

Wybrane problemy konstrukcyjne i technologiczne budowy świątyni Świętej Bożej Opatrzności w Warszawie

Wznoszona na Polach Wilanowskich w Warszawie świątynia Świętej Bożej Opatrzności była już przedmiotem artykułów w numerach 10/2002, 9/2003 i 3/2004 „Inżynierii i Budownictwa”. Należy przypomnieć, że świątynia ta ma stanowić wotum dziękczynne narodu polskiego za uchwalenie Konstytucji 3 Maja 1791 r. Zgodnie z Uchwałą Senatu RP z 3 października 1998 r. będzie ona również symbolem wdzięczności narodu za odzyskanie wolności w 1989 r., 20 lat pontyfikatu Ojca Świętego Jana Pawła II oraz jubileusz 2000 lat chrześcijaństwa. Uroczyste wmurowanie kamienia węgielnego pod budowę odbyło się 2 maja 2002 r.

Świątynia jest dziełem niezwykłym, ponadczasowym, stąd też konieczna jest duża ostrożność i rozważa przy jej projektowaniu i realizacji. Na rysunku 1 przedstawiono aktualny, po korektach autorskich, przekrój

poprzeczny świątyni. Główne zmiany dotyczą jej górnej części, w której, w stosunku do projektu pierwotnego:

- zmodyfikowano stalowy kratownicowy świetlik nad nawą główną w poziomie +59,20 m – zastosowano świetlik dolny i górny, oddzielone powłoką szklaną; układ konstrukcyjny świetlika składa się teraz z belek (blachownic) ułożonych promieniście i połączonych pierścieniami (wewnętrznym i zewnętrznym); zmiany te pociągnęły za sobą modyfikację geometrii kopuły wewnętrznej i zewnętrznej,

- zmodyfikowano sposób odprowadzenia wody z kopuły zewnętrznej, co doprowadziło do zaprojektowania dodatkowego elementu w poziomie +37,58 m w kształcie poziomej rynny pierścieniowej,

- zmodyfikowano ramy główne w środkowym odcinku; zastosowano dodatkowe wsporniki utrzymujące poziomą rynnę,

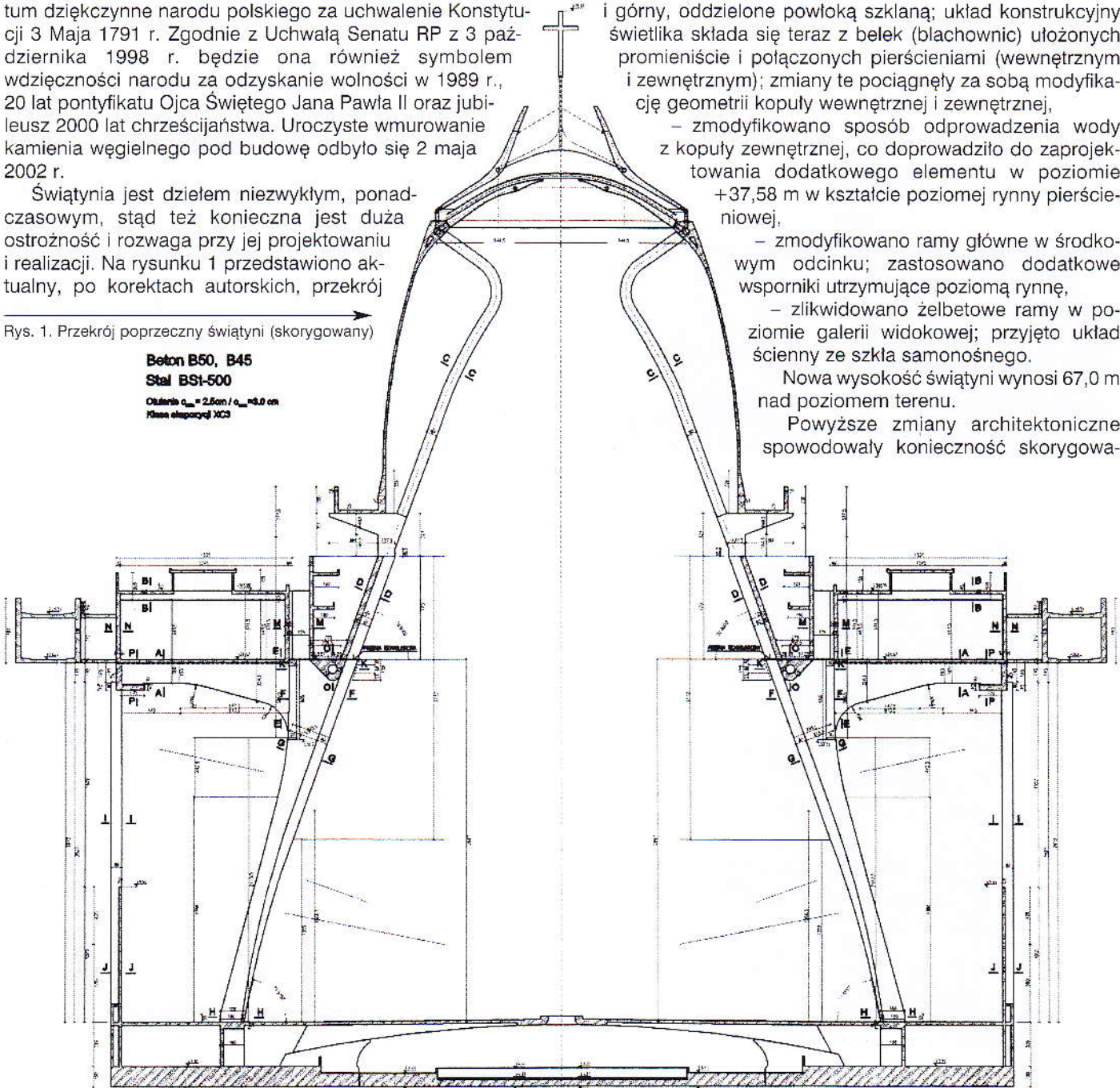
- zlikwidowano żelbetowe ramy w poziomie galerii widokowej; przyjęto układ ścienny ze szkła samonośnego.

Nowa wysokość świątyni wynosi 67,0 m nad poziomem terenu.

Powyższe zmiany architektoniczne spowodowały konieczność skorygowania

Rys. 1. Przekrój poprzeczny świątyni (skorygowany)

Beton B50, B45
Stal BSt-500
 Obciążenie $q_{d1} = 2,5 \text{ kN/m} / q_{d2} = 0,0 \text{ m}$
 Klasa ekologiczna XC3



nia projektu konstrukcji świątyni. Niżej przedstawiono wybrane problemy konstrukcyjno-technologiczne, które należało podjąć i rozwiązać.

Beton architektoniczny

Założeniem projektu architektonicznego było zastosowanie w głównych elementach kościoła głównego (słupach i ryglach ram nośnych) tzw. betonu architektonicznego. Miał to być beton samozagęszczony (SCC) klasy B60, na cementie białym lub hutniczym. Spodziewano się uzyskać gładką fakturę betonu o jasnym kolorze. Ponadto miało na uwadze ułatwienie właściwego wypełnienia form słupów i rygli ram nośnych, charakteryzujących się dużym stopniem zbrojenia.

W celu weryfikacji tego założenia, w czerwcu 2004 r. wykonano na terenie budowy 3 elementy badawcze (rys. 2) o przekroju $0,80 \times 1,80$ m (analogicznym do przekroju słupów ram świątyni) i wysokości 2,50 m. Elementy te, wykonane w deskowaniach systemowych PERI, były zbrojone analogicznie jak słupy ram świątyni (rys. 3). W deskowaniach zastosowano nową sklejkę pokrytą środkiem antyadhezyjnym PERI BIO clean. Do zbrojenia elementów przymocowano czujniki rejestrujące zmiany temperatury betonu (rys. 4).

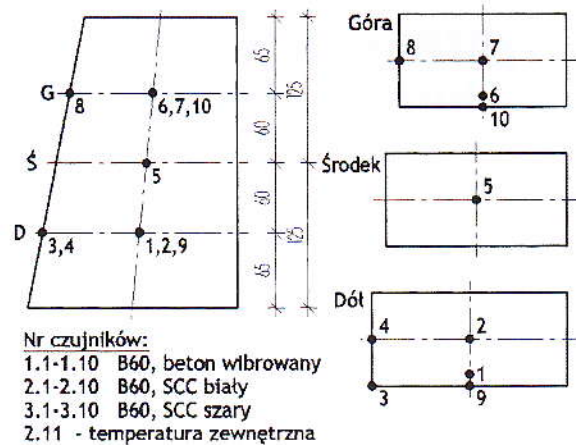


Rys. 2. Modelowe elementy badawcze



Rys. 3. Zbrojenie i deskowanie elementów badawczych

W elementach badawczych nr 1, 2 i 3 zastosowano różne rodzaje mieszanek betonowych. W elemencie nr 1 ułożono w warstwie dolnej (do połowy wysokości elementu) mieszankę samozagęszczalną SCC z cementem portlandzkim białym, a w warstwie górnej mieszankę samozagęszczalną (SCC) z cementem hutniczym.



Rys. 4. Rozmieszczenie czujników temperatury w elementach modelowych

Element nr 2 wykonano w całości z mieszanki samozagęszczalnej (SCC) z cementem hutniczym, a element nr 3 z mieszanki wibrowalnej z cementem hutniczym, zagęszczonej wibratorem wgnębnym z dodatkowym opukiwaniem deskowań. Wszystkie elementy były betonowane w dwóch warstwach o zbliżonej grubości, przy czym mieszanka betonowa w drugiej warstwie była układana po upływie 2 h od ułożenia warstwy pierwszej – w elementach nr 1 i po upływie 6 h – w elementach 2 i 3. W tabelicy 1 podano receptury mieszanek betonowych zastosowanych w elementach.

Ocenę wykonanych elementów próbnych przeprowadzono biorąc pod uwagę jakość uzyskanych powierzchni betonu oraz samoocieplenie się betonów pod wpływem ciepła hydratacji cementu. Najmniej porowate powierzchnie uzyskano w warstwie dolnej elementu nr 1 (pojedyncze pory średnicy do 4 mm,

Tabela 1

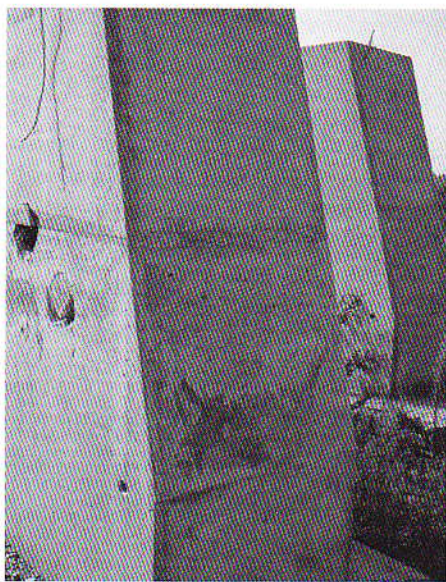
Receptury zastosowanych mieszanek betonowych, kg/m^3

Rodzaj betonu	B60 biały SCC	B60 szary SCC	B60 szary wibrowalny
Cement CEM I 52,5 HOLCIM	517		
Cement CEM III 42,5 Strzelce Opolskie		517	460
Piasek „Rydwan”	788	788	711
Grys granitowy 2 – 8	871	871	
Grys amfibolitowy 2 – 8			683
Grys amfibolitowy 8 – 16			631
Mączka wapienna	100	100	
Woda	171	171	153
Superplastyfikator „Optima 100”			1,2% = 5,52
Superplastyfikator „Optima 207”		1,6% = 8,27	
Muroplast FK 61.30	0,9% = 4,65		
Centrament STAB 510	0,4% = 2,07		
Konsystencja projektowa	rozplyw 73 cm	rozplyw 78 cm	opad 17 cm
Konsystencja mieszanek wbudowanych	rozplyw 82 cm	rozplyw 76 cm	opad 18 cm

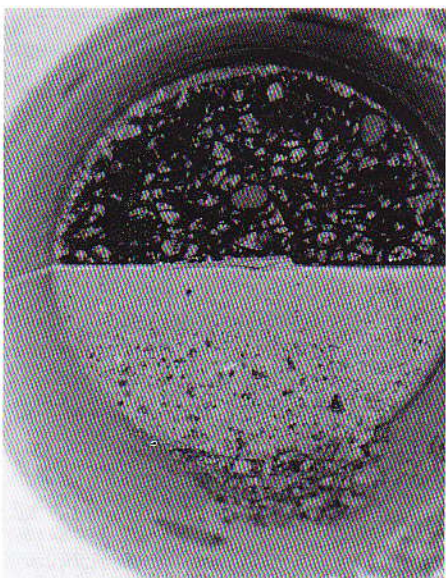
występujące sporadycznie). W warstwie górnej tego elementu (na wysokości około 30 ÷ 40 cm od góry) stwierdzono pasmo licznych porów oraz kawerny średnicy do 10 mm; wygląd powierzchni był podobny jak betonu wibrowalnego w elemencie nr 3.

W elemencie nr 2 nieliczne drobne pory wystąpiły na powierzchniach pionowych, natomiast na powierzchni pochyłej i krawędziach stwierdzono liczne pory i raki o wymiarach nawet 20 × 10 × 10 mm. W elemencie nr 3 na wszystkich powierzchniach oraz przy krawędziach występowały liczne pory i raki o średnicy około 20 mm.

Niezależnie od technologii formowania, wyraźnie zaznaczyło się połączenie warstwy górnej i dolnej. Najbardziej to zjawisko występowało w elemencie nr 2 (rys. 5). Ponadto na powierzchniach elementów z betonu na cemencie hutniczym stwierdzono niejednorodną barwę. Na rysunku 6 pokazano strefę połącze-



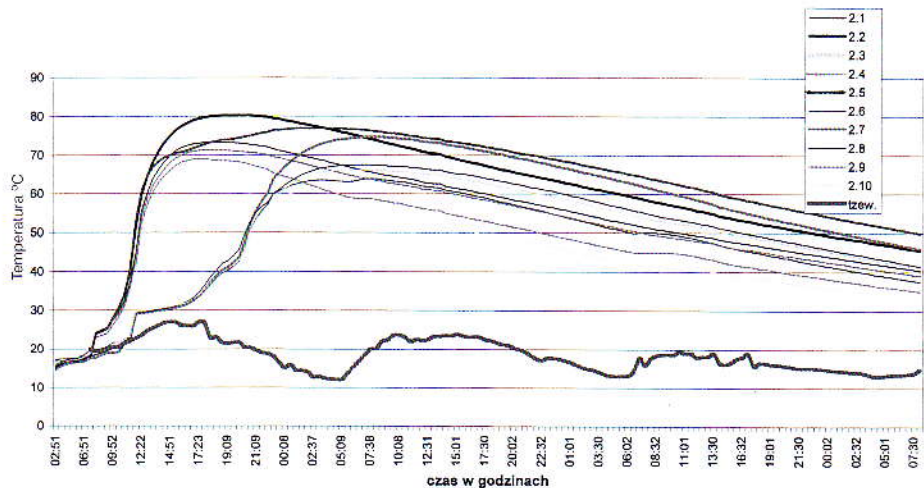
Rys. 5. Połączenie warstwy górnej i dolnej betonu w elemencie nr 2



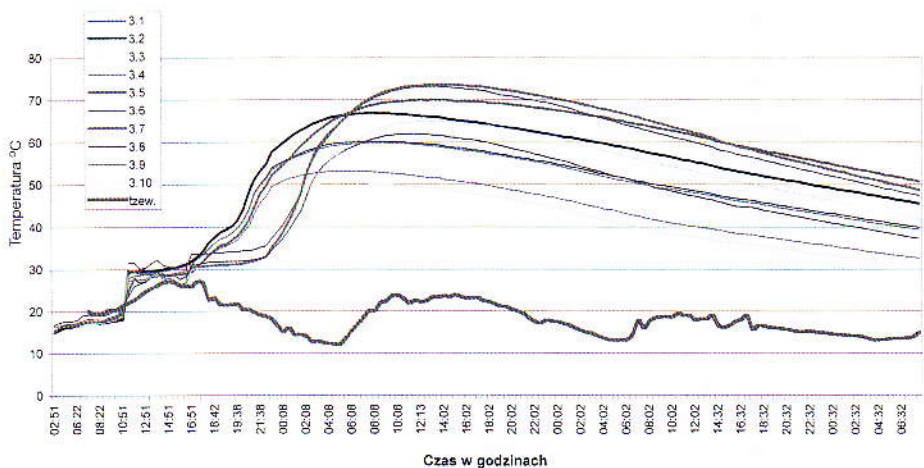
Rys. 6. Połączenie betonów SCC wykonanych na cemencie białym i hutniczym, w wykonanym odwiercie elementu nr 1

nia betonów w elemencie nr 1. Widać wyraźnie brak przenikania się mieszanek w tej strefie oraz wyraźne rozwarstwienie się betonu samozagęszczalnego na białym cemencie w warstwie przypowierzchniowej. Na wierzch, na wysokość około 40 mm, wypływał rzadki zaczyn cementowy z mączką wapienną; brakowało tu kruszywa grubego.

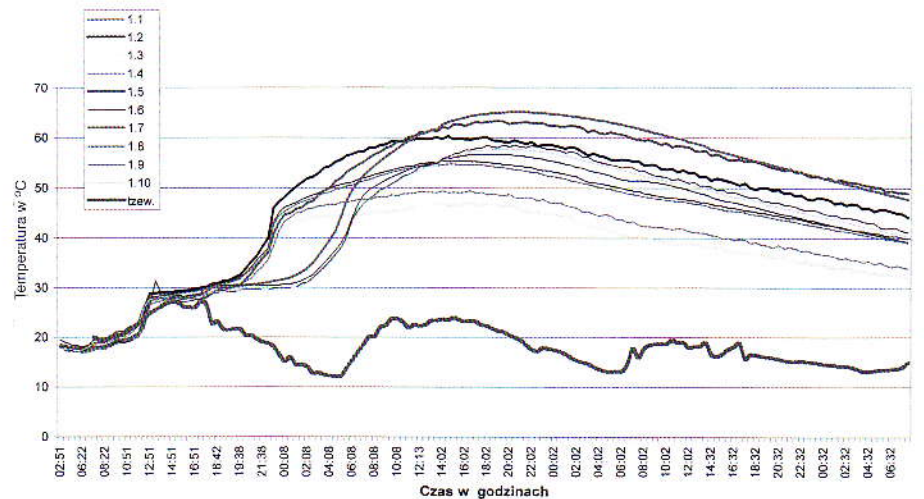
Interesujące były wyniki pomiarów temperatury w badanych elementach. Przy średniej temperaturze zewnętrznej w granicach 20°C ($t_{zew} = 12 \div 27^\circ\text{C}$; por. rys. 7-9) temperatura w środku badanych elementów wynosiła:



Rys. 7. Wykresy zmian temperatury w elemencie nr 1



Rys. 8. Wykresy zmian temperatury w elemencie nr 2



Rys. 9. Wykresy zmian temperatury w elemencie nr 3

$T_{\max} = 80,2^{\circ}\text{C}$ ($\Delta T = 60^{\circ}\text{C}$) – po $\tau_1 = 16$ h – w elemencie nr 1,
 $T_{\max} = 73,7^{\circ}\text{C}$ ($\Delta T = 53,5^{\circ}\text{C}$) – po $\tau_1 = 34$ h – w elemencie nr 2,
 $T_{\max} = 65,2^{\circ}\text{C}$ ($\Delta T = 45^{\circ}\text{C}$) – po $\tau_1 = 41$ h – w elemencie nr 3.

Zakładając, że w środku badanych elementów zaistniały adyabatyczne warunki dojrzewania ($\Delta T = \Delta T_{\text{adiab}}$), oceniono w przybliżeniu wartość ciepła hydratacji, które wydzieliło się w czasie do uzyskania T_{\max} , stosując zależność

$$\Delta T_{\text{adiab}} = \frac{CQ(\tau_i)}{c_b \gamma_b}, \quad (1)$$

w której:

C – zawartość cementu w 1 m³ betonu,

$Q(\tau_i)$ – ciepło hydratacji wydzielone w czasie τ_i ,

c_b – ciepło właściwe betonu,

γ_b – ciężar objętościowy betonu.

Przyjmując $c_b = 0,96$ kJ/(kg·K), $\gamma_b = 23,0$ kN/m³, C – jak w tabl. 1, uzyskano:

- element nr 1: $Q(\tau_1) = 256$ kJ/kg,
- element nr 2: $Q(\tau_2) = 228$ kJ/kg,
- element nr 3: $Q(\tau_3) = 216$ kJ/kg.

Wyniki te oznaczają [1], że zastosowany w elemencie nr 1 cement biały cechuje duże ciepło hydratacji $Q_{\infty} > 400$ kJ/kg i bardzo duża kinetyka jego wydzielania w pierwszych godzinach dojrzewania [(około 40 kJ/(kg·h)]. Zastosowany w elementach nr 2 i 3 cement hutniczy ma ciepło hydratacji umiarkowane $Q_{\infty} \approx 300$ kJ/kg oraz $dQ/d\tau \approx 20$ kJ/(kg·h) w pierwszej dobie dojrzewania. To powoduje, że średni maksymalny gradient temperatury pomiędzy środkiem a powierzchnią elementu wyniósł:

- element nr 1: $\Delta T/\Delta x = 23,8^{\circ}\text{C/m}$,
- element nr 2: $\Delta T/\Delta x = 22,0^{\circ}\text{C/m}$,
- element nr 3: $\Delta T/\Delta x = 18,5^{\circ}\text{C/m}$.

Uważa się, że przy gradientcie $\Delta T/\Delta x > 20^{\circ}\text{C/m}$ strefa powierzchniowa betonu ulega zarysowaniu termicznemu.

Z powyższych obserwacji i analiz wynika wniosek, że beton architektoniczny SCC na zastosowanym białym cemencie cechuje:

- duże ciepło hydratacji i bardzo duża kinetyka jego wydzielania w pierwszych godzinach dojrzewania, co powoduje znaczne samonagrzewanie badanych modeli słupów w skali naturalnej i z tym związane duże rozciągające naprężenia termiczne w strefach przypowierzchniowych betonu,
- gładka, jednolita i jasna powierzchnia betonu,
- rozwarstwianie się betonu przy górnej powierzchni, przejawiające się wypływaniem na wierzch ciekłej zaprawy bez ziaren kruszywa grubego.

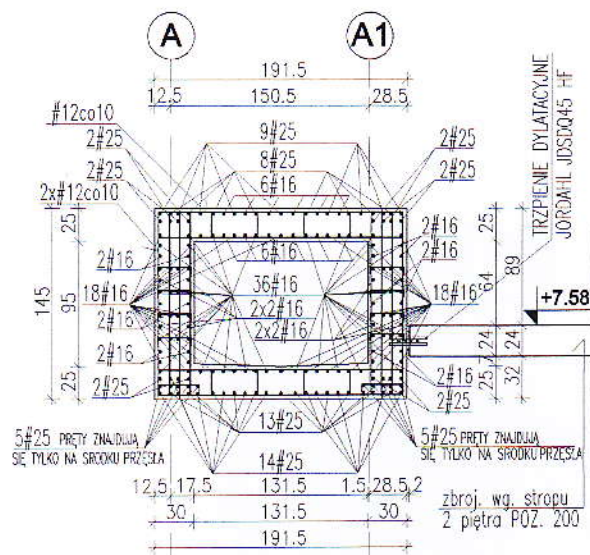
Duże ciepło hydratacji białego cementu wynika z jego dużego rozdrobnienia (400÷450 m²/kg), stąd np. A. M. Neville [2] zaleca stosowanie betonów z białym cementem do warstw powierzchniowych, układanych na podłożu z betonu zwykłego. W omawianym przypadku będzie zastosowany raczej beton architektoniczny na cemencie portlandzkim z domieszką granulowanego żuźla wielkopieczowego (np. CEM II/B-S, z domieszką żuźla do 35%), który ma również kolor jasny.

Do dopracowania pozostaje jeszcze łączenie poszczególnych warstw betonu na wysokości przedmiotowych słupów w przypadku stosowania betonu SCC. Kwestią do ustalenia jest m.in. wysokość jednorazowo betonowanej warstwy z punktu widzenia jej jednorodności i parcia na deskowanie, a także z punktu widzenia braku widocznej przerwy technologicznej i jednolitego koloru bocznych powierzchni słupów.

Beton samozagęszczalny (SCC)

W celu poznania bliżej istoty i technologii betonu samozagęszczalnego postanowiono wykonać z tego betonu belkę nad głównym wejściem w przyległym do świątyni Domu Para-

fialnym. Belka ta, położona w lekkim łuku poziomym o promieniu $R = 97,23$ m, jest jednoprzęsłowa, o rozpiętości w osi podpór $l = 28,00$ m i wysokości $h = 1,45$ m. Ma ona przekrój skrzynkowy (rys. 10), jest silnie zbrojona podłużnie i poprzecznie (rys. 11), jest silnie zbrojona podłużnie i poprzecznie (rys. 11), a ze względu na skomplikowane warunki podparcia na lewej podporze – jest silnie skręcana. Na podporze tej zlokalizowano dwa łożyska stałe belki, wykorzystując do przeniesienia reakcji ujemnej na jednym z łożysk specjalnie zaprojektowany i zakotwiony w konstrukcji ściany podpierającej ściąg (rys. 12). Drugie łożysko na tej podporze jest elastomerowe, bez możliwości przesuwu. Na podporze prawej oba łożyska są przesuwne elastomerowe.



Rys. 10. Przekrój poprzeczny belki-mostu

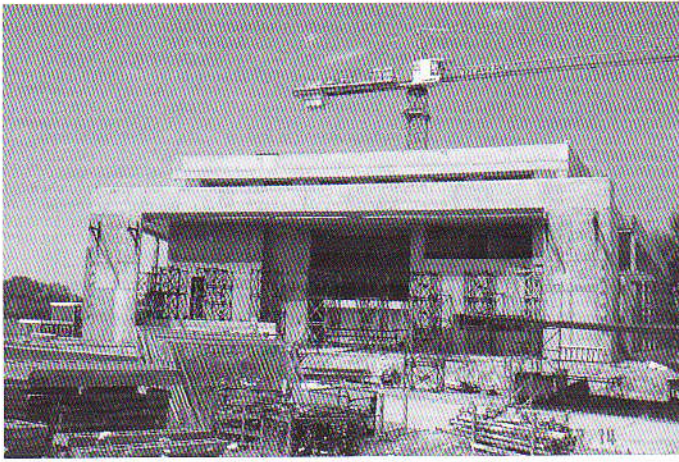
Ze względu na znaczne zagęszczenie zbrojenia (około 300 kg/m³ betonu) i duże trudności z zawibrowaniem mieszanki betonowej, postanowiono zastosować beton samozagęszczalny SCC klasy B50, zaprojektowany w Centrum Technologicznym Betonu RMC Polska. Skład mieszanki betonowej przedstawiono w tabl. 2, a cechy laboratoryjne mieszanki i betonu stwardniałego w tabl. 3 i 4.

Omawianą belkę betonowano w czerwcu 2005 r. w sposób ciągły, w obecności przedstawicieli RMC Polska. Rozplływ wbudowywanej mieszanki wynosił 81 cm. Betonowano z obu końców belki oraz przez jedną ze ścianek przekroju poprzecznego. Obawiano się trudności z usunięciem powietrza i uzyskaniem szczelnego betonu w dolnej płycie przekroju skrzynkowego. Nie napotkano na większe trudności ze szczelnym wypełnieniem deskowań, a po rozformowaniu stwierdzono właściwy stan płyty dolnej. Prowadzone w trakcie betonowania i dojrzewania betonu pomiary temperatury w środku ścianek

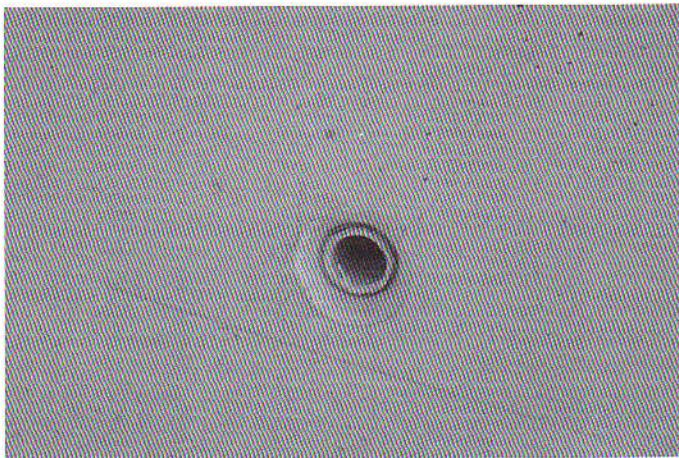
Tablica 2

Skład laboratoryjny mieszanki betonowej, kg/m³

Nazwa składnika	Ilość
Cement CEM III/A 32,5 N Rudniki HSR/NA/LH	360
Popiół z Elektrowni „Kozienice”	200
Piasek „Serwal” 0 – 2	660
Żwir „Beton-Stal” 2 – 8	405
Grys granitowy „Graniczna” 8 – 16	544
Woda	170
Superplastyfikator „Chryso Optima 207” 1,5% masy cementu	5,40
Razem	2344



Rys. 13. Widok belki-mostu po rozformowaniu



Rys. 14. Widok zarysowań ścianki pionowej belki-mostu

Konstrukcyjne zbrojenie przypowierzchniowe i skrośne elementów konstrukcyjnych

Większość elementów konstrukcyjnych świątyni wymaga silnego, konstrukcyjnego zbrojenia przypowierzchniowego lub skrośnego. Wynika to z dwóch faktów.

1. Są to elementy średnio masywne, o module powierzchniowym $2,0 < m < 15,0 \text{ m}^{-1}$. W elementach takich zarówno pola termiczne, jak i pola wilgotności mogą powodować niekorzystne naprężenia rozciągające w betonie, zwłaszcza w strefach przypowierzchniowych. Szczegółowe rozważania na ten temat zawarto w pracy [3]. Eksponowanie w świątyni zewnętrznych powierzchni betonu wymaga, aby powstałe na tych powierzchniach rysy miały szerokość nie większą niż $w_k = 0,1 \div 0,2 \text{ mm}$, tzn. aby były prawie niewidoczne.

2. Pola termiczne mogą być spowodowane samoociepłeniem betonu w wyniku ciepła hydratacji cementu, w początkowym okresie dojrzewania, a także oddziaływaniami zewnętrznymi (nasłonecznienie, zmiany temperatury otoczenia) w okresie eksploatacji obiektu. Zmiany wilgotnościowe, skurczowe są związane z oddawaniem przez beton nadmiaru wody zarobowej do otoczenia, a także w wyniku oddziaływania z wilgocią zawartą w atmosferze powietrznej otaczającej element.

Pola te są niewidoczne i w wielu przypadkach nie są „dostrzegane” przez konstruktorów. Są to pola nieliniowe i niestacjonarne, zmienne w czasie, bardzo często powodujące zagrożenie zarysowania betonu. W wielu przypadkach istniejące w elementach zbrojenie główne, poprzeczne i montażowe wystarcza do ich przeniesienia w okresie występowania ekstremów tych naprężeń. Wiele zależy w tym przypadku od schematu statycznego elementu.

Jeżeli element ma więzy zewnętrzne ograniczające możliwość jego odkształceń termicznych czy skurczowych, to powstają w nim odkształcenia i naprężenia wymuszone przez te więzy, które sumują się z naprężeniami własnymi powstałymi w przekroju wskutek nieliniowych pól temperatury czy też wilgotności. W takich sytuacjach rozciągany i narażony na zarysowanie może być cały przekrój poprzeczny elementu. Takich elementów w omawianym kompleksie świątynnym jest wiele, a każdy przypadek należy analizować oddzielnie, zwłaszcza wobec faktu, że ilość dodatkowego zbrojenia konstrukcyjnego niezbędnego do przeniesienia tych naprężeń jest z reguły duża.

Ogólnie można przyjąć, że w występujących w świątyni elementach o module powierzchniowym $2,0 < m < 5,0 \text{ m}^{-1}$ dominujące są rozciągające przypowierzchniowe naprężenia termiczne własne od samoociepłenia się betonu w pierwszym okresie dojrzewania. Te naprężenia, jak wykazano wyżej, mogą spowodować średnie gradienty temperatury $\Delta T/\Delta x \geq 20 \text{ }^\circ\text{C/m}$, prowadzące do zarysowania powierzchni betonu. Badane słupy ram głównych świątyni mają względną swobodę odkształceń wzdłużnych i dlatego nie przewiduje się powstania w nich znaczących termicznych naprężeń wymuszonych. Konieczne jest konstrukcyjne zbrojenie przypowierzchniowe w obu kierunkach przekroju poprzecznego słupów. Moduł powierzchniowy tych słupów wynosi

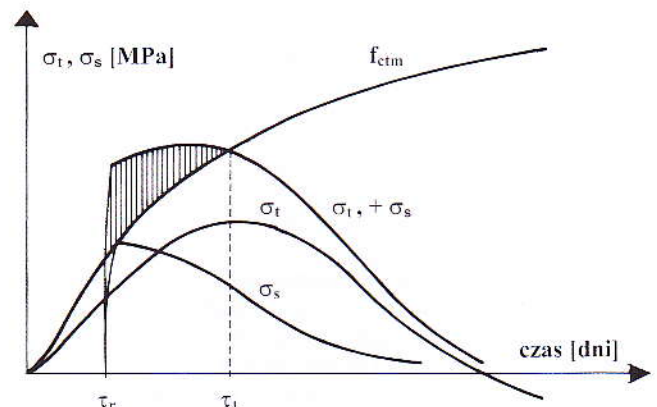
$$m = F/V = 2(0,80 + 1,80)/0,80 \cdot 1,80 = 3,61 \text{ m}^{-1}$$

Przy takiej wartości modułu powierzchniowego duże są również rozciągające przypowierzchniowe naprężenia skurczowe własne [3], które sumując się z naprężeniami termicznymi własnymi (por. rys. 15) zwiększają ryzyko zarysowania stref przypowierzchniowych. Ilość konstrukcyjnego zbrojenia w tych strefach należy obliczać ze wzoru [3, 4]

$$A_{ss} = k_c k A_{ct} \frac{f_{ct,eff}}{\sigma_{s,lim}} \quad (2)$$

w którym:

- k_c – współczynnik uwzględniający rozkład naprężeń w przekroju w chwili poprzedzającej zarysowanie,
- k – współczynnik uwzględniający wpływ nierównomiernych naprężeń samorównoważących się w przekroju,
- $f_{ct,eff}$ – średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie w chwili spodziewanego zarysowania,
- A_{ct} – pole strefy rozciąganej elementu w chwili poprzedzającej zarysowanie,
- $\sigma_{s,lim}$ – maksymalne naprężenie przyjęte w zbrojeniu rozciągającym natychmiast po zarysowaniu, zależne od granicznej szerokości rys i średnicy prętów.



Rys. 15. Sumowanie się rozciągających naprężeń termicznych własnych z naprężeniami skurczowymi własnymi w strefie przypowierzchniowej przekroju; τ_r – moment rozdeszkowania elementu, $\tau_r < \tau_1$ – okres zarysowywania się elementu

W elementach konstrukcyjnych świątyni przyjmowano najczęściej: $k_c = 1,0$ (jak przy rozciąganiu osiowym), $k = 1,0$ lub $0,8$, $f_{ct,eff} = f_{ct,lim}$, $A_{ct} = b_1 \cdot 1,0$ m (b_1 – szerokość rozciąganej przez naprężenia własne przypowierzchniowej strefy betonu), $b_1 = 0,150b$, b – szerokość przekroju poprzecznego elementu, $\sigma_{s,lim} = 200$ MPa (przy $\varnothing = 25$ mm), $\sigma_{s,lim} = 240$ MPa ($\varnothing = 16$ mm), $\sigma_{s,lim} = 280$ MPa ($\varnothing = 12$ mm), $\sigma_{s,lim} = 320$ MPa ($\varnothing = 10$ mm), $w_{lim} = 0,3$ mm.

Przy tych założeniach, stopień zbrojenia rozciąganej strefy przypowierzchniowej betonu wyniósł:

– beton klasy B45 (elementy drugorzędne) – $f_{ct,eff} = 3,2$ MPa

$$\rho_{ss} = \frac{A_{ss}}{A_{ct}} = k_c k \frac{f_{ct,eff}}{\sigma_{s,lim}} = 0,0160 \text{ (przy } k_c = 1,0, \varnothing = 25 \text{ mm),}$$

$$\rho_{ss} = 0,0080 \text{ (przy } k_c = 0,8, \varnothing = 10 \text{ mm),}$$

– beton klasy B60 (elementy główne) – $f_{ct,eff} = 4,1$ MPa

$$\rho_{ss} = 0,0205 \text{ (przy } k_c = 1,0, \varnothing = 25 \text{ mm),}$$

$$\rho_{ss} = 0,0103 \text{ (przy } k_c = 0,8, \varnothing = 10 \text{ mm).}$$

Wszystkie wyżej obliczone stopnie zbrojenia strefy rozciąganej o szerokości b_1 są bardzo duże, co wynika z wysokiej klasy projektowanego betonu i konieczności ograniczenia do minimum szerokości rys termiczno-skurczowych. W rezultacie w słupach ram głównych o przekroju 800×800 mm, $b_1 = 106$ mm, zastosowano konstrukcyjne zbrojenie przypowierzchniowe w kierunku poziomym $\varnothing 10$ co 100 mm o $A_{ss} = 7,90$ cm²/m, a w kierunku pionowym wystarcza zbrojenie główne $\varnothing 25$ co 116 mm o $A_{ss} = 42,29$ cm²/m.

W słupach ram głównych o przekroju $800 \times 1560 \div 2400$ mm, $b_1 = 120$ mm, zastosowano w kierunku poziomym $\varnothing 12$ co 100 mm o $A_{ss} = 11,32$ cm²/m, a w kierunku pionowym $\varnothing 25$ co 175 mm o $A_{ss} = 28,04$ cm²/m.

W ryglach ram głównych o przekroju $600 \times 1400 \div 3900$ mm, $b_1 = 99,0$ mm zaprojektowano w kierunku poziomym $\varnothing 16/12$ co 100 mm o $A_{ss} = 15,70$ cm²/m, a w kierunku pionowym $\varnothing 12$ co 100 mm o $A_{ss} = 11,32$ cm²/m.

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 warunek, aby szerokość strefy oddziaływania prętów zbrojenia przypowierzchniowego

$$s_1^{max} = 5(c + \varnothing/2) \quad (3)$$

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

W elementach o masywności $5,0 < m < 10,0$ m³ decydujące są naprężenia skurczowe, własne i wymuszone (które zwiększają się w czasie). Dlatego również ważne stało się obliczenie zbrojenia skrośnego przeciwskurczowego w elementach z więzami zewnętrznymi. Do takich należą m.in. elementy pierścieniowe, obiegające kościół górny wokół i opierające się na słupach i ryglach ram głównych. Ramy te są praktycznie nieodkształcalne, a więc elementy pierścieniowe, przy zaistnieniu skurczu i założeniu ich ciągłości (bez przerw dylatacyjnych), będą osiowo rozciągane dużymi siłami. Ostateczne odkształcenia skurczowe są przy tym znacznie większe od wydłużalności granicznej betonu zbrojonego, co prowadzi do zarysowania tych elementów. W celu kontroli szerokości powstałych rys jest konieczne skorzystanie z wzoru (2) do obliczenia ilości koniecznego zbrojenia skrośnego, przy czym A_{ct} jest wówczas pełnym polem przekroju poprzecznego rozpatrywanego elementu. Na przykład w płycie galerii widokowej na poziomie +34,12 m, grubości 250 mm, z betonu klasy B45,

zbrojonej poziomo prętami równoleżnikowymi $\varnothing 16$ mm, jest potrzebne zbrojenie o przekroju

$$A_{ss} = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 25,0 \cdot 100 \cdot \frac{3,2}{240} = 26,7 \text{ cm}^2/\text{m},$$

czyli $\varnothing 16$ mm co 15 cm, w dwóch rzędach na wysokości płyty. Współczynnik $k_c = 0,8$ zastosowano ze względu na częściowo sprężyste zamocowanie galerii w ryglach ram głównych.

W podobny sposób analizowano pracę pozostałych elementów konstrukcyjnych na obciążenie skurczem betonu, generalnie zakładając ciągłość tych elementów. W miejscu uciąglenia (początek i koniec betonowania) przekroje dozbrajano prętami o przekroju odpowiadającym 50% obliczonego przekroju zbrojenia A_{ss} . Jedynie w przypadku ścian żelbetowych zastosowano kilka pionowych przerw dylatacyjnych.

Trwałość elementów żelbetowych świątyni

Z uwagi na długowieczność świątyni, szczególną uwagę poświęcono trwałości elementów żelbetowych – głównego tworzywa konstrukcyjnego. Na tę trwałość składają się przede wszystkim: grubość otuliny zbrojenia, jakość betonu (klasa wytrzymałości, mrozoodporność), stopień zarysowania powierzchni elementów oraz rodzaj cementu zastosowanego do mieszanki betonowej.

Z punktu widzenia trwałości elementy żelbetowe świątyni zaliczono do klasy ekspozycji XC3, z uwagi na umiarkowaną – a w okresie zimowym nawet dużą – wilgotność środowiska. Zalecana minimalna klasa wytrzymałości betonu wynosi wówczas B25.

Przy tych założeniach otrzymuje się w przypadku np. prętów zbrojenia głównego $\varnothing 25$ mm [4]:

$c_{min} \geq \varnothing \rightarrow c_{min} \geq 25$ mm i $c_{min} \geq 15$ mm (zmniejszenie o 5 mm z uwagi na klasę betonu B45 – o 3 klasy wyższą od B25),

$\Delta c_1 = 5$ mm – z uwagi na elementy betonowane w miejscu wbudowania,

$\Delta c_2 = 10$ mm – z uwagi na przewidywany okres użytkowania 100 lat,

$$c_{nom}^{\varnothing 25} = 25 + 5 + 10 = 40 \text{ mm.}$$

W przypadku strzemion $\varnothing 12$ mm:

$c_{min} \geq 12$ mm i $c_{min} \geq 15$ mm,

$\Delta c_1 = 5$ mm, $\Delta c_2 = 10$ mm,

$$c_{nom}^{\varnothing 12} = 15 + 5 + 10 = 30 \text{ mm.}$$

Przy $c_{nom}^{\varnothing 25} = 40$ mm, jest $c^{\varnothing 12} = 40 - 12 = 28$ mm < $c_{nom}^{\varnothing 12} = 30$ mm. Należy zatem w tym przypadku zastosować $c_{nom}^{\varnothing 12} = 30$ mm i $c^{\varnothing 25} = 42$ mm.

Podobnie obliczono grubości otuliny w elementach drugorzędnych (ściany, tarcze, powłoki), z tym że grubość otuliny prętów przypowierzchniowych nie powinna być mniejsza niż $c = 30$ mm.

Co do jakości betonu, to przyjęto w elementach świątyni klasy betonu: B60 – w elementach głównych i B45 – w elementach drugorzędnych. Są to klasy betonu gwarantujące odpowiednią wytrzymałość na ściskanie i rozciąganie oraz małą odkształcalność (doraźną i długotrwałą, z uwagi na znaczną wartość modułu sprężystości E_{cm}).

Niestety, w przypadku tak wysokich klas betonu duże są odkształcenia skurczowe, decydujące w wielu przypadkach o przypowierzchniowych czy też skrośnych zarysowaniach elementów żelbetowych świątyni i koniecznym, dużym zbrojeniu konstrukcyjnym, co wykazano wyżej.

Wartości końcowych odkształceń skurczowych $\epsilon_{cs, \infty}$ wynoszą wg [4], przy wilgotności względnej wnętrza świątyni RH = 50%:

$$\epsilon_{cs, \infty} = 6,0 \cdot 10^{-4} \text{ – beton klasy B45,}$$

$$\epsilon_{cs, \infty} = 5,3 \cdot 10^{-4} \text{ – beton klasy B60.}$$

Są to wartości dużo większe od wydłużalności granicznej betonu rozciąganego, szacowanej na $\varepsilon_{2,lim} = 1,0 \cdot 10^{-4}$. Obecność zbrojenia w przekroju może tę wydłużalność zwiększyć około 2-krotnie. Dlatego zawsze należy się spodziewać zarysowań skurczowych w rozważanych elementach [skrośnych (przy istnieniu więzów zewnętrznych) czy też przypowierzchniowych] i konieczne staje się odpowiednie zbrojenie przeciwskurczowe skrośne lub przypowierzchniowe.

W celu zmniejszenia ilości tego zbrojenia A_{ss} zalecono zmniejszenie klasy betonu w elementach głównych świątyni z B60 do B50. Wówczas zmniejsza się wartość $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ we wzorze (2) z 4,1 do 3,5 MPa (o 15%) i o tyle samo zmniejsza się ilość koniecznego zbrojenia przeciwskurczowego. W celu zmniejszenia ilości tego zbrojenia przyjęto również w obliczeniach wartość dopuszczalnej szerokości rys $w_{lim} = 0,3$ mm, co dopuszcza norma [4] ze względu na ochronę przed korozją elementów klasy ekspozycji XC3.

Pozostaje jeszcze do rozważenia problem jakości cementu, stosowanego do mieszanek betonowych na budowie świątyni. Centrum Technologii Betonów RMC Polska, sprawujące merytoryczny nadzór nad technologią betonów, zaproponowało zastosowanie do betonów klas B60 i B45 cementu hutniczego CEM III/A 32,5 N/HSR/NA/LH z Cementowni Rudniki, który zawiera dodatek granulowanego żuźla wielkopiecowego w ilości do 60%. Cement ten wykazuje małe ciepło hydratacji (250 kJ/kg – po 7 dniach dojrzewania), dużą szczelność zaczynu, dużą odporność na działanie czynników korozyjnych, odporność na reakcję kruszywo-alkalia, korzystne właściwości reologiczne mieszanek oraz mniejszą zdolność do tworzenia wykwitów w porównaniu z betonami z cementami portlandzkimi.

Betony na tym cemencie wymagają jednak szczególnych warunków pielęgnacji, zwłaszcza w przypadku obniżonych temperatur powietrza, silnego nasłonecznienia i wiatru. Ponadto można mieć zastrzeżenia do mrozoodporności betonów na tym cemencie w przypadku, gdy nie stosuje się domieszek napowietrzających mieszanek betonową.

Beton na cemencie CEM III/A 32,5 N zastosowano z dobrym skutkiem do wykonania elementów konstrukcyjnych kościoła dolnego, dolnych części pylonów oraz domu parafialnego. Osiągnięto to dzięki temu, że obecnie produkowane w Polsce cementy hutnicze mają oddzielny przemiał klinkieru portlandzkiego i granulowanego żuźla wielkopiecowego, materiałów o różnej twardości – a przez to dużo lepsze właściwości niż znane dawniej cementy hutnicze.

Mimo to, zakwestionowano zastosowanie tego cementu do wzniesienia elementów głównych kościoła górnego, zwłaszcza z uwagi na jego niepewną mrozoodporność oraz konieczność szczególnej pielęgnacji przy betonowaniu w okresie chłódów, co na budowie świątyni, przy wysokości ram głównych kościoła górnego wynoszącej 59,20 m, może się często zdarzyć.

Po naradzie z udziałem wybitnych specjalistów polskich z zakresu technologii betonu, która odbyła się w Krakowie w maju 2005 r., uznano, że właściwy do tego celu jest cement z dodatkami CEM II/B-S 42,5 N, zawierający 21 + 35% granulowanego żuźla wielkopiecowego. Charakteryzuje się on wytrzymałością wczesną i po 28 dniach, umiarkowanym ciepłem

hydratacji (około 300 kJ/kg – po 7 dniach dojrzewania), możliwością stosowania w warunkach obniżonych temperatur oraz zapewnia uzyskanie jasnego koloru powierzchni betonu.

Producent betonu RMC Polska zasugerował zastosowanie cementu z dodatkiem popiołu lotnego CEM II/B-V 42,5 N z Cementowni Rudniki. Specjaliści jednak orzekli, że z uwagi na mały ciężar objętościowy popiołu, około 2,15 kg/dm³ wobec 3,1 kg/dm³ w przypadku klinkieru portlandzkiego, będzie on przy zagęszczaniu wyływał na powierzchnię i spowoduje powstanie na stykach roboczych przebarwień i smug koloru ciemnoszarego, co może pogorszyć walory architektoniczne betonowej faktury świątyni.

W konsekwencji tych analiz, producent betonu RMC Polska (obecnie CEMEX Polska) opracował 3 recepty betonu klasy B50 na elementy główne świątyni, zawierające jako spoiwo mieszaninę cementów CEM III/A 32,5 N z Cementowni Rudniki i CEM I 42,5 R z Cementowni Chełm, w proporcjach 300:129 kg, 129:300 kg i 429:0 kg. Betony te, jako wibrowalne, są obecnie w trakcie badań w laboratorium CEMEX-u. Założono w nich stopień wodoszczelności betonu W8 i stopień mrozoodporności F100 oraz konsystencję S4/S5 (opad stożka 20+25 cm). W przypadku pozytywnych wyników badań, poszerzonych o analizę samoociepłenia się tych betonów w obniżonych temperaturach otoczenia, będą opracowane receptury mieszanek betonu wibrowalnego klasy B45 oraz mieszanek samozagęszczalnych betonów klas B50 i B45. Użycie danej jakości mieszanek – wibrowalne czy samozagęszczalne – będzie uzależnione od oceny wykonawcy, który powinien wziąć pod uwagę również czynnik ekonomiczny.

Uwagi końcowe

W artykule poruszono kilka problemów konstrukcyjnych i technologicznych, które wyniknęły podczas współpracy projektanta, wykonawcy i inwestora przy realizacji projektu wykonawczego kościoła górnego świątyni Świętej Bożej Opatrzności w Warszawie. Z uwagi na wagę przedsięwzięcia i jego skalę problemy te starano się rozpatrywać wszechstronnie, posługując się wiedzą inżynierską i naukową, a także koniecznymi badaniami na modelach i elementach w skali naturalnej. Autorzy uważają, że działając w ten sposób będzie można uniknąć błędów projektowych i wykonawczych, które mogłyby rzutować ujemnie na wizerunek świątyni w ocenie inwestora i użytkowników.

PIŚMIENNICTWO

- [1] Prospekty Centrum Technologii Betonów RMC Polska: 1 – Cementy portlandzkie, 2 – Cementy dla budownictwa komunikacyjnego, Cementy portlandzkie popiołowe. Warszawa 2002.
- [2] Neville A. M.: Właściwości betonu. Wydawnictwo Polski Cement Sp. z o.o., Kraków 2000.
- [3] Flaga K.: Naprężenia skurczowe i zbrojenie przypowierzchniowe w konstrukcjach betonowych. Monografia nr 295. Politechnika Krakowska, Kraków 2004.
- [4] PN-B-03264:2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone – Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [5] Litzner H.-U.: Grundlagen der Bemessung nach DIN 1045-1 in Beispielen. Ernst & Sohn, Berlin 2003.

Wspomagajmy darowiznami budowę świątyni Świętej Bożej Opatrzności

Wpłaty na konto: Fundacja Budowy Świątyni Opatrzności Bożej

00-695 Warszawa, ul. Nowogrodzka 49, tel./fax 022-621-25-90

Bank PEKAO SA, nr konta: 70 1240 1024 1111 0000 0270 2746