



Budowa Świątyni Świętej Bożej Opatrzności w Warszawie

Od kilku lat problem budowy Świątyni Świętej Bożej Opatrzności w Warszawie przewija się sporadycznie przez prasę, radio i telewizję. Podawane są do wiadomości publicznej informacje wrywkowe, niepełne, niedające właściwego obrazu realizacji tego dzieła. Najczęściej są to informacje tego typu, że np. Sejm RP przyznał na budowę świątyni z budżetu państwa 20 mln złotych (rok 2006) czy też 40 mln złotych (rok 2007), że wbrew woli zmarłego, pochowano tam księdza poetę Jana Twardowskiego. Informacje te nie sprzyjają tworzeniu klimatu korzystnego dla budowy świątyni w społeczeństwie polskim. A mimo to – od dnia wmurowania kamienia węgielnego pod budowę w dniu 2 maja 2002 roku – budowa ta stale rośnie i rozwija się w oczach. Wszystko wskazuje na to, że jej stan surowy będzie ukończony w najbliższych 2-3 latach.

Skąd ta budowa czerpie natchnienie i siłę żywotną? Otóż „budowa Świątyni Świętej Bożej Opatrzności nie jest budową jeszcze jednego kościoła, lecz jest Wotum Narodu Polskiego stanowiącym wypełnienie zobowiązania podjętego przez naszych Praojców 215 lat temu, w stosunku do Najwyższego Boga, Pana Wszechświata w podziękowaniu za odzyskaną Wolność i Konstytucję 3 Maja. Do tej historycznej intencji dziękczynnej obecnie dołączyły bardziej współczesne; za w pełni Odzyskaną Suwerenność naszej Ojczyzny, Pontyfikat Wielkiego Polaka – Ojca Świętego Jana Pawła II oraz za Zjednoczenie Europy” [1]. Koncepcja budowy Świątyni Opatrzności Bożej narodziła się w dwa dni po uchwaleniu Konstytucji 3 Maja w 1791 r., gdy Sejm Czteroletni podjął uchwałę o wzniesieniu tego obiektu jako wyrazu dziękczynienia za uchwalenie Konstytucji.

Sejm Rzeczypospolitej Polskiej w dniu 23 października 1998 r. podjął uchwałę, w której wyraził uznanie dla inicjatywy prymasa Polski kardynała Józefa Glempa wzniesienia w Warszawie Świątyni Opatrzności Bożej. W uchwale przypomniano, że 17 marca 1921 r. Sejm Ustawodawczy II RP odnowił zobowiązanie Sejmu Czteroletniego, lecz niestety przyjętej wówczas ustawy nie zdołano wykonać. Sejm III RP uważa, że śluby złożone przed dwustu laty naród powinien pilnie wypełnić.

Podczas wizyty w Polsce, 13 czerwca 1999 r., Ojciec Święty Jan Paweł II poświęcił kamień węgielny pod budowę świątyni. W dniu 2 maja 2002 r. podczas uroczystości wmurowania kamienia węgielnego jako „dar ołtarza został złożony Różaniec wykonany z kul armatnich. Wieńczy go Krzyż Warszawski, który stał kiedyś w kaplicy zamkowej. Ta nietypowa przemiana narzędzia śmierci w oręż modlitwy symbolizuje pokój. Jest także swoistym apelem o zaprzestanie wszelkich walk zbrojnych na świecie i rozwiązywanie wszelkich konfliktów drogą rozmów” [1].

Realizacja budowy świątyni opiera się na projekcie wykonawczym przygotowanym przez pracownię architektoniczną „Szymborski & Szymborski” Spółka Jawna oraz specjalistyczne biura branżowe – konstrukcyjne i instalacyjne. Na rys. 1 przedstawiono wizualizację świątyni od zewnątrz, zaś na rys. 2 – wizualizację wnętrza świątyni. Świątynia wznoszona jest na terenie Wilanowa Zachodniego, gdzie stanowić będzie dominantę wysokościową nowo powstającego miasteczka Wilanów.

W latach 2002-2004 zrealizowano w stanie surowym – w monolitycznej konstrukcji żelbetowej – kościół dolny, mieszczący m.in. sepulchrum oraz kaplicę, w której odbywają się nabożeństwa.

Obecnie realizowana jest część nadziemna świątyni, obejmująca trzy podstawowe ustroje konstrukcyjne: nawę główną, pylony wraz z kaplicami oraz mosty, zaprojektowane w monolitycznej konstrukcji żelbetowej.

Na rys. 3 przedstawiono aktualny, po korektach autorskich, przekrój poprzeczny świątyni. Jest to obiekt jednoprzestrzenny na planie krzyża greckiego o wymiarach 84,0 x 84,0 m i wysokości 68,37 m w stosunku do poziomu parteru (75,55 m do górnego poziomu krzyża), całkowicie podpiwniczony. Poziom parteru ma rzędną - 0,55 m.

Nawa główna świątyni ma ustrój konstrukcyjny ramowo-płytowy rozparty na rzucie koła o średnicy 68,0 m. Ramy rozmieszczone są na obwodzie w rytmie kątowym, w ilości 26 sztuk. Do ich wykonania zaprojektowano specjalną stalową konstrukcję rusztowania podporowego. Słupy wewnętrzne ram o przekroju prostokątnym $b=80$ cm, $h=180 \div 411$ cm, utwierdzone w płycie fundamentowej, są połączone w poziomie +59,20 m skrzynkowym pierścieniem kopuły.

Dodatkowo są one stężone w poziomie +26,42 m pierścieniem wewnętrznym w kształcie zaokrąglonego trójkąta, między poziomami +26,42 m i +34,12 m – pierścieniem pochylonym o grubości 40 cm rozpartym między słupami oraz na poziomie +37,33 m – pierścieniem obwodowym o przekroju 53x320 cm stanowiącym oparcie kopuły. Słupy zewnętrzne ram o przekroju 80x80 cm i wysokości 28,0 m stanowiące obrys nawy bocznej utwierdzone są w płycie fundamentowej i połączone w poziomie +24,12 m obwodowym pierścieniem zewnętrznym w kształcie litery L. Z uwagi na dużą smukłość są one w poziomie parteru do wysokości 10,05 m usztywnione ścianką o grubości 20 cm.

Muzeum im. Jana Pawła II, na które przeznaczone są środki budżetowe przyznane przez Sejm RP (w roku 2006 i w roku 2007 też nieprzekazane na konto budowy), przebiega obwodowo nad nawą boczną świątyni na poziomie +26,42 m. Płyta dolna o grubości 25 cm wsparta jest na ryglach ram głównych. 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 60x70 cm.

Nawa główna świątyni zawiera również inne elementy jak: zakrystię, chór, ścianę pochyłą otarza nad stropem prezbiterium, kopułę nad nawą główną z jednopowłokowej powłoki żelbetowej o grubości 15 cm i średnicy dołem 26,70 m i taras widokowy na poziomie +32,92 m. Elementy te nie będą tutaj szczegółowo omówione. Wejścia do świątyni osłonięte są masywnymi ścianami o grubości 80 cm w kształcie fali, połączonymi w poziomie stropu muzeum obwodowym wieńcem zewnętrznym.

Pylony narożne, pełniące funkcję trzonów komunikacyjnych dla muzeum mają przekrój kwadratowy o wymiarach zewnętrznych 4,80x4,80 m. Ich wysokość wynosi 26,72 m do spodu rygli (mostów) i 31,53 m – do ich górnej krawędzi, grubość ścian zewnętrznych 40 cm. Mieszczą one schody żelbetowe, szyby windowe oraz sale projekcyjne w poziomie muzeum. Ściany kaplic zewnętrznych połączone są z przeciwległymi ścianami pylonów narożnych stropodachem w poziomie +12,24 m.



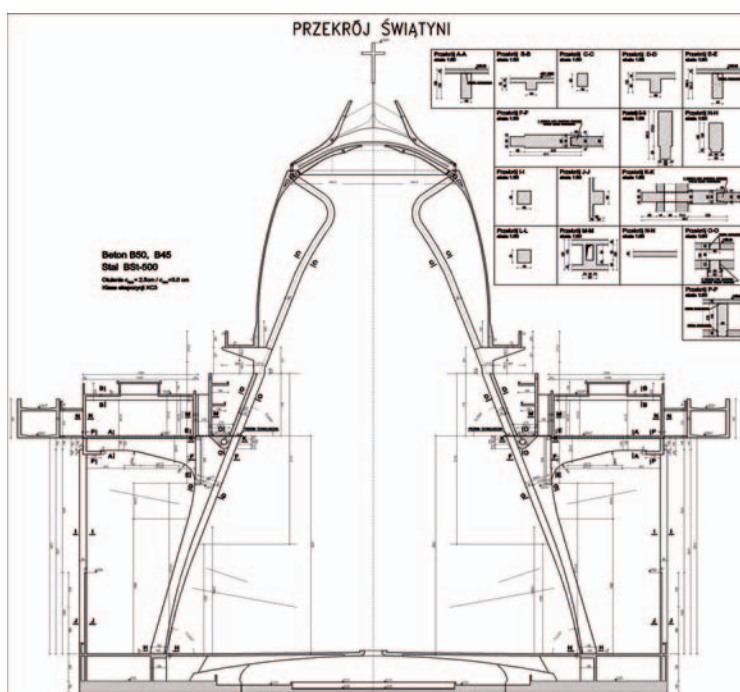
Rys. 2. Wizualizacja Świątyni od wewnątrz

Mosty między pylonami są łącznikami o przekroju skrzynkowym i wymiarach zewnętrznych 4,80x4,81 m. 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 portalowych, nadających budowli świątyni monumentalny charakter. Tworzą one razem ze schodami wejściowymi z trzech dziedzińców: Ojczyzny, Chwały i Ludu Bożego rodzaj propylejów – bram wejściowych do świątyni. Czwarty dziedziniec, za prezbiterium świątyni – to dziedziniec Życia. Przy realizacji nadziemnej części świątyni zastosowano wiele nowoczesnych technik i technologii oraz przeprowadzono liczne analizy i badania zastosowanych materiałów, zwłaszcza betonu. Poniżej omówiono kilka z nich.

1) Skład betonu projektowanego

W konstrukcji części nadziemnej świątyni zastosowano betonu dwóch klas C40/50 – dla głównych elementów konstrukcyjnych i C 35/45 – dla ele-

Rys. 3. Przekrój poprzeczny Świątyni





fot. Kacimierz Flaga

mentów drugorzędnych. Obie klasy betonu są dość wysokie, ze względu na trwałościowych. Zgodnie z normą PN-B-06265:2004 [2], stanowiącej krajowe uzupełnienie do normy PN-EN 206-1:2003 „Beton” [3], mamy tu głównie korozję spowodowaną karbonatyzacją. Elementy żelbetowe świątyni, z uwagi na umiarkowaną – a w okresie zimowym nawet dużą – wilgotność środowiska, zaliczono do klasy ekspozycji XC3. Minimalna klasa betonu wynosi wówczas C 20/25.

Niemniej jednak, z uwagi na fakt, że budowa świątyni rozłożona jest w czasie, większość elementów konstrukcyjnych będzie przez okres kilku lat wystawiona zimą na agresywne oddziaływanie zamrażania/odmrażania bez stosowania środków odładzających. Dla poziomych powierzchni betonowych narażonych na deszcz i zamarzanie, czyli klasy ekspozycji XF3 [2], wymagana jest minimalna klasa betonu C 30/37 oraz minimalna zawartość cementu 320 kg/m^3 . Beton powinien być napowietrzony (min. 4%) lub powinna być sprawdzona odpowiednią metodą jego odporność na zamrażanie/odmrażanie. Dla warunków budowy przyjęto, że jest to równoważne mrozoodporności F100, badanej metodą bezpośrednią wg normy PN-88/B-06250 [4].

Równocześnie, z uwagi na monumentalny charakter budowli, przyjęto wyższe niż ww. wymieniona klasa betonu C 30/37. Początkowo chciano tę klasę podwyższyć nawet do C 50/60 – dla elementów głównych, ale zrezygnowano z tego po analizie ilości minimalnego zbrojenia przypowierzchniowego, z uwagi na zarysowanie. Od elementów betonowych świątyni żąda się bowiem, aby ich powierzchnie zewnętrzne były pozbawione rys lub aby powstałe rysy skurczowe czy termiczne miały szerokość mniejszą niż $w_{\text{lim}} = 0,3 \text{ mm}$. To zaś implikuje wysoki stopień zbrojenia konstrukcyjnego w strefie przypowierzchniowej, który jest m.in. liniową funkcją wytrzymałości średniej betonu na rozciąganie. Ta zaś wynosi [5] $f_{\text{ctm}} = 4,1 \text{ MPa}$ – dla betonu klasy C 50/60 i $f_{\text{ctm}} = 3,5 \text{ MPa}$ – dla betonu klasy C 40/50. Obniżając zatem klasę betonu z C 50/60 do C 40/50, uzyskujemy 15% obniżkę koniecznego konstrukcyjnego zbrojenia przypowierzchniowego.

Kolejnymi elementami, które należało uwzględnić w składzie betonu projektowanego, były rodzaj zastosowanego cementu, rodzaj kruszywa, rodzaj zastosowanych dodatków i domieszek oraz konsystencja i sposób zagęszczania betonu.

• Rodzaj cementu

Większość elementów świątyni są to elementy o średniej masywności o module powierzchniowym

$2 < m < 5 \text{ [m}^{-1}\text{]}$, dla których bardzo istotnym jest ich samoociepnie pod wpływem ciepła hydratacji cementu. Stąd też, dla uniknięcia zbyt dużego samonagrzewu i zbyt dużych przypowierzchniowych gradientów temperatury należało zastosować cement o obniżonym ciepłe hydratacji. Wymogów tych nie spełniał pierwotnie proponowany cement portlandzki CEM I 42,5 R, ani też cement hutniczy CEM III/A 32,5 N. Ten pierwszy z cementów miał za duże ciepło hydratacji, rzędu $Q_7 = 370 \text{ kJ/kg}$, natomiast ten drugi miał niskie ciepło hydratacji, rzędu $Q_7 = 250 \text{ kJ/kg}$, ale należało z niego zrezygnować z uwagi na niepewną mrozoodporność oraz konieczność szczególnej pielęgnacji przy betonowaniu w okresie chłódów, co na budowie świątyni, przy wysokości ram nawy głównej wynoszącej 59,20 m, jest trudne do realizacji. Wobec niewielkiej gamy cementów, które oferował producent mieszanki betonowej, ostatecznie zdecydowano się na zastosowanie w omawianych betonach:

- w tzw. recepturze letniej – mieszaniny cementów CEM I 42,5 R i CEM III/A 32,5 N, o proporcji 1:1. Mieszanka ta daje cement o właściwościach zbliżonych do cementu portlandzkiego z dodatkami CEM II/B-S 42,5 N, uznanego przez zespół specjalistów z zakresu technologii betonu (na naradzie w Krakowie, w maju 2005 r. – fot. 1) jako właściwy do celów związanych z budową świątyni. Cement ten zawiera $21 \div 35\%$ granulowanego żużla wielkopieczowego, podczas gdy zawartość tego żużla w mieszaninie jw. wynosi $18 \div 32,5\%$, a więc podobnie jak w CEM II/B-S 42,5 N. Cement taki charakteryzuje się wystarczającą wytrzymałością wczesną i po 28 dniach, umiarkowanym ciepłem hydratacji ($Q_7 \approx 300 \text{ kJ/kg}$), możliwością stosowania w warunkach obniżonych temperatur oraz zapewni uzyskanie jasnego koloru powierzchni betonu. Jest to jeden z wymogów tzw. betonu architektonicznego, zastosowanego przez projektantów świątyni
- w tzw. recepturze zimowej – cementu portlandzkiego CEM I 42,5 R, umożliwiającego prowadzenie robót betonowych przy obniżonych temperaturach otoczenia $t_z = 5 \div 15^\circ\text{C}$, a nawet w okresie ujemnych temperatur $t_z < 0^\circ\text{C}$, pod warunkiem że temperatura wyjściowa mieszanki betonowej t_{co} jest rzędu $10 \div 15^\circ\text{C}$.

Recepturę zimową można stosować dla elementów żelbetowych o grubości zastępczej e_z do 30 cm włącznie w warunkach letnich (temperatura średniodobowa $t_z \geq 15^\circ\text{C}$) i należy stosować dla elementów o grubości zastępczej e_z do 40 cm włącznie w warunkach jesienno-zimowo-wiosennych, gdy temperatura średniodobowa wynosi $t_z < 15^\circ\text{C}$, z uwagami jak wyżej. W warunkach zimowych temperatura wyjściowa mieszanki musi tu być wyższa od 15°C . Pozostałe elementy konstrukcyjne należy traktować jako masywne i niezależnie od pory roku należy stosować do nich mieszankę betonową wg receptury letniej, tzn. na mieszaninie cementów CEM I 42,5 R i CEM III/A 32,5 N w stosunku 1:1. W warunkach zimowych ($t_z < 0^\circ\text{C}$) temperatura wyjściowa mieszanki musi tu być większa od 10°C .

Warunki powyższe zostały sprecyzowane po dokonaniu symulacji komputerowych, dodatkowych obliczeń termicznych oraz doświadczalnych pomiarów roz-

kładu temperatury wewnątrz betonowych elementów pod wpływem wydzielonego ciepła hydratacji cementu. Przykładowo elementami o grubości zastępczej $e_z = \frac{2A_c}{u_c} \leq 40$ cm są ściana czy płyta o grubości do 40 cm oraz słupy o przekroju do 60 x 120 cm. Słupy skrajne nawy bocznej mają przekrój 80x80 cm i $e_z = \frac{2 \times 0,80 \times 0,80}{4 \times 0,80} = 0,40$ m, a więc latem należy do nich stosować recepturę letnią, a w okresie jesienno-zimowo-wiosennym recepturę zimową.

• Rodzaj kruszywa

Z uwagi na wysoką klasę betonu oraz konieczność zapewnienia małych odkształceń sprężystych oraz od skurczu i pęcznienia betonu należało zastosować kruszywo dające wysoki moduł sprężystości betonu. Taki postulat spełniają kruszywa łamane, bazaltowe lub granitowe. Dla poprawy urabialności mieszanek betonowych zdecydowano się – z uwagi na wysoki stopień nasycenia przekrojów zbrojeniem – na zastosowanie mieszaniny kruszyw łamanych i otoczkowych, w proporcji 1:1, o maksymalnym uziarnieniu do 16 mm.

• Rodzaj dodatków i domieszek

Dla poprawy urabialności i spoiwości mieszanek betonowych zastosowano w nich dodatek 20% popiołów lotnych krzemionkowych, w stosunku do masy cementu. Dodatek ten zmniejsza ciepło hydratacji mieszanki, zwiększa odporność na agresję chemiczną oraz zwiększa bezpieczeństwo w kontaktach spoiwa z kruszywami reaktywnymi. Ponadto dodatek ten działa również tak, jak gdyby w recepturze zimowej dodano do ilości cementu CEM I 42,5 R dodatek spoiwa [3] o wartości 0,4x0,2 C=0,08 C, czyli 8%.

Dla upłynnienia mieszanek betonowych dodawany jest superplastyfikator w ilości 1,50% w stosunku do masy cementu oraz plastyfikator w ilości 0,50% masy cementu. Środki te dają również lekkie napowietrzenie mieszanki betonowej na poziomie 2,0÷2,5%.

• Konsystencja mieszanek betonowych

Z uwagi na duże nasycenie przekrojów zbrojeniem oraz trudnościami z wgłębnym zagęszczeniem wy-

sokich elementów konstrukcyjnych (ścian, słupów) zastosowano konsystencję mieszanki S3/S4. Konsystencja S3 – wg [3] oznacza opad stożka 100÷150 mm, co wg dawnego określenia [4] odpowiada konsystencji od półciekłej do ciekłej. Podobnie konsystencja S4 oznacza opad stożka 160÷210 mm, a więc wg dawnego określenia jest to konsystencja bardzo ciekła. W zaprojektowanych recepturach mieszanek betonowych przyjęto opad stożka 160 mm oraz beton wibrowalny.

• Zagęszczanie mieszanek betonowych

Początkowo przewidywano do wzniesienia elementów głównych części nadziemnej świątyni zastosowanie mieszanek betonowych samozagęszczalnych oraz tzw. betonu architektonicznego. Przeprowadzono na tę okoliczność badania poligonowe w skali naturalnej na 3 elementach badawczych o przekroju 0,80x1,80 m (analogicznym do przekroju słupów wewnętrznych ram świątyni) i wysokości 2,50 m. Badania te szczegółowo opisano w artykule [6].

W wyniku tych badań:

- zrezygnowano z zastosowania białego cementu w tzw. betonie architektonicznym do wykonania ram nośnych nawy głównej z uwagi na jego bardzo dużą termikę. Cement ten zastąpiono cementem CEM II/B-S, lub cementem równoważnym (mieszanina cementów CEM I i CEM III/A),
- zdecydowano o zastosowaniu betonu wibrowalnego o konsystencji ciekłej, zamiast betonu samozagęszczalnego z uwagi na rozwarstwianie się betonu samozagęszczalnego w elementach pionowych przy górnych powierzchniach kolejnych warstw, przejawiające się wypływaniem na wierzch ciekłej zaprawy bez ziaren kruszywa grubego.

Niezależnie od tych badań wykonano z betonu samozagęszczalnego SCC klasy C 40/50 jeden z głównych elementów konstrukcyjnych (tzw. most) w przyległym do świątyni Domu Parafialnym. Próba ta wypadła bardzo pomyślnie [6].

• Receptury betonu projektowanego

Po uwzględnieniu wszystkich wyżej wymienionych uwarunkowań, ostateczne receptury betonów pro-



jektowanych, opracowane przez producenta betonu i stosowane do budowy części nadziemnej świątyni, przedstawiają się następująco (tabl. 1).

2) Samoocieplenie betonów w elementach konstrukcyjnych

Większość elementów konstrukcyjnych świątyni są to elementy o średniej i dużej masywności. Jako miarę przyjęto tu tzw. moduł powierzchniowy elementu [7]:

$$m = \frac{F}{V} \text{ [m}^{-1}\text{]} \quad (1)$$

gdzie:

F – zewnętrzna powierzchnia elementu, przez którą odbywa się wymiana ciepła i wilgoci z otoczeniem [m²]

V – objętość elementu [m³].

Elementy o $m \leq 2$ [m⁻¹] zaliczamy do masywnych, zaś o $2 < m < 15$ [m⁻¹] – do elementów o średniej masywności. W myśl tej definicji, stropy o grubości 25 cm mają moduł $m = 8,0$ m⁻¹, ściany o grubości 30 cm – $m = 6,67$ m⁻¹, ściany o grubości 40 cm – $m = 5,0$ m⁻¹, ściany o grubości 80 cm – $m = 2,5$ m⁻¹, słupy o przekroju 80x80 cm – $m = 5,0$ m⁻¹, słupy w części dolnej o przekroju 0,80x1,80 m – $m = 3,61$ m⁻¹, słupy w części górnej o przekroju 0,80x4,11 m – $m = 2,99$ m⁻¹.

Z literatury wiadomo, że tzw. samoocieplenie betonu pod wpływem ciepła hydratacji cementu wynosi:

– dla elementów masywnych – $\Delta t^{\text{sam}} = 30 \div 50$ K,

– dla elementów o średniej masywności

$$- \Delta t^{\text{sam}} = 5 \div 30 \text{ K}$$

W środku elementów masywnych powstają tzw. adyabatyczne warunki tężenia (bez wymiany ciepła z przyległymi warstwami betonu), dla których samoocieplenie (tzw. adyabatyczne) wynosi:

$$\Delta t^{\text{ad}} = \frac{C \cdot Q_{\infty}}{c \cdot \gamma_c} \quad (2)$$

gdzie:

C – ilość cementu w 1 m³ betonu, kg

Q_{∞} – ilość ciepła hydratacji cementu, jakie wydzielili się w całym okresie procesu dojrzewania betonu, kJ/kg

c – ciepło właściwe betonu, kJ/kg·K; można przyjmować $c = 0,96$ kJ/kg·K,

γ_c – gęstość objętościowa betonu, kg/m³.

Licząc z powyższego wzoru (2), uzyskalibyśmy dla

elementów masywnych ($m \leq 2,0$ m⁻¹) i podanego w tabl. 1 składu betonu projektowanego (dla klasy C 40/50):

– dla receptury letniej ($Q_{\infty} = 360$ kJ/kg)

$$\Delta t^{\text{ad}} = \frac{380 \cdot 360}{0,96 \cdot 2361} = 60,4 \text{ K}$$

– dla receptury zimowej ($Q_{\infty} = 420$ kJ/kg)

$$\Delta t^{\text{ad}} = \frac{380 \cdot 420}{0,96 \cdot 2361} = 70,4 \text{ K.}$$

Dla betonu klasy C 35/45 wartości te byłyby mniejsze i wyniosłyby odpowiednio 57,8 K oraz 67,5 K. Są to samoociepnięcia bardzo wysokie, groźne dla elementów konstrukcyjnych z punktu widzenia zarysowań termicznych.

Jak wynika z powyższych obliczeń, moduł powierzchniowy większości elementów konstrukcyjnych świątyni mieści się w granicach $3,0 \leq m \leq 5,0$ [m⁻¹]. Dla takich elementów, o średniej masywności, nie dochodzi w zasadzie do powstania w ich wnętrzu adyabatycznych warunków tężenia, gdyż począwszy od pewnego momentu τ (po tzw. szoku termicznym – w 1÷2 doby po zaformowaniu – por. [6], [8]) ujawnia się już odprowadzanie ciepła z wnętrza elementu przez jego powierzchnie zewnętrzne i rzeczywiste samoocieplenie będzie mniejsze niż powyżej obliczone.

Dla elementów o $3,0 \leq m \leq 5,0$ [m⁻¹] można do wzoru (2), zamiast Q_{∞} wstawić $Q(\tau) = 0,7 Q_{\infty}$ [8] i wówczas uzyskuje się wartości Δt^{sam} bliskie rzeczywistości. Przyjmując takie założenia, uzyskuje się następujące maksymalne wartości samoociepnięcia:

– dla receptury letniej

$$\Delta t^{\text{sam}} = 42,3 \text{ K (beton C 40/50),}$$

$$\Delta t^{\text{sam}} = 40,5 \text{ K (beton C 35/45),}$$

– dla receptury zimowej

$$\Delta t^{\text{sam}} = 49,3 \text{ K (beton C 40/50),}$$

$$\Delta t^{\text{sam}} = 47,3 \text{ K (beton C 35/45).}$$

Biorąc pod uwagę temperaturę wyjściową mieszanki w okresie letnim na poziomie $t_{\text{co}} = 20^{\circ}\text{C}$ oraz w okresie zimowym $t_{\text{co}} = 10 \div 15$ K oznacza to możliwość maksymalnego nagrzania betonu w pierwszych dniach dojrzewania w elementach o $3,0 \leq m < 5,0$ [m⁻¹] do temperatury $t_{\text{c}}^{\text{max}} = 60 \div 62^{\circ}\text{C}$ latem oraz $t_{\text{c}}^{\text{max}} = 57 \div 64^{\circ}\text{C}$ – w okresie jesienno-zimowo-wiosennym.

W recepturze betonu projektowanego założono max. temperaturę w okresie samoociepnięcia się betonu na poziomie $t_{\text{c}}^{\text{max}} = 60^{\circ}\text{C}$. Jak widać obie receptury spełniają w zasadzie to założenie. Ponadto z obliczeń powyższych wynika jasno konieczność zróżnicowania receptur mieszanek na letnią i zimową, a tym samym zróżnicowania w nich rodzaju zastosowanych cementów.

W celu sprawdzenia poprawności wyżej przedstawionych obliczeń przeprowadzono w laboratorium dostawcy betonu odpowiednie symulacje komputerowe i badania. Wykazały one, że na zastosowanej w recepturze letniej mieszanki cementów CEM I 42,5 R (50%) + CEM III/A 32,5 N (50%) + popiół lotny (20% m.c) i określonej badaniami kaloryczności spoiwa, dla słupa o przekroju 80x80 cm ($m = 5,0$ m⁻¹), z betonu C 35/45, przy $t_{\text{co}} = 22^{\circ}\text{C}$ i $t_z = 15 \div 25^{\circ}\text{C}$, maksymalna temperatura w środku elementu wyniosła $t_{\text{c}}^{\text{max}} = 54^{\circ}\text{C}$

Tablica 1.
Receptury betonu projektowanego dla budowy części nadziemnej świątyni (receptury letnie)

Lp.	Nazwa składnika	Jednostka	Ilość składnika	
			Beton C 35/45	Beton C 40/50
1	Cement I 42,5 R	kg	182	190
2	Cement III/A 32,5 N/LH/HSR/NA	kg	182	190
3	Piasek 0-2 mm	kg	623	616
4	Żwir 2-16 mm	kg	556	552
5	Grys 8-16 mm	kg	569	562
6	Popiół lotny	kg	73	76
7	Woda	kg	166	166
8	Superplastyfikator	kg	6,56	6,84
9	Plastyfikator	kg	2,19	2,28
Razem		kg	2360	2361
W/C			0,46	0,44
Punkt piaskowy kruszywa			35,6%	35,6%

Uwagi:

1) Żwir 2/16 mm składa się w 60% z frakcji 2/8 mm oraz w 40% z frakcji 2/16 mm.

2) W recepturze zimowej zamiast mieszanki cementów CEM I i CEM III/A zastosowano cement CEM I 42,5 R w ilościach odpowiednio 364 kg/m³ (beton klasy C 35/45) i 380 kg/m³ (C 40/50).

(po 20 h od momentu zaformowania). Szczegółowe pomiary przeprowadzone na budowie w dniach 14÷19 czerwca 2006 r. wykazały dla takiego słupa temperaturę maksymalną $t_c^{max} = 57^\circ\text{C}$ (po 21 h od zaformowania) – przy $t_{co} = 25^\circ\text{C}$ i $t_z = 14\div 36^\circ\text{C}$.

Podobne symulacje przeprowadzone dla ściany o grubości 60 cm ($m = 3,33 \text{ m}^{-1}$) wykazały $t_c^{max} = 58^\circ\text{C}$ (po 27 h od momentu zaformowania) – rys. 4, przy $t_{co} = 22^\circ\text{C}$ i $t_z = 15\div 25^\circ\text{C}$. Dla ściany o grubości 80 cm ($m = 2,5 \text{ m}^{-1}$) uzyskano $t_c^{max} = 62^\circ\text{C}$ (po 30 h od momentu zaformowania), przy analogicznych wartościach t_{co} i t_z .

Wszystkie te badania i symulacje potwierdzają prawidłowość przeprowadzonych w niniejszym artykule obliczeń i szacunków.

Drugim ważnym zagadnieniem związanym z termiką zastosowanych betonów w elementach o masowości $m = 2,5\div 5,0 \text{ m}^{-1}$ było zapewnienie, aby średni gradient temperatury w przekroju nie przekroczył wartości $\text{grad } t \leq 20 \text{ K/m}$, co warunkuje niegenerowanie się rys termicznych w strefach przypowierzchniowych w młodym betonie. Zagadnienie to jest ściśle związane z rozkładem temperatury wewnątrz nagrzewającego się przekroju, ten zaś z samoocepleniem się betonu i szybkością odprowadzania ciepła z jego powierzchni zewnętrznych. Ta zaś zależy od rodzaju deskowania, wartości temperatury zewnętrznej t_z oraz prędkości wiatru. Zagadnienie to jest obszernym tematem, który dla potrzeb budowy został rozwiązany, ale nie będzie tu szerzej rozwinięty. Okazało się ono być bardzo ważne przy betonowaniu w okresie zimowym, przy ujemnych temperaturach zewnętrznych, gdzie należało zachować równowagę między temperaturą t_c^{max} a temperaturą wyjściową mieszanki betonowej t_{co} . Zalecono tu monitorowanie rozkładu temperatury w przekroju, w celu uniknięcia niekorzystnych zarysowań przypowierzchniowych – rys. 5.

3) Skurcz betonu w elementach konstrukcyjnych

Kolejnym ważnym zagadnieniem, które wywiera wpływ na konstruowanie świątyni i zbrojenie jej elementów nośnych, jest skurcz betonu. Normowe wartości odkształceń skurczowych są dość znaczne i wynoszą, dla średniej wilgotności względnej powietrza RH = 65% [5]:

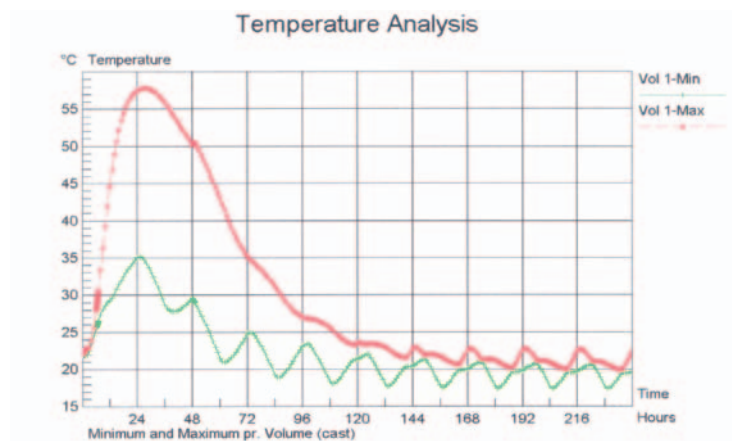
- dla betonu C 40/50 – $\varepsilon_{cs,\infty} = 0,47\text{‰}$,
- dla betonu C 35/45 – $\varepsilon_{cs,\infty} = 0,48\text{‰}$.

Odkształcenia te są znacznie większe od wydłużalności granicznej betonu zbrojonego $\varepsilon_{cs}^* = 0,10\div 0,15\text{‰}$.

Skurcz ten może wywołać duże naprężenia rozciągające w betonie elementów konstrukcyjnych. Naprężenia te, jak wiadomo [7], mogą występować jako:

- wymuszone przez więzy zewnętrzne elementu
- wymuszone przez więzy wewnętrzne (opór zbrojenia)
- własne, wywołane przez istniejące w przekroju nieliniowe, niestacjonarne pola wilgotności.

W przedmiotowej świątyni wszystkie te trzy rodzaje naprężeń mają duże znaczenie. Nawa główna jest bowiem założona na rzucie kolistym i ma dużo elementów konstrukcyjnych w formie pierścieni stężających, stropów, ścian i balustrad biegnących obwodowo, które w wyniku oparcia poziomego o sztywne ramy główne, są osiowo lub



Rys. 4. Symulacja komputerowa rozwoju temperatury w środku ściany o grubości 60 cm z betonu C 35/45

mimośrodowo rozciągane. Wymagają one zatem konstrukcyjnego zbrojenia rozciąganego w całym przekroju poprzecznym. Nie dotyczy to tych elementów, głównie ścian, które są zdylatowane. Natomiast większość elementów poziomych biegnie nieprzerwanie na obwodzie budynku i zdecydowano się ich nie dylatować. W elementach tych, na ogół mocno zbrojonych, dochodzą jeszcze dodatkowe rozciągania w betonie od oporu przeciw skurczowi – wkładki zbrojeniowych.

W wolno stojących elementach pionowych (słupy i częściowo rygle ram głównych) dominującymi są naprężenia własne, które generują duże naprężenia rozciągające w strefach przypowierzchniowych tych elementów. Stąd też strefy te wymagają niejednokrotnie zastosowania dodatkowego zbrojenia konstrukcyjnego, przeciwskurczowego. Zbrojenie to w początkowym okresie pracy konstrukcji (kilka dni po zabetonowaniu) pracuje na rozciąganie od własnych naprężeń termicznych, spowodowanych samonagrzewaniem betonu. Później, po zaniku tych naprężeń i po rozdeskowaniu elementów, może ono skutecznie przenosić własne skurczowe naprężenia rozciągające.

Sposób obliczania ilości skrośnego lub przypowierzchniowego zbrojenia przeciwskurczowego jest podobny. Zakłada się w nim, że niezależnie od mechanizmu powstania naprężeń rozciągających od skurczu w betonie, zawsze przekraczają one wartość wytrzymałości średniej betonu na rozciąganie f_{ctm} . Zbrojenia w strefie przekroczonych naprężeń f_{ctm} – o polu powierzchni A_{ct} – należy dać tyle (A_{ss}) aby przeniosło ono bryłę naprężeń rozciągających

Rys. 5. Wyniki monitoringu przebiegu temperatury wewnątrz słupów głównych ramy o przekroju 0,80x1,80 m, przeprowadzonego w dniu 18 stycznia 2007 r.



$Z_c = A_{ct} \cdot f_{ctm}$, bez przekroczenia charakterystycznej granicy plastyczności stali f_{yk} . Gwarantuje to kontrolę nad szerokością rozwarcia rys skurczowych, przy granicznej szerokości ich rozwarcia w_{lim} zazwyczaj niemożliwe jest wykorzystanie w stali – w momencie zarysowania – naprężenia f_{yk} , które należy zredukować do wartości $\sigma_{s,lim}$, zależnej od wartości w_{lim} oraz średnicy wkładek zbrojenia przeciwskurczowego.

W rezultacie tych założeń dochodzi się do prostego wzoru na stopień zbrojenia przeciwskurczowego w postaci [5], [7]:

$$\rho_{ss} = \frac{A_{ss}}{A_{ct}} = k \frac{f_{ct,eff}}{\sigma_{s,lim}} \quad (3)$$

gdzie:

k – współczynnik uwzględniający wpływ nierównomiernych naprężeń samorównoważących się w przekroju

$f_{ct,eff}$ – średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie w chwili poprzedzającej zarysowanie (można przyjmować $f_{ct,eff} = f_{ctm}$).

Operując wzorem (3) określano dla każdego z elementów konstrukcyjnych potrzebny stopień zbrojenia przeciwskurczowego ρ_{ss} , analizując go z punktu widzenia wartości współczynnika $k = 0,65 \div 1,0$ oraz z punktu widzenia wytrzymałości $f_{ct,eff}$ i $\sigma_{s,lim}$. Przykładowo dla słupów ukośnych ram głównych szerokość strefy rozciąganej przez skurcz $b_1 = 0,15 \times 800 = 120$ mm, klasa betonu C 40/50, $f_{ctm} = 3,5$ MPa, dopuszczalna szerokość rys $w_{lim} = 0,3$ mm, średnica zbrojenia przeciwskurczowego $\emptyset = 16$ mm ($\sigma_{s,lim} = 240$ MPa), $k = 0,8$ konieczna wartość ρ_{ss} wynosi:

$$\rho_{ss} = 0,8 \times \frac{3,5}{240} = 0,0117$$

skąd

$$A_{ss} = \rho_{ss} \times A_{ct} = \rho_{ss} \times b_1 \times 1,0 \times 10^{-4} = 0,0117 \times 0,12 \times 1,0 \times 10^4 = 14,0 \text{ cm}^2/\text{m},$$

czyli $\emptyset 16$ co 140 mm, poziomo i pionowo.

Ostatecznie, uwzględniając konieczne zbrojenie główne zastosowano w kierunku poziomym $\emptyset 12$ co 100 mm o $A_{ss} = 11,32 \text{ cm}^2/\text{m}$, a w kierunku pionowym $\emptyset 25$ co 175 mm o $A_{ss} = 28,04 \text{ cm}^2/\text{m}$ [6].

W analizie ilości koniecznego zbrojenia przypowierzchniowego rozważono również przypadki, w których jest możliwe wcześniejsze zarysowanie termiczne niż po 28 dniach i wówczas przyjmowano $f_{ct,eff} = 3,0$ MPa, jak w pierwszych wersjach Eurokodu 2 [3, 5]. W każdym wypadku sprawdzano również warunki, aby szerokość strefy oddziaływania prętów zbrojenia przypowierzchniowego

$$s_1^{max} = 5 (c + \emptyset/2) \quad (4)$$

była większa od rozstawu tych prętów s_1 (c – grubość otuliny prętów o średnicy \emptyset).

Obliczone w ten sposób zbrojenie przeciwskurczowe, skróśne czy przypowierzchniowe okazało się zupełnie wystarczające, tak że postulat braku widocznych zarysowań na powierzchniach wewnętrznych elementów konstrukcyjnych został w pełni zrealizowany. Aktualnie świątynia jest w aktywnej fazie budowy prowadzonej przez firmę Z. Marciniak SA z Gorzowa Wielkopolskiego pod bacznym okiem kierownika budowy mgr inż. Mariusza Popielca.

Pojawiające się problemy technologiczne czy techniczne są na bieżąco rozwiązywane. Dotyczą one także takich zagadnień jak łączniki zbrojenia, łączniki konstrukcyjne między elementami, deskowania, rusztowanie podporowe, częściowa prefabrykacja elementów. Będą one opisane w kolejnych publikacjach.

Widoczne na zdjęciach zrealizowane elementy części nadziemnej świątyni o gładkich i jednolitej barwy powierzchniach zewnętrznych, bez raków i zarysowań, o idealnie pionowych i wykształconych krawędziach świadczą o wysokim poziomie wykonawstwa i rozwiązaniu w trakcie budowy szeregu trudnych zagadnień, których zarys tylko w pewnej części został poruszony w niniejszym artykule.

prof. dr hab. inż. Kazimierz Flaga
Politechnika Krakowska
mgr inż. Wojciech Nازیębło
Pracownia Projektowa „Nazbud”, Warszawa

Literatura

- 1 T. Nitkiewicz, Świątynia Opatrzności Bożej. Biuletyn Informacyjny, Warszawa IX. 2006
- 2 PN-B-06265:2004 „Krajowe uzupełnienia PN-EN 206-1:2003”
- 3 PN-EN 206-1:2003 „Beton. Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja, zgodność”
- 4 PN-88/B-06250 „Beton zwykły”
- 5 PN-B-03264:2002 „Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie”
- 6 K. Flaga, W. Nازیębło, Wybrane problemy konstrukcyjne i technologiczne budowy Świątyni Świętej Bożej Opatrzności w Warszawie, „Inżynieria i Budownictwo”, nr 12/2005
- 7 K. Flaga, Naprężenia skurczowe i zbrojenie przypowierzchniowe w konstrukcjach betonowych. Monografia nr 295, Seria Inżynieria Lądowa, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 2004
- 8 K. Flaga, M. Pańtak, Ryzyko zarysowania płyt pomostów konstrukcji zespolonych betonowo-stalowych, „Inżynieria i Budownictwo”, nr 8/2003



foto: Michał Braszczynski