

# Wyniki monitoringu geodezyjnego kościoła pw. ZNMP w Inowrocławiu, zlokalizowanego nad zlikwidowaną kopalnią soli „Solno”

Dr inż. Rafał Gawalkiewicz, mgr inż. Mikołaj Skulich,  
Akademia Górniczo-Hutnicza, Kraków

## 1. Wprowadzenie

Działalność górnicza prowadzona przez kopalnię podziemne ma niebagatelny wpływ na znajdujące się na powierzchni terenu obiekty budowlane, zlokalizowane w granicach zasięgu wpływów eksploatacyjnych. W sposób szczególnie niebezpieczny oddziałuje na wszelkiego rodzaju budynki i budowle inżynierskie znajdujące się bezpośrednio nad wyrobiskami lub w granicy występowania wpływów głównych. Oddziaływanie to polega na deformacji geometrii brył obiektów budowlanych wywołanej nachyleniem i odkształceniami powierzchni terenu. Występowanie deformacji obiektów niesie ze sobą niebezpieczeństwo wystąpienia katastrofy budowlanej. W celu zapobieżenia zagrożeniom wykonuje się w tym celu zazwyczaj badania i ekspertyzy geologiczne (geofizyczne, wiercenia geologiczne) oraz inwentaryzacje geodezyjne w ramach okresowego monitoringu obiektów zlokalizowanych na terenie górnicznym.

W ostatnich latach dostępność nowoczesnego sprzętu geodezyjnego umożliwiającego bezzwierciadlany pomiar odległości bezpośrednio do inwentaryzowanej powierzchni oraz pozwalającego na pozyskiwanie w czasie rzeczywistym precyzyjnych danych o obiekcie i stopniu jego deformacji – pozwoliła na usprawnienie pomiarów inwentaryzacyjnych. Technologie oparte na pomiarach wykorzystujących nowoczesne instrumenty „total station” pozwoliły na skrócenie czasu i zwiększenie dokładności wykonywanych pomiarów w stosunku do starszych, klasycznych metod pomiarowych. Jest to niezwykle istotne w kontekście dużej liczby obiektów budowlanych wymagających okresowego monitoringu w związku z ich zagrożeniem wynikającym z prowadzonej (lub zakończonej) eksploatacji górniczej. W szczególności dotyczy to obiektów zaliczanych do „wytworów kultury materialnej”, czyli chronionych

obiektów sakralnych i świeckich posiadających status zabytków. Ich ażurowa budowa, wielkokubaturowy charakter oraz zazwyczaj brak zabezpieczeń od wpływów eksploatacji górniczej powodują, iż budowle te w sposób szczególny narażone są na uszkodzenia lub w skrajnym przypadku na zniszczenie. Pozornie niegroźne uszkodzenia w postaci zarysowań czy spękań fragmentów budowli, mogą być spowodowane negatywnymi zmianami geometrii obiektu, co w konsekwencji przyczynia się do powstania olbrzymiego zagrożenia dla budynku i jego użytkowników. Bagatelizowanie problemu, jaki rodzi wpływ prowadzonej lub zakończonej eksploatacji górniczej oraz towarzyszących jej charakterystycznych dla górnictwa solnego zjawisk sufozycznych i krasowych, może spowodować trwałą deformację budowli oraz poważne zagrożenie katastrofą budowlaną. Dostęp do nowoczesnego zaplecza instrumentów laserowych pozwala znacząco uprościć i rozpropagować metody oceny stanu technicznego budynków o wyjątkowym charakterze historycznym, kulturowym i religijnym. Przedstawione w niniejszym artykule wyniki pomiarów opierają się na technologii wykorzystującej tachimetr bezzwierciadlany Leica TCR 303, w którym zintegrowany dalmierz laserowy pozwala na wykonywanie pomiarów odległości do dowolnie wybranych szczegółów bez potrzeby sygnalizowania celu za pomocą specjalnych przyrządów, uzupełnionej o pomiary niwelacji geometrycznej z wykorzystaniem precyzyjnego niwelatora kodowego Na 3003.

## 2. Krótka charakterystyka kopalni soli „Solno” oraz kościoła pw. Zwiastowania Najświętszej Marii Pannie

Historia górnictwa solnego w Inowrocławiu sięga II połowy XIX wieku, kiedy to rozpoznane złoża solne udostępniono do eksploatacji na skalę przemysłową,

zaś wydobycie soli rozpoczęło w 1873 roku wiele kopalń podziemnych i otworowych jednocześnie (Sikorski Cz., 1998). Do roku 1873 w obszarze występowania złoża udokumentowano archeologicznie szereg miejsc produkcji soli pochodzącej z odparowywania naturalnych solanek, których historia sięga początków państwa polskiego. Dzięki udokumentowaniu dużego złoża soli i udostępnieniu go do eksploatacji, nastąpił gwałtowny wzrost popytu na siłę roboczą, co spowodowało imigrację dużej liczby ludzi i rozwój miasteczka, które wkrótce stało się miastem przemysłowym, a dzięki leczniczym właściwościom solanek, także i sanatoryjnym. Niestety:

- specyfika górotworu (litologia), niekorzystna tektonika (obecność uskoku tektonicznych zaburzających jego ciągłość);
- szybko rozwijająca się nieuporządkowana działalność górnicza do 1924 roku reprezentowana przez wiele podmiotów gospodarczych (powstanie dużej ilości wyrobisk podziemnych przy braku dostatecznego zabezpieczenia wyrobisk);
- oddziaływanie na górotwór zjawisk sufozycznych i krasowych wynikających z obecności w nadkładzie rozpuszczalnych i spękanych skał;
- brak teorii wpływów eksploatacji górniczej na powierzchnię i jej oddziaływania na powierzchnię oraz nieznaną koncepcję filara ochronnego dla obiektów naziemnych o szczególnym znaczeniu, spowodowały już w pierwszych latach działalności przemysłu górniczego szkody górnicze w postaci wielkoobszarowych zapadlisk powierzchni ziemi, uszkadzających lub całkowicie niszczących szereg obiektów budowlanych zlokalizowanych na powierzchni (Gawałkiewicz R. i inni, 2004). Jednym z takich obiektów, które w pierwszych latach użytkowania zostały poważnie uszkodzone na skutek powstałego zapadliska, był kościół pw. ZNMP (Gawałkiewicz R., Szczerbowski Z., 2005) – rys. 1, zapadlisko nr 4.

Proces kształtowania ostatecznej formy górnictwa solnego i uporządkowania działalności wydobywczej w Inowrocławiu rozpoczęto w 1924 roku, kiedy powołano do życia podziemną kopalnię soli „Solno” (dopiero w 1932 roku pierwsza nasycona solanka trafiła do odbiorców), złożoną z 7 poziomów eksploatujących złoża systemem filarowo-komorowym, zlokalizowanych na głębokości od 470 do 578 m, udostępnionych niewielkim – bo 3 metrowej średnicy – szybem Solno I ([www.geo.uw.edu.pl/SOLNO](http://www.geo.uw.edu.pl/SOLNO)). Dopiero potrzeba rozwoju kopalni i udostępnienia kolejnych pól górniczych do eksploatacji w latach 60. XX wieku, zmusiła przedsiębiorstwo do głębień i budowy drugiego szybu Solno II, wymagającego zastosowania obudowy tubingowej z uwagi na zagrożenie wodne wymagające mrożenia górotworu.

Eksploatację w kopalni „Solno” prowadzono do 1986 roku. W okresie działalności zakładu, tj. w latach 1924–1986, wyprodukowano ponad 100 mln m<sup>3</sup> so-

lanki przemysłowej, zaś pod miastem pozostawiono ponad 15 mln m<sup>3</sup> wyrobisk. Z uwagi na ogrom pustych, podziemnych przestrzeni i potencjalne zagrożenie dla rozwijającego się miasta i jego infrastruktury, w latach 1986–1991 przeprowadzono proces jej likwidacji wypełniając wyrobiska nasyconą solanką. Kopalnia pomimo swoich niezwykłych walorów przyrodniczych, ukształtowanych przez unikatowe wyrobiska górnicze i naturalne groty, tylko na 100-lecie solarstwa w Inowrocławiu została udostępniona dla ruchu turystycznego (1973 r.). Obecność i zagrożenie ze strony metanu, siarkowodoru, dwutlenku węgla i azotu, czyniła ten obiekt niedostępnym dla zwykłych ludzi przez niemal cały okres jej istnienia.



**Rys. 1.** Lokalizacja historycznych zapadlisk w najbliższym otoczeniu kościoła pw. ZNMP w Inowrocławiu (grafika: R. Gawałkiewicz): 1 – 24.07.1914 r. (pow. 60 m<sup>2</sup>); 2 – 27.12.1914 r. (pow. 40 m<sup>2</sup>); 3 – 24.07.1914 r. (pow. 60 m<sup>2</sup>); 4 – 09.04.1909 r. (pow. 960 m<sup>2</sup>)

Podziemna działalność górnicza prowadzona bezpośrednio pod bryłą wybudowanego w latach 1898–1901 w stylu neogotyckim z inicjatywy ks. Antoniego Laubitza okazałego kościoła pw. ZNMP – rys. 2 (wg projektu Augusta Rincklake), doprowadziła do powstania szkód górniczych. Wskutek zatopienia tej części kopalni oraz zjawisk sufozyczno-krasowych oddziałujących na bryłę kościoła, nastąpiło w 1909 roku oderwanie i zawalenie ściany szczytowej transeptu od strony północnej ([www.regionwielkopolska.pl/katalog-obiektow/kosciol-pw-zwiastowania-nmp-w-inowroclawiu.html](http://www.regionwielkopolska.pl/katalog-obiektow/kosciol-pw-zwiastowania-nmp-w-inowroclawiu.html)).

Katastrofa w 1909 roku spowodowała wyłączenie z użytkowania kościoła na 20 lat. Dopiero w 1929 roku nastąpiło przywrócenie wartości użytkowej kościoła. Od ponad 100 lat budowla poddawana jest oddziaływaniu wpływów eksploatacyjnych, choć w chwili obecnej są to już wpływy pochodzące od eksploatacji historycznej. Nie oznacza to jednak, że górotwór ustabilizował się. Z badań prowadzonych od 2005 roku (Gawałkiewicz R., Szczerbowski Z., 2005) wynika, że teren parafii położony na skłonie niecki poeksploatacyjnej ulega sukcesywnie wypiętrzaniu (nawiąza-

nie pomiarów wysokościowych do ściennego punktu wysokościowego nr 126 przy ul. Toruńskiej, położonego poza granicą wpływów górniczych), zaś sama bryła kościoła zachowuje się jakby posadowiona była na „poduszce”, z uwagi między innymi na niejednorodność podłoża.

Ażurowa konstrukcja o charakterze monumentalnym jest niezwykle podatna choćby na niewielkie ruchy górotworu (podłoża). Charakterystycznym elementem obiektu górującym nad miastem jest potężna 76 m wieża (rys. 2), z olbrzymim oknem rozetowym oraz bogato zdobionym portalem. Trójnawowy charakter kościoła (Sikorski Cz., 1998), o wymiarach gabarytowych: długość 63 m, szerokość transeptu 27 m, czynią obiekt niezwykle podatnym na wszelkie zmiany morfologii podłoża. Poza nierównomiernym obniżeniem składowych konstrukcji budowli (filarów, pilastrów) deformacji uległy także: posadzka oraz sklepienia naw. Szczególnie niebezpiecznym efektem tych zniekształceń geometrii są zarysowania i spękania (często z przemieszczeniem) ścian i sklepień będące wynikiem nierównomiernego odkształcania podłoża. Zjawiska te stały się źródłem deformowania budynku, a tym samym przyczyniły się do podjęcia działań zmierzających do określenia stopnia zniekształcenia głównych elementów obiektu w ramach prowadzonego monitoringu geodezyjnego.

W chwili obecnej można założyć także, że sukcesywnie pojawiające się spękania i zarysowania mogą pochodzić od mikrowstrząsów gruntu, wywołanych drogowym ruchem tranzytowym prowadzonym w sąsiedztwie budowli (ul. A. Laubitz). Z takim zjawiskiem zmagają się konserwatorzy, choćby Zamku Królew-

skiego na Wawelu, którzy przyczyną zarysowywania i pęknięcia ścian w części południowo-wschodniej kompleksu kojarzą ze wstrząsami pochodzącymi od ruchu kołowego na moście grunwaldzkim, zlokalizowanym kilkaset metrów od zabytku.

Prowadzona w latach 1873–1991 eksploatacja górnicza na obszarze miasta Inowrocław, spowodowała dość poważne naruszenie struktury: ścian nośnych, sklepień nadokiennych (okna naw bocznych), sklepień nawy głównej w tym kopuły nawowo-transeptowej (najwyższa część strefy nawowej – ponad 17 m), filarów międzyokiennych. Ważne jest także rejestrowanie zmian wychylenia poszczególnych części składowych konstrukcji (filarów, pilastrów, krawędzi ścian) w czasie, dla prowadzenia w przyszłości dalszej profilaktyki budowlanej mającej za zadanie bezpieczne utrzymanie obiektu w należytym stanie użytkowym. Przeprowadzone przez autorów artykułu analizy dotyczą okresu 2005–2010, a zatem przedziału czasu, w którym wykonano w latach 2008–2009 prace zabezpieczające obejmujące głównie wykonanie stężeń głównych elementów konstrukcyjnych części nawowej budowli na poziomie około 8 m nad posadzką. Powtórzenie pomiarów w 5-letnim interwale, przy zachowaniu tego samego zestawu pomiarowego, tych samych punktów odniesienia (osnowy sytuacyjno-wysokościowej) oraz podobnych warunków atmosferycznych, czyni obserwacje jednakowo dokładnymi, zaś wyniki wiarygodnymi i miarodajnymi. Uzyskane z pomiaru jesiennego 2010 roku wartości wychyleń lub zmian wysokości wybranych punktów, mogą stanowić odniesienie dla dalszych ewentualnych deformacji powstałych po wykonaniu prac zabezpieczających.

### 3. Opis przyjętych założeń analizy wysokościowej oraz uzyskane wyniki

Z uwagi na odmienną charakterystykę dokładnościową zastosowanych technologii monitoringu geodezyjnego, sposobu pozyskiwania danych w różnych płaszczyznach:

- pomiar niwelacyjny – wysokościowo;
- pomiar bezzwierciadłany (tachimetryczny) – sytuacyjnie,

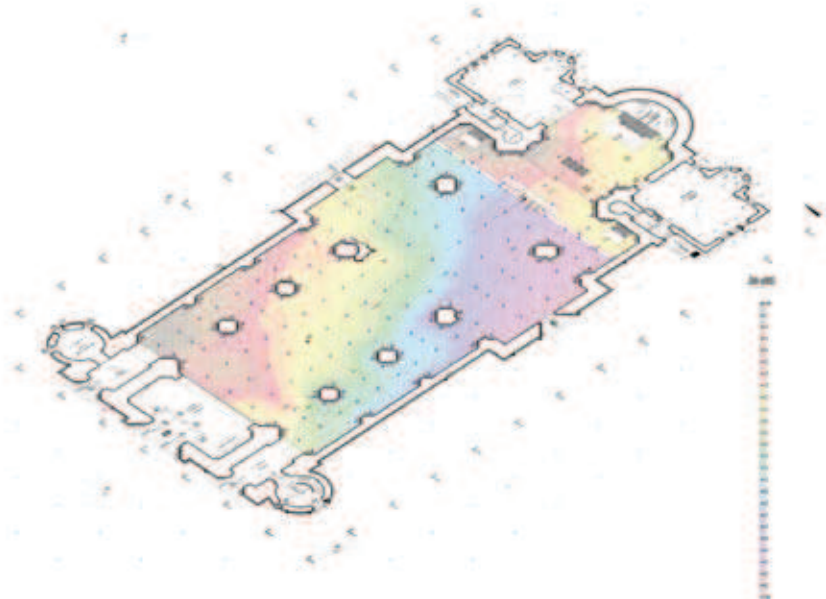
w artykule wyodrębniono dwa kierunki deformacji części głównej budowli.

Wzorując się na niwelacyjnej metodzie siatkowej w 2005 roku wykonano pomiar pierwotny posadzki wykorzystując precyzyjny niwelator kodowy Na 3003 Leica. Zobrazowanie morfologii dużej powierzchni posadzki w obrębie nawowym i prezbiterialnym (185 punktów pomiarowych na powierzchni 921 m<sup>2</sup> z wyłączeniem filarów), pozwoliło na precyzyjny opis zróżnicowania wysokościowego co do wartości, kierunku i zmienności wartości deformacji. Obraz zmian morfologii posadzki zilustrowano na rysunku 3. Wynika z niego, że na całej powierzchni kościoła obserwuje się spadek w kierunku północno-wschodnim, i jest on



**Rys. 2.** Technologia pomiaru deformacji wybranych elementów kościoła pw. ZNMP w Inowrocławiu – widok od strony zachodniej (ściana frontowa)



**Rys. 3.**

Mapa deformacji (izokatabazy obniżenia) posadzki kościoła pw. ZNMP w Inowrocławiu sporządzona w obrębie naw: głównej i bocznych oraz prezbiterium, na podstawie pomiaru metodą niwelacji geometrycznej na podstawie regularnej siatki punktów (pomiar niwelatorem Na 3003 Leica – 2005 r.)

zgodny z kierunkiem maksymalnego nachylenia skłonu niecki obniżeniowej dla rozpatrywanego obszaru działań. Tylko nieznaczne zaburzenia niejednorodności w przebiegu warstwic obserwuje się wokół filarów 10, 15, 16, 17 i 18 (patrz numeracja filarów zawarta na schemacie – rys. 4a).

Dotychczas w opracowaniach (Gawałkiewicz R., Szczerbowski Z., 2005), analizy zmian wysokości wybranych elementów części głównej (nawowej) kościoła, realizowano w układzie wysokości bezwzględnych (układ Kronsztadt). Przeniesienie wysokości z punktów stałych osnowy państwowej (zlokalizowanych poza granicą wpływów górniczych) na punkty osnowy sytuacyjno-wysokościowej kościoła, tj.: punktów sieci obserwacyjnej kościoła (cokół budowli – rys. 4a, punkty stabilizowane w posadzce, punkty osnowy pomiarowej), realizowano przy wykorzystaniu technologii niwelacji precyzyjnej. Duża odległość do punktu nawiązania powoduje zawsze przeniesienie błędu niwelacji na wysokości punktów wyznaczanych w danym pomiarze, choć nie ma to większego wpływu na uzyskiwane dokładności wewnętrzne, tj. w obrębie siatki punktów obserwacyjnych inwentaryzowanego obiektu. Zaletą takiego nawiązania jest uzyskanie informacji na temat ogólnej sytuacji dotyczącej zachowania inwentaryzowanego obiektu i terenu przyległego pod kątem ich obniżania lub wypiętrzania. Dla submilimetrycznych wielkości zmian, bardziej obrazową metodą wydaje się operowanie w analizach zmianami różnic wysokości pomiędzy sąsiednimi punktami w czasie, zwłaszcza przy założeniu wysokiej dokładności pomiaru.

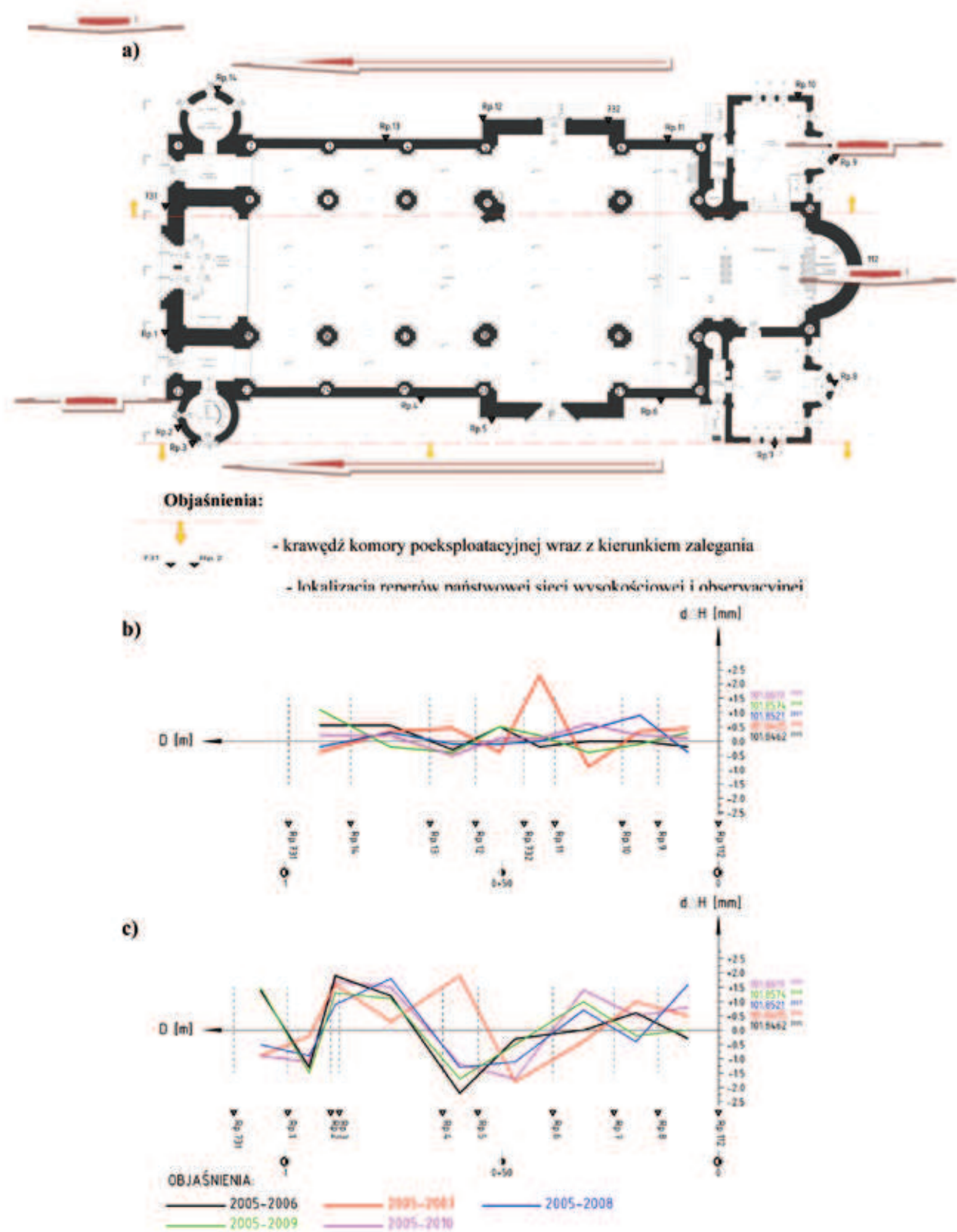
Badania niwelacyjne obejmowały pomiary różnic wysokości pomiędzy sąsiednimi reperami w łańcuchach zgodnych ze schematem przedstawionym na rysunku 4a.

Na rysunkach 4 b, c, zilustrowano zmiany różnic wysokości pomiędzy punktami państwowej osnowy wysokościowej (nr.: 112 – strona wschodnia, 731 – strona

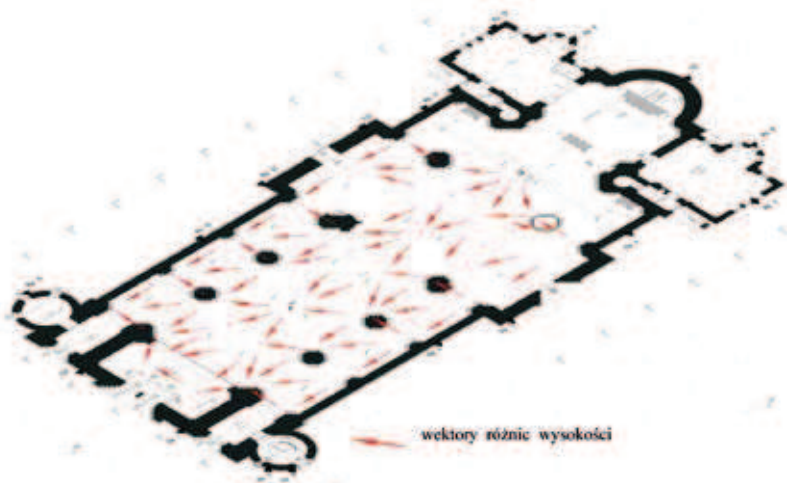
zachodnia, 731 – strona północna) oraz reperami sieci obserwacyjnej trwale stabilizowanymi w cokole wieńczącym fundament (rys. 4a). Dla uzyskania poprawności analizy i uwzględnienia zmienności nie tylko wartości różnic wysokości DH, ale i znaków (efekt przypominający „pływanie” poszczególnych części fundamentu), sporządzono dwa niezależne wykresy dla ściany północnej (rys. 4b) oraz południowej (rys. 4c).

Analiza w oparciu o układ względnych wysokości lub ich przyrostów, zapewnia izolację danych od ewentualnych wpływów błędów nawiązania jedno- lub wielopunktowego, zaś uzyskiwane rezultaty obciążone są jedynie błędami wynikającymi z precyzji samej technologii pomiarowej na etapie wyznaczania poszczególnych różnic wysokości. Zatem jeżeli pomiary wykonano przy użyciu niwelatora kodowego Na 3003 Leica, którego dokładność pomiaru pojedynczej niwelacji dla trybu precyzyjnego określona jest na poziomie  $\pm 1,4$  mm/km, przy założeniu maksymalnej długości przesła wynoszącego 25 m, można przyjąć dokładność określenia różnicy wysokości na poziomie  $m_{Dh} = \pm 0,04$  mm. Stąd zasadne jest przyjęcie minimalnej wartości skoku warstwicowego  $s$  dla map warstwicowych ukazujących zmiany geometrii wybranych elementów konstrukcyjnych i innych (np. posadzki), na poziomie co najmniej błędu granicznego  $3 m_{Dh}$ , który w tym przypadku wynosi  $3 m_{Dh} = \sim \pm 0,1$  mm, a zatem wartości wiarygodnej i miarodajnej.

Dla końcowej analizy zmian wysokościowych punktów cokołu fundamentowego posłużono się porównaniem różnic wysokości pomiędzy nimi w różnych przedziałach czasowych z lat 2005–2010 według schematu, jak na rysunku 4a. Z uwagi na zmienność wartości i znaków różnic wysokości pomiędzy punktami w przyjętych łańcuchach analitycznych, konieczne było ustalenie kierunku analizy dla poprawnego uwzględnienia znaków tych zmian. Kierunek analizy na rysunku 4a, zaznaczono symbolem ( $\leftarrow$ ), zaś wy-



**Rys. 4.** Analiza zmian różnic wysokości pomiędzy sąsiednimi punktami stabilizowanymi w cokole wieńczącym fundament: a – schemat rozmieszczenia punktów oraz kierunek rozwinięcia wykresów 4b i 4c, b – wykres zmian różnic wysokości pomiędzy punktami wysokościowymi wzdłuż krawędzi północnej, c – wykres zmian różnic wysokości pomiędzy punktami wysokościowymi wzdłuż krawędzi południowej (dane z lat: 2008 i 2009 zaczerpnięto z (Szczerbowski Z., 2009))



**Rys. 5.**  
Schemat siatki triangulacyjnej – wektorów wyznaczanych przyrostów wysokości w pomiarze pierwotnym (2005 r.)

znaczany parametr zmian różnic wysokości  $dDH_{i,j}$  dla danego przęsła, przypisano dla jego środka. Wartość zmiany różnicy wysokości  $dDH_{i,j}$  dla danego odcinka określono ze wzoru:

$$d\Delta H_{i-j} = \Delta H_{i-j}_{[2006,2007,2010]} - \Delta H_{i-j}_{2005} \quad (3.1)$$

Z analizy wynika, że największe zmiany parametru  $dDH_{i,j}$  następowały w pobliżu ścian szczytowych transeptu, zarówno od strony północnej, jak i południowej (szczególnie w latach 2005–2006).

O tym jak dynamicznie zmienia się sytuacja wewnątrz analizowanego obiektu sakralnego, świadczą obrazy rozkładu zmian różnic wysokości  $dDH_{i,j}$  pomiędzy sąsiednimi punktami siatki punktów osnowy wysokościowej zastabilizowanej w posadzce. Za pomiar bazowy przyjęto dane pozyskane z niwelacji w 2005 roku (po założeniu sieci). Na podstawie siatki triangulacyjnej „rozpiętej” na stabilizowanych w posadzce punktach wysokościowych wyznaczono na podstawie wzoru 3.1 wielkości zmian różnic wysokości  $DH_{i,j}$  w wybranych okresach pomiarowych (2005–2006, 2005–2007 oraz 2005–2010). Znaki wyznaczanych przyrostów wysokości w pomiarze pierwotnym – bazowym (2005 r.), przyjmowano zgodnie ze schematem przedstawionym na rysunku 5, w którym kierunek (azymut) danego odcinka decydował o kolejności działania w oparciu o wzór:

$$\Delta H_{i-j} = H_j - H_i \quad (3.2)$$

a tym samym kształtował znak parametru  $DH_{i,j}$ . Schemat ten przyjęto dla azymutów boków siatki triangulacyjnej z przedziału  $200 \div 400$  g, definiujących rzeczywisty kierunek nachylenia skłonu niecki obniżeniowej w rejonie lokalizacji kościoła.

Charakterystyczne zmiany geometrii zarówno posadzki, jak i cokołu uwidoczniły się na odcinku Rp.3 – Rp.4 (strona południowa), w okresie 2005–2010.

Dla ukazania tych zmian wybrano tylko trzy okresy analizy, tj.: 2005–2006 (przed dokonaniem prac zabezpieczających kościoła) – rys. 6a oraz 2005–2010

(uwzględniający okres prowadzenia prac z zakresu zabezpieczenia obiektu w latach 2008–2009) – rys. 6b.

Dla ukazania zmienności morfologicznej tak dużej powierzchni kościoła, jaką jest posadzka części nawowej kościoła, dla zachowania czytelności opracowania warstwiczowego deformacji posadzki cięcie warstwiczne przyjęto co  $s = 0,5$  mm.

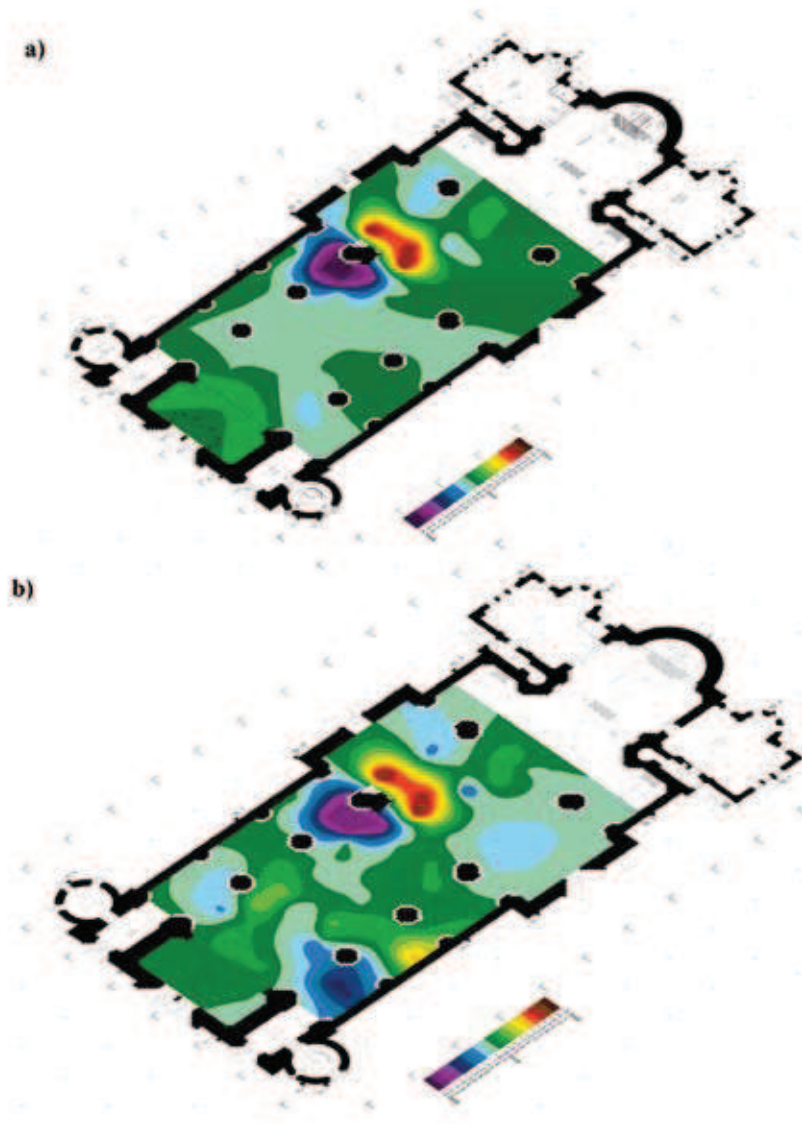
W okresie pierwszych dwóch lat widoczne i istotne co do wielkości zmiany morfologii posadzki odnotowano w strefie centralnej kościoła (skrzyżowanie nawy głównej i transeptu) w rejonie filarów 10, 11, 12 (numeracja – rys. 4a). Zmiany różnic wysokości w siatce triangulacyjnej nie przekraczają jednak wartości  $\pm 1$  mm (rys. 5 a, b). Sytuacja zmieniła się w sposób istotny w okresie dłuższym, pięcioletnim, w trakcie którego wykonano szereg prac zabezpieczających bryłę kościoła na wysokości około 8 m nad posadzką. Szczególne zmiany wartości różnic wysokości w siatce odnotowano w strefach:

- południowej (nawie bocznej, prawej) w obrębie reperu Rp.4, w której w okolicach filara nr 24 nastąpiły zmiany różnic wysokości dochodzące do 3 mm;
- zauważalne zmiany w sąsiedztwie filara nr 11 (z amboną), gdzie nastąpiło wypłaszczenie posadzki o około 1 mm;
- w części północno-zachodniej, w sąsiedztwie filarów nr 8 i 9 – zwiększenie nachylenia o ponad 1,5 mm.

#### 4. Analiza zmian wektorów wychyleń części głównej kościoła

Technologia pomiarów wychyleń wybranych elementów konstrukcyjnych głównej części kościoła, opierała się na pomiarach odległości wykonywanych przy użyciu tachimetru bezzwierciadlanego TCR 303 Leica. Zgodnie z danymi producenta (TCR 303 Instrument..., 2000), instrument ten zapewnia dokładność pomiaru odległości dla trybu bezzwierciadlanego na poziomie  $\pm 5 \pm 2$  ppm. Mierzone w ramach obserwacji obiektu odległości nie przekraczały 60 m (elewacja) i 35 m (wnętrze). Zatem można przyjąć sta-





**Rys. 6.**  
 Mapy zmian morfologii posadzki kościoła sporządzone w obrębie naw: głównej i bocznych, wyznaczone na podstawie niwelacji precyzyjnej w oparciu o sieć punktów wysokościowych w latach:  
 a) 2005–2006,  
 b) 2005–2010

ty błąd pomiaru wynoszący  $\pm 5$  mm, przy czym badania dotyczące powtarzalności pomiarów odległości dla instrumentów firmy Leica wskazują na dużo wyższe realne osiągnięte dokładności (na poziomie poniżej  $\pm 1$  mm) (Skulich M., 2002). Obserwacje wychyleń poszczególnych filarów wykonywane były z dwóch punktów osnowy zlokalizowanych w osi głównej kościoła. Lokalizacja stanowisk pomiarowych zapewniała stosunkowo korzystne warunki pomiaru widocznych krawędzi ścian, filarów i pilastrów, zarówno w ich strefach dolnych, jak i górnych (wieńczenia ścian i podstawy głowic filarów i pilastrów). Analizie podlegały pary współrzędnych definiujące pochylenie w przestrzeni poszczególnych krawędzi określonego elementu budowli, np. filara. Im więcej krawędzi danego elementu podlega obserwacji, tym według zasad statystyki uzyskuje się wartość najbardziej prawdopodobną. Jeżeli zatem każdą krawędź zastąpimy wektorem  $W_{x,y}^i$  definiowanym na podstawie składowych  $W_x^i$  i  $W_y^i$  (rys. 7) w przyjętym układzie odniesienia:

$$W_{x,y}^i = \sqrt{\left[ (W_x^i)^2 + (W_y^i)^2 \right]} \quad (3.2)$$

to składowe  $W_x$  i  $W_y$  wektora wypadkowego  $W_i$  w przypadku zwielokrotnienia obserwacji, dla określonego elementu określa zależność:

$$W_x = \frac{\sum_{i=1}^n W_x^i}{n} \quad \text{oraz} \quad W_y = \frac{\sum_{i=1}^n W_y^i}{n} \quad (3.3 \text{ i } 3.4)$$

stąd wektor wypadkowy  $W^i$  wyznacza wzór:

$$W^i = \sqrt{\left[ (W_x^i)^2 + (W_y^i)^2 \right]} \quad (3.5)$$

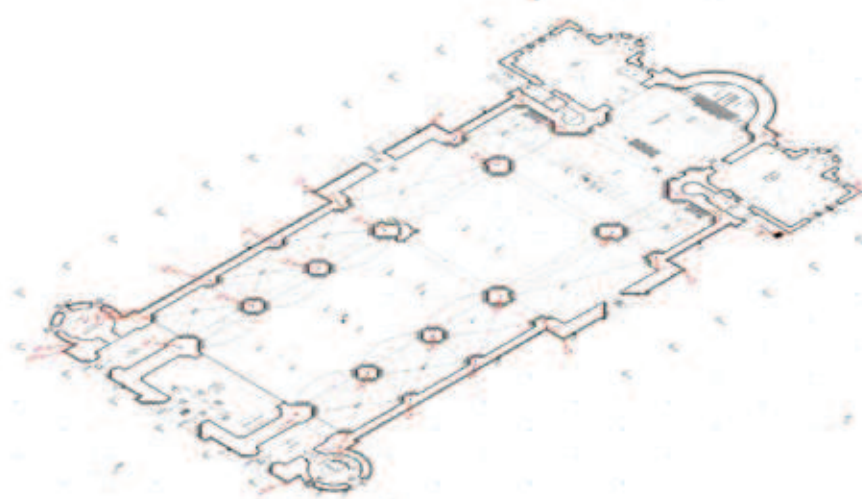
gdzie:  $n$  – liczba krawędzi biorących udział w analizie. Ten sposób analizy umożliwia uśrednienie obserwacji także tych, obciążonych większym błędem wynikają-

cym z niekorzystnych warunków padania plamki lasera na obserwowaną krawędź. Obraz wektorów wychyleń zilustrowano na rysunku 8. Zmiany wektorów wychyleń wybranych elementów konstrukcyjnych kościoła w okresie 2005–2010 zilustrowano w formie mapy hipsometrycznej przedstawionej na rysunku 9. Z analizy wynika, że zwiększenie wartości wektora wychyleń odnotowano dla filara nr 12 (o 53%) oraz pilastrów 13 (o 47%) i 23 (o 58%) – wg rysunku 4a, zaś wyraźne odwrócenie procesu destrukcji dla pilastra zlokalizowanego w ścianie północnej o nr 4 (o 36%). Jak wynika z opracowania, trudne jest prognozowanie zachowania poszczególnych elementów konstrukcji kościoła, który w rzeczywistości posadowiony jest nad zespołem komór eksploatacyjnych o przybliżonych wymiarach  $20 \times 9 \times 100$  m, zlokalizowanych na 7 poziomach eksploatacyjnych rozdzielonych półkami solnymi o grubości około 9 m, przy zachowaniu szerokości filarów międzykomorowych na poziomie 15 m (Piełok J., 1975). Wielkopowierzchniowy charakter obiektu i jego niekorzystna lokalizacja względem krawędzi komór poeksploatacyjnych zlokalizowanych bezpośrednio pod obiektem sprawia, że jego delikatna konstrukcja jest szczególnie podatna na wszelkiego rodzaju niewielkie ruchy podłoża. Szczególnie widoczny wpływ

niestabilności podłoża na zachowanie poszczególnych elementów konstrukcyjnych (filarów, ścian), obserwuje się w części środkowej (części wspólnej nawy głównej i transeptu) w obrębie kopuły, która na skutek zmian wysokościowych filarów oraz wychyleń spowodowanych ruchami podłoża, uległa w ciągu kilku ostatnich lat poważnym uszkodzeniom (liczne spękania z wysokościowym przemieszczeniem poszczególnych jej fragmentów). Jak wynika z rysunku 9, proces deformacji elementów wysokich głównej części kościoła jako zarejestrowano w okresie 2005–2010, charakteryzuje się dużą zmiennością, zarówno po względem ilościowych (nierównomierność), jak i jakościowych (zmienność kierunków tych zmian). Szczególnie widoczne zmiany zarejestrowano w przypadku filara nr 12 (rys. 4a), który uległ w okresie 5 ostatnich lat znaczącemu wychyleniu i może stanowić szczególne zagrożenie dla stropu w tej części kościoła oraz pilastra ściany północnej nr 4 (rys. 4a), który z kolei podlegał procesowi prostowania.

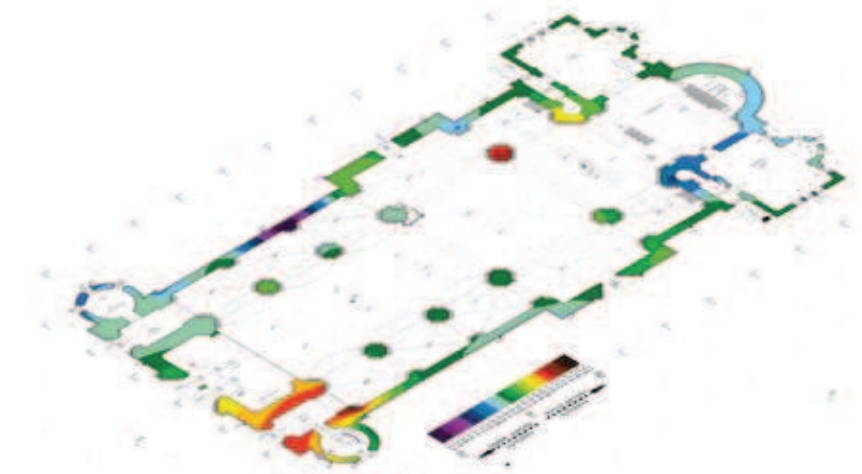
## 5. Wnioski

Prowadzony od 2005 roku monitoring kościoła pw. ZNMP w Inowrocławiu w oparciu o przygotowaną bazę pomiarową (osnowę sytuacyjno-wysokościową) oraz



**Rys. 8.**

Wektory wychyleń wybranych elementów konstrukcyjnej części głównej kościoła wyznaczonych na podstawie pomiaru bezzwierciadlanego tachimetrem TCR 303 Leica (10.2010 r. – wychyleńa podano w ‰)



**Rys. 9.**

Mapa zmian wartości wektorów wychyleń wybranych elementów konstrukcyjnej części głównej kościoła wyznaczonych na podstawie pomiaru bezzwierciadlanego tachimetrem TCR 303 Leica w okresie 09.2005 – 10.2010



wykorzystane techniki pomiarowe (pomiar bezwierciadlane i niwelacja precyzyjna) na zewnątrz i wewnątrz obiektu, pozwala wnioskować o zachowaniu w czasie wybranych elementów budowli. Wykonany przez autorów artykułu w ostatnim kwartale 2010 roku kompleksowy pomiar inwentaryzacyjny, pozwolił zdefiniować wielkości dotychczas wyznaczanych parametrów geometrycznych, tj.: wychylenia filarów i ścian części głównej kościoła, zmian wysokości cokołu fundamentowego i posadzki oraz określenie zaistniałych zmian w założonym interwale czasowym. Z uwagi na to, że w latach 2008–2009 przeprowadzono szereg prac zabezpieczających, polegających głównie na usztywnieniu głównych elementów konstrukcyjnych stalowymi stężeniami umiejscowionymi nad głowicami filarów i pilastrów, stąd uzyskane wyniki uwzględniają nie tylko bezpośrednie oddziaływanie ruchomego podłoża na fundamenty budowli, a pośrednio na pozostałe obserwowane elementy nośne budowli, nieznanego co do wartości wpływ wstrząsów pochodzących od ruchu tranzytowego w sąsiedztwie kościoła na zachowanie konstrukcji, ale także wpływ działań profilaktycznych przeprowadzonych w okresie 2008–2009.

Uzyskane wyniki stanowią jednak, miarodajną bazę danych dla dalszego monitoringu kościoła w kolejnym przyjętym interwale czasowym, który pozwoli określić stopień przydatności dotychczasowych prac zabezpieczających mających na celu dodatkowe usztywnienie bryły i zahamowanie procesu deformacji elementów wysokich kościoła. Umożliwi również określenie wpływu niestabilnego i niejednorodnego podłoża wynikającego z:

- obecności linii uskoku;
- występowania zjawisk krasowych i sufozyjnych (występowanie w sąsiedztwie obiektu deformacji nieciągłych w postaci historycznych zapadlisk);
- oddziaływanie zatopionych wyrobisk zlokalizowanych bezpośrednio pod bryłą kościoła i jego najbliższym sąsiedztwie), na zachowanie dotychczasowej udokumentowanej geometrii budowli. Wykonanie pomiarów w oparciu o ten sam „szablon” pomiarowy (te same punkty osnowy, ta sama technologia inwentaryzacji przy wysokiej dokładności zestawów pomiarowych i algorytm obliczeniowy), pozwala uzyskać wysoki stopień zaufania do wyników, a tym samym do wynikających z dynamiki procesu deformacji górotworu i budowli, zmian wyznaczanych parametrów. Wyniki analiz wysokościowych wskazują, na powolny proces deformacji, zarówno posadzki, gdzie w ciągu 5 lat zmiany różnic wysokości w przyjętej siatce triangulacyjnej osiągnęły wartość 3 mm, jak również w opasce fundamentowej, której największe zmiany zarejestrowano w części południowej. Zmiany te mają jednak charakter nieregularny i nieprzewidywalny. Obserwacje wysokich elementów konstrukcyjnych głównej części budowli wykazały także niewielkie zmiany w wielkości wychyleń o nieregularnym charakterze. Największe zmiany

zarejestrowano w części południowo-zachodniej nawy bocznej, gdzie nastąpiła zmiana wartości wektora wychylenia nawet o 2‰ oraz filara nr 12, gdzie wzrost ten osiągnął wartość 1,5‰. Na uwagę zasługuje zachowanie filara nr 4 w sąsiedztwie reperu Rp.13 gdzie nastąpiło wyprostowanie filara o wartość 2,2‰.

Z uwagi na destrukcyjny charakter widocznych zmian w geometrii budowli (zarysowania i spękania), który obserwuje się od czasu likwidacji kopalni oraz tempo tych zmian, konieczne będzie prowadzenie dalszego monitoringu w interwałach 2- lub 5-letnich. Kierunki wektorów wychyleń poszczególnych elementów konstrukcyjnych, są ściśle powiązane z geometrią niecki obniżeniowej powierzchni terenu, ale przede wszystkim z położeniem komór poeksploatacyjnych, które „rozrywają” bryłę wzdłuż osi głównej kościoła. Zróżnicowanie w różnych częściach budowli obrazu zmian wartości wektorów wychyleń oraz wysokości cokołu fundamentowego i posadzki, wynikać może ze zmienności własności podłoża (górotworu). Zmienność właściwości geomechanicznych górotworu w połączeniu z oddziaływaniem eksploatacji podziemnej (oddziaływaniem pustek), decyduje o wielkości i charakterze zmian w procesie obniżenia powierzchni terenu. Nagła zmiana kierunku przemieszczania pionowego niewielkich fragmentów podłoża przy założeniu różnorodności we własnościach fizykomechanicznych górotworu, może zapoczątkować proces powstawania niekorzystnych naprężeń w strukturze budowli. To z kolei stanowi główną przyczynę wciąż powstających zarysowań i pęknięć murów i sklepień. Zatem jeżeli założymy, że naturalny ruch wysadu solnego ma długotrwały charakter, to możemy założyć, że budowla będzie podlegała dalszym deformacjom, wymagającym monitoringu geodezyjnego.

Praca wykonana w ramach badań statutowych Katedry Geomatyki 11.11.150.006 oraz Katedry Ochrony Terenów Górniczych, Geoinformatyki i Geodezji Górniczej 11.11.150.009.

#### BIBLIOGRAFIA

- [1] Gawalkiewicz R, Jóźwik M., Szczerbowski Z., (2004): Ocena stanu podłoża budynku kościoła pw. Zwiastowania NMP w Inowrocławiu. Materiały niepublikowane, AGH Kraków
- [2] Gawalkiewicz R., Szczerbowski Z., (2005): „Użyteczność geodezyjnych pomiarów w diagnostyce zabytkowych obiektów na przykładzie kościoła w Inowrocławiu”, „Przegląd budowlany” – Miesięcznik Polskiego Związku Inżynierów i Techników Budownictwa nr 2, Warszawa
- [3] Pielok J., (1975): „Ułożenie programu badań dla opisu wpływu eksploatacji wysadu solnego w Inowrocławiu na powierzchnię i górotwór”, Opracowanie niepublikowane Instytutu Geodezji Górniczej i Przemysłowej AGH
- [4] Sikorski Cz., (1998): Architektura kościoła p.w. Zwiastowania NMP w Inowrocławiu
- [5] Skulich M., (2002): „Ocena wpływu uwarunkowań technologicznych na wyniki określenia pozycji TCA 2003” Praca magisterska pod kierunkiem dr inż. Janusza Jury, AGH Kraków
- [6] TPS300 Basic Series – TCR 303 Instrument Specifications (2000), Leica Geosystems AG, Heerbrugg, Switzerland