykonuje się to w następującym zakresie:

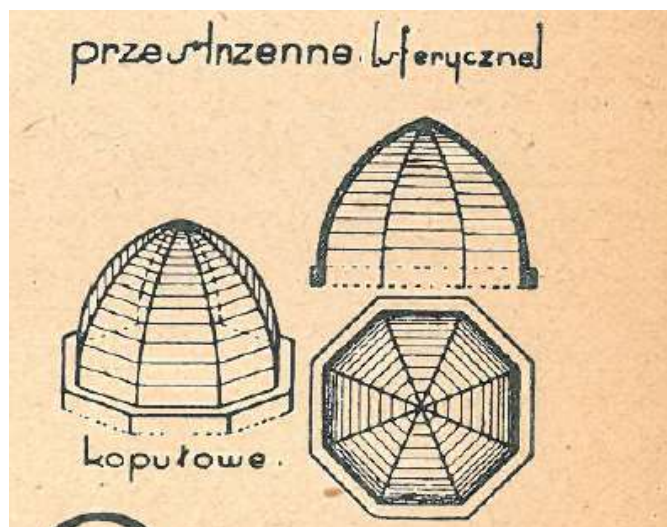
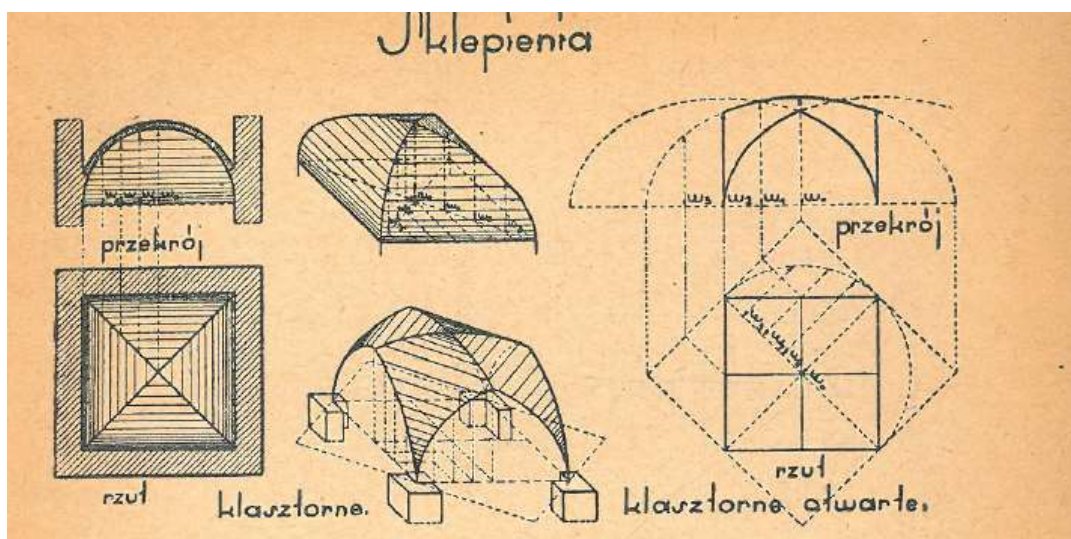
- wykonanie analizy projektowej konstrukcji, w przypadku braku archiwalnej dokumentacji projektowej w ramach czynności badawczych ekspertyzy dokonuje się inwentaryzacji konstrukcji z pomiarami i w razie konieczności odkrywkami charakterystycznych przekrojów poszczególnych elementów konstrukcji, t.j. żeber i płyt oraz pomiarami murowych elementów wsporczych,
- dokonanie oceny oddziaływań zewnętrznych, ustalając przyczyny wpływające na powstałe uszkodzenia,
- w uzasadnionych przypadkach wykonanie analizy cieplno-wilgotnościowej,
- wykonanie inwentaryzacji konstrukcji i na jej podstawie określenie miejsc o potencjalnie największej intensywności procesów ze zniszczeniami,
- wytypowanie miejsc do przeprowadzenia badań stanu technicznego elementów murowych, rozpoznanie parametrów wytrzymałościowych elementów,
- Inne badania diagnostyczne np. pomiary geodezyjne mające na celu potwierdzenie charakteru odkształceń konstrukcji, badania geotechniczne, odkrywki fundamentów itp.
- Analizy obliczeniowe mające na celu potwierdzenie zaobserwowanych w naturze zjawisk w oparciu o mechanizmy występujące w konstrukcji. Sprawdzające obliczenia mają na celu analizę czy przekazanie obciążenia na sklepienie nie wywołuje w jego przekrojach niekorzystnych naprężeń rozciągających oraz czy w strefie przęsłowej i podporowej naprężenia ściskające w przekrojach sklepień nie przekraczały wytrzymałości obliczeniowej na ściskanie muru sklepienia ceglanego, co przy złym stanie technicznym muru w strefach oparcia jest niedopuszczalne. Dodatkowo w tym przypadku należy rozpatrzyć, czy uszkodzenia są sprzęgnięte z elementami nośnymi jakimi są mury i odnieść to do ich genezy.

## OPIS KONSTRUKCJI

Układ obiektu halowy, wielo - nawowy ze sklepieniami ceglany na planie prostokątów o wymiarach w rzucie:

- w nawach bocznych sklepienia klasztorne ~5,0 m x 5,0 m oraz 5,4 x 4,2 m,
- w nawie głównej sklepienia klasztorne otwarte ~9,6 x 5,6 m oraz ~9,6 x 3,6 m

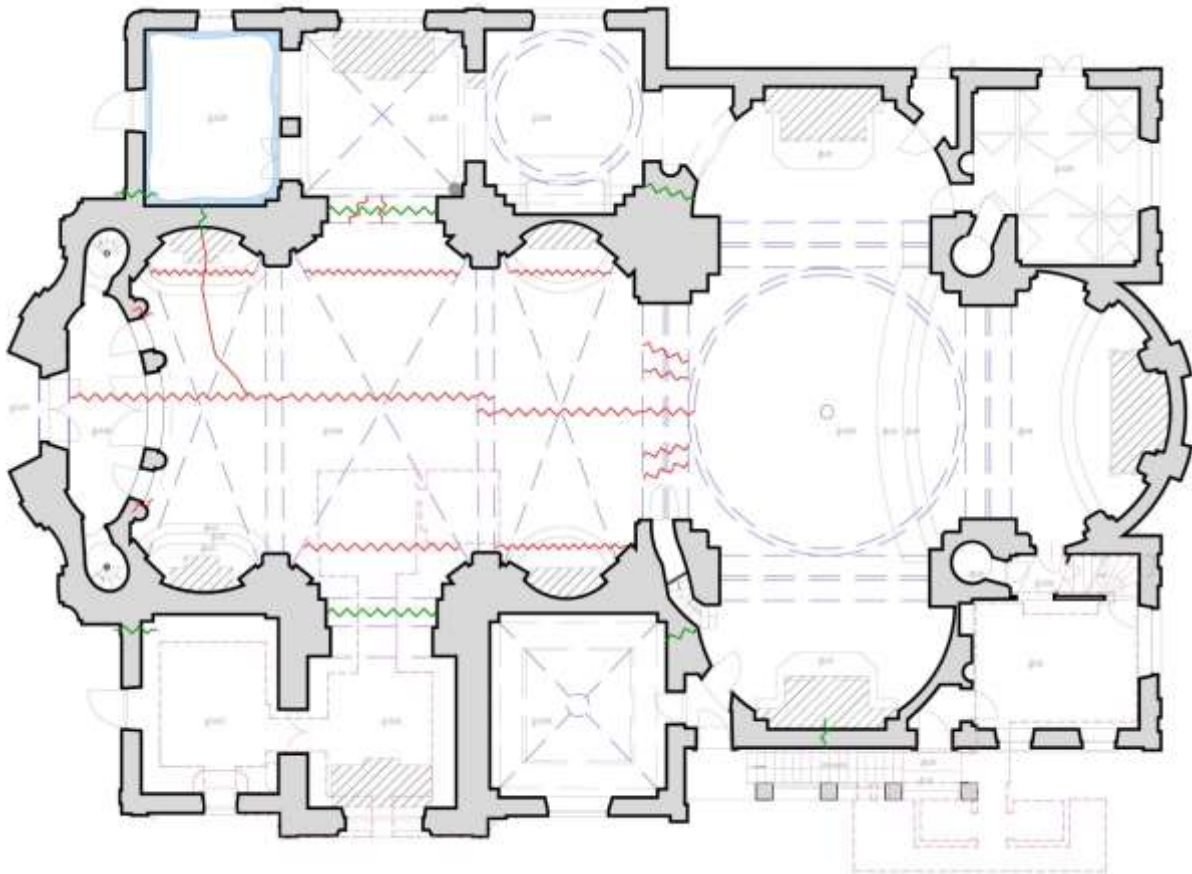
oraz sklepieniem sferycznym kopułowym żebrowym w centralnym punkcie kościoła, przed ołtarzem na bazie koła o średnicy ok. 8,6 m., w nawach bocznych półkoliste kopułowe żebrowe.



Rys. 14 Typy sklepień – opis ogólny z ich specyfikacją.

## BADANIA DIAGNOSTYCZNE

W ramach badań diagnostycznych dokonano przeglądu sklepień, zinwentaryzowano na nich uszkodzenia oraz pobrano próbki murowe do badań wytrzymałościowych. Wykonano 2 odkrywki na żebrach poprzecznych. Dokładna inwentaryzacja zarysowań znajduje się w części rysunkowej. Wyniki z wytrzymałościowych badań diagnostycznych elementów – murowych w załączniku ze sprawozdaniem z badań.



**Rys. 15** *Ruś sklepień z miejscami zarysowań.*



**Fot. 45** *Widok ogólny sklepień na pierwszym planie sklepienia klasztorne w głębi kopułowe.*



**Fot. 46** *Widok sklepienia kopułowego od dołu w centralnej części kościoła.*





**Fot. 47** Widok żebra poprzecznego wspierającego sklepienia klasztorne.



**Fot. 48** Widok ogólny sklepień na pierwszym planie sklepienia klasztorne otwarte wsparte na ścianach i żebrach poprzecznych.



**Fot. 49** Widok sklepienia klasztorne od góry w nawie głównej kościoła.



**Fot. 50** Widok sklepienia kopułowego z żebrami od góry w centralnej części kościoła.



**Fot. 51** Widok odkrywki sklepień na żebrze sklepień kolebkowych nawy głównej.



**Fot. 52** Widok pomiaru rozwartości rys w odkrywce - 0,8mm.





Fot. 53 Widok odkrywki sklepień na zębrze sklepienia kopułowego w nawie głównej.



Fot. 54 Widok pomiaru rozwartości rys w odkrywce - 0,5mm.

### BADANIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE MURU CEGLANEGO

Badania wytrzymałości muru ceglanego Zgodnie z aktualnymi normami, wytrzymałość muru na ściskanie określa się na podstawie wytrzymałości na ściskanie składowych elementów muru (zaprawy i cegły). Jednakże zbadanie elementów murowych zgodnie z obowiązującymi normami dla zaprawy i cegieł wbudowanych w element jest trudne lub niemożliwe. Z tego powodu do określenia wytrzymałości na ściskanie cegły i zaprawy posiłkowano się jedną z przybliżonych metod badawczych opracowanych przez zespół pod kierownictwem prof. dr hab. inż. Romualda Orłowicza [Metody badań wytrzymałości muru w budynkach istniejących, WPPK marzec 2011 Szczyrk]. Metoda ta polega na odwierceniu z wyciętych większych odwiertów rdzeni cegły i krążków zaprawy średnicy około 50 mm. W przypadku cegły przygotowuje się próbki cegły o stosunku 1:1 i dodatkowo w miarę możliwości skleja się poszczególne krążki zaprawy ze sobą za pomocą zaprawy szybkowiążącej o wytrzymałości 15 MPa. Następnie skleione krążki oraz rdzenie ceglane poddaje się badaniu wytrzymałości na ściskanie. W niniejszym przypadku pobrano próbki ze ściany poprzecznej przyległej do łuku sklepienia głównego (miejsce 1), z zębra płyty sklepienia w drugim trakcie (miejsce 2) oraz z podstawy płyty sklepienia na łączeniu ze ścianą z trzeciego traktu (miejsce 3). Z pobranych próbek cegieł przygotowano po 2 próbki cegły do badań wytrzymałościowych. W przypadku zaprawy po osuszeniu jej do stanu powietrzno suchego odwiercone kawałki skleiono jak w opisanej powyżej metodyce. Świadczenia wytrzymałości badań przedstawiono w załączniku. W niniejszym opracowaniu do wyznaczenia charakterystycznej wytrzymałości muru na ściskanie posiłkowano się normą PN-B-03002:2007 gdzie wzór na określenie wytrzymałości charakterystycznej muru przedstawia się następująco:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}$$

$f_b$  – średnie wytrzymałości elementów murowych

$f_m$  – średnie wytrzymałości zaprawy

Wytrzymałość cegły na ściskanie opisano w poniższej tabeli. Dla poszczególnych miejsc przeliczono również wytrzymałość charakterystyczną muru na ściskanie z podanego wyżej wzoru. Do obliczeń przyjęto wytrzymałość zaprawy z wykonanych badań. Do obliczeń muru przyjęto współczynnik K równy 0,5

Tab. 5 Zestawienie wytrzymałości cegły i muru

Numer	Miejsce badań	Srednia wytrzymałość cegły na ściskanie z pobranych próbek [MPa]	Wytrzymałość zaprawy [MPa]	Charakterystyczna wytrzymałość muru na ściskanie [MPa]
1	Miejsce 1 - ściana poprzeczna . cegła góra	8,1	2,9	3,0
2	Miejsce 2 - sklepienie - żebro łuku	8,4	3,3	3,2
3	Miejsce 3 - sklepienie - podstawa płyty przy ścianie	9,8	2,5	3,2

### Oznaczenie wytrzymałości na ściskanie próbek cegły wyciętych z konstrukcji

#### 1. Dane ogólne

Wycięcie odwiertów: wg PN-EN 12504-1  
 Data wycięcia odwiertów: 26.09.2023  
 Metoda przygotowania próbek: szlifowanie  
 Stan wilgotności próbek w czasie badania: suche  
 Badanie przeprowadzono: metoda własna KMD

#### 2. Wyniki badania.

Ozn. próbki	Element konstrukcji	Data wykonania elementu	Data wykonania badania	Wiek próbki	Wym. próbki cylindr.		Masa próbki (kg)	Siła niszcząca (kN)	Gęstość (kg/dm <sup>3</sup> )	Wytrzymałość na ściskanie R <sub>cył</sub> [MPa]
					d (cm)	h (cm)				
1.1	Miejsce 1 - ściana poprzeczna . Cegła góra	-	02.10.2023	-	5,3	5,3	0,22	17,3	1,891	7,8
1.2		-	02.10.2023	-	5,3	5,4	0,23	18,5	1,940	8,4
2.1	Miejsce 2 - sklepienie - żebro łuku	-	02.10.2023	-	5,3	5,4	0,20	19,1	1,713	8,7
2.2		-	02.10.2023	-	5,3	5,0	0,19	17,8	1,705	8,1
3.1	Miejsce 3 - sklepienie - podstawa płyty przy ścianie	-	02.10.2023	-	5,3	5,2	0,20	22,9	1,753	10,4
3.2		-	02.10.2023	-	5,3	5,2	0,21	20,2	1,831	9,2

### Oznaczenie wytrzymałości na ściskanie próbek zaprawy wyciętych z konstrukcji

#### 1. Dane ogólne

Wycięcie odwiertów: wg PN-EN 12504-1  
 Data wycięcia odwiertów: 26.09.2023  
 Metoda przygotowania próbek: szlifowanie  
 Stan wilgotności próbek w czasie badania: suche  
 Badanie przeprowadzono: metoda własna KMD

#### 2. Wyniki badania.

Ozn. próbki	Element konstrukcji	Data wykonania elementu	Data wykonania badania	Wiek próbki	Wym. próbki cylindr.		Masa próbki (kg)	Siła niszcząca (kN)	Gęstość (kg/dm <sup>3</sup> )	Wytrzymałość na ściskanie R <sub>cył</sub> [MPa]
					d (cm)	h (cm)				
1.1	Miejsce 1 - ściana poprzeczna . cegła góra	-	02.10.2023	-	5,2	5,2	-	6,1	-	2,9
2.1	Miejsce 2 - sklepienie - żebro łuku	-	02.10.2023	-	5,2	5,3	-	7,1	-	3,3
3.1	Miejsce 3 - sklepienie - podstawa płyty przy ścianie	-	02.10.2023	-	5,2	5,2	-	5,3	-	2,5

## OBLICZENIA SPRAWDZAJĄCE

Zakładany zakres obliczeń ma charakter szacunkowy, obejmuje wybiórczą analizę reprezentatywnego żebra w celu potwierdzenia czy obciążenia pochodzące od ciężaru sklepienia wywołują w nim przekroczenia dopuszczalnych naprężeń.

Informuje się, że analiza numeryczna struktury sklepień nie była objęta zakresem niniejszego opracowania (autorzy nie znaleźli w nich uszkodzeń strukturalnych), w uzasadnionym przypadku sklepienia powinny być objęte oddzielnym opracowaniem.

### Analiza żebra sklepienia ceglanego

Sklepienia ceglane będące przedmiotem ekspertyzy zostały wykonane dla poniższych parametrów. Wytrzymałość cegły wg przeprowadzonych badań wynosiła około  $f_b = 8,1 - 8,4 \text{ MPa}$ , natomiast wytrzymałość murarskiej zaprawy wapiennej wynosiła  $f_m = 3,3 \text{ MPa}$ , co odpowiada najniższej marce zaprawy wg aktualnych norm.

Wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie wykonanego z takich materiałów wg normy będzie w granicach:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3} = 3,2 \text{ MPa}$$

gdzie:  $K = 0,5$ .

Natomiast wytrzymałość obliczeniowa muru z uwzględnieniem współczynnika bezpieczeństwa  $\gamma_m = 3,0$  wyniesie:

$$f_d = 1,06 \text{ MPa}$$

Sklepienia o stosunku strzałki do rozpiętości od 1/6 do 1/12 należy rozpatrywać jako sklepienia spłaszczone, a ich minimalna grubość winna wynosić (przy wytrzymałości muru na ściskanie 1,0 MPa):

- przy rozpiętości sklepienia w granicach 4 - 6m zwyczajowo zasady konstrukcyjne w literaturze wskazywały na stosowanie grubości sklepienia – 1,0 cegły (gr. 30cm) o szacunkowym ciężarze  $5,5 \text{ kN/m}^2$

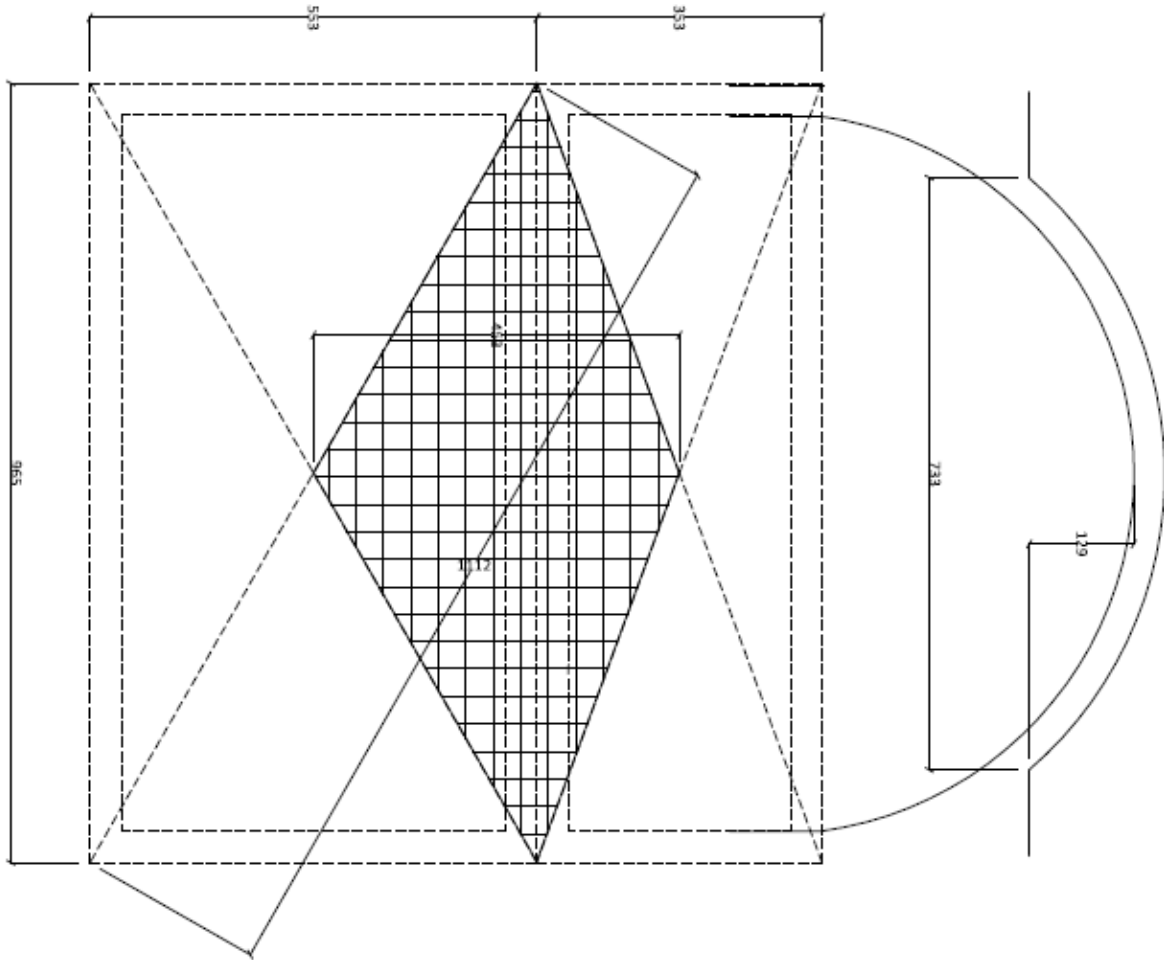
Analiza obejmuje sprawdzenie nośności żebra podporowego reprezentatywnego od obciążeń statycznych – ciężaru własnego.

Założenia obliczeniowe:

- geometria łuku wg schematu z natury  $B \times H = 50 \text{ cm} \times (17+30) \text{ cm}$ ,
- podpory utwierdzone strukturalnie w elementach filarów ściennych
- analizowany jest ustrój nośny w stanie pierwotnym (łuk bez przegubu).

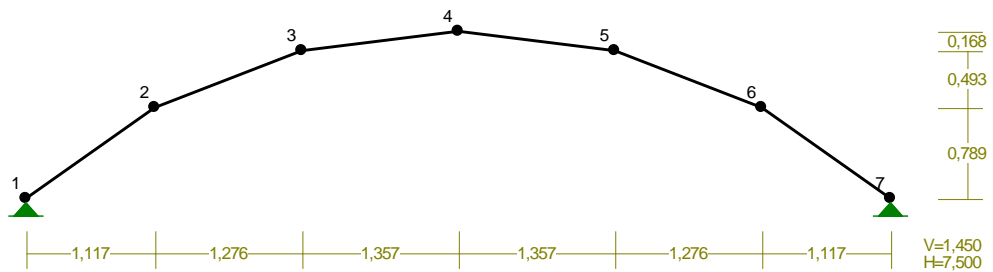
Rozdziały obciążeń na żebro ze sklepienia środkowego przyjęto wg schematu:

Obciążenie żebra w zworniku o wartości  $4,6 \text{ m} \times 5,5 \text{ kN/m}^2 = 25,3 \text{ kN/mb}$



Rys. 16 Schemat sklepienia z rozdziałem obciążeń przypadającym na żebro poprzeczne oraz płytę.

WEZŁY:



WEZŁY:

Nr:	X [m]:	Y [m]:	Nr:	X [m]:	Y [m]:

EKSPERTYZA BUDOWLANA DOTYCZĄCA OCENY STANU TECHNICZNEGO KOŚCIOŁA PW. ŚW. WITA MĘCZENNIKA W KARCZEWIE

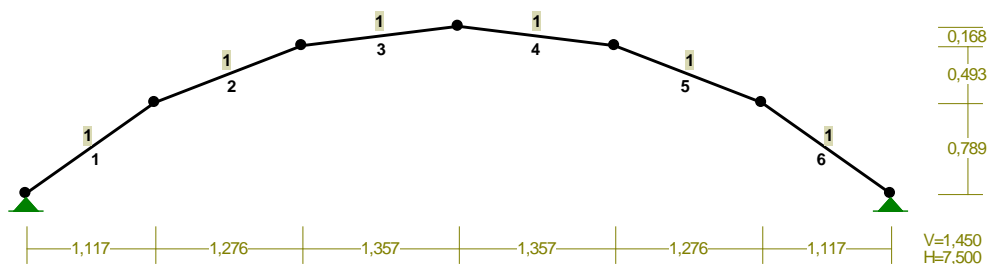
1	0,000	0,000	5	5,107	1,282
2	1,117	0,789	6	6,383	0,789
3	2,393	1,282	7	7,500	0,000
4	3,750	1,450			

**PODPORY:**

Podatności

Węzeł:	Rodzaj:	Kąt:	Dx (Do*): [ m / k N ]	Dy:	DFi: [rad/kNm]
1	stała	0,0	0,000E+00	0,000E+00	
7	stała	0,0	0,000E+00	0,000E+00	

PRZEKROJE PRĘTÓW:



**PRĘTY UKŁADU:**

Typy prętów: 00 - sztyw.-sztyw.; 01 - sztyw.-przegub;  
 10 - przegub-sztyw.; 11 - przegub-przegub  
 22 - ciągnio

Pręt:	Typ:	A:	B:	Lx[m]:	Ly[m]:	L[m]:	Red.EJ:	Przekrój:
1	00	1	2	1,117	0,789	1,368	1,000	1 Bet
2	00	2	3	1,276	0,493	1,368	1,000	1 Bet
3	00	3	4	1,357	0,168	1,367	1,000	1 Bet
4	00	4	5	1,357	-0,168	1,367	1,000	1 Bet
5	00	5	6	1,276	-0,493	1,368	1,000	1 Bet
6	00	6	7	1,117	-0,789	1,368	1,000	1 Bet

**WIELKOŚCI PRZEKROJOWE:**

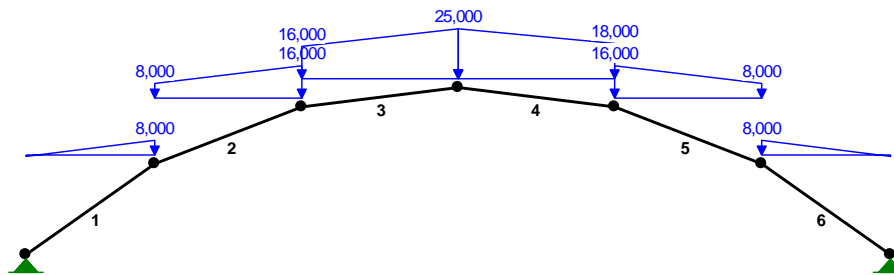
Nr.	A[cm <sup>2</sup> ]	Ix[cm <sup>4</sup> ]	Iy[cm <sup>4</sup> ]	Wg[cm <sup>3</sup> ]	Wd[cm <sup>3</sup> ]	h[cm]	Materiał:
1	2025,0	341719	341719	15188	15188	45,0	51 B1,0

**STAŁE MATERIAŁOWE:**



Material:	Moduł E:	Napręż.gr.:	AlfaT:
	[kN/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[1/K]
51 Cegła	15	1,060	1,00E-05

OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA: ([kN], [kNm], [kN/m])

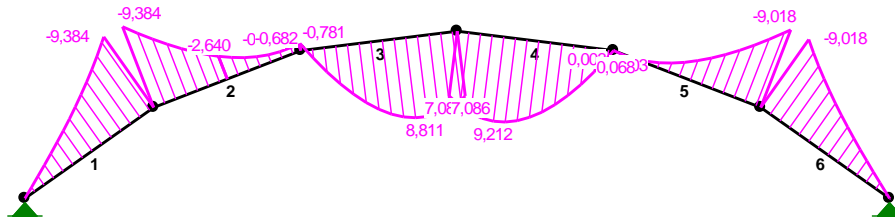
Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a [m]:	b [m]:
Grupa:	A ""			Zmienne	$\gamma_f = 1,00$	
1	Liniowe-Y	0,0	0,000	8,000	0,00	1,37
2	Liniowe-Y	0,0	8,000	16,000	0,00	1,37
2	Skupione	21,1	0,000		0,68	
3	Liniowe-Y	0,0	16,000	25,000	0,00	1,37
4	Liniowe-Y	0,0	25,000	18,000	0,00	1,37
5	Liniowe-Y	0,0	16,000	8,000	0,00	1,37
6	Liniowe-Y	0,0	8,000	0,000	0,00	1,37

W Y N I K I wg PN 82/B-02000  
Teoria I-go rzędu

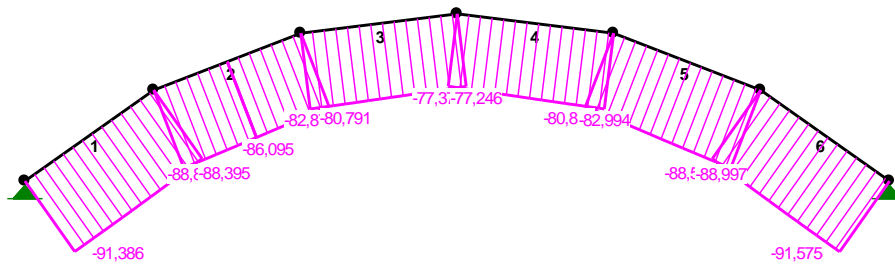
OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

Grupa:	Znaczenie:	$\psi_d$ :	$\gamma_f$ :
A -""	Zmienne	1	1,00

MOMENTY :



NORMALNE :



**SIŁY PRZEKROJOWE:**

T.I rzędu

Obciążenia obl.: A

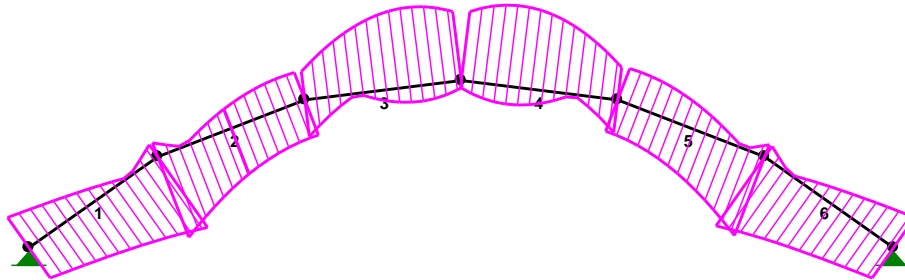
Pręt:	x/L:	x [m] :	M [kNm] :	Q [kN] :	N [kN] :
1	0,00	0,000	-0,000	-5,645	-91,386
	1,00	1,368	-9,384	-9,295	-88,808
2	0,00	0,000	-9,384	12,637	-88,395
	0,91	1,250	<b>-0,682*</b>	-0,044	-83,495
	1,00	1,368	-0,781	-1,646	-82,876
3	0,00	0,000	-0,781	18,548	-80,791
	0,71	0,977	<b>8,812*</b>	0,048	-78,501
	1,00	1,367	7,086	-9,060	-77,373
4	0,00	0,000	7,086	10,082	-77,246
	0,31	0,427	<b>9,212*</b>	0,021	-78,492
	1,00	1,367	0,003	-18,872	-80,831
5	0,00	0,000	0,003	1,340	-82,994
	0,07	0,096	<b>0,068*</b>	0,025	-83,502

EKSPERTYZA BUDOWLANA DOTYCZĄCA OCENY STANU TECHNICZNEGO KOŚCIOŁA PW. ŚW. WITA MĘCZENNIKA W KARCZEWIE

	1,00	1,368	-9,018	-12,943	-88,513
6	0,00	0,000	-9,018	9,027	-88,997
	1,00	1,368	-0,000	5,378	-91,575

\* = Wartości ekstremalne

NAPRĘŻENIA:



**NAPRĘŻENIA:**

T.I rzędu

Obciążenia obl.: A

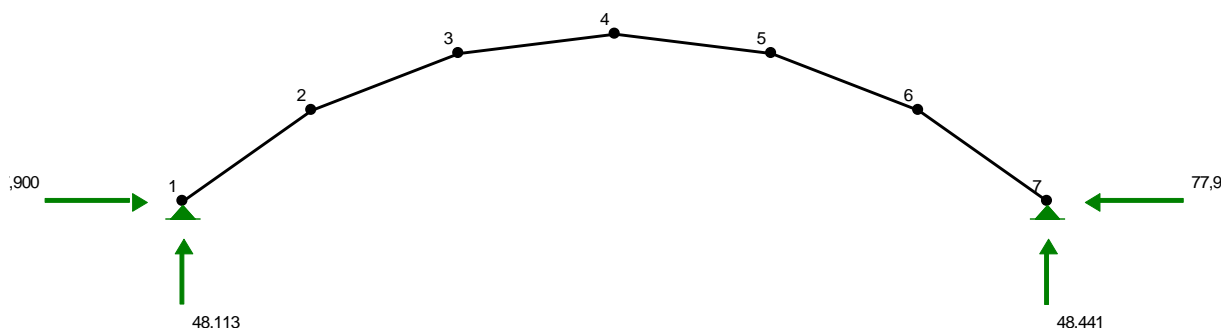
Pręt: x/L: x [m]: SigmaG: SigmaD: SigmaMax/Ro:  
[MPa]

**51 B1,0**

1	0,00	0,000	-0,451	-0,451	0,426
	1,00	1,368	0,179	-1,056	<b>0,997*</b>
2	0,00	0,000	0,181	-1,054	<b>0,995*</b>
	1,00	1,368	-0,358	-0,461	0,435
3	0,00	0,000	-0,348	-0,450	0,425
	0,71	0,972	-0,968	0,192	<b>0,913*</b>
	1,00	1,367	-0,849	0,085	0,801
4	0,00	0,000	-0,848	0,085	0,800
	0,32	0,433	-0,994	0,219	<b>0,938*</b>
	1,00	1,367	-0,399	-0,399	0,377
5	0,00	0,000	-0,410	-0,410	0,387
	1,00	1,368	0,157	-1,031	<b>0,973*</b>
6	0,00	0,000	0,154	-1,033	<b>0,975*</b>
	1,00	1,368	-0,452	-0,452	0,427

\* = Wartości ekstremalne

REAKCJE PODPOROWE :



**REAKCJE PODPOROWE :** T.I rzędu

Obciążenia obl.: A

Węzeł:	H [kN] :	V [kN] :	Wypadkowa [kN] :	M [kNm] :
1	77,900	48,113	91,560	
7	-77,900	48,441	91,733	

## WNIOSEK

Na podstawie przeprowadzonych szacunków obliczeniowych stwierdza się, że stopień wykorzystania naprężeń w przekroju żebra stanowi do 99% wykorzystania. W związku z tym zinventaryzowane zarysowania na żębrze nie powinny pochodzić od obciążeń statycznych (w szczególności, że nie występowały przed 1975r wg {10}).

W świetle przeprowadzonych własnych badań „in situ”, oględzin i analizy odkrytych elementów konstrukcji sklepień stwierdzono następujące uszkodzenia:

- uszkodzenia podłużne strefy środkowej, zwornikowej sklepień kolebkowych nawy głównej. Mają one charakter niewielkich zarysowań powierzchniowych występujących na tynkach płaszcza dolnego (o rozwarości do 0,5mm) oraz żeber poprzecznych (o rozwarości do 0,9mm) widocznych na dolej powierzchni sklepień, towarzyszą im lokalnie niewielkie ubytki w spoinach (rozluźnienia spoin), nie mają one charakteru strukturalnego. W niektórych miejscach nastąpiło rozluźnienie struktury cegieł w formie ubytków w fugach. Występują one w regularny i usystematyzowany sposób wzdłuż nawy głównej całego kościoła.
- uszkodzenia strefy podporowej, przyściennej płyt sklepień kolebkowych nawy głównej. Mają one charakter niewielkich powierzchniowych, włoskowatych zarysowań w tynku (o rozwarości do 0,3mm) płaszcza dolnego widocznych na dolej powierzchni sklepień występują głównie na tynku przy strefach podparć przy ścianach wzdłuż całego kościoła.
- nieregularne, włoskowate poprzeczne zarysowania (o rozwarości do 0,3mm) sklepienia na tynku w płycie u podparcia sklepienia kolistego, którym towarzyszą zarysowania tynku żebra łukowego poprzecznego (o rozwarości do 0,9mm) na łączeniu sklepienia kopułowego i sklepienia kolebkowego,
- zaleganie na sklepieniach kościoła materiału biologicznego. Zwraca się uwagę, że materiał ten będący głównie odchodami ptasimi i martwymi zwierzętami jest silnie higroskopijny i może

negatywnie wpływać na stan sklepień ceglanych, zwłaszcza jeśli są nieszczelności poszycia i lokalnie woda przenika do wnętrza

W ramach obserwacji stwierdzono, że proces deformacji sklepień może mieć charakter aktywny i postępujący. Sklepienia, w szczególności typu klasztornego mają stosunkowo dużą smukłość (zbudowane są na grubość 1 cegły bez żeber) przy dość dużych jak na taką grubość stropu rozpiętościach w świetle utwierzeń. Świadczą o tym ślady zarysowań na płaszczyznach tynku po naprawach, gdzie zakładany był wzmacniany tynk z mocnej zaprawy cementowej (zakres archiwalnych napraw tynków sklepień nie został całkowicie rozpoznany z uwagi na wąski jak na ten cel zakres badań stratygraficznych) Zdaniem autorów geneza ich powstania może mieć podłoże we wtórnym osiadaniu fundamentów związanego ze zmianą poziomu wody gruntowej na przestrzeni czasu i dogęszczaniu podłoża pod fundamentami oraz/lub drganiami generowanymi w przeszłości przez ciężki ruch kołowy lub być pozostałością po uszkodzeniach powojennych. Za tylnym ogrodzeniem istnieją zabite ściany typu larsenowskiego do którego używa się do wbicia sprzętu udarowego, mogło to być też główną przyczyną dużych drgań przekazanych krótkotrwałe na obiekt. Deformacjom towarzyszą zarysowania wybranych pól. Stan techniczny sklepień należy uznać jako zróżnicowany od **zadowalającego do złego** (szacowane zużycie techniczne 50 - 70%). Ocenia się, że stan uszkodzeń sklepień kwalifikuje je do remontu. **Z uwagi na zaobserwowane uszkodzenia sklepień trzeba zakwalifikować je do wzmocnienia mogącego być odłożonym w czasie.** Z uwagi na dużą wrażliwość konstrukcji obiektu na nierównomierne osiadania oraz drgania należy prowadzić stały monitoring jego przemieszczeń zarówno w zakresie osiadania ścian jak również sklepień.

#### 5.3.4. Więźba

Więźba dachowa nawy głównej w układzie wieszarowym, częściowo po przebudowach której konstrukcja pochodzi w głównym stopniu prawdopodobnie z XX w. W części nad sklepieniem kopułowym dach zbudowany w oparciu o krzyżujące się wiązany wieszarowe ze ściągami stalowymi.



Fot. 55 Zdjęcie więźby nawy głównej.



Fot.56 Zdjęcie więźby nawy głównej – dźwigar wieszarowy.





Fot. 57 Zdjęcie więźby nawy główne – dźwigar wieszarowy nad sklepieniem kopułowym.

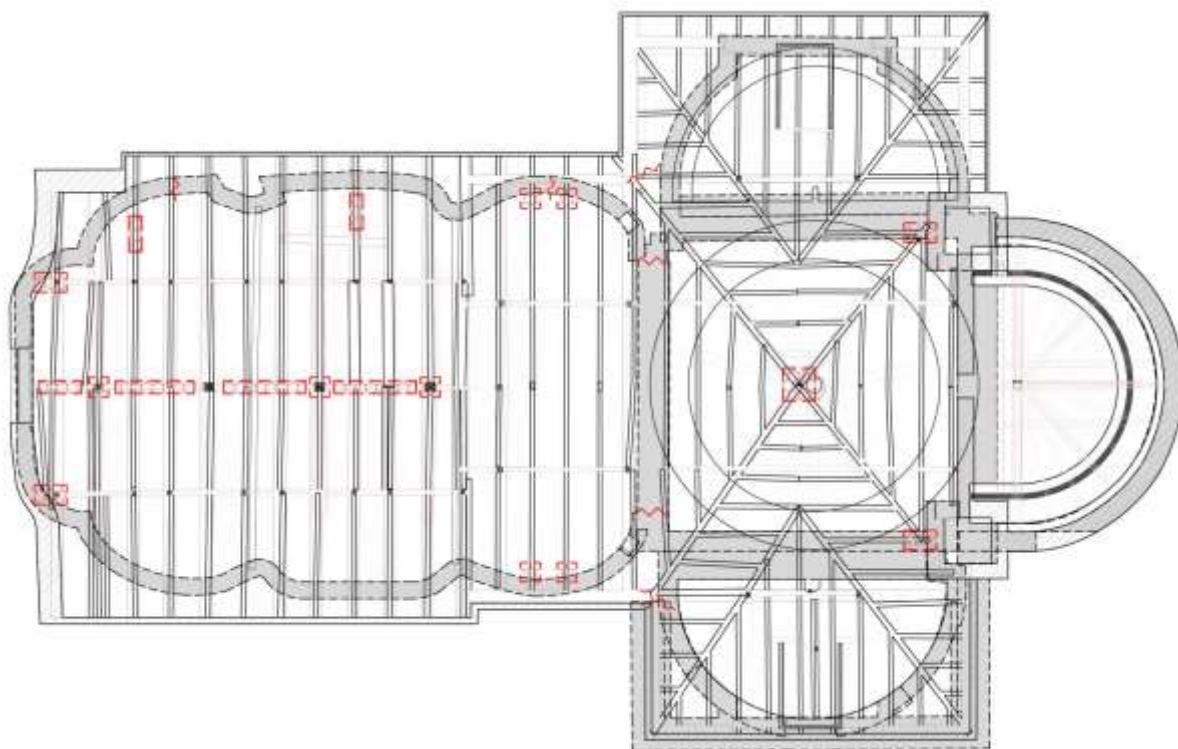


Fot. 58 Przykład korozji drewna.

Więźba dachowa nosi znamiona licznych przebudów, część elementów było wzmacniane. Przekroje elementów zróżnicowane, na przekrojach opisano wybrane, charakterystyczne wielkości przekrojów. Na wybranych elementach widoczne są ślady korozji.

W trakcie wizji lokalnych stwierdzono następujące wady i uszkodzenia:

- Część elementów nosi ślady korozji, porażona przez owady – szkodniki drewna. Zauważono ślady żerowania owadów, szkodników drewna oraz ślady nieszczelności pokrycia dachu – przecieki.
- Zauważono ślady nieszczelności pokrycia dachu – przecieki.

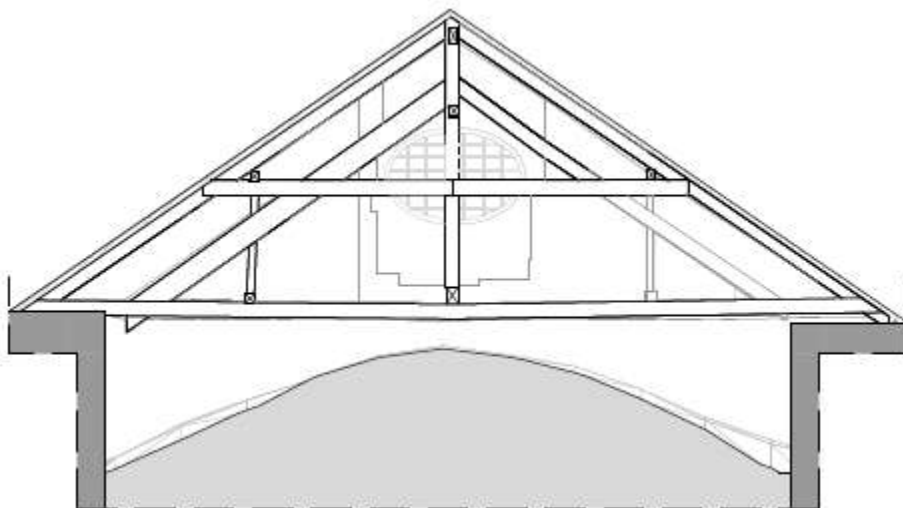


Rys. 17 Rzut więźby dachowej z pozycjami uszkodzeń.

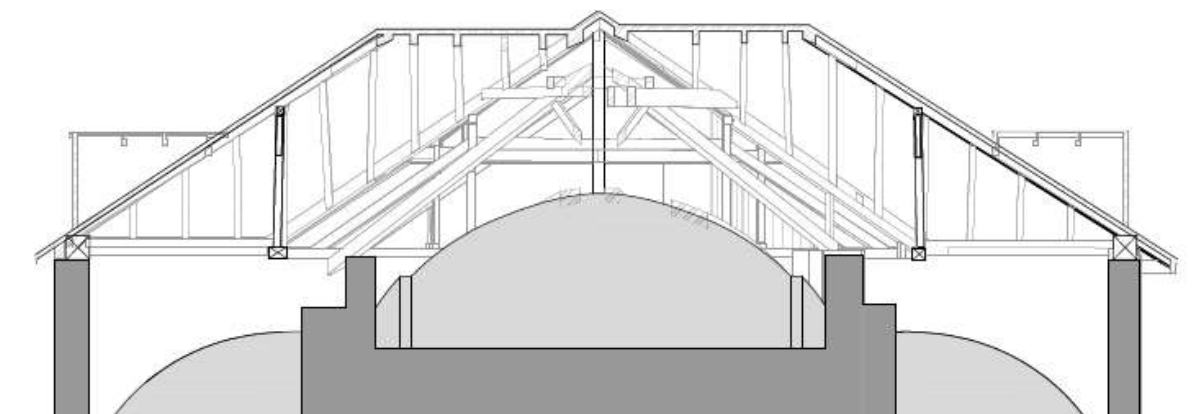
Ponadto znaleziono uszkodzenia związane z pracą więźby dachowej, które podzielono w zależności od typu:

- elementy wzmocnień z nakładkami nałożone na skorodowane stare belki,
- zużycie techniczne uszkodzonych elementów z obniżeniem parametrów wytrzymałościowych przekrojów,
- korozję biologiczną wybranych elementów konstrukcji więźby dachowej,
- uszkodzenia konstrukcji więźby związanej z nieszczelnościami dachu (pokrycia).

Ogólnie stan techniczny więźby określono jako **średni**, wymagający drobnych napraw, uzupełnień, konserwacji i impregnacji. Zużycie techniczne na poziomie 50%. **Z uwagi na zaobserwowane wady konstrukcji więźby trzeba zakwalifikować je do remontu odłożonego w czasie, do ujęcia w planach remontów w latach następnych. Zalecane jest wykonanie dla konstrukcji więźby ekspertyzy mikologicznej pod kątem zidentyfikowania stopnia występowania porażenia drewna przez szkodniki i grzyby.**



Rys. 18 Przekrój poprzeczny przez więźbę nawy głównej.



Rys. 19 Przekrój poprzeczny przez więźbę nawy głównej nad sklepieniem sferycznym.

### 5.3.5. Dach

Pokrycie dachu miedziane wraz z rynnowaniem oraz obróbkami pochodzi prawdopodobnie z początku wieku. Pokrycie, rynny oraz rury spustowe z blachy miedzianej nosi znamiona zużycia technicznego mimo tego nie pokrycie ocenia się, że jest szczelne i pełni swoją funkcję w chwili obecnej prawidłowo.



**Fot.59** Widok dachu przybudówek bocznych.



**Fot. 60** Przykład detalu wpustu rynnowego.



**Fot. 61** Przykład uszkodzenia rynny ze złym spadkowaniem.



**Fot. 62** Widok dachu z detalem rynny i obróbek.





Fot.63 Widok dachu ze śladami zużycia pokrycia i obróbek.



Fot. 64 Odkrywka bocznej obróbki.

W trakcie wizji lokalnych stwierdzono następujące wady i uszkodzenia:

- Na gzymsach i nawisach ścian, pod obróbkami blacharskimi widoczne liczne odspojenia tynków, w szczególności w strefie rynien spustowych i obróbek brzegowych.
- Zużycie techniczne poszycia miedzianego pokrycia.
- Zatynkowane brzegowe elementy w miejscach kapinosów na obróbkach powodujących że woda penetruje punktowo tynki.
- Nieszczelności dachu z obluźowanymi miejscowo blachami pokrycia.
- Do sprawdzenia spadkowania rynien i ich drożność (czy należy je są utrzymane i czyszczone okresowo).

Ogólnie stan techniczny pokrycia dachu, obróbek blacharskich oraz orynnowania określono jako **małozadawalający**, wymagający częściowego remontu ze zużyciem technicznym na poziomie 60%. **Z uwagi na zaobserwowane wady pokrycia trzeba zakwalifikować je do remontu odłożonego do następnych kontroli okresowej.**

## 6. WNIOSKI OGÓLNE Z OCENY STANU TECHNICZNEGO

W świetle przeprowadzonych własnych badań „in situ”, oględzin i analizy odkrytych elementów konstrukcji nośnej stan techniczny obiektu oceniono jako zróżnicowany. Ogólnie obiekt jest wyeksploatowany, a przeprowadzane do tej pory naprawy nie zapewniły właściwej trwałości jego elementów konstrukcyjnych i okładzinowych. Wymagane jest przeprowadzenie kompleksowego remontu obiektu polegającego na zabezpieczeniu kościoła przed wpływem wód opadowych oraz wilgoci z podłoża, remontem uszkodzonych elementów ścian, sklepień i dachu oraz jego oczyszczeniem mykologicznym i impregnacją.

### 6.1. Przyczyny powstałych uszkodzeń

**Zarysowania murów i sklepień.** Przyczyną uszkodzeń konstrukcji murów i sklepień ceglanych na obiekcie Kościoła w Karczewie zdaniem autorów opracowania jest nałożenie się kilku czynników. Należy przyjąć, że przez okres ponad 200 lat użytkowania, pod fundamentami domu wystąpiły całkowite osiadania pierwotne podłoża gruntowego lecz czynniki uplastyczniania gruntu oraz jego rozluźniania przez źle ukierunkowane wody opadowe

mogło być potencjalnym powodem wtórnego osiadania fundamentów. Głównym czynnikiem nierównomiernego osiadania konstrukcji mogło być spowodowane posadowieniem na uwarstwionych gruntach piaszczystych pochodzenia rzeczno- (w tym częściowo na gruntach nasypowych – antropogenicznych zinventaryzowanym na ścianach frontowych) o zróżnicowanych parametrach oraz zmiany poziomów wód gruntowych w czasie, w tym uplastycznienie gruntów spoistych od źle odprowadzanych wód opadowych (potwierdzonych z gruntami piaszczystymi w stanie luźnym) i badanie zagęszczenia podłoża wykonane w punkcie nr 3, w miejscu kanalizacji deszczowej, wskazało, że instalacja deszczowa była nieszczelna, czego efektem było wypłukanie podłoża, przez co podłoże zostało rozluźnione). Należy również domniemać, że poziom wód gruntowych w podłożu z biegiem lat mogła ulegać obniżaniu co jest tendencją szeroko obserwowaną w obecnych czasach. Ponadto na aktualny stan uszkodzeń obiektu nałożyły się jeszcze inne czynniki, takie jak:

- drganiami generowanymi w przeszłości przez ciężki ruch kołowy,
- wpływ drgań od prowadzonych prac budowlanych związanych z zabijaniem w przeszłości ścianek szczelnych,
- stosunkowo jak na tą konstrukcję mała sztywność konstrukcji sklepień kolebkowych w nawie głównej,
- zużycie techniczne elementów konstrukcji.

Główna grupa uszkodzeń związana jest ze sklepieniami, uszkodzenia w postaci zarysowań murów występują przede wszystkim u ich nasady, nad przesklepieniami okiennymi gdzie mur jest konstrukcyjnie najsłabszy. Uszkodzeniom elementów murowych i sklepień towarzyszą zarysowania o usystematyzowanym, ukierunkowanym podłużnym lub poprzecznym charakterze. Wykonana szacunkowa analiza zarysowanego żebra wykazała, że uszkodzenia nie powinny mieć podłoża w przyczynach statycznych (od przeciążenia konstrukcji) wobec tego teza stawiana przez autorów, że zarysowania mają genezę w innych przyczynach – poza statycznych. Wykonane badania geotechniczne wykazały dużą zmienność gruntów w podłożu, między innymi występowanie gruntów antropogenicznych powstałych prawdopodobnie po zasypywaniu miejsc pochówków wokół kościoła. W trakcie prac remontowych związanych z remontem rur kanalizacyjnych odprowadzających wodę deszczową z dachu stwierdzono, że duża ich część była niedrożna. Woda w takim wypadku przenikała bezpośrednio pod fundamenty uplastyczniając warstwy gruntów spoistych oraz wpływając na dogęszczanie gruntów niespoistych. Zwraca się też uwagę, że charakterystyka układu hydrologicznego może wskazywać na możliwość obniżenia się poziomu wody gruntowej na przestrzeni czasu. Wszystkie te czynniki powodowały wtórne, nierównomierne osiadania fundamentów. Zaobserwowane uszkodzenia, które posiadają pewną prawidłowość wskazują, że kościół uległ deformacji w obszarze nawy głównej co spowodowało uszkodzenia podłużne sklepień w miejscach zmian sztywności elementów, gdzie była duża różnica sztywności elementów lub w miejscu największych naprężeń głównych. Skutkiem powyższych odkształceń są zarysowania tynków i rozluźnienia w fugach. Uszkodzenia te nie mają charakteru strukturalnego konstrukcji murowej (cegły nie są pęknięte). Dodatkowo, w nawie głównej, wystąpiły zarysowania strukturalne ścian bocznych i towarzyszące im zarysowania nadproży łukowych nadokiennych.

Ciekawym zagadnieniem jest również okres w jakim zaobserwowane zostały uszkodzenia sklepień. Według opracowań z przeglądu obiektu na początku lat 70-tych XX wieku, z 1975r nie wspomniano o uszkodzeniach sklepień, jedynie zwraca się uwagę na duży ruch kołowy i możliwość wpływu drgań na strukturę kościoła, w ekspertyzie z roku 1978r istnieje już informacja o zarysowaniach sklepień, a ich genezę upatruje się w bombardowaniach i zniszczeniach kościoła z 1944r. Niezależnie w odkrywkach w nawie głównej zinventaryzowano wzmacniany tynk z mocnej zaprawy cementowej będący świadectwem po przeszłych naprawach tych sklepień. Zdaniem autorów przesłanki powiązania genezy uszkodzeń stropów z drganiami generowanymi w przeszłości przez ciężki ruch kołowy lub bombardowaniach jest bardzo prawdopodobna jak również wpływ drgań przekazanych krótkotrwale na obiekt od montażu za tylnym ogrodzeniem ścian typu



larsenowskiego które pozostawiono w gruncie do którego używa się do wbicia sprzętu wibracyjno-udarowego o dużej mocy.

Niezależnie, z uwagi na brak wiedzy o pracy konstrukcji na przestrzeni czasu jaki upłynął od początku powstania obiektu oraz braku kontroli stanu technicznego kościoła wiedza o tych zjawiskach będzie prawdopodobnie zawsze niepełna.

**Uszkodzenia więźby dachowej i pokrycia dachu.** Główną przyczyną uszkodzeń konstrukcji drewnianej i pokrycia dachowego jest w głównej mierze zużycie techniczne elementów spowodowane wpływem czynników zewnętrznych, w tym porażeniem biologicznym oraz czas ich eksploatacji powodujące obniżenie parametrów wytrzymałościowych przekrojów. Częstą główną przyczyną jest również nieodpowiednia dbałość w konserwacji bieżącej elementów. Wg obecnej wiedzy technicznej żywotność prawidłowo wykonanego pokrycia dachu z miedzi może sięgnąć ponad 200 lat, podobnie ma się z konstrukcją drewnianą więźby dachowej, należy stwierdzić, że w naszym przypadku nie mamy z tym do czynienia.

**Uszkodzenia ścian fundamentowych.** Głównym czynnikiem uszkodzeń ścian fundamentowych jest ich zawilgocenie. Stwierdzono brak skutecznie działającej izolacji przeciwwilgociowej pionowej (istniejąca powłokowa bitumiczna nie zabezpieczała w stopniu należyтым ścian przed wilgocią) oraz śladów poziomej ścian fundamentowych. Ściany fundamentowe są zawilgocone na skutek kapilarnego podciągania i higroskopijnego poboru wilgoci z gruntu. Częstkowa izolacja pionowa powłokowa która była wykonana podczas poprzednich remontów nie działała prawidłowo, w szczególności, że nie towarzyszyła jej izolacja pozioma, zatrzymując wilgoć z chlorkami w murze. Ściany fundamentowe były najstarszymi elementami obiektu które nie były remontowane i konserwowane, doprowadziło to również w przeszłości do degradacji warstw cokołowych odsadzek oraz wypłukania fug z warstw licowych. Na fundamentach nie zaobserwowano śladów uszkodzeń strukturalnych spowodowanych wtórnymi osiadaniami, należy uznać, że obiekt w swoim okresie użytkowania osiągnął maksymalne osiadania pierwotne.

## 6.2. Ocena stanu technicznego poszczególnych elementów.

Przy ocenie budynku uwzględniono również żywotność elementów, na podstawie informacji zaczerpniętej z literatury technicznej. Wynika z niej, że żywotność bez remontu kapitalnego wynosi:

- fundamenty kamienne 120-200 lat
- fundamenty ceglane 70-150 lat
- ściany ceglane 130-150 lat
- ściany drewniane z bali 50-70 lat
- ściany drewniane szkieletowe 25-40 lat
- stropy drewniane belkowe 45-80 lat
- dachy o konstrukcji drewnianej 50-75 lat

Szacowany ( zdaniem autorów opracowania ), rzeczywisty stopień technicznego zużycia naturalnego obiektu jest przekroczony normatywnie dla większości jego elementów. Należy zauważyć, że powyższe szacunkowe dane w przedmiotowym przypadku nie mają zastosowania z uwagi na jego historyczny charakter i prowadzone prace remontowo-konserwatorskie. Należy też mieć na uwadze wartość historyczną obiektu.

**Ocenę wraz z rozpoznaniem stanu technicznego i klasyfikacją techniczną poszczególnych elementów konstrukcyjnych i okładzinowych omówiono w pkt. 5 niniejszego opracowania.**

Podsumowując przeprowadzoną powyżej ocenę stanu technicznego budynku stwierdza się, że istniejąca konstrukcja pomimo wystąpienia licznych procesów destrukcyjnych, spełnia wymagania bezpieczeństwa w zakresie nośności, ale nie są spełnione wymagania niezawodności wielu jej elementów.

## **7. ZALECENIA DOTYCZĄCE REMONTU**

### **7.1. Informacje ogólne**

Ocena stopnia zużycia naturalnego i technicznego budynku oraz zakres uszkodzeń wskazuje na potrzebę podjęcia jego kompleksowego remontu. Przystępując do prac należy zapoznać się z zaleceniami konserwatorskimi co do remontu obiektu, jego zabezpieczenia i wykonania prac konserwatorskich oraz zakresu dopuszczalnych zmian jak również metodyki postępowania z zabytkowymi elementami.

Zgodnie z obowiązującymi przepisami w tym zakresie, tj. Ustawą z dnia 23 lipca 2003 roku „o ochronie zabytków i opiece nad zabytkami” (Dz. U. z 2003 r. Nr 162, poz. 1568 z późniejszymi zmianami) i Prawem Budowlanym prace remontowe prowadzone w każdym obiekcie zabytkowym powinny być realizowane na podstawie projektu budowlanego uzgodnionego przez właściwego Wojewódzkiego Konserwatora Zabytków i wydanego przez właściwą jednostkę Starostwa Powiatowego pozwolenia na budowę. Przy spełnieniu wszystkich wymogów przetargowych i powołaniu osób nadzorujących, tj. Kierownika Budowy i Inspektora Nadzoru można przystąpić do wykonania robót remontowo – konserwatorskich.

Obiekt kościoła z uwagi na stwierdzone wady i uszkodzenia kwalifikuje się do częściowego remontu. Szczegółowe wytyczne w tym zakresie podano poniżej. Proponowane w ekspertyzie rozwiązania techniczne dążą do zachowania w maksymalnym stopniu autentycznych struktur obiektu przy zachowaniu cech racjonalności w zakresie możliwości technicznych i finansowych właściciela. Oznacza to między innymi przeprowadzanie takich czynności, które będą miały na celu przede wszystkim stabilizację konstrukcji, utwalenie, zabezpieczenie i zachowanie oryginalnej substancji możliwej do zachowania z uwagi na stan techniczny na zasadzie *primum non nocere* (nie szkodzić).

### **7.2. Specyfikacja i klasyfikacja prac naprawczych**

W celu zatrzymania postępującej degradacji obiektu spowodowanej działaniem czynników zewnętrznych na konstrukcję obiektu i jego zużycia technicznego dalsze działania powinny zmierzać do zabezpieczenia obiektu, trwałej poprawy jego elementów konstrukcyjnych i okładzinowych oraz naprawie uszkodzeń.

#### **7.2.1. Wymagany zakres prac do wykonania w trybie pilnym**

- Remont ścian fundamentowych i wykonanie zabezpieczenia ścian zewnętrznych przed wodami opadowymi i wilgocią.
- Założenie monitoringu uszkodzonych stref budynku.
- Sprawdzenie drożności rynien i rur kanalizacji deszczowej, naprawa orywnowania oraz obróbek blacharskich.

**Remont ścian fundamentowych i wykonanie zabezpieczenia ścian zewnętrznych przed wodami opadowymi i wilgocią.** Na ścianach zewnętrznych, obwodowych murowanych wykonywany jest obecnie remont strefy licowej ścian fundamentowych i cokołów z izolacją pionową na ścianach oraz sprawdzeniem instalacji odprowadzaniem wody opadowe z dachu. Dodatkowo planowane jest usunięcie tynków cementowych i lamperii z powłokami nieprzepuszczalnymi dla wilgoci.

Prace tego zakresu są, de facto kontynuacją prac już wykonanych w obiekcie na przestrzeni ostatnich dziesięcioleci, mają na celu uporządkowanie stanu technicznego ścian fundamentowych oraz wykonanie ciągłej izolacji pionowej przeciwwilgociowej, dla zabezpieczenia konstrukcji murowej przed wpływem wilgoci.

Obecnie prowadzone prace remontowe wykonywane są w oparciu o indywidualne projekty wsparte programem konserwatorskim.

**Wytyczne do monitoringu obiektu.** Zarysowania sklepień i ścian należy monitorować. Zaleca się założenie punktów kontrolnych w miejscach największych zarysowań sklepień w postaci szczelinomierzy lub szkiełek kontrolnych oraz prowadzenie geodezyjnej kontroli pomiarów odkształceń sklepień i ścian kościoła w oparciu o indywidualną bazę pomiarową. Szczegółowy zakres tych prac należy wykonać na podstawie indywidualnego projektu. Działania te stworzą możliwość monitorowania pracy konstrukcji kościoła i ustalenia zachowania się jej w czasie.

**Zalecenia dotyczące prawidłowego utrzymania instalacji odprowadzania wód deszczowych.** W celu uniknięcia niszczenia struktury murów kościoła jedną z najistotniejszych spraw jest sprawdzenie funkcjonowania układu odprowadzenia wód deszczowych rozumianych jako pokrycie dachu, obróbki, rynnowanie, rury spustowe i instalacja kanalizacyjna wód deszczowych łącznie z systemem drenarskim (jeśli istnieje). Wszystkie te elementy winny być bezwzględnie okresowo kontrolowane i sprawdzane pod względem technicznym.

#### 7.2.2. Wymagany zakres prac do wykonania w terminie kilku miesięcy

- Naprawa i remont pokrycia dachu.
- Wykonanie naprawy zarysowań sklepień i ścian.

**Naprawa i remont pokrycia dachu.** W ramach prac remontowych zalecane jest:

W ramach prac remontowych zalecany jest kompleksowy remont pokrycia wraz między innymi z:

- Prowadzeniem okresowej kontroli drożności rynien i rur spustowych.
- Sprawdzeniem spadkowania rynien i ich mocowań.
- Przeprowadzeniem napraw gzymsów i nawisów ścian, pod obróbkami blacharskimi w miejscach odspojen tynków, w szczególności w strefie rynien spustowych i obróbek brzegowych.
- Odtworzeniem i przeprofilowaniem zatynkowanych brzegowych elementów obróbek w miejscach kapinosów na obróbkach powodujących że woda penetruje punktowo tynki,
- Remontem zużytych partii pokrycia, usunięcie nieszczelności dachu z obluzowanymi miejscowo blachami pokrycia.
- W trakcie okresowych kontroli obiektu winna być szczególnie zwracana była uwaga na obecność ptaków i zwierząt na sklepieniu. Miejsca, którymi dostają się one do budynku powinny być wysłonięte np. przy pomocy siatek, z zachowaniem drożności wentylacji.

**Naprawa sklepień i ścian w miejscach zarysowań.** W celach inwentaryzacyjnych do projektu remontu w razie konieczności wykonać uzupełniające badania stopnia uszkodzenia konstrukcji, określając wielkości strefy zarysowań i stopnia rozwarcia rys na konstrukcji płyt i żeber. Naprawy zaleca się wykonać kolejno wykonując:

- oczyszczenie górnych powierzchni sklepień z materiału biologicznego,

- w obszarze uszkodzeń skuć tynk w obszarze ~20-30cm po obu stronach zarysowań oraz oczyścić powierzchnię.
- w dalszej kolejności zarysowania wypełnić metodą iniekcji ciśnieniowej.
- w uzasadnionych przypadkach, przy rysach strukturalnych wykonać zszycie ceglanych sklepień prętami ze stali nierdzewnej lub nakleić maty ze zbrojenia kompozytowego.
- następnie założyć w siatki podtynkowe i wykonać powłokę z dedykowanej masy szczepnej,
- w kolejności odtworzyć tynk nawierzchniowy wg pierwotnej jego receptury.

W podobny sposób postępować przy zarysowaniach ścian murowanych. Prace tego zakresu należy wykonać w oparciu o indywidualny projekt remontowy.

### 7.2.3. Wymagany zakres prac do wykonania w terminie kilku lat

Przewiduje się następujący zakres prac:

- Naprawa, wzmocnienie i zabezpieczenie (impregnacja) konstrukcji elementów drewnianych więźby dachowej.

**Naprawa, wzmocnienie i zabezpieczenie (impregnacja) konstrukcji elementów drewnianych więźby dachowej.** Podczas przeglądu więźby dachowej kościoła stwierdzono lokalne ślady korozji drewna spowodowanej przez owady (głównie ślady po żerowiskach spuszczela), część z nich jest aktywna. Jako generalną zasadę należy przyjąć konieczność bezwzględnego zachowania jak największej części substancji historycznej oraz możliwość całkowitej wymiany jedynie tych elementów, których stan techniczny stanowi zagrożenie dla bezpieczeństwa konstrukcyjnego i eksploatacyjnego obiektu, a więc takich które posiadają wewnętrzne zniszczenia strukturalne, będące wynikiem bądź to porażenia biologicznego, bądź technicznego lub obu naraz. Wymianie będą też podlegały w całości elementy posiadające znaczące uszkodzenia mechaniczne, niedostateczny przekrój lub niewielkie nawet uszkodzenia połączeń węzłowych, ważnych z punktu widzenia statyki obiektu. Oryginalne elementy przewidziane do pozostawienia, a więc znakomitą większość substancji zabytkowej, w tym substancję drewnianą które nie zostały porażone przez szkodniki i grzybnie, należy poddać pracom remontowo-konserwatorskim, w ramach których należy:

- oczyścić dokładnie krawędzie i styki, usunąć luźno związane części starego drewna z belek oraz ewentualnie występujący destruk w postaci mączki drzewnej.
- w razie potrzeby, dokonać wzmocnienia struktury przypowierzchniowej starego drewna przy użyciu specjalistycznych żywic syntetycznych. Dobór preparatu należy poprzedzić próbami, przy czym zaleca się stosowanie jednoskładnikowego środka na bazie PU, przeznaczonego do konsolidacji drewna i blokowania substancji szkodliwych,
- w koniecznych przypadkach w istniejących elementach dokonać uzupełnień brakujących części przekrojów drewnianych przy użyciu gotowych mas specjalistycznych (kitów lub szpachli) lub mieszaniny specjalistycznej żywicy syntetycznej i wiór drewnianych w odpowiednich proporcjach. Zaleca się stosować bezrozpuszczalny zestaw rekonstrukcyjny do drewna stosowanego we wnętrzu i na zewnątrz, dedykowany do rekonstrukcji drewnianych elementów budowlanych, belek w konstrukcji zrębowej, ,
- w uzasadnionych przypadkach dokonać uzupełnienia większych ubytków za pomocą flekowań, z zachowaniem oryginalnego gatunku drewna, kierunku usłojenia i scaleniem kolorystycznym,
- dokonać zabezpieczenia i impregnacji starego drewna przeciw korozji biologicznej i przeciw owadom – technicznym szkodnikom drewna preparatem na bazie związków boru (sprasowane związki soli na bazie boru), środka bezbarwnego, o dobrej selektywności, aktywnego, którego substancje bioaktywne pozostają w drewnie w formie krystalicznej, nie tworząc fazy gazowej, dzięki czemu nie maleje ich skuteczność w czasie i nie obciążają środowiska.

- Alternatywnie zabezpieczyć elementy drewniane środkami przeciwpożarowymi.

Prace tego zakresu należy wykonać w oparciu o indywidualny projekt remontowy.

UWAGA: Wbudowywane drewno winno być zgodne gatunkowo z istniejącym, podlegającym wymianie.

## 8. WNIOSKI KOŃCOWE

Na podstawie własnych badań „in situ”, analizy statycznej oraz doświadczeń związanych z oceną stanu technicznego budynków i stopnia ich zużycia naturalnego, autorzy niniejszej ekspertyzy formułują następujące wnioski:

- **Ocenę wraz z rozpoznaniem stanu technicznego i klasyfikacją techniczną poszczególnych elementów konstrukcyjnych i okładzinowych omówiono w pkt. 5 niniejszego opracowania.**
- **Program prac naprawczych określono w pkt. 7. Prace remontowe zaleca się realizować według indywidualnego projektu wykonanego z dotrzymaniem zaleceń konserwatorskich. Do czasu wykonania jego remontu zaleca się prowadzić sukcesywnie kontrolę konstrukcji sklepień i wdrożyć ich monitoring. Ocenia się, że po spełnieniu wskazanych w niniejszym opracowaniu wymogów dotyczących wzmocnień sklepień oraz pozostałych prac remontowych istniejąca konstrukcja kościoła będzie spełniać wymagania bezpieczeństwa w zakresie nośności i dalej można będzie go bezpiecznie i bezawaryjnie użytkować.**
- W przypadku decyzji o przystąpieniu do prac remontowych, na w/w roboty budowlane należy uzyskać wymagane prawem zgody i pozwolenia. Wszystkie prace prowadzić pod nadzorem konserwatora zabytków i osoby posiadającej uprawnienia budowlane, zgodnie z wytycznymi zawartymi w aktualnych Polskich Normach, kartami technicznymi produktów systemowych, zasadami sztuki budowlanej i z przepisami BHP.
- Autorzy ekspertyzy nie mogą odpowiadać za wady ukryte, których nie można było stwierdzić w czasie wizji lokalnych. Założono, że dostarczone informacje oraz dokumenty są prawdziwe i że nie zatajono żadnych informacji mogących istotnie wpłynąć na treść ekspertyzy. W przypadku wątpliwości czy niejasności dotyczących ekspertyzy należy zwrócić się o ich wyjaśnienie i dodatkowe informacje do autorów niniejszego opracowania.
- Ważność opracowania szacuje się na 12 miesięcy od daty jej wykonania.

## OPRACOWANIE:

mgr inż. Michał DĘBKOWSKI  
specjalność: konstrukcyjno-budowlana  
upr.: MAZ/0274/PWOK/12  
.....

mgr inż. Sławomir SZARLEJA  
specjalność: konstrukcyjno-budowlana  
upr.: Wa- 224/02  
.....



## II. DOKUMENTY FORMALNO - PRAWNE

Warszawa, dnia 04 grudnia 2002 r.

**WOJEWODA MAZOWIECKI**

Nr ewid.uprawnień: Wa-224/02

**DECYZJA Nr 261/U/02**

Na podstawie art. 13 i 14 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane /Dz.U. Nr 89 z 1994 r. poz.414 z późn.zmianami/ oraz § 9 rozporządzenia Ministra Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa z dnia 30 grudnia 1994 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie /Dz.U. Nr 8 z 1995 r. poz.38/, w związku z art. 104 § 1 i 2 Kpa, po rozpatrzeniu wniosku Pana Sławomira Szarleja na podstawie dokumentów stwierdzających wymagane wykształcenie /dyplom Politechniki Warszawskiej – Wydział Inżynierii Lądowej na kierunku, Budownictwo w zakresie konstrukcji budowlanych i inżynierskich/ i praktykę zawodową oraz na podstawie pozytywnej oceny z egzaminu na uprawnienia budowlane złożonego przed Komisją egzaminacyjną –

**NADAJĘ**

**Panu magistrowi inżynierowi  
Sławomirowi Szarleja  
ur. dnia 13 sierpnia 1970 r. w Sochaczewie**

**UPRAWNIENIA BUDOWLANE  
DO PROJEKTOWANIA I KIEROWANIA  
ROBOTAMI BUDOWLANYMI  
BEZ OGRANICZEŃ**

**W SPECJALNOŚCI KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANEJ**

Zgodnie z § 4 ust. 2 rozporządzenia Ministra Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa z dnia 30 grudnia 1994 r. niniejsze uprawnienia budowlane stanowią również podstawę do sprawdzania projektów budowlanych w specjalności objętej tymi uprawnieniami.

**UZASADNIENIE**

W związku z potwierdzeniem przez Komisję egzaminacyjną, powołaną przez Wojewodę Mazowieckiego Zarządzeniem Nr 111 z dnia 03 czerwca 2002 r. i zmieniającym je Zarządzeniem Nr 185A z dnia 09.09.2002 r., posiadania przez Pana Sławomira Szarleja wymaganego prawem wykształcenia oraz praktyki zawodowej koniecznej do uzyskania uprawnień budowlanych w powyższej specjalności i po uzyskaniu pozytywnego wyniku z egzaminu na uprawnienia budowlane – orzeczono jak w sentencji.

Od niniejszej decyzji przysługuje odwołanie do Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego w terminie 14 dni od daty otrzymania decyzji za pośrednictwem Wojewody Mazowieckiego.



*W. Szarleja*  
mgr inż. arch. inż. budowlany

za zgodność z oryginałem



**Zaświadczenie**  
o numerze weryfikacyjnym:  
**MAZ-YR5-DFQ-SHN \***

Pan SŁAWOMIR SZARLEJA o numerze ewidencyjnym MAZ/BO/5931/02  
adres zamieszkania ul. KAPRYS 3, 01-448 WARSZAWA  
jest członkiem Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane  
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.  
Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2023-01-01 do 2023-12-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym  
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2022-12-21 roku przez:

Roman Lulis, Przewodniczący Rady Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

Zgodnie z art. 78<sup>3</sup> K.c.

§ 1. Do zachowania elektronicznej formy czynności prawnej wystarczy złożenie oświadczenia woli w postaci elektronicznej i opatrzenie go  
kwalifikowanym podpisem elektronicznym.

§ 2. Oświadczenie woli złożone w formie elektronicznej jest równoważne z oświadczeniem woli złożonym w formie pisemnej.

\* Weryfikację poprawności danych w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić za pomocą numeru weryfikacyjnego zaświadczenia na  
stronie Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa [www.piiib.org.pl](http://www.piiib.org.pl) lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów  
Budownictwa.





sygn. akt. MAZ/7131-7132/336 / 12 /K

Warszawa, dnia 02 lipca 2012 r.

### DECYZJA

Na podstawie art. 11 ust. 1 i art. 24 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów (Dz. U. z 2001 r. nr 5, poz. 42 z późn. zm.), art. 12 ust. 1 pkt 1-5 oraz ust. 3, art. 13 ust. 1, 3 i 4, art. 14 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (tekst jednolity: Dz. U. z 2010 r. Nr 243, poz. 1623 z późn. zm.) oraz § 11 ust. 1 pkt 1, § 15 i § 17 ust. 1 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz.U. Nr 83 poz. 578 późn. zm.)

**Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna  
Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa:  
nadaje**

**Panu Michałowi Dębkowskiemu  
magistrowi inżynierowi  
urodzonemu dnia 3 września 1981 roku w m. Ostrów Mazowiecka, synowi Marka**

**UPRAWNIENIA BUDOWLANE  
nr MAZ/0274/PWOK/12**

**do projektowania i kierowania robotami budowlanymi  
bez ograniczeń  
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej**

#### Szczegółowy zakres uprawnień

**I. Na mocy art. 12 ust. 1 pkt 1-5, art. 13 ust. 1, 3 i 4 ustawy – Prawo budowlane, w zakresie objętym wyżej wymienioną specjalnością, niniejsze uprawnienia stanowią podstawę do:**

- 1/ projektowania, sprawdzania projektów architektoniczno-budowlanych i sprawowania nadzoru autorskiego,
- 2/ kierowania budową lub innymi robotami budowlanymi,
- 3/ kierowania wytwarzaniem konstrukcyjnych elementów budowlanych oraz nadzoru i kontroli technicznej wytwarzania tych elementów,
- 4/ wykonywania nadzoru inwestorskiego,
- 5/ sprawowania kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych.

**II. Na mocy § 15 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie, niniejsze uprawnienia stanowią podstawę do:**

sporządzania projektu zagospodarowania działki lub terenu w zakresie specjalności konstrukcyjno – budowlanej.

za zgodność z oryginałem

**III. Na mocy § 17 ust. 1 w zw. z § 16 ust. 1 pkt 2 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie, niniejsze uprawnienia stanowią podstawę do:**

projektowania obiektu budowlanego i kierowania robotami budowlanymi związanymi z obiektem budowlanym w zakresie:

- 1/ sporządzania projektu architektoniczno – budowlanego w odniesieniu do konstrukcji obiektu oraz
- 2/ kierowania robotami budowlanymi w zakresie, o którym mowa w pkt 1/ oraz w odniesieniu do architektury obiektu.

**UZASADNIENIE**

W związku z uwzględnieniem w całości żądania strony, na podstawie art. 107 § 4 Kodeksu postępowania administracyjnego odstępuje się od uzasadnienia decyzji.

**POUCZENIE**

1. Zgodnie z art. 12 ust. 7 ustawy – Prawo budowlane, podstawę do wykonywania samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie stanowi wpis do centralnego rejestru, prowadzonego przez Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego oraz wpis na listę członków właściwej Izby samorządu zawodowego.
2. Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie za pośrednictwem Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, w terminie 14 dni od dnia jej doręczenia.

**Skład Orzekający**

- 1/ mgr inż. Leszek Ganowicz
- 2/ mgr inż. Krzysztof Latoszek
- 3/ mgr inż. Zygmunt Garwoliński



Otrzymują:

1. Pan Michał Dębkowski  
ul. Strażacka 42  
07-140 Sadowne
2. Główny Inspektor Nadzoru Budowlanego
3. a/s

za zgodność z oryginałem



**Zaświadczenie**  
o numerze weryfikacyjnym:  
**MAZ-WRI-FX6-BTY \***

Pan MICHAŁ DĘBKOWSKI o numerze ewidencyjnym MAZ/BO/0448/12

adres zamieszkania [REDACTED]

jest członkiem Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.

Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2023-08-01 do 2024-07-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2023-07-17 roku przez:

Roman Lulis, Przewodniczący Rady Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

Zgodnie z art. 78<sup>3</sup> K.c.

§ 1. Do zachowania elektronicznej formy czynności prawnej wystarczy złożenie oświadczenia woli w postaci elektronicznej i opatrzenie go kwalifikowanym podpisem elektronicznym.

§ 2. Oświadczenie woli złożone w formie elektronicznej jest równoważne z oświadczeniem woli złożonym w formie pisemnej.

\* Weryfikację poprawności danych w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić za pomocą numeru weryfikacyjnego zaświadczenia na stronie Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa [www.plib.org.pl](http://www.plib.org.pl) lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

