

Świątynia Świętej Bożej Opatrzności w Warszawie. Realizacyjne problemy konstrukcyjne w kolejnych etapach wznoszenia

• **Projekt architektoniczno-budowlany.** Projekt świątyni powstał na przełomie 2002/2003 roku. W założeniu miała to być inwestycja zrealizowana w stanie surowym w okresie 5 lat. W dalszych latach przewidziano prace związane z aranżacją i wyposażeniem wnętrza. Zaistniała sytuacja finansowa po wykonaniu dolnej części kościoła spowodowała pewne spowolnienie prac i zmiany w harmonogramie robót budowlanych.

Przyjęto założenie etapowania budowy tak, aby nie dopuścić do zatrzymania realizacji. Ustalono wówczas następujące etapy w kolejności czynnika czasu:

1) wykonanie 8 pylonów narożnych do poziomu +26,72 m; poziom parteru ma rzędną -0,55 m,

2) wykonanie zewnętrznych obwodowych słupów elewacyjnych, z wieńcem obwodowym w kształcie litery L na poziomie +24,12 m,

3) wykonanie wewnętrznych słupów pochyłych ram nośnych świątyni, do poziomu +26,42 m,

4) wykonanie wewnętrznego obwodowego wieńca w kształcie zaokrąglonego trójkąta, spinającego górą słupy pochyłe ram nośnych, na poziomie +26,42 m.

Stan budowy po wykonaniu dolnej części kościoła opisano w numerze 3/2004 „Inżynierii i Budownictwa” [1], a wybrane problemy konstrukcyjne i technologiczne związane z dalszym prowadzeniem robót opisali autorzy niniejszego artykułu w numerze 12/2005 „Inżynierii i Budownictwa” [2]. Rozważono tam problemy tzw. betonu architektonicznego zastosowanego w świątyni, możliwości zastosowania betonu samozagęszczonego (SCC), konstrukcyjnego zbrojenia przypowierzchniowego i skrośnego elementów konstrukcyjnych oraz trwałości elementów żelbetowych świątyni.

Z kolei w zeszycie 2/2007 kwartalnika „Budownictwo, Technologie, Architektura” [3] autorzy przedstawili główne problemy technologiczne związane z budową świątyni, dotyczące składu mieszanki betonu projektowanego (dobór cementu, kruszywa, dodatków i domieszek, konsystencja mieszanek betonowych, zagęszczanie mieszanek betonowych oraz receptury betonu projektowanego), samoociepnięcia betonów w elementach konstrukcyjnych oraz skurczu betonu w tych elementach.

W niniejszym artykule przedstawiono pewne, wybrane problemy realizacyjne, które doprowadziły dziś budowę świątyni do poziomu +26,42 m, na którym to poziomie rozpoczęła się realizacja Muzeum im. Jana Pawła II (rys. 1). Jest to o tyle istotny moment w budowie świątyni, że w wyniku przetargu muzeum to realizuje firma Warbud SA z Warszawy oraz że finansowanie tych prac jest możliwe z budżetu państwa.

Dotychczasowy wykonawca, firma „Z. Marciniak SA” z Gorzowa Wielkopolskiego, dobrze zasłużyła się dla tej budowy. Pod bacznym okiem kierownika budowy mgr. inż. *Mariusza Popielca* zrealizowano wszystkie, wymienione wyżej etapy wznoszenia świątyni. Wysokie kwalifikacje reprezentowane

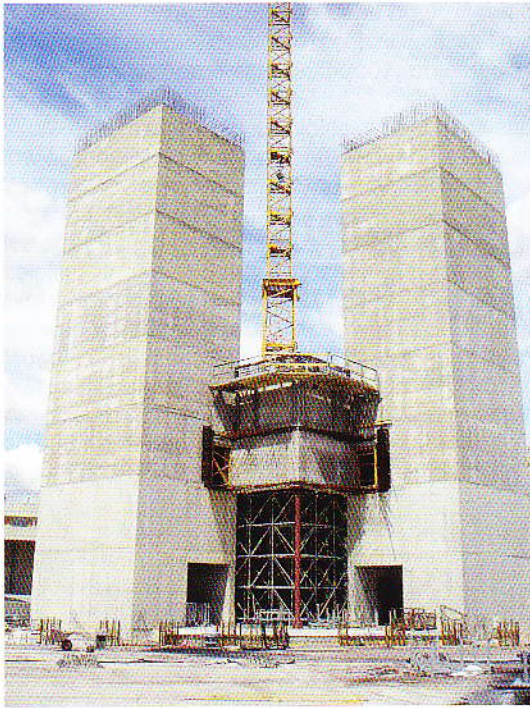


Rys. 1. Widok konstrukcji Świątyni Świętej Bożej Opatrzności w Warszawie

przez zespół wykonawczy zaowocowały odpowiednim postępowaniem robót oraz wysoką jakością prac budowlanych. Można powiedzieć, że jest to jedna z wzorowo prowadzonych budów w Polsce, o której zaczyna już być głośno zagranicą [4]. Pomogła w tym również dobra współpraca między inwestorem, wykonawcą, projektantami i nadzorem budowlanym.

• **Etap wykonania pylonów.** Pylony narożne, pełniące funkcję trzonów komunikacyjnych muzeum mają przekrój kwadratowy, o wymiarach zewnętrznych 4,80 × 4,80 m. Ich wysokość wynosi 26,72 m do spodu rygli (mostów) i 31,53 m – do ich górnej krawędzi. Ściany zewnętrzne mają grubość 40 cm. W pylonach znajdują się schody żelbetowe, szyby windowe oraz sale projekcyjne w poziomie muzeum. Ściany kaplic wewnętrznych są połączone z przeciwległymi ścianami pylonów narożnych stropodachem w poziomie +12,24 m. Pylon stanowi podpory łączników, zwanych „mostami”, które są po prostu ryglami potężnych ram portalowych, nadających świątyni monumentalny charakter. Tworzą one, razem ze schodami z trzech dziedzińców: Ojczyzny, Chwały i Ludu Bożego rodzaj propylejów – bram wejściowych do świątyni. Czwarty dziedziniec, za prezbiterium świątyni, to dziedziniec Życia.

W trakcie wykonywania pylonów zaistniały problemy technologiczne, związane z koniecznością czasowego podparcia montażowego „rękawów” prowadzących na chór. Nie było wówczas jeszcze słupów elewacyjnych, na których te „rękawy” są oparte za pośrednictwem trzpieni dylatacyjnych typu „Jordan”. Podpora technologiczna musiała mieć określoną podatność, aby nie wprowadzać dodatkowych naprężeń do konstrukcji tarczownic „rękawów” (rys. 2). Po wykonaniu obu konstrukcji (tzn. pylonów i łączników do chóru) wprowadzono częściowe zmniejszenie nośności podpory przez zmianę jej po-



Rys. 2. Widok pylonów i łącznika

wierzchni przekroju tak, aby wymusić powolny i założony w projekcie liniowy rozkład obciążenia (reakcji) na trzpienie.

• **Etap wznoszenia zewnętrznych, żelbetonowych słupów elewacyjnych.** Słupy te, o przekroju 80×80 cm, wysokości 28,0 m i rozstawie w odległości osiowej 2,20 m, usytuowane na planie okręgu, tworzą obrys bocznej nawy świątyni. Są one utwierdzone w płycie fundamentowej i połączone u góry żelbetowym pierścieniem w kształcie litery L. Z uwagi na dużą smukłość w trakcie wznoszenia (są one wspornikami przed spięciem pierścieniem górnym) $\lambda = 2,0 \times 28,0 / 0,80 = 70$, należało je usztywnić w poziomie ścianą grubości 0,20 m, sięgającą do wysokości 10,05 m (rys. 3). Prowadząc systematyczną kontrolę zmian (zwiększania) wytrzymałości betonu klasy C40/50 w tych elementach można było przyspieszyć proces realizacyjny i ograniczyć koszty.

Pierścień wieńczący słupy ma wymiary $180 \times 205 \times 40$ cm. Zbrojenie wieńca należało zaprojektować tak, aby było zdolne do przeniesienia dużych sił od skurczu betonu i wpływów termicznych, spowodowanych samoociepnięciem się betonu pod wpływem ciepła hydratacji cementu, z uwzględnieniem terminów rozpoczęcia betonowania i zespolenia całości w różnych warunkach klimatycznych. Uzyskane znaczne siły rozciągające w pierścieniu skłoni-



Rys. 3. Fragment konstrukcji zewnętrznych słupów usztywnionych ścianą osłonową oraz oparcia słupa pochylego na tymczasowej konstrukcji wsporczej

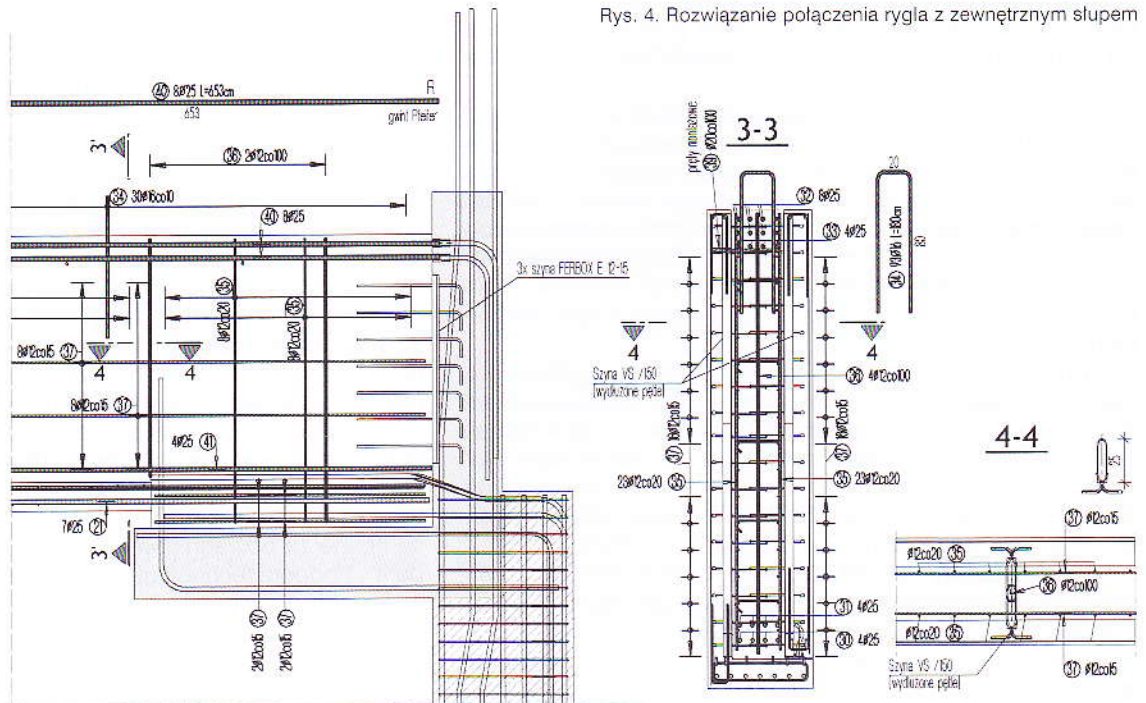
ty projektantów do zastosowania łączenia zbrojenia głównego na mufy typu „Lenton”, przy stopniu zbrojenia tego elementu $\rho = 0,8 \div 1,5\%$.

Tak wykonana ściana zewnętrzna stała się niezależną konstrukcją samostabilną, przygotowaną do późniejszego połączenia z promieniście ukształtowanymi ryglami ram głównych świątyni.

Poszukując optymalnego rozwiązania tych rygli, bez konieczności ich deskowania oraz wykonania bardzo wysokich rusztowań, uzgodniono wspólnie z kierownictwem budowy, że zostaną one wyko-

nane z traconym ściennym deskowaniem z prefabrykatów żelbetonowych. W tym celu opracowano nowe węzły łączące te rygle z wewnętrznymi pochylonymi słupami żelbetonowymi i zewnętrznym pierścieniem ścian zewnętrznych, z wykorzystaniem połączeń mufowych i szyn VS (rys. 4).

• **Etap wznoszenia wewnętrznych pochylonych słupów żelbetonowych.** Wewnętrzne pochyle słupy żelbetonowe są elementami ram głównych świątyni (por. rys. 3). Mają one przekrój zmienny na wysokości ($b = 80$ cm i $h = 180 \div 411$ cm) i są utwierdzone w płycie fundamentowej. Docelowo są one spięte na poziomie +26,42 m trójkątnym pierścieniem wewnętrznym oraz na poziomie +37,58 m obrzeżnym pierścieniem dźwigającym kopułę kościoła i obrzeżną rynną pierścieniową. Zanim



Rys. 4. Rozwiązanie połączenia rygla z zewnętrznym słupem

słupy te osiągną poziom pierwszego górnego stężenia na poziomie +26,42 m, są one pochylonymi elementami wspornikowymi, które wymagały w trakcie realizacji podparcia poziomego. Podparcie to było konieczne z uwagi na duże momenty zginające, na które te słupy nie były projektowane, a także z uwagi na dużą smukłość, możliwość utraty stateczności, zwłaszcza przy zaistnieniu sił poziomych działających prostopadle do ich powierzchni bocznych (np. od parcia wiatru).

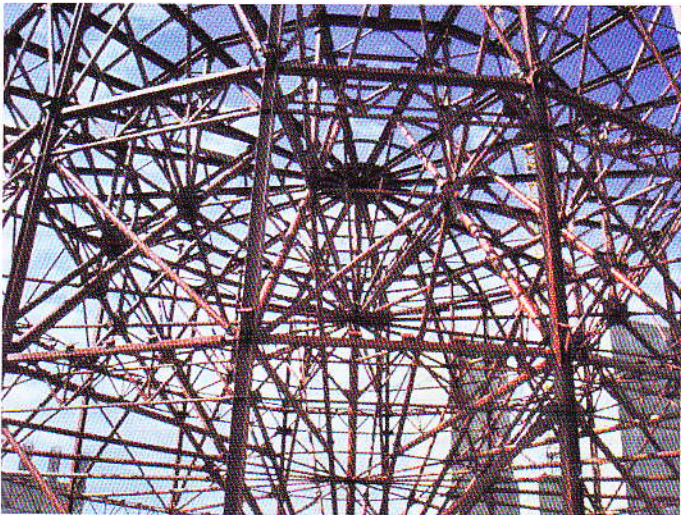
Na propozycję kierownika budowy, zdecydowano zbudowanie wewnątrz świątyni stalowej konstrukcji wsporczej, ze stołem montażowym na poziomie +20,0 m (rys. 3 i 5). Konstrukcja ta była tak przygotowana, że przejmowała poziome siły powstałe w trakcie betonowania słupów. W celu zmniejszenia deformacji tej konstrukcji i nieprzewidzianych przemieszczeń, betonowanie słupów było prowadzone naprzemiennie, parami. Wykonano także nieliniową analizę statyczną nośności pochylego wspornika słupa (z uwzględnieniem zmienności modułu sprężystości betonu w czasie) w celu określenia maksymalnej siły, którą przekaze słup na stalową konstrukcję wsporczą.

Oparcie słupa na tej konstrukcji zaprojektowano przez specjalne kompensatory (rys. 6) tak, aby wykluczyć ewentualność niekontrolowanego dodatkowego nacisku na konstrukcję wsporczą od wpływów termicznych. Tak wykonane słupy przez pewien czas opierały się na poziomie +20,00 m, czeka-

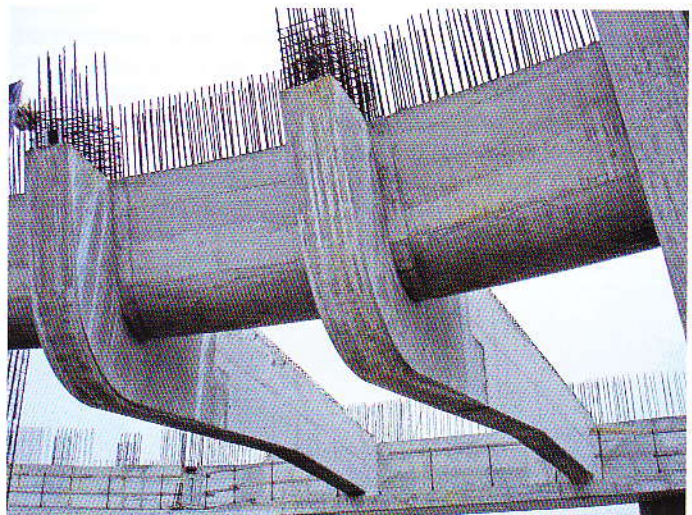
jąc na ich połączenie wewnętrznym wieńcem na poziomie +26,42 m. Na tym etapie ich siły przekrojowe pochodziły od ciężaru własnego, oporu konstrukcji wsporczej oraz parcia wiatru.

• **Etap wykonania wewnętrznego obwodowego wieńca spinającego słupy pochyle.** Wieńiec wewnętrzny obwodowy jest jednym z najbardziej odpowiedzialnych elementów, stabilizującym cały układ konstrukcyjny (rys. 7). W celu zapewnienia w dużej mierze jego niezmienności geometrycznej w trakcie realizacji został on zaprojektowany jako stalowa rura obetonowana żelbetowym płaszczem (rys. 8). W celu zapewnienia zespolenia zastosowano pewną odmianę łączników listwowych w postaci szeregu blach z otworami na długości elementu (rys. 9). Betonowanie odbywało się odcinkami, z łączeniem prętów zbrojeniowych mufami typu „Lenton”.

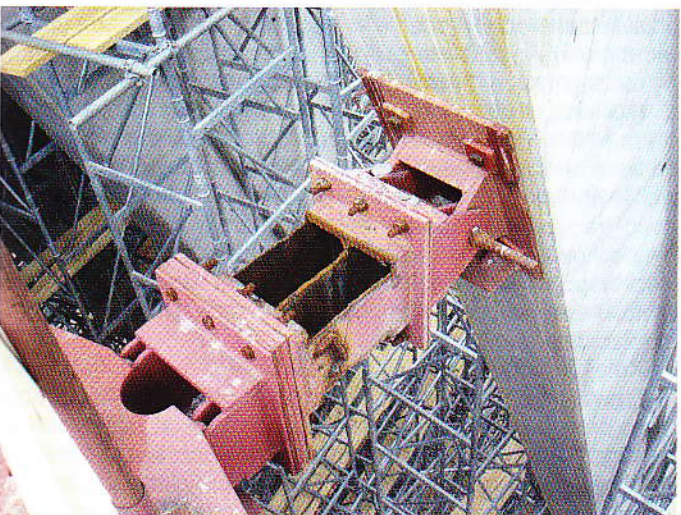
Każdy etap wykonanej konstrukcji świątyni był analizowany pod względem kosztów. Po wykonaniu całego wieńca inwestor poinformował uczestników procesu budowlanego, że ze względów finansowych należy przygotować wykonaną konstrukcję na dłuższy przestój, wynoszący około 6–8 miesięcy, z usunięciem zbędnych deskowań i podpór technologicznych. Stanowiło to kolejne wyzwanie dla konstruktorów, jak zabezpieczyć rozdzielne konstrukcje ścian zewnętrznych i pochyle słupów wewnętrznych przed deformacjami i uczynić je



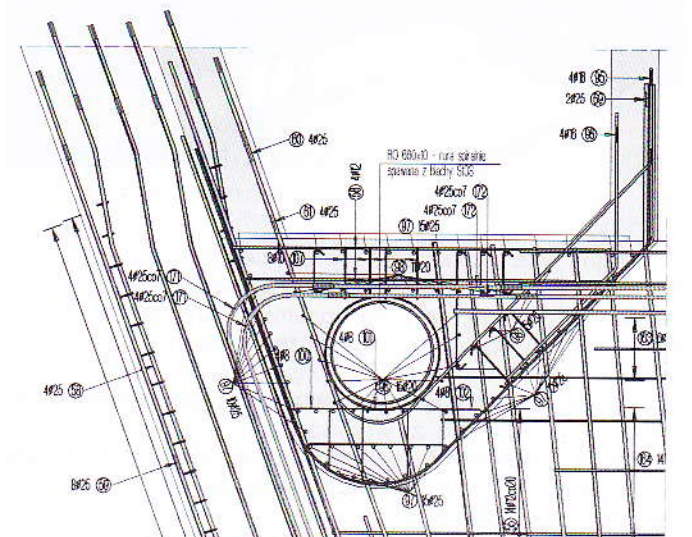
Rys. 5. Fragment stalowej konstrukcji wsporczej



Rys. 7. Fragment wieńca wewnętrznego stabilizującego konstrukcję



Rys. 6. Kompensator w miejscu oparcia słupa pochylego na konstrukcji wsporczej



Rys. 8. Fragment rozwiązania konstrukcyjnego wieńca wewnętrznego



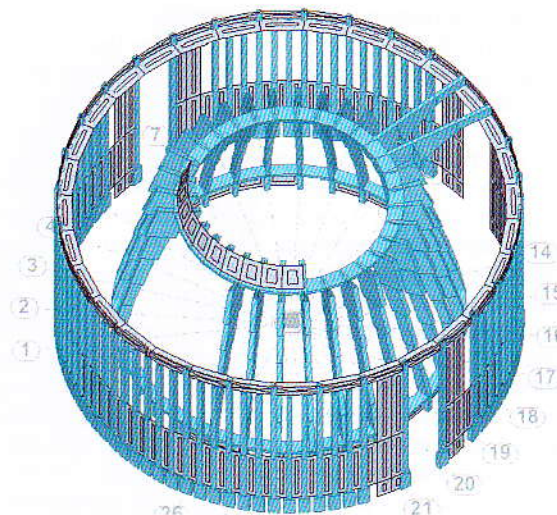
Rys. 9. Widok rury stalowej zastosowanej w wieńcu wewnętrznym

konstrukcjami niezależnymi samonośnymi. Wprowadzono dane według proponowanego schematu do programów MES. Uzyskane wyniki wskazywały, że nad ołtarzem w rejonie ściany prezbiterium, gdzie architekt uwolnił tę przestrzeń od czterech ram, należy wykonać pochyłą ścianę tarczą wysokości $h = 2,2$ m w celu przeniesienia dość znacznych naprężeń powstałych od zginania i skręcania (rys. 10).



Rys. 10. Ściana tarcza nad prezbiterium o wysokości 2,2 m

Kolejne pytanie brzmiało: czy rozdzielność tych konstrukcji będzie rozwiązaniem prawidłowym, czy też należy je połączyć. Biorąc pod uwagę, że obie konstrukcje zostały wykonane w tym samym czasie, przy ich dużej masywności i długości przeszło 210 m, liczone się, iż naprężenia skurczowe nadal będą odgrywały znaczącą rolę. Oba wieńce zaprojektowano bez dylatacji, co oznaczało, że wprowadzenie dodatkowych stężeń łączących obie konstrukcje mogło wymusić pojawienie się więzów sztywnych. Po wnikliwej analizie zdecydowano się wykonać tylko dwa krótkie rygły, zlokalizowane nad chórem po przeciwnej stronie wykonanej ściany tarczy. Obliczeniowo wykazano, że to miejsce jest właściwe i nie wprowadza sztywnych



Rys. 11. Analizowany model konstrukcji, z dwoma ryglami łączącymi wieńce

więzów między konstrukcjami (rys. 11), a wzajemne przemieszczenia poziome wieńców w fazie przestoju prac budowlanych oszacowano na $f = 10$ mm.

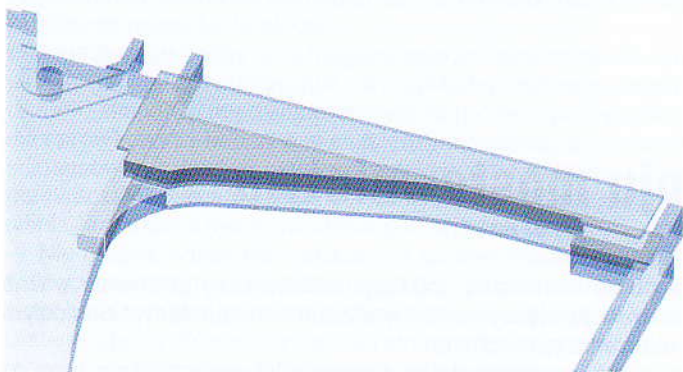
Ostatnim etapem było usunięcie kompensatorów i zwolnienie konstrukcji żelbetowej od jakichkolwiek podpór. Uzgodniono wspólnie z kierownictwem budowy, że osłabiać należy kompensatory (co drugi) leżące naprzeciwko siebie i sprawdzić przemieszczenia pochyłych konstrukcji wewnętrznych. Taki zabieg powtarzano do ostatniego kompensatora. Osłabienie polegało na tym, że kompensator pozbawiono dolnych i górnych blach. Żebra zostały tylko ponadcinane, co dawało możliwość w późniejszych etapach zablokować czasowo niektóre podparcia. Wizualnie po ich zwolnieniu było widać, że blachy się odkształcają, co potwierdziło słuszność wcześniejszych założeń, iż obie konstrukcje powinny być na tym etapie realizacji rozdzielone, tak aby nie oddziaływać na siebie.

Po czterech miesiącach dokonano dokładnych pomiarów geodezyjnych wieńca obwodowego. Poziome przemieszczenia całego pierścienia na zewnątrz w kierunku strony dziedzińca Ludu Bożego wynosiły $f = 52$ mm, a różnica między poszczególnymi węzłami $\Delta f = 5-10$ mm, która powstawała w trakcie betonowania elementów i odkształceń szalunków.

• **Różne koncepcje wykonania rygli ram głównych.** Kolejnym etapem realizacji świątyni jest wykonanie rygli ram głównych, łączących pochyłe słupy wewnętrzne z pierścieniem zewnętrznym nad słupami ścian elewacyjnych. Rygły te, przewidziane do wykonania w I półroczu 2008 r., będą stanowić elementy nośne stropu pod Muzeum Jana Pawła II. Idea wykonania tych rygli została poddana szczegółowej analizie.

Pierwszą propozycją było wykonanie ich jako elementów o konstrukcji monolitycznej. Koncepcja zabudowania całego parteru wieżami podporowymi do deskowania i wykonania tych elementów budziła pewien niepokój. Była to koncepcja dość tradycyjna. Zaproponowano zatem wykonywanie rygli metodą nawisową, rozpoczynając od słupa pochyłego w postaci wspornika o wysokości $h = 360$ cm. Analiza finansowa wykazała jednak, że jest to dość drogie rozwiązanie i m.in. dlatego zostało ono odrzucone.

Kolejną propozycją było wykonanie rygli metodą traconych deskowań (rys. 12). Wspólnie z firmą Jordahl & Pfeifer opracowano projekt koncepcyjny, który wstępnie został zaakceptowany przez inwestora, jako rozwiązanie nowoczesne, a zarazem spełniające wymagania ekonomiczne. Zaprojektowano wszystkie nowe połączenia rygła ze słupami. Zdecydowano, że nawet te, które nie są powtarzalne, zostaną wykonane według tego rozwiązania, na przykład rygiel nad chórem (rys. 13).



Rys. 12. Rozwiązanie rygli z traconym deskowaniem, łączących wieńce



Rys. 13. Rygle nad stropem chóru

Kompletna dokumentacja była już gotowa w trakcie wykonywania wieńca zewnętrznego, w którym zabetonowano stosowne łączniki VS oraz połączenia gwintowane PH firmy „Pfeifer”.

• **Technologia betonu w masywnych i średnio masywnych elementach.** Większość żelbetonowych elementów świątyni to elementy o średniej masywności ($2,0 < m = F/V \leq 15,0 \text{ m}^{-1}$), ale bliżej elementów masywnych ($m \leq 2,0 \text{ m}^{-1}$). Na przykład ściany grubości 30 cm mają moduł powierzchniowy $m = 6,7 \text{ m}^{-1}$, grubości 40 cm $m = 8,0 \text{ m}^{-1}$, słupy $80 \times 80 \text{ cm}$ $m = 5,0 \text{ m}^{-1}$, a słupy $80 \times 296 \text{ cm}$ $m = 3,18 \text{ m}^{-1}$. W elementach takich duże znaczenie mają pola termiczne od samoociepnięcia się betonu w wyniku ciepła hydratacji cementu. Pola te generują pola termicznych naprężeń własnych i wymuszonych (przy istnieniu więzów zewnętrznych), które mogą być przyczyną zarysowań termicznych. Problem ten szczegółowo omówiono w pracy [3]. Podano tam również szczegółowe rozwiązania dotyczące receptury mieszanek betonowych stosowanych na budowie.

Reżim technologiczny od momentu rozpoczęcia wykonywania elementów nad kościołem dolnym był narzucony przez biuro konstrukcyjne. Przedłożono specyfikacje mieszanek betonu

projektowanego na porę letnią i zimową, które stanowiły podstawę wykonania receptury dla dostawcy mieszanki betonowej. Wskazywała ona rodzaj cementu (w tym wypadku CEM II/B-S-42.5N), kruszywo lamane, dodatki i domieszki, temperaturę mieszanki, konsystencję, mrozoodporność.

Drugim ważnym problemem było panowanie nad rozwojem temperatury w elementach. Zostały ściśle określone takie parametry, jak maksymalna temperatura w okresie samoociepnięcia betonu na poziomie $t_{\text{max}} = 60^\circ\text{C}$ oraz średni gradient $\Delta t/\Delta x \leq 20 \text{ K/m}$. Tak założone parametry były w trakcie procesu betonowania kontrolowane, zwłaszcza w okresie zimowym. Dzięki dużej odpowiedzialności kierownika budowy, wszystkie wymagania zostały dotrzymane, co zaowocowało wysoką jakością uzyskanego betonu.

• **Muzeum Jana Pawła II – kolejny etap budowy.** Przełom roku 2007/2008 został zapoczątkowany ogłoszeniem przetargu na wykonanie części muzealnej i zarazem nowymi wyzwaniem dla uczestników procesu budowlanego. Zakres prac obejmuje konstrukcję powyżej 26,42 m, zakończoną tarasem widokowym, co stawia duże wymagania technologiczne. Krótki termin wykonania części muzealnej (9 miesięcy) spowodował, że nowy wykonawca, Warbud SA, zdecydował wykonanie rygli ram głównych o konstrukcji monolitycznej przy tradycyjnym deskowaniu i stęplowaniu podporami wieżowymi. Kolejnymi trudnymi etapami budowy będzie wykonanie pochylej ściany kurtynowej nad prezbiterium świątyni oraz „mostów” pomiędzy głowicami pylonów.

• **Uwagi końcowe.** W artykule poruszono kilka ważnych problemów konstrukcyjnych, jakie należało rozwiązać przy realizacji głównej części Świątyni Świętej Bożej Opatrzności w Warszawie. Ważne jest, że problemy te, przy współpracy z inwestorem i wykonawcą, pomyślnie rozwiązano i że budowa ta w okresie ostatnich 2 lat osiągnęła znaczny stopień zaawansowania. Należy podkreślić wysoką jakość deskowań i rusztowań, zaprojektowanych dla tej budowy przez firmę PERI Polska Sp. z o.o. Obecnie jest gotowe około 2/3 stanu surowego świątyni, a dobry postęp prac zależy od pomyślnego rozwiązania kwestii finansowania budowy. Zdaniem autorów artykułu, do pomyślnej realizacji dotychczasowych prac w pełni przyczyniła się dobra współpraca między inwestorem, wykonawcą i zespołem projektowym. Należy tu podkreślić duże zaangażowanie mgr. inż. *Macieja Leszczyńskiego* i mgr. inż. *Mariusza Janiaka* z biura projektów „Nazbud” oraz mgr. inż. *Jacka Mosieja* i *Wojciecha Suchockiego* z firmy wykonawczej „Z. Marciniak SA”.

PIŚMIENNICTWO

- [1] *Osiński B., Nازیębło W., Siczekowski J.*: Zakończenie realizacji konstrukcji dolnego kościoła Świątyni Świętej Bożej Opatrzności w Warszawie. „Inżynieria i Budownictwo”, nr 3/2004.
- [2] *Flaga K., Nازیębło W.*: Wybrane problemy konstrukcyjne i technologiczne budowy Świątyni Świętej Bożej Opatrzności w Warszawie. „Inżynieria i Budownictwo”, nr 12/2005.
- [3] *Flaga K., Nازیębło W.*: Budowa Świątyni Świętej Bożej Opatrzności w Warszawie. „Budownictwo, Technologie, Architektura”. Wydawnictwo „Polski Cement”, nr 2/2007.
- [4] Die Fachzeitschrift für Bau + Technik BETON 4/2008, Verlag Bau + Technik GmbH.

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