

ANALIZA DYNAMICZNA ŻELBETOWEJ DZWONNICY WRAZ Z OCENĄ JEJ USZKODZEŃ KOROZYJNYCH

ANNA HALICKA, e-mail: a.halicka@pollub.pl

JERZY PODGÓRSKI

BRYGIDA BOCIAN

PAULINA JAMIŃSKA

Politechnika Lubelska

Streszczenie: Przedmiotem analiz jest żelbetowa wieża kościoła, stanowiąca podporę dla dzwonów i krzyża. Po ponad trzydziestu latach użytkowania zauważono spadające na dach kościoła fragmenty tynku i betonu oraz zarysowania. Dokonano oceny stanu technicznego wieży oraz analizy dynamicznej. Te ostatnie polegały na badaniach *in-situ* wpływu dzwonów oraz analizach MES uwzględniających wpływy dynamiczne dzwonów i wiatru.

Słowa kluczowe: wieża dzwonnicza, ściana żelbetowa, drgania, korozja

1. Wprowadzenie

Żelbetowa tarczowa wieża kościoła parafialnego pw. NMP Matki Kościoła w Świdniku, stanowi podporę dla dzwonów i krzyża (rys. 1, 2). Po ponad trzydziestu latach użytkowania zauważono spadające na dach kościoła fragmenty tynku i betonu pochodzące z wieży oraz jej zarysowania.



Rys. 1. Elewacja tylna kościoła z widocznymi ścianami wieży

Zlecone zostało orzeczenie techniczne [1]. Badania wieży pozwoliły stwierdzić, że uszkodzenia mają charakter korozyjny i są efektem miejscami zbyt cienkiej otuliny betonowej zbrojenia i nierównomiernego zagęszczenia betonu. Opisano je poniżej w p. 3. Użytkownik

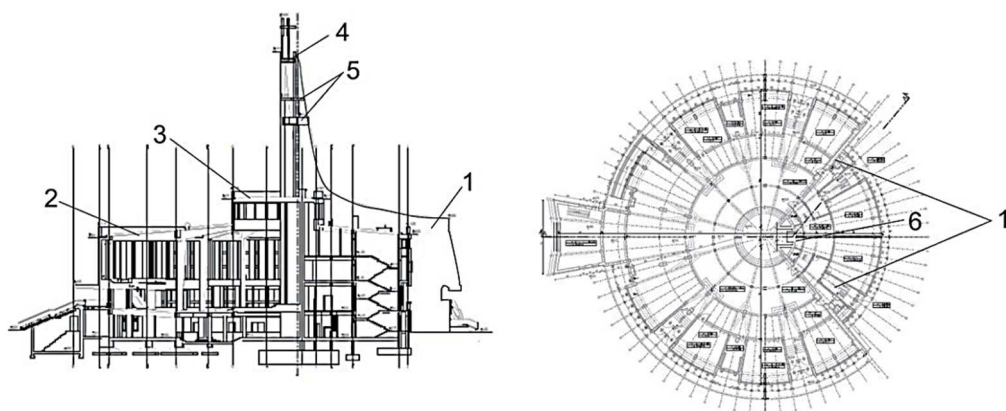
wyraził jednak obawę, czy na zaistniałe uszkodzenia nie miały wpływu obciążenia dynamiczne pochodzące od dzwonów. Wykonano zatem badania dynamiczne (zrelacjonowane w p. 4), a następnie analizę dynamiczną MES (przedstawioną w p. 5).



Rys. 2. Widok wieży z poziomu stropodachu dolnego

2. Charakterystyka konstrukcyjna kościoła i wieży

Kościół pw. NMP Matki Kościoła w Świdniku wybudowany został na przełomie lat 70-tych i 80-tych XX wieku. Jest to obiekt wolnostojący dwukondygnacyjny w układzie centralnym na planie koła (rys. 3). Rzut bryły kościoła został ukształtowany w układzie współrzędnych biegunowych i geometrycznie wyznaczony promieniami i kątami. Budynek podzielony jest funkcjonalnie na dwie główne części tworzące wycinki koła, które oddzielone są od siebie ścianami żelbetowymi. W wydzielone wycinki koła wstawiono ramowe układy nośne. Pomiędzy ramami rozpięto stropy (rys. 3).



Rys. 3. Przekrój pionowy i poziomy w przyziemiu kościoła [2]: 1 – ściany wieży dzwonnicej, 2 – stropodach dolny (poziom + 11,0 m), 3 – stropodach górny (poziom 14,5 m), 4 – belki niosące krzyż, 5 – tarcze stężające stanowiące podpory dzwonów, 6 – przepona łącząca ściany wieży w poniżej stropodachu dolnego

Wspomniane wyżej dwie przebiegające promieniowo ściany żelbetowe o grubości 40 cm są równocześnie dolnymi odcinkami tarcz kształtujących wieżę. Długość tych ścian w poziomie

dolnego i górnego kościoła wynosi około 19 m, ponad stropodachem ich długość stopniowo zmniejsza się. Całkowita wysokość ścian wieży od poziomu terenu do górnej krawędzi wynosi ponad 38,5 m. Na wysokości tej można wyróżnić trzy odcinki: część dolna w obrębie bryły kościoła od poziomu terenu do stropodachu dolnego (poziom ok. +11,0 m), część środkowa pomiędzy przekryciem kościoła a przekryciem części nadłtarzowej, które stanowi stropodach górny (poziom ok. + 14,5 m) i część najwyższa ponad stropodachem górnym (rys. 3) o wysokości ok. 24 m. Dwie ściany wieży, połączone są ze sobą poniżej stropodachu dolnego ścianą żelbetową o przebiegu obwodowym w odległości około $\frac{1}{5}$ promienia od osi kościoła. Połączone są także na najwyższym odcinku przez dwie tarcze stężające, stanowiące równocześnie podpory dla dzwonów oraz dwie belki stanowiące podstawę krzyża. Ściany wieży są oddylatowane w poziomach stropów i stropodachu od pozostałych elementów konstrukcyjnych kościoła.



Rys. 4. Dzwony: dwa dzwony na konstrukcji przymocowanej do tarczy stężającej łączącej ściany wieży i do ściany wieży (z lewej) oraz trzeci dzwon podwieszony do tej tarczy

3. Stan techniczny wieży i zalecone działania naprawcze

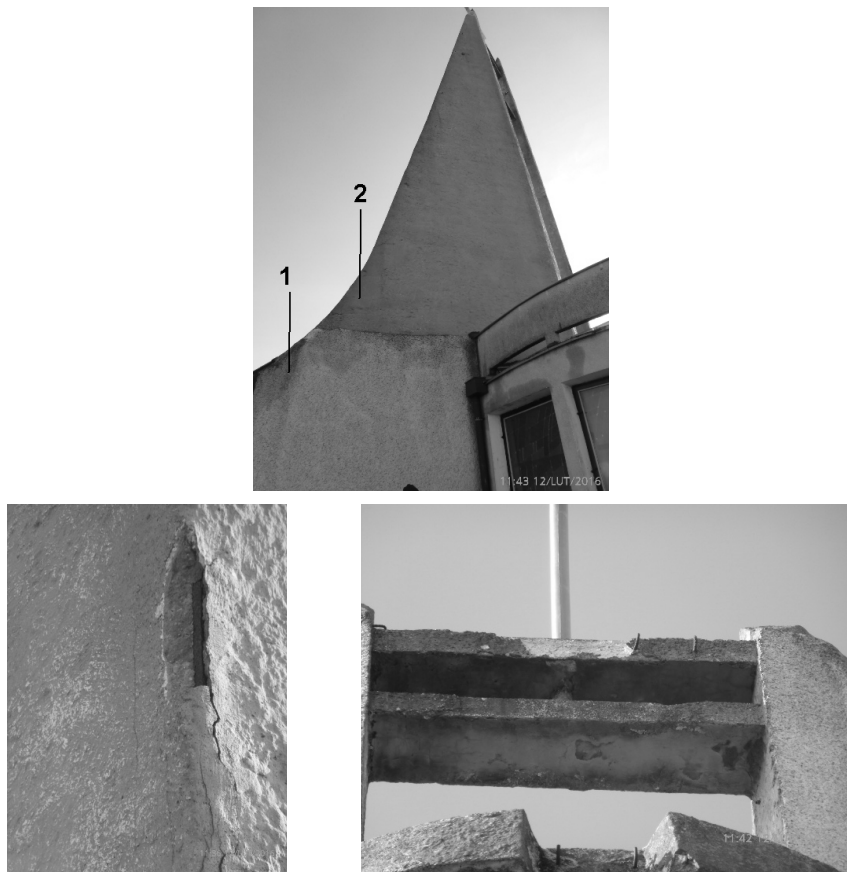
Stan techniczny dzwonnicy został oceniony na podstawie wizji lokalnej oraz badań wytrzymałości i badań chemicznych betonu [1]. Stan ten poniżej stropodachu dolnego w obrębie kościoła nie budzi zastrzeżeń, dobry jest również stan ponad stropodachem dolnym. Uszkodzenia występują natomiast ponad stropodachem górnym. Uszkodzenia dotyczą także belek podporowych krzyża i tarcz stężających ściany stanowiących podpory dzwonów.

Ściany wieży powyżej stropodachu kościoła oraz belki i tarcze stężające pokryte były oryginalnie warstwą tynku szlachetnego nakrapianego, z białego kruszywa i białej mączki marmurowej na białym cemencie. Obecnie ponad stropodachem górnym ściany wieży na znacznej powierzchni (głównie od strony zewnętrznej) pokryte są dodatkową warstwą materiału koloru szarego, ułożoną na tynku oryginalnym (rys. 5 u góry). Najprawdopodobniej jest to efekt wcześniejszych napraw, co świadczy o tym, że były już w przeszłości problemy ze spójnością tynku.

Aktualne uszkodzenia i ich wpływ na bezpieczeństwo konstrukcji można zestawić następująco. Tynk oryginalny i wyprawa naprawcza są w wielu miejscach odspojone, widoczne są też obszary białych plam świadczących o wypłukiwaniu węgla wapnia. Występują ubytki tynku (zwłaszcza na załamaniach powierzchni i narożach), a także jego zarysowania o rozwarości do 1 mm. Na jednej z rys na wiosnę roku 2015 założono plombę gipsową. Pozostaje jednak ona dotychczas nienaruszona.

W wielu miejscach występują nie tylko ubytki tynku, ale także ubytku betonu, odkryte zostały pręty zbrojeniowe, powierzchniowo skorodowane (rys. 5). W kilku miejscach widoczne są też pręty służące do mocowania deskowań.

Oceniono, że źródło tych uszkodzeń jest związane głównie z oddziaływaniem wody wnikającej w pory i mikrozarysowania powierzchni i zamarzającej w okresie zimowym. Uszkodzeniom sprzyja także zbyt cienka w wielu miejscach otulina zbrojenia.



Rys. 5. Uszkodzenia powierzchniowe wieży: u góry – wcześniejsza naprawa ścian ponad stropodachem górnym (1 – tynk oryginalny, 2 – wyprawa położona na tynku oryginalnym), u dołu: przykład uszkodzenia wypraw i otuliny zbrojenia aż do odsłonięcia prętów (z lewej) oraz destrukcja belek pod krzyż (z lewej)

Na podstawie badań sklerometrycznych oszacowano, że minimalna wytrzymałość na ściskanie betonu odniesiona do kostek 150 mm wynosi 24 MPa. Można zatem uznać, że jest to beton klasy C15/20. Była to klasa betonu powszechnie używana do tego typu konstrukcji w okresie, gdy budowany był kościół, ale niższa niż wymagają dzisiejsze standardy.

Laboratoryjne badania chemiczne wykonano na próbkach betonu pobranych za pomocą odwiertów, a częściowo uzyskanych z odłupanych fragmentów betonu. Stwierdzono, że: – otulina betonowa w ścianach wieży ma $\text{pH} = 11,4$, a więc pełni nadal rolę ochronną w stosunku do stali, choć zauważalne jest już pewne zobojętnienie, natomiast otulina betonowa w tarczach poziomych stężających ściany ma $\text{pH} = 9,15\text{--}9,35$, a więc nie stanowi już ochrony dla zbrojenia,

- maksymalna zawartość chlorków w stosunku do masy cementu wynosi od 0,01 do 0,31%, co jest mniejsze od wartości krytycznej; przy czym widoczna jest bardzo zróżnicowana zawartość chlorków w różnych miejscach, co może sugerować, że pochodzą one z dodatków tzw. „przeciwdrożdżowych” zawierających chlorki, stosowanych powszechnie w latach budowy kościoła,
- występują siarczany w ilości od 0,21% do 0,74% w stosunku do masy cementu, co pozwala uznać, że zawartość siarczanów nie jest podwyższona w stosunku do naturalnej.

Zalecono naprawę powierzchni ścian, belek pod krzyż i belek stężających, która polegać będzie na:

- usunięciu wcześniejszych warstw naprawczych oraz odspojonych fragmentów tynku oryginalnego i luźnych fragmentów betonu ze ścian,
- usunięciu betonowej otuliny zbrojenia z belek stężających,
- iniekcję rys (jeśli zostaną stwierdzone po oczyszczeniu ściany),
- reprofiliację ubytków betonu i otuliny z zastosowaniem systemu naprawczego na bazie materiałów mineralnych zbrojonych włóknami, nakładanych ręcznie, po uprzednim uszorstnieniu powierzchni,
- naniesienie powierzchniowych elastycznych akrylowych powłok antykorozyjnych.

Prace naprawcze zaplanowano na rok 2017.

4. Badania dynamiczne wieży

W celu zbadania wpływu drgań wywoływanych przez dynamiczne oddziaływanie dzwonów na konstrukcję wieży przeprowadzono badania, które miały określić wielkość tych oddziaływań [3]. Sugestie o ich istotności pochodziły od użytkownika obiektu.

W czasie sesji pomiarowej przeprowadzono rejestrację przyspieszeń punktów mocowania zawiesia dzwonów w czasie ich pracy. Rejestracja i analiza pomiarów wykonana została za pomocą sprzętu firmy Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH (HBM). Wykorzystane zostały akcelerometry B200, wzmacniacz pomiarowy Spider8 i oprogramowanie sterujące pomiarem Catman 4.0. Sposób mocowania akcelerometrów B200 przedstawiono na rys. 6. Obydwa akcelerometry umożliwiały rejestrację poziomych składowych wektora przyspieszenia.



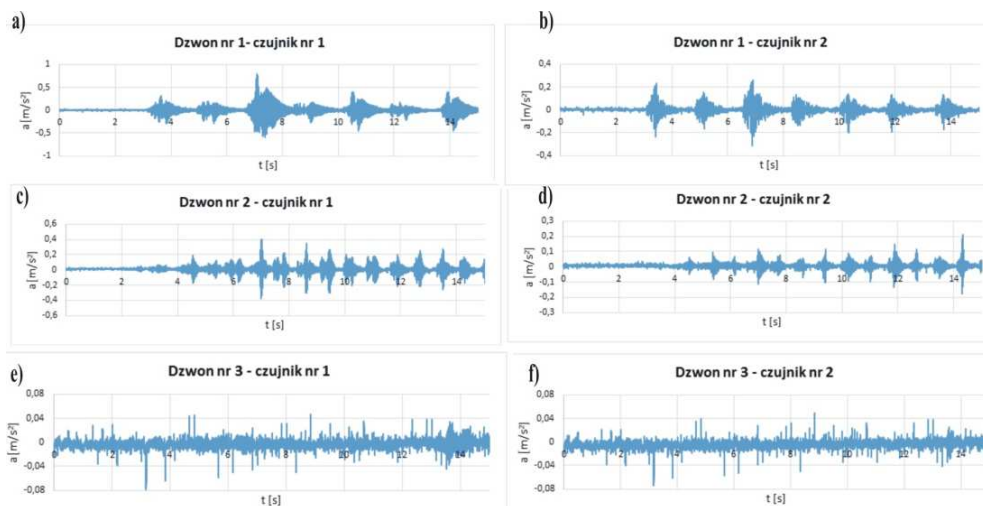
Rys. 6. Sposób mocowania akcelerometrów B200 do zawiesia dzwonów: czujnik nr 1 (z lewej), czujnik nr 2 (z prawej), strzałki pokazują miejsca mocowania akcelerometrów B200

Drgania dzwonów wywoływane były przez ręczne wychylenie czaszy z położenia równowagi, co wobec ich niewielkich wymiarów i masy (tablica 1) okazało się skuteczną metodą wzbudzenia bez angażowania urządzeń elektrycznych, które mogłyby zakłócić pomiar. Sygnały z czujników rejestrowane były za pomocą przenośnego komputera, a następnie poddane zostały analizie przy wykorzystaniu programu Catman 4.0 (HBM). Przykładowy zapis

sygnału rejestrowanego przez oba czujniki, przy wzbudzeniu dzwonów nr 1, 2 i 3, pokazano na rys. 7.

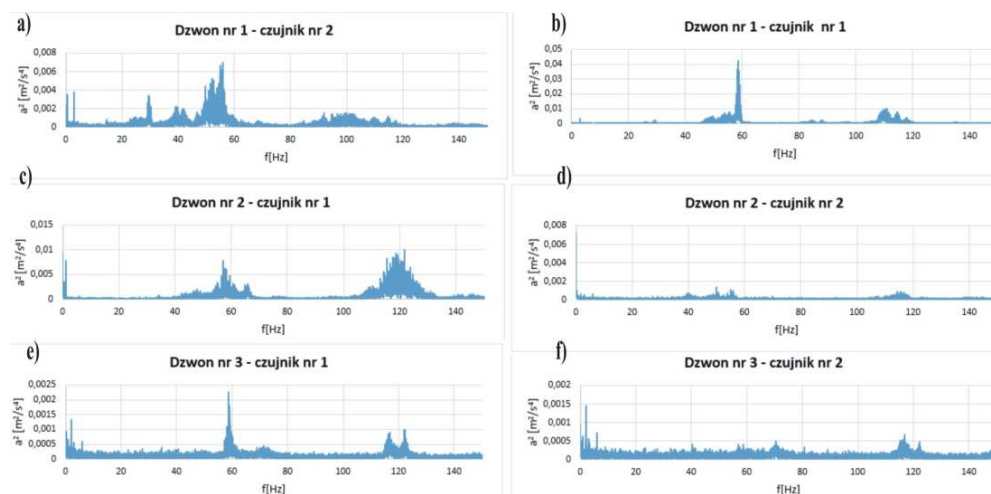
Tablica 1 Wymiary i ciężary dzwonów (masa i tonacja wg [6])

Nr	Średnica czaszy [cm]	Wysokość [cm]	Długość wahadła [cm]	Średnica wahadła [cm]	Średnica serca [cm]	Masa [kg]	Tonacja	Kąt wychyleńia [°]
1	82	70	77	5	10	340	h'	64
2	69	56	66	4,5	9	200	d''	67
3	55	42	55	4	7,5	100	$fis''ges''$	70



Rys. 7. Sygnał z akcelerometrów zarejestrowany przy wzbudzeniu dzwonów nr 1, 2 i 3.

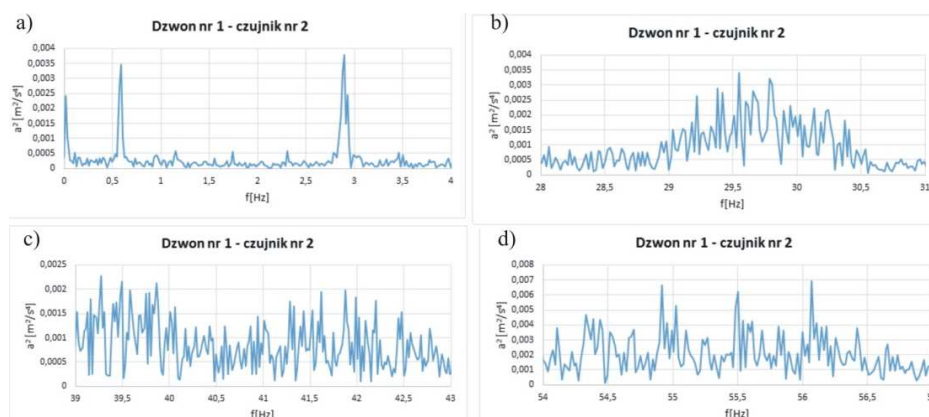
Analiza sygnałów pozwoliła na sporządzenie wykresów widma mocy dla wszystkich zarejestrowanych przebiegów. Wykresy widmowe przedstawione zostały na rys. 8.



Rys. 8. Widma mocy sygnałów pokazanych na rys. 7

W dalszej szczegółowej analizie skupiono się na pracy dzwonu nr 1, który z powodu największych wymiarów mógł wywołać najbardziej znaczące dynamiczne reakcje konstrukcji. Wykresy amplitudowe w poszczególnych pasmach widma zaprezentowane na rys. 9 pokazują dokładnie charakter zarejestrowanego sygnału.

Najciekawszy jest tu wykres przedstawiony na rys. 8a, który pokazuje wyraźny wzrost kwadratów przyspieszeń przy częstotliwościach $f = 0,59$ Hz oraz $f = 2,89$ Hz. Występowanie tych pików wiąże się z pracą serca dzwonu i częstością drgań własnych wieży. Pozostałe pasma zwiększonych amplitud (niskie częstotliwości) powiązać można z oddziaływaniem uszkodzonej stalowej konstrukcji zawiesi, której tarcie powodowało zakłócenie płynności pracy dzwonu. Wyższe częstotliwości można powiązać z wirowym oddziaływaniem wiatru na konstrukcję wieży.



Rys. 9. Widma mocy sygnałów zarejestrowanego przez czujnik nr 2 przy wzbudzeniu dzwonu nr 1. Pasma pokazane na wykresach odpowiadają obszarom największych amplitud na rys. 8

5. Numeryczna analiza dynamiczna wieży

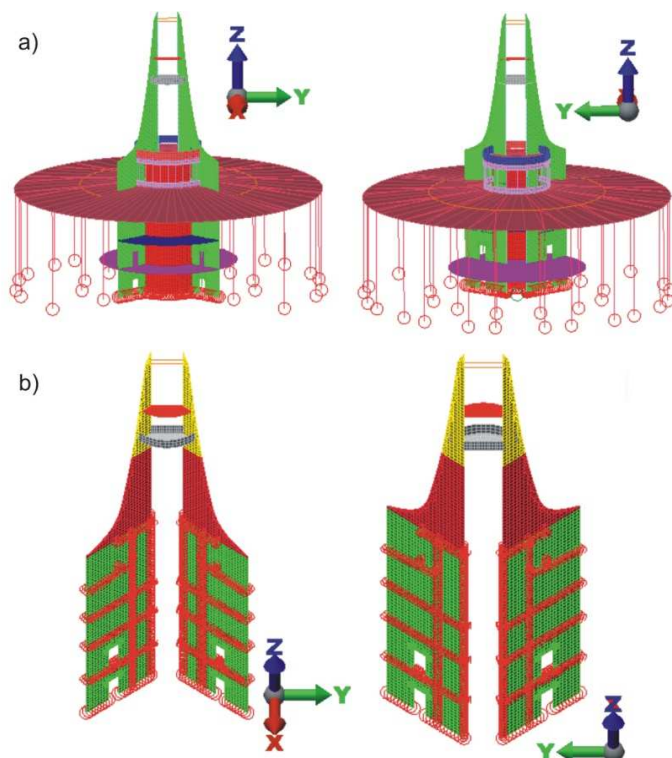
W celu identyfikacji parametrów dynamicznych konstrukcji posłużono się metodą elementów skończonych (MES). Model pokazany na rys. 10 uwzględnił wszystkie istotne dla sztywności i masy konstrukcji parametry. Pominięta w nim została część ścian które stanowią przedłużenie tarcz wieży ale ze względu na sposób podparcia nie są istotne pod względem dynamiki (rys. 12) a zwiększałyby tylko rozmiary modelu.

Model składał się z 4334 elementów płytowych, 269 elementów belkowych i 600 elementów modelujących podparcie wieży, liczba stopni swobody wynosiła 25692.

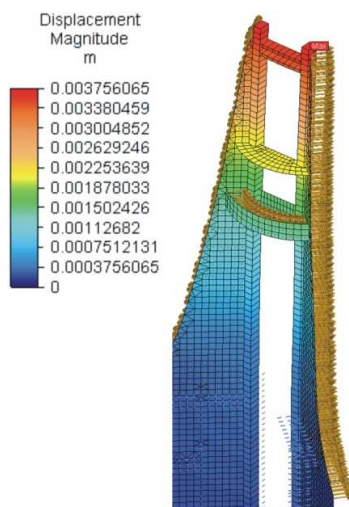
W symulacjach numerycznych posłużono się systemem Autodesk Simulation Mechanical (dawniej Algor) [4], za pomocą którego wykonano następujące rodzaje analiz:

- liniowa analiza statyczna uwzględniająca obciążenie ciężarem własnym i oddziaływaniem wiatru,
- analiza modalna dla 30 postaci drgań własnych,
- analiza drgań wymuszonych działaniem dzwonów.

Oddziaływanie wiatru na powierzchnię tarcz wyznaczono wg normy PN-77/B-02011, obowiązującej w chwili projektowania konstrukcji. Wartości przyłożonych ciśnień zmieniały się liniowo od wartości 1,405 kPa na poziomie 20 m do 1,729 kPa na poziomie 38,498 m (wierzchołek wieży). Widok obciążenia wraz z mapą wyliczonych przemieszczeń pokazano na rys. 11. Maksymalna wartość przemieszczenia wywołanego ciężarem własnym i statycznym działaniem wiatru wystąpiła na wierzchołku wieży i wyniosła 3,756 mm.



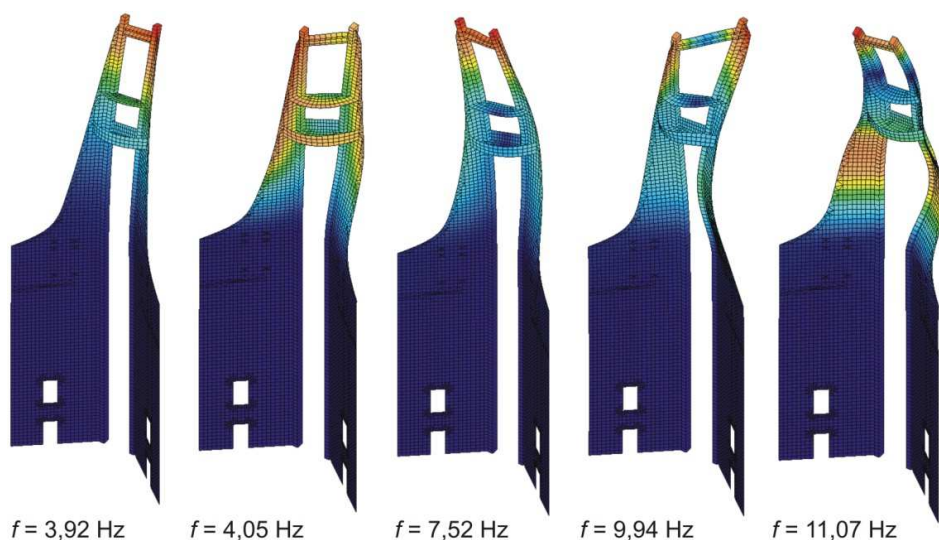
Rys. 10. Widok modelu MES wieży i kościoła: a) model z widocznym dachem kościoła, b) model po ukryciu konstrukcji dachu.



Rys. 11. Mapa przemieszczeń modelu wieży wywołanych obciążeniem statycznym

Analiza modalna w której wyznaczono 30 najniższych częstości własnych niezbędna była do klasyfikacji konstrukcji jako niepodatnej na dynamiczne działanie wiatru oraz do przeprowadzenia symulacji drgań wymuszonych, którą wykonano metodą superpozycji modalnej [5].

Wartości częstości i okresów drgań odpowiadających 24 początkowym postaciom własnym przedstawione są w tablicy 2, widok 5 form własnych pokazano na rys. 12.



Rys. 12. Widok 5-ciu początkowych postaci drgań własnych wieży

Symulacja ruchu konstrukcji wywołanego ruchem dzwonów została wykonana metodą superpozycji modalnej przy użyciu 30 pierwszych form własnych. Dynamiczne oddziaływanie dzwonu zostało zastąpione zmiennymi w czasie siłami skupionymi przyłożonymi w miejscu mocowania dzwonu. Wartości dynamicznych oddziaływań dzwonów podano w tablicy 3. Zostały one wyliczone metodą opisaną w pracy [7].

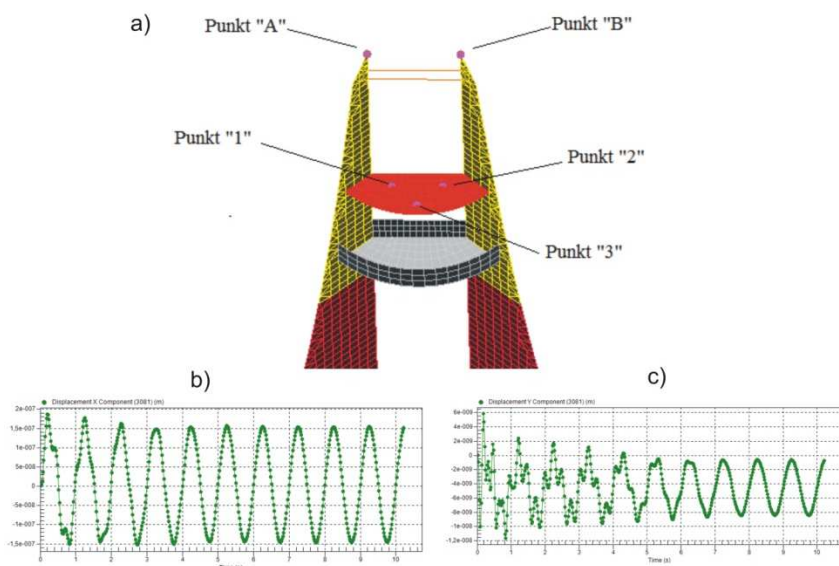
Tablica 2 Początkowe częstotliwości drgań własnych wieży

Nr formy drgań	Częstotliwość f [Hz]	Okres drgań T [s]	Nr formy drgań	Częstotliwość f [Hz]	Okres drgań T [s]	Nr formy drgań	Częstotliwość f [Hz]	Okres drgań T [s]
1	3,92	0,2549	9	25,39	0,0394	17	35,81	0,0279
2	4,05	0,2467	10	28,27	0,0354	18	36,24	0,0276
3	7,52	0,1329	11	29,13	0,0343	19	37,54	0,0266
4	9,96	0,1004	12	29,28	0,0342	20	41,81	0,0239
5	11,08	0,0903	13	30,81	0,0325	21	42,75	0,0234
6	14,70	0,0680	14	31,57	0,0317	22	51,76	0,0193
7	15,29	0,0654	15	31,77	0,0315	23	51,81	0,0193
8	20,43	0,0489	16	32,72	0,0306	24	51,92	0,0193

Tablica 3 Siły dynamicznych oddziaływań dzwonów na konstrukcję obliczone wg [7]

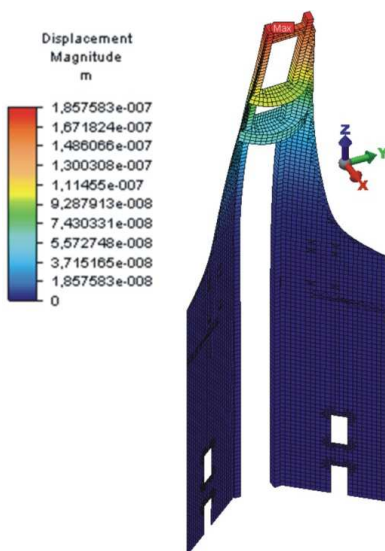
Nr dzwonu	Składowa pozioma H [kN]	Składowa pionowa V [kN]	Częstotliwość [Hz]
1	2,479	6,344	1,02
2	1,500	3,903	1,08
3	0,823	2,069	1,17

Wyznaczone zostały przemieszczenia modelu konstrukcji w pierwszych 10 sekundach ruchu po rozpoczęciu wymuszenia. Przemieszczenia punktu „A”, znajdującego się na wierzchołku wieży (rys. 13a) przedstawione zostały na wykresach pokazanych na rys. 13.



Rys. 13. Wykresy przemieszczeń punktu „A” na wierzchołku wieży, wyznaczone metodą superpozycji modalnej, a) położenie punktu, b) składowa u_x wektora przemieszczenia, c) składowa u_y

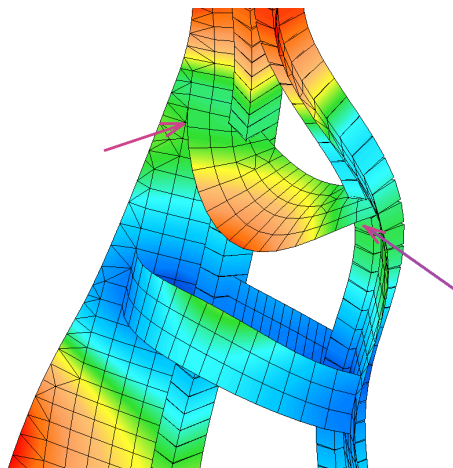
Porównanie otrzymanych wartości (maksymalne przemieszczenie ok. $1,86 \times 10^{-4}$ mm, por. rys. 14) z przemieszczeniami otrzymanymi przy symulacji obciążenia statycznego (maksymalne przemieszczenie 3,756 mm) prowadzi do wniosku, że dynamiczne działanie dzwonów zainstalowanych na wieży kościoła nie wpływa istotnie na wyężenie konstrukcji.



Rys. 14. Maksymalne przemieszczenie wierzchołka dzwonnicy spowodowane pracą dzwonu nr 1

6. Porównanie wyników obliczeń i pomiarów

Wyniki pomiarów przyspieszeń na rzeczywistym obiekcie oraz wyniki analiz dynamicznych przeprowadzonych metodami numerycznymi, nieznacznie różnią się od siebie. Porównując częstotliwości drgań można stwierdzić, że częstość drgań wyznaczona na podstawie numerycznych symulacji ($f = 41,81$ Hz) i pomierzony wzrost wartości amplitud przyspieszeń w paśmie 39–43 Hz dosyć dobrze odpowiada 20 postaci drgań własnych (por. rys. 15) charakteryzującej się znacznymi przemieszczeniami żelbetowej tarczy, do której zamocowana jest stalowa konstrukcja jarzma dzwonów.



Rys. 15. Obraz przemieszczeń wieży odpowiadający 20 postaci drgań własnych ($f = 41,81$ Hz) charakteryzującej się znacznymi amplitudami w rejonie mocowania dzwonów. Strzałki wskazują punkty mocowania akceleratorów

Analiza transformacji Fouriera (FFT) wyników uzyskanych z pomiarów wskazuje, że część zarejestrowanych częstotliwości jest związanych z oddziaływaniem czynników nie wziętych pod uwagę podczas przeprowadzania numerycznej analizy modalnej. Są to drgania wywołane oddziaływaniem wiatru a także zaburzenia ruchu dzwonów spowodowane ocieraniem zniekształconej konstrukcji wsporczej dzwonu nr 1 o prowadnice.

Pozostałe pomierzone wielkości, które nie występują w wynikach symulacji numerycznych, mogą być wynikiem braku uwzględnienia w modelu MES wszystkich drobnych elementów konstrukcji. Wartości pomierzone mogą być także obarczone błędami wynikającymi z niemożności wyeliminowania wszystkich oddziaływań środowiskowych.

7. Podsumowanie

Pomierzone i wyznaczone na podstawie symulacji numerycznych wartości przyspieszeń i przemieszczeń wynikające z dynamicznego oddziaływania dzwonów są znikomo małe w porównaniu z wartościami wywołanymi przez oddziaływania statyczne, do których zaliczyliśmy ciężar własny konstrukcji i oddziaływania wiatru. Można zatem stwierdzić, że na uszkodzenia górnej części dzwonnicy nie wpłynęły siły dynamiczne pochodzące od ruchu zainstalowanych tam dzwonów.

Zaobserwowane w czasie wizji lokalnej uszkodzenia konstrukcji dzwonnicy mają jedynie charakter korozyjny i działania naprawcze mogą ograniczyć się zatem do reprofilacji i napraw powierzchniowych.

Literatura

1. Halicka A.: Orzeczenie techniczne dotyczące stanu technicznego dzwonnicy w kościele NMP w Świdniku, Lublin 2016.
2. UK Korona Studio Architektoniczne: Inwentaryzacja kościoła, Lublin, 2015
3. Bocian B.: Analiza dynamiczna dzwonnicy kościoła pw. NMP Matki Kościoła w Świdniku, (praca magisterska), WBiA, Politechnika Lubelska, 2016
4. Autodesk Simulation Mechanical: <http://help.autodesk.com/view/ASMECH/2017/ENU/>
5. Wilson E.: *Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures*, Computers and Structures Inc., Berkeley, California, USA 2002
6. DIN 4178:2005-04 Glockentürme
7. Kawecki J., Stypuła K.: Badania wpływu ruchu dzwonów na zabytkową wieżę Kościoła Mariackiego w Krakowie, *Budownictwo i Inżynieria Środowiska*, zeszyt 45, 2007.

THE DYNAMIC ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE BELL TOWER DAMAGED BY CORROSION

Abstract: The paper presents an analysis of the reinforced concrete church tower, which is support for the bells and the cross. After more than thirty years of operation, the exfoliated fragments of plaster and concrete fell from the roof of the church. The cracks were observed as well. The structural assessment of the tower condition was performed as well as the dynamic measurements and numerical analysis. The dynamic measurements consisted of in-situ tests of dynamic impact of the bells on structure deformation. The FEM analysis included the dynamic effect of both bells motion and wind load.

Keywords: reinforced concrete slab, vibration, bell tower, corrosion