

# ŚWIĄTYNIA OPATRZNOŚCI BOŻEJ W WARSZAWIE

## Wybrane problemy materiałowo-technologiczne i konstrukcyjne budowy



tekst: **prof. dr hab. inż. KAZIMIERZ FLAGA**, Wydział Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej, **dr inż. WIOLETTA JACKIEWICZ-REK**, Wydział Inżynierii Lądowej Politechniki Warszawskiej

Wzniesiona na polach wilanowskich w Warszawie Świątynia Opatrzności Bożej stanowi wotum dziękczynne narodu polskiego za uchwalenie Konstytucji 3 maja (ustawa Sejmu Czteroletniego z 3 maja 1791 r.). Do tej historycznej intencji dziękczynnej obecnie dołączyły bardziej współczesne: za odzyskaną suwerenność ojczyzny w 1989 r., za pontyfikat wielkiego Polaka Ojca Świętego Jana Pawła II oraz za zjednoczenie Europy.

Podczas wizyty w Polsce 13 czerwca 1999 r. Jan Paweł II poświęcił kamień węgielny pod budowę świątyni, zaś 2 maja 2002 r. doszło do jego wmurowania na miejscu budowy. Realizacja opierała się na projekcie wykonawczym Pracowni Architektonicznej W. Szymborski & L. Szymborski Sp. j. oraz specjalistycznych biur branżowych – konstrukcyjnych i instalacyjnych (ryc. 1).



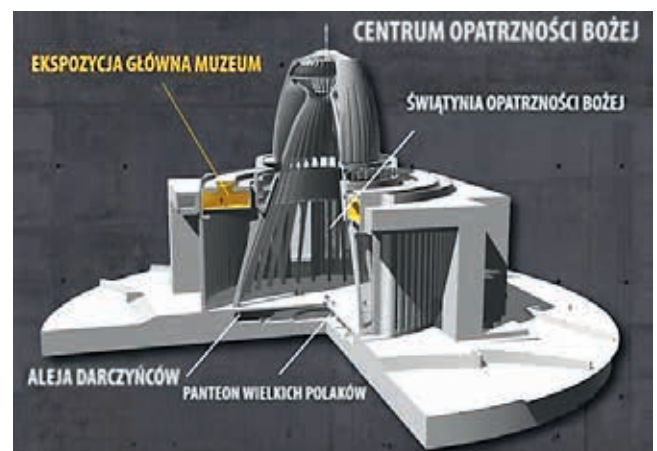
Ryc. 1. Widok świątyni z kopułą pokrytą blachą miedzianą (pierwotnie planowano obłożenie dachu blachą tytanowo-cynkową lub ze stali nierdzewnej, jednak o wyborze miedzi zdecydowała trwałość materiału; zużyto 30 t miedzi, 2012) [7]

### 1. Krótki opis architektoniczno-konstrukcyjny budowli

Od samego początku (23 listopada 2002 r.) budowa świątyni była swoistym poligonem nowych technologii, ale i racjonalizatorskich rozwiązań, których głównym celem było wzniesienie nietuzinkowej budowli o bardzo dużej trwałości w założonym długim okresie użytkowania.

W latach 2002–2004 zrealizowano w stanie surowym – w monolitycznej konstrukcji żelbetowej – kościół dolny, mieszczący m.in. sepulchrum stanowiące załączek Panteonu Wielkich Polaków, kaplicę wewnętrzną, obejście sepulchrum oraz przestrzenie komunikacyjne wraz z garażem podziemnym [2, 3, 4].

W latach 2005–2010 zrealizowano kościół górny wraz z umieszczonym na poziomie +26,42 m muzeum Jana Pawła II i Prymasa Wyszyńskiego. W 2012 r. ukończono kopułę wieńczącą świątynię, o konstrukcji zespolonej powłokowo-żebrowej.



Ryc. 2. Przekrój poprzeczny świątyni

Bryła świątyni stanowi jednoprzestrzenne wnętrze na planie krzyża greckiego o wymiarach 84,00 x 84,00 m i wysokości 68,37 m w stosunku do poziomu parteru (75,55 m do górnego poziomu krzyża) – ryc. 2. Nawa główna świątyni ma ustrój konstrukcyjny ramowo-płytkowy, rozparty na rzucie koła o średnicy 68,00 m. Ramy rozmieszczone są na obwodzie w rytmie kątowym w liczbie 26 sztuk. Do ich wykonania zaprojektowano specjalną stalową konstrukcję rusztowania podporowego (ryc. 3).

Muzeum Jana Pawła II i Prymasa Wyszyńskiego przebiega obwodowo nad nawą boczną świątyni na poziomie +26,42 m (ryc. 5). Płyta dolna o grubości 25 cm wsparta jest na ryglach ram głównych (ryc. 4). Ściany obwodowe muzeum o grubości 30 cm dźwigają stropodach o konstrukcji płytowo-żebrowej. Płyta o grubości 25 cm wspiera się na usytuowanych promieniście podciągach o przekroju 60 x 70 cm (ryc. 5).



Ryc. 3. Stalowa konstrukcja wsporcza o szkieletie prętowym z pomostem roboczym na poziomie +20,00 m i dwiema systemowymi klatkami schodowymi [8]



Ryc. 4. Fragment wnętrza kościoła górnego



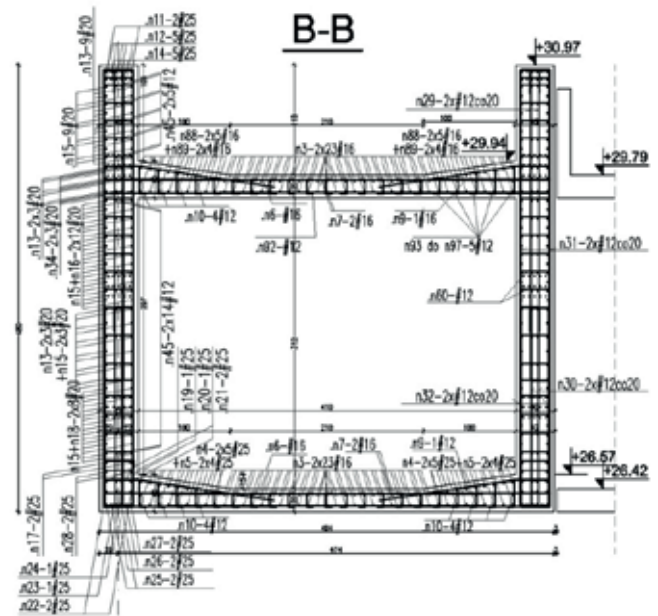
Ryc. 5. Muzeum na poziomie +26,42 m



Ryc. 6. Ściana pochyła ołtarza

Nawa główna świątyni zawiera również inne elementy, takie jak: zakrystia, chór, ściana pochyła ołtarza nad stropem prezbiterium (ryc. 6), kopuła nad nawą główną z jednopowłokowej płytowo-żebrowej powłoki zespolonej o grubości 15 cm i średnicy dołem 26,70 m oraz taras widokowy na poziomie +32,92 m.

Mosty między pylonami są łącznikami o przekroju skrzynkowym i wymiarach zewnętrznych 4,80 x 4,81 m (ryc. 7). Ściany pionowe o grubości 40 cm połączone są płytą dolną i płytą stropodachu o grubościach 25–40 cm. Mosty te, połączone z wierzchołkami pylonów, tworzą potężne rygle ram portalo- wych, nadających budowli monumentalny charakter. Tworzą one razem ze schodami wejściowymi z trzech dziedzińców: Ojczyzny, Chwały i Ludu Bożego, rodzaj propylejów – bram wejściowych do świątyni (por. ryc. 1). Czwar- ty dziedziniec, za prezbiterium świątyni, to dziedziniec Życia. Wszystkie skomplikowane elementy żelbetowe świątyni wykonano przy zastosowaniu rusztowań i deskowań systemowych Peri.



Ryc. 7. Przekrój poprzeczny mostów wraz z ich zbrojeniem

## 2. Specyfikacje betonu projektowanego do elementów świątyni

Przyjęte założenie etapowania budowy świątyni (opisane szerzej w pracach [3, 5]) i sukcesywny system dostarczania dokumentacji wykonawczej sprawiły, że powstało kilka specyfikacji wymaganych cech betonów, niezbędnych do realizacji elementów żelbetowych. Na budowie świątyni od początku realizacji zatwierdzono w sumie kilkanaście receptur na beton klas B50 i B60 (do części podziemnej) i C30/37, C35/45 i C40/50 (do części nadziemnej), które niejednokrotnie projektowane były na podstawie indywidualnych wytycznych (w pracy [1] opisano szczegółowo zasady doboru składu betonu). Receptury betonu każdorazowo dopuszczano do realizacji na podstawie badań potwierdzających wymagane cechy mieszanki betonowej i stwardniałego betonu. Kontrolowano również jakość składników betonu.

## 3. Kontrola zgodności mieszanki betonowej i stwardniałego betonu

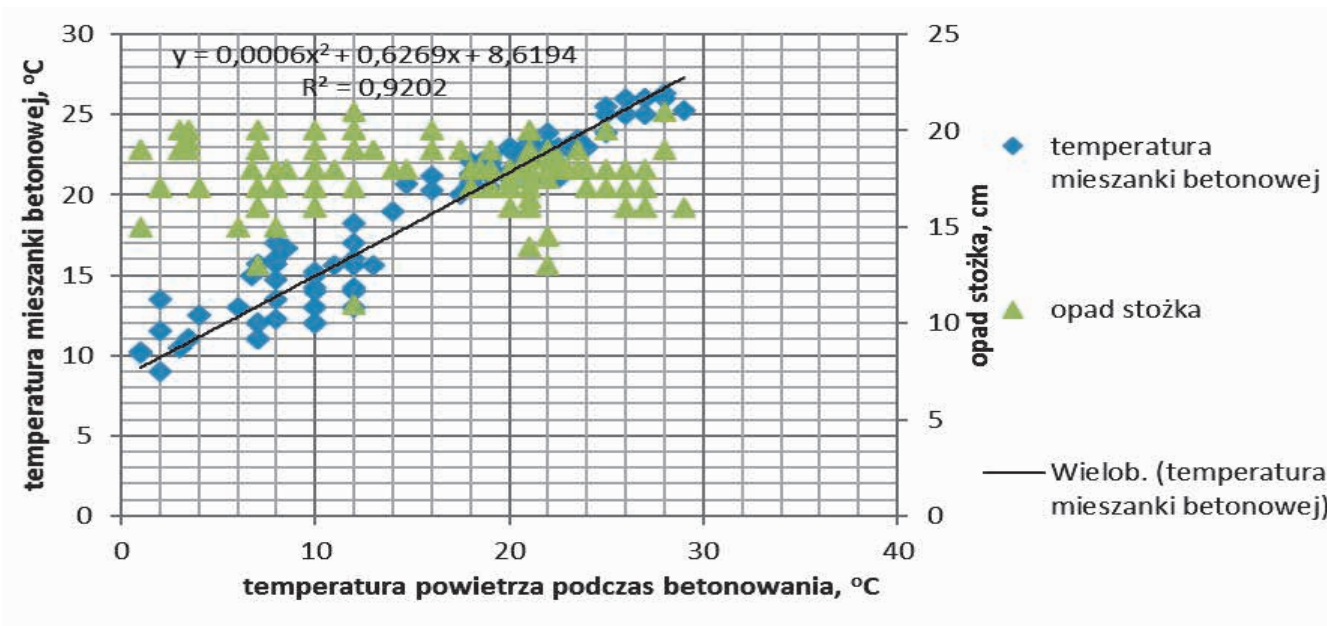
### 3.1. Właściwości mieszanki betonowej

Kontrolą bieżącą objęto konsystencję i urabialność, temperaturę oraz całkowitą zawartość powietrza w mieszance betonowej, przy czym to ostatnie oznaczenie wykonywano okresowo – co dwa miesiące. Ciekłość i temperaturę mieszanki betonowej sprawdzano, kontrolując każdą dostawę, pobierano próbki mieszanki z każdego betonowozu dostarczającego mieszankę towarową na budowę.

Według planu zapewnienia jakości (PZJ) dla budowy Świątyni Opatrzności Bożej w Warszawie, wykonawcy deklarowali kontrolę **konsystencji** mieszanki betonowej dostarczanej na budowę przez firmę Cemex Polska Sp. z o.o. na zgodność z wymaganiami normy PN-EN 12350-2:2001 *Badania mieszanki betonowej. Cz. 2. Badanie konsystencji metodą opadu stożka* [9].

Bieżące kontrole pozwoliły wyeliminować błędy podczas pobierania próbek do badań, wpływające na wynik badania





Ryc. 8. Temperatury mieszanki betonowej i konsystencja w funkcji temperatury powietrza podczas betonowania mieszanką C40/50 (wyniki ze 123 betonowań)

konsystencji (nieadekwatny do rzeczywistej konsystencji), a w konsekwencji na błędną ocenę płynności mieszanki betonowej przed wbudowaniem.

Kontrolowano również całkowitą zawartość powietrza w mieszankach betonowych, a oznaczenia przeprowadzono co dwa miesiące dla każdego rodzaju stosowanych mieszanek, pomimo że nie były to mieszanki napowietrzane. Pomierzone wartości zawartości powietrza metodą ciśnieniową (wg [12]) mieściły się granicach od 0,8 do 2,2%, przy wymaganym ograniczeniu do 2%.

W celu ustalenia optymalnych warunków ciepłno-wilgotnościowych betonu w konstrukcji prowadzono rejestr temperatury otoczenia (oraz średniej dobowej), jak również oznaczano temperaturę mieszanek betonowych przed betonowaniem. Ograniczono zakres możliwej temperatury mieszanek przed wbudowaniem od 10 do 22 °C, jednak pomimo starań podejmowanych przez dostawcę betonu w celu

obniżenia temperatury zdarzało się w budowywać mieszankę betonową o temperaturze wyższej.

W zależności od pory roku w przypadku wykonywania elementów z betonu klasy wytrzymałości na ściskanie C40/50 elementy świątyni betonowano mieszankami o średniej temperaturze 18,4 °C, przy minimalnej 9 °C, a maksymalnej 26,3 °C (ryc. 8).

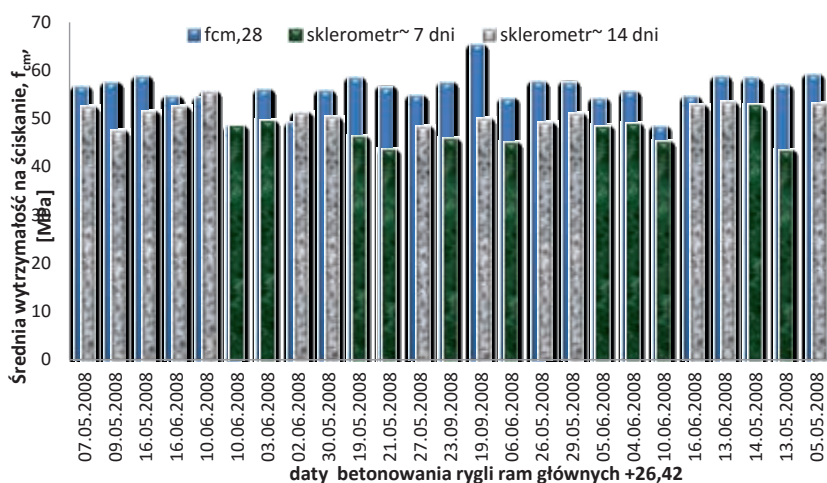
### 3.2. Właściwości stwardniałego betonu

Cechy stwardniałego betonu badano w trzech niezależnych laboratoriach – producenta, wykonawcy i akredytowanym laboratorium zewnętrznym.

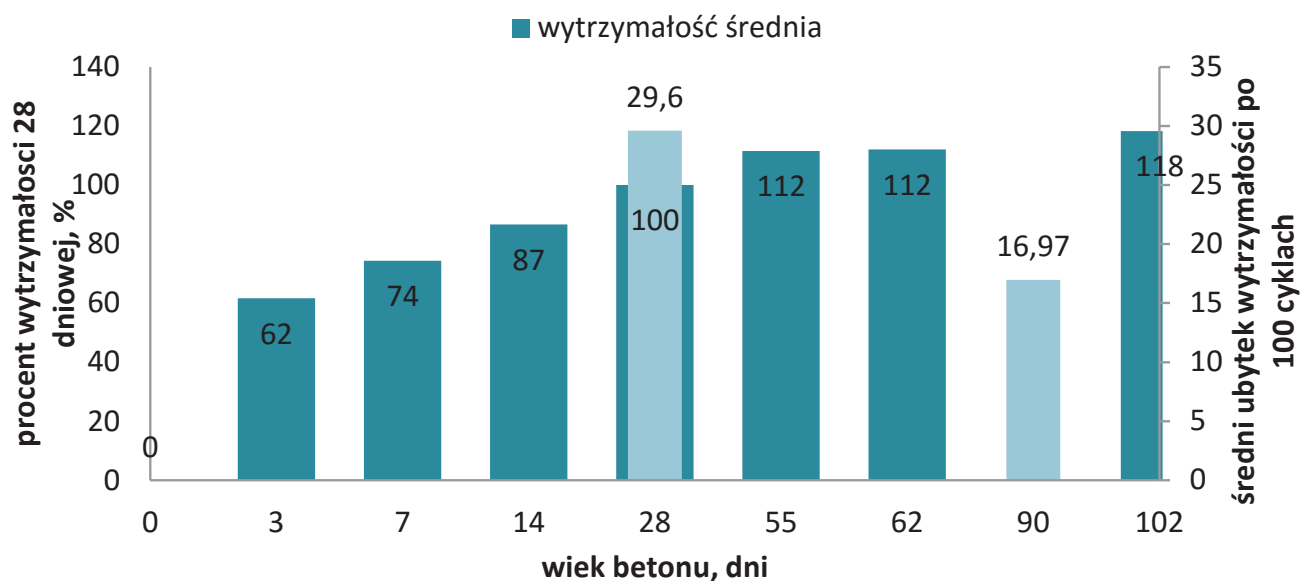
Ocenę wytrzymałości betonu w konstrukcji prowadzono na podstawie badań wytrzymałości na ściskanie próbek formowanych na placu budowy przed każdym betonowaniem konstrukcji, odpowiednio przechowywanych (wg [13]) na budowie przez 24 godziny i badanych (wg [10]) w laboratorium. Jednocześnie wykonywane były badania sklerometryczne metodą oznaczania liczby odbicia od powierzchni stwardniałego betonu z zastosowaniem sprężynowego bijaka stalowego (wg [14]), wykorzystywane do oceny jednorodności betonu w konstrukcji.

W zależności od przyjętej receptury wymaganą klasę wytrzymałości na ściskanie betonu sprawdzano na kostkach sześciennych o boku 15 cm pobranych na budowie (wg [13]) po 28 lub po 56 dniach dojrzewania w przypadku betonów z cementem hutniczym i popiołami lotnymi w składzie. Wyniki badań betonu w 2008 r. przedstawiono na rycinie 9.

Jakość betonu w konstrukcji sprawdzano również metodą sklerometryczną



Ryc. 9. Średnia wytrzymałość betonu C40/50 na ściskanie wbudowanego w rygle ram głównych na poziomie +26,42 m oznaczona na próbkach betonowych pobranych na budowie w czasie betonowania oraz wytrzymałość oszacowana na podstawie badań sklerometrycznych



Ryc. 10. Rozwój wytrzymałości na ściskanie betonu C35/45 wraz z wynikami oznaczeń ubytków wytrzymałości po 100 cyklach zamrażania i rozmrażania (F100) betonu w różnym wieku

(młotkiem Schmidta), gdzie na podstawie liczby odbicia **szacowano** wytrzymałość betonu w elementach.

W przypadku rygli badano jednorodność i szacowano wytrzymałość po ok. siedmiu (6–9) dniach i 14 dniach (12–16) dojrzewania betonu w konstrukcji (por. ryc. 9). Już po siedmiu dniach – według szacunków na podstawie krzywych korelacji – wytrzymałość na ściskanie wynosiła średnio 46,9 MPa, a po 14 dniach – 51,2 MPa. Wszystkie pomiary charakteryzowały się dość niskim odchyleniem standardowym wyników (poniżej 3 MPa) i małym wskaźnikiem zmienności (do 6%).

Wymaganą założoną klasą **mrozoodporności betonu F100** sprawdzano po 56 dniach dojrzewania betonu metodą zwykłą według PN-88/B-06250 *Beton zwykły* [11] (normowo, terminem zalecanym badania jest 28 dni dojrzewania betonu – pkt 6.5.1.2). Zdecydowano, aby wydłużyć czas dojrzewania próbek do badań z uwagi na skład badanych betonów – spoiwo stanowiło 50% CEM I i 50% CEM III, dodatkowo uzupełnione popiołem lotnym – rycina 10.

Podczas przygotowywania do betonowania wielkogabarytowych mostów łączących wierzchołki pylonów narożnych świątyni szczególnie duże znaczenie miało określenie **skurczu betonu**. Do tych elementów projektowano beton C40/50 o niskiej kaloryczności i dobrej urabialności ze względu na duże zagęszczenie zbrojenia, zwłaszcza w partiach przypodporowych, oraz o małym skurczu (z uwagi na odkształcenia reologiczne mostów i wywołane przez nie naprężenia skurczowe w przekroju oraz współpracę z pylonami po ich połączeniu).

Skurcz rzeczywisty w badaniach laboratoryjnych okazał się znacznie (o 78%) większy niż wartość skurczu obliczona dla tych samych warunków według wzorów podanych w Eurokodzie 2. Natomiast skurcz obliczony według wzorów Eurokodu 2 jest dla konstrukcji omawianych mostów znacznie mniejszy niż skurcz obliczony dla beleczek Amslera, a niewielkie przemieszczenia skurczowe zostały potwierdzone szczegółowymi pomiarami geodezyjnymi na budowie świątyni. Rozpatrywane zagadnienie skurczu kompleksowo opisano w pracy [6].

#### 4. Montaż żelbetowych mostów-łączników na narożnych pylonach świątyni

Jednym z poważnych problemów budowy było wykonanie czterech mostów łączących wierzchołki pylonów narożnych świątyni. Mosty te, o przekroju skrzynkowym 4,80 x 4,81 m i rozpiętości po 42,58 m, zostały zabetonowane na poziomie parteru świątyni (-0,55 m) i następnie wciągnięte na wysokość +26,72 m (poziom spodu mostu) za pomocą specjalnej instalacji zaprojektowanej przez firmę BBR Polska Sp. z o.o.

Aby operacja wciągnięcia mostów i późniejszego ich osadzenia na pylonach mogła być zrealizowana, trzeba było zaprojektować specjalne wnęki podporowe w pylonach i czołach mostów. W tym celu należało rozkuć ściany wewnętrzne pylonów oraz ścianki boczne przekrojów skrzynkowych mostów, następnie powstałe wnęki odpowiednio zazbroić i osadzić w nich stalowe wnęki łożyskowe w pylonach oraz stalowe dyble (krótkie, stalowe beleczki podłużne) w ściankach bocznych przekrojów skrzynkowych mostów. Dyble te jako wsporniki mostów posłużyły do oparcia mostów na elastomerowych łożyskach garkowych we wnękach łożyskowych pylonów.



Ryc. 11. Faza podnoszenia – przed oparciem na pylonach

Zastosowany sposób wykonania mostów zapewnił dobrą jakość robót betonowych, niższy koszt oraz wyraźne skrócenie czasu ich budowy. Skrócenie to oszacowano w przypadku czterech mostów na ok. pół roku. Mosty można było betonować prawie równocześnie z przesunięciem fazowym o dwa tygodnie i w takim też cyklu mosty później podnoszono (ryc. 11).

### 5. Monitoring ugięć mostów

Jak to przewidziano w umowie z BBR Polska Sp. z o.o. dotyczącej wykonania robót budowlano-montażowych w zakresie montażu mostów, po rocznej eksploatacji dokonano przeglądu technicznego. Ugięcia mostów kontrolowano (pomiarów dokonywało Warszawskie Przedsiębiorstwo Geodezyjne SA) odpowiednio po ich opuszczeniu na podpory tymczasowe (pomiar nr 1) przed podnoszeniem (pomiar nr 2), po podniesieniu i osadzeniu wszystkich mostów na łożyskach (pomiar nr 3) oraz po ich rocznej eksploatacji (pomiar nr 4, tab. 1).

Tab. 1. Pomierzone ugięcia mostów

Most	Pomiar 1	Pomiar 2	Pomiar 3	Pomiar 4 30.09.2010	Data podnoszenia mostu
Północny	30	39	40	57	29.07.2009
Zachodni	29	39	39	56	20– 21.08.2009
Wschodni	27	38	38	56	31.08– 01.09.2009
Południowy	28	37	37	57	11.09.2009

Ugięcia mostów o 57 mm (tab. 1) potwierdziły przewidywane obliczeniami ugięcia sprężyste konstrukcji (docelowe przemieszczenia 78 mm). Pomiary przemieszczeń dybli stalowych, na których posadowiono mosty, przeprowadzono przy temperaturze powietrza 15 °C i temperaturze konstrukcji 10 °C. Wszystkie pomiary na łożyskach przesuwnych wykazały przesuw dybli stalowych w granicach od 3,5 mm na zewnątrz mostu do 1 mm przemieszczenia do środka mostu. Przesunięcia dybli stalowych w kierunku podłużnym – jako wynik sumy odkształceń termicznych i skurczowych – również potwierdziły wcześniejsze szacunki. Zmiany długości górnych i dolnych włókien mostów wynikające z przyrostu ugięć były mniejsze niż wynikające z obliczeń.

### 6. Podsumowanie

Realizacja świątyni skupiła szereg zaangażowanych ludzi, którzy przyczynili się do stworzenia tej unikatowej budowli. Główni wykonawcy – zarówno firma Z. Marciniak SA, która wzniosła świątynię do poziomu +26,42 m, jak i Warbud SA, która dokończyła budowę, wieńcząc ją krzyżem (ryc. 12) – wykazali się dużymi umiejętnościami, najlepszą wiedzą techniczną i sumiennym wykonaniem na każdym etapie robót.

Nie byłoby to możliwe bez owocnej współpracy, dialogu i stałego zainteresowania wszystkich uczestników procesu: inwestora, projektantów, wykonawcy i nadzoru. Wspólnie i twórczo reagowano na problemy i rozwiązywano je. Nie bano się zadawać pytań, konsultować opinii, a w efekcie



Ryc. 12. Montaż krzyża na konstrukcji stalowej świetlika, fot. Warbud SA

wprowadzać zmian, które służyły stworzeniu tej wyjątkowej budowli.

### Literatura

- [1] Flaga K., Nازیębło W.: *Budowa Świątyni Świętej Bożej Opactwności w Warszawie*. Budownictwo, Technologie, Architektura” 2007, nr 2, s. 34–40.
- [2] Flaga K., Nازیębło W.: *Wybrane problemy konstrukcyjne i technologiczne budowy Świątyni Świętej Bożej Opactwności w Warszawie*. „Inżynieria i Budownictwo” 2005, nr 12, s. 643–650.
- [3] Nازیębło W., Osiński B., Sieczkowski J.: *Budowa świątyni Świętej Bożej Opactwności w Warszawie*. „Inżynieria i Budownictwo” 2003, nr 9, s. 501–504.
- [4] Osiński B., Nازیębło W., Sieczkowski J.: *Zakończenie realizacji konstrukcji dolnego kościoła Świątyni Świętej Bożej Opactwności w Warszawie*. „Inżynieria i Budownictwo” 2004, nr 3, s. 119–121.
- [5] Flaga K., Nازیębło W.: *Świątynia Świętej Bożej Opactwności w Warszawie. Realizacyjne problemy konstrukcyjne w kolejnych etapach wznoszenia*. „Inżynieria i Budownictwo” 2008, nr 7, s. 361–365.
- [6] Flaga K., Jackiewicz-Rek W.: *O skurczu betonu w badaniach laboratoryjnych i rzeczywistych konstrukcjach na przykładzie Świątyni Świętej Bożej Opactwności w Warszawie*. „Inżynieria i Budownictwo” 2010, nr 9, s. 469–473.
- [7] <http://biznes.trojmiasto.pl/Gdanskie-Doraco-i-kopula-Swiatyni-Opactwności-Bozej>
- [8] [http://mostostal.chojnice.pl/swiatynia\\_1.htm](http://mostostal.chojnice.pl/swiatynia_1.htm)
- [9] PN-EN 12350-2: 2009 *Badania mieszanki betonowej. Cz. 2. Badanie konsystencji metodą opadu stożka*.
- [10] PN-EN 12390-3 *Badania betonu. Cz. 3. Wytrzymałość na ściskanie próbek do badania*.
- [11] PN-88/B-06250 *Beton zwykły*.
- [12] PN-EN 12350-7 *Badania mieszanki betonowej. Cz. 7. Badanie zawartości powietrza. Metody ciśnieniowe*.
- [13] PN-EN 12390-2:2001 *Badania betonu. Cz. 2. Wykonywanie i pielęgnacja próbek do badań wytrzymałościowych*.
- [14] PN-EN 12504-2:2002 *Badania betonu w konstrukcjach. Cz. 2. Badanie nieniszczące. Oznaczanie liczby odbicia*.

Referat wygłoszony podczas XIV konferencji *Warsztat pracy rzeczoznawcy budowlanego*, Kielce Cedzyna, 11-13 maja 2016 r.

