

Zarysowanie dwóch zbiorników na wodę

Dr inż. Marek Wesołowski, dr inż. Paweł Piotrkowski,
Politechnika Gdańska



XXVII

Konferencja
Naukowo-Techniczna

awarie budowlane 2015

1. Wprowadzenie

Rozpatrywane dwa analogiczne zbiorniki żelbetowe wybudowano tuż przy brzegu Zatoki Gdańskiej. Przewidziano je jako zbiorniki wody technologicznej. Ich przekrycie zaprojektowano w postaci lekkiej konstrukcji stalowej, przy czym alternatywnie przewidziano możliwość zastosowania przekrycia z modyfikowanych tworzyw sztucznych.

Zbiorniki wykonano jako otwarte walcowe monolityczne konstrukcje żelbetowe, o wysokości wewnętrznej 13,00 m i średnicy wewnętrznej 14,50 m, co daje pojemność jednego zbiornika wynoszącą 2000 m³. Ściany cylindryczne (zamocowane w dnie) przyjęto o stałej grubości wynoszącej 0,30 m, przy czym od strony wewnętrznej, bezpośrednio przy płycie fundamentowej, dano wzmacniające skosy o wymiarach 0,30 × 0,30 m.

Każdy zbiornik posadowiono na własnej, kołowej płycie fundamentowej o średnicy 15,50 m i grubości 0,40 m, wykonanej w technologii żelbetowej monolitycznej. Założono, że w normalnym trybie eksploatacyjnym zbiorniki będą napełnione do wysokości 12,50 m, czyli 0,50 m poniżej ich górnej krawędzi.

Do wykonania zbiorników przewidziano beton klasy C30/37, dla klas ekspozycji XC2 oraz XS1, przy wodoszczelności W8. Receptura mieszanki betonowej przewidywała ponadto zastosowanie cementu CEM II A-V 42,5 R w ilości 330 kg/m³, co dawało wskaźnik wodno-cementowy w/c = 0,46. Należy zauważyć, że zastosowano cement klasy R, czyli szybko twardniejący (w recepturze podano R7 = 37,5 MPa, R28 = 47,5 MPa). Ponieważ betonowane miało miejsce w okresie letnim, autorzy niniejszego opracowania próbowali znaleźć w udostępnionych dokumentach i notatkach uzasadnienie takiego przyjęcia parametrów cementu – jednakże nigdzie ww. wyjaśnienia nie udało się uzyskać. Pod płytą fundamentową przyjęto beton podkładowy (chudy beton) o klasie C8/10.

Jako zbrojenie konstrukcyjne do betonu przyjęto gatunek stali zbrojeniowej żebrowanej znaku B500SP, odpowiadającej wymaganiom klasy A-IIIN wg PN-B-03264:2002. W projekcie wykonawczym nie podano żadnych specjalnych wymagań odnośnie pożądaných właściwości mieszanki betonowej, a także technologii jej układania. Projekt przewidywał wykonanie od wewnątrz zabezpieczającej elastycznej powłoki, natomiast ostatecznie na etapie realizacyjnym zrezygnowano z tej technologii, wykonując od strony wewnętrznej zbiorników jedynie

zaimpregnowanie powierzchni ścian mineralną zaprawą do uszczelniania krystalicznego. Należy zaznaczyć, że na takie rozwiązanie uzyskano zgodę projektanta.

Żelbetowe ściany zbiorników zazbrojono obustronnie pierścieniowymi prętami poziomymi (obwodowymi) o średnicy 16 mm, przy czym ich przekrój dobrano z warunku przeniesienia w całości równoleżnikowych sił rozciągających. Ponieważ siły te są zmienne na wysokości zbiornika, przyjęto zróżnicowane zbrojenie obwodowe w poszczególnych pasmach ścian.

W paśmie pierwszym, przy płycie fundamentowej, aż do poziomu 1,00 m na wysokości płaszcza, przewidziano obustronnie pręty co 17,7 cm. W paśmie drugim, od poziomu 1,00 m do wysokości 4,00 m, przewidziano obustronnie pręty co 15 cm. W paśmie trzecim, od poziomu 4,00 m do wysokości 6,00 m, przewidziano obustronnie pręty co 20 cm. W paśmie czwartym, od poziomu 6,00 m do wysokości 9,00 m, przewidziano obustronnie pręty co 25 cm. W paśmie piątym, od poziomu 9,00 m do wysokości 13,00 m, przewidziano obustronnie pręty co 30 cm.

Zbrojenie pionowe (także obustronne) przyjęto z prętów o średnicy 10 mm, przy czym przy dnie ich rolą było przeniesienie południkowych momentów zginających w płaszczyźnie zbiornika, natomiast w pozostałych partiach ścian – funkcja prętów montażowych, łączących zbrojenie poziome. Na wysokości płaszcza zbiornika przyjęto podstawowy układ prętów pionowych co 20 cm, przy czym w pasmach przy fundamencie na wysokości 2,00 m dano dodatkowe pręty o tej samej średnicy, co zagęściło rozstawy do 10 cm.

Płyta denna została zazbrojona górą i dołem prętami obwodowymi o średnicy 16 mm oraz prętami promieniowymi o średnicy 14 mm, z rozstawami zmiennymi, dostosowanymi do przebiegu momentów radialnych i obwodowych.

2. Warunki posadowienia zbiorników

Podłoże gruntowe w rejonie posadowienia analizowanych zbiorników jest uwarstwione: zalegają w nim: piaski drobne, średnie i grube w stanie zagęszczonym, wilgotne namuły w stanie plastycznym i miękkoplastycznym, a poniżej – żwiry i pospółki w stanie zagęszczonym. Przy tak zróżnicowanych warunkach gruntowych postanowiono posadowić zbiorniki na fundamentach bezpośrednich w postaci dwóch płyt żelbetowych (pod każdym zbiornikiem dano oddzielną płytę). Poziom



Rys. 1. Widoczny obraz zarysowań zbiorników od strony południowej (na pierwszym planie zbiornik nr 1)



Rys. 2. Widoczny obraz zarysowań zbiorników od strony południowo-zachodniej (na pierwszym planie zbiornik nr 2)

posadowienia ww. płyt przyjęto na głębokości 1,00 m poniżej poziomu terenu.

Z uwagi na występowanie przypowierzchniowych nasypów niekontrolowanych (do głębokości około 0,50 m poniżej poziomu terenu) w projekcie konstrukcyjnym zalecono wymianę tych gruntów na piaski grube i drobne lub pospółkę, odpowiednio zagęszczane warstwowo do wymaganego wskaźnika.

3. Technologia wykonywania zbiorników

Wykonywanie konstrukcji żelbetowej obydwu zbiorników miało miejsce latem i trwało około dwóch miesięcy, po czym przeprowadzono próby szczelności. Obydwa zbiorniki wykonywano niemal w tym samym czasie, z niewielkim przesunięciem, wynikającym z technologii prowadzenia prac. Beton na budowę dowożono z wytwórni, przy czym czas jego dowozu mieścił się w granicach do 40 minut.

W kontekście powstałych zarysowań istotne było spreycyzowanie dla każdego z nich różnicy czasu, jaki upłynął między wykonaniem płyty fundamentowej a wykonaniem ściany płaszczka oraz między poszczególnymi sekcjami ścian.

Betonowanie płyty fundamentowej zbiornika nr 1 miało miejsce 28.06, natomiast ściany płaszczka I etapu – 30.07, czyli po 32 dniach. Z kolei betonowanie płyty fundamentowej zbiornika nr 2 miało miejsce 25.06, natomiast ściany płaszczka I etapu – 16.07, czyli po 21 dniach. Tak więc w tym kontekście zbiornik nr 1 miał o 11 dni dłuższą przerwę pomiędzy betonowaniem fundamentu i ścianą. Podobnego typu przerwy dotyczyły również poszczególnych sekcji betonowanych ścian. Z uzyskanych informacji wynikało także, że rozdeskowywanie fundamentów i ścian następowało każdorazowo po dwóch dniach od chwili rozpoczęcia betonowania.

4. Opis uszkodzeń zbiorników

Pierwsze przecieki wody i pionowe zarysowania ścian zaobserwowano w zbiorniku nr 1 już po pierwszym

dniu od jego napełnienia, przy czym po dwóch dniach stwierdzono powiększającą się do 15 liczbę zarysowań. W zbiorniku nr 2 sytuacja przedstawiała się podobnie, z tym, że rys pionowych początkowo stwierdzono mniej, przy czym należy zaznaczyć, że zbiornik ten był w pierwszej fazie obciążony mniejszym słupem wody.

Inwentaryzacja zarysowań ścian zbiorników wykazała, że większość rys pionowych była zlokalizowana od strony południowej zbiorników, przy czym mniejszą intensywność procesu zarysowań wykazywał zbiornik nr 2. Jak stwierdzono podczas wizji lokalnych, maksymalne szerokości rys oscylowały wokół 0,2 mm, przy czym ich zasięg dochodził do połowy wysokości ścian zbiorników (rys.1 i 2).

Istnienie przecieków wskazywało na działanie w ścianach obydwu zbiorników znacznych obwodowych naprężeń rozciągających, które przekroczyły wytrzymałość betonu na rozciąganie. Mogły one pochodzić zarówno od obciążeń zewnętrznych (parcia wody technologicznej), jak i od wymuszeń wewnętrznych, spowodowanych przyczynami technologicznymi, związanymi z odkształceniami skurczowymi, powstałymi podczas procesu wiązania betonu. Ten aspekt został szczegółowo przeanalizowany w dalszej części pracy. W późniejszym okresie zostały uwidocznione (po intensywnych opadach deszczu) również dodatkowe zarysowania poziome, pokrywające się z miejscami przerw roboczych.

5. Parametry wytrzymałościowe betonu i stali

Próbki betonu w postaci kostek sześciennych o boku 15 cm, pobrane podczas betonowania zbiorników przekazano do laboratorium, celem wyznaczenia wytrzymałości betonu na ściskanie (18 próbek) oraz określenia jego wodoszczelności (6 próbek). Poniżej przedstawiono najistotniejsze uzyskane wyniki.

Wyznaczone z badań wytrzymałości betonu na ściskanie, pomierzone na podstawowej partii 15 kostek sześciennych, wyniosły od 39,0 MPa do 55,9 MPa (średnia: 45,4 MPa). Przy takich parametrach tej populacji wyników okazało się, że rozpatrywany beton odpowiada

klasie C30/37. Trzy próbki o nierównej powierzchni uzyskały parametry odpowiadające betonowi klasy C20/25. W kontekście uzyskanych wyników (po odrzuceniu wspomnianych trzech niereprezentatywnych próbek) uznać można, że rozpatrywany beton spełnił wymagania, wytrzymałościowe klasy C30/37, postulowane w projekcie konstrukcyjnym.

Próbki poddane stopniowo wzrastającemu parciu wody, począwszy od ciśnienia 0,2 MPa, aż do nominalnego ciśnienia 0,8 MPa, nie wykazały przecieków przez swoją grubość (głębokość wniknięcia wody do struktury betonu przy maksymalnym ciśnieniu 0,8 MPa wynosiła od 3,0 cm do 9,0 cm). Uznać więc można, że beton spełnił projektowy postulat stopnia wodoszczelności W8.

Jak wspomniano, w projekcie konstrukcyjnym przyjęto zbrojenie zbiorników prętami ze stali B500SP, dlatego też do analiz obliczeniowych przyjęto nominalne parametry wytrzymałościowe tej stali wynoszące odpowiednio: 500 MPa (wytrzymałość charakterystyczna) oraz 420 MPa (wytrzymałość obliczeniowa) oraz moduł sprężystości – 200 GPa.

6. Wytężenie zbiorników od obciążeń eksploatacyjnych

Analizę statyczno-wytrzymałościową rozpatrywanych zbiorników przeprowadzono wstępnie metodami uproszczonymi, a docelowo na podstawie wykonanego przez autorów modelu 3D, opartego na MES, z uwzględnieniem realistycznych warunków brzegowych (płyta zbiornika na podłożu sprężystym), porównując uzyskane wyniki z danymi zawartymi w dokumentacji konstrukcyjnej.

Obliczenia wykazały, że w zakresie stanu granicznego nośności rozciągania obwodowego, przy uwzględnieniu parcia cieczy i ciężaru własnego zbiornika, potrzebny przekrój zbrojenia obwodowego wynosił 28,00 cm²/m.

W projekcie konstrukcyjnym przyjęto w paśmie na wysokości od 1,00 m od dna do wysokości 4,00 m, obustronne zbrojenie obwodowe $\varnothing 16$ mm co 15 cm, którego przekrój wynosił 26,80 cm²/m.

Jak z powyższego widać, przyjmując łączne oddziaływanie parcia cieczy oraz ciężaru własnego zbiornika, wystąpił nieznaczny niedobór zbrojenia, który wyniósł około 4%. W przypadku stanu granicznego nośności jest dopuszczalny z uwagi na znaczne rezerwy w nośności stali zbrojeniowej. W tym stanie rzeczy uznać było można, że przyjęte w projekcie zbrojenie obwodowe z uwagi na stan graniczny nośności rozciągania osiowego w płaszczu zbiornika jest w zasadzie wystarczające.

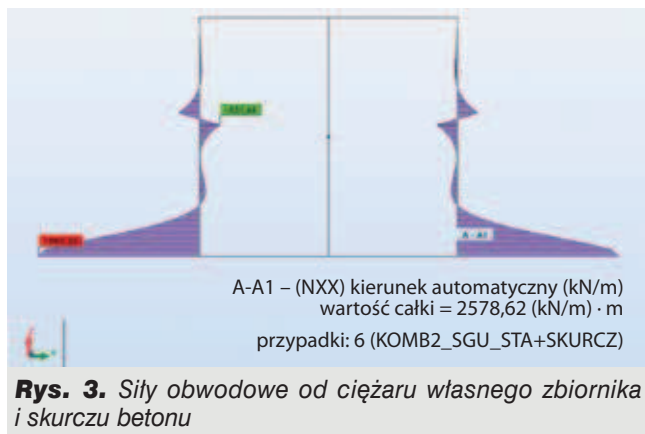
W zakresie spełnienia wymogu stanu granicznego zarysowania przy rozciąganiu obwodowym obliczenia wykazały, że dla średniej wytrzymałości betonu na rozciąganie wynoszącej 2,90 MPa, potrzebna grubość ścianki zbiornika w aspekcie jej szczelności powinna wynosić minimum 0,309 m, natomiast zakładając wytrzymałość charakterystyczną na rozciąganie 2,00 MPa, grubość ta powinna wynosić minimum 0,448 m.

Z powyższych obliczeń wynika, że przyjęta w projekcie grubość ściany bocznej zbiornika, wynosząca 30 cm, z uwagi na stan graniczny zarysowania (rozciągania osiowego) została przyjęta zbyt mała. Z uwagi bowiem na charakter wytężenia ściany (osiowe rozciąganie), trudno liczyć na szczelność zbiornika w aspekcie jego wytrzymałości średniej na rozciąganie, co sugeruje rozwiązanie projektowe (choć wg modelu obliczeniowego autorów, nawet dla średniej wytrzymałości betonu grubość ściany wynosząca 30 cm nie byłaby wystarczająca): każde bowiem odchylenie od tej wartości, a jest ono – jak wynika z wieloletnich obserwacji – niemal nieuchronne, skutkować musi zarysowaniem przekroju. Należy przy tym zauważyć, że w rzeczywistości sytuacja była jeszcze bardziej niekorzystna, gdyż na tym etapie obliczeń nie uwzględniono wymuszonych odkształceń skurczowych betonu, które generują dodatkowe naprężenia rozciągające w betonie.

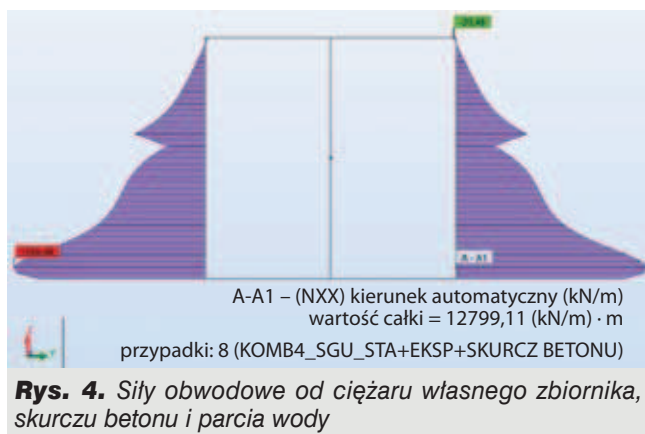
Zdaniem autorów, w przypadku zbiorników na ciecz, w wielu przypadkach wystarczające jest zaprojektowanie i wykonanie zbiorników żelbetowych bez dodatkowej izolacji wodochronnej, pod warunkiem poprawnie dobranej grubości ściany z uwagi na szczelność z uwzględnieniem odkształceń wymuszonych, odpowiednim doborze mieszanki betonowej uwzględniającej bieżące warunki pogodowe oraz prawidłowej pielęgnacji młodego betonu. Takie rozwiązanie na ogół jest znacznie tańsze od wykonywania skutecznej (stosunkowo drogiej) izolacji. Zastosowanie dodatkowego zbrojenia w celu uzyskania odpowiedniej klasy szczelności na ogół prowadzi do znacznego zwiększenia jej ilości co ze względów ekonomicznych często okazuje się nieopłacalne. Powyższe założenie dot. nieizolowanych ścian zbiorników żelbetowych, jak pokazuje doświadczenie autorów, jest słuszne w przypadku zbiorników o poprawnie dobranej grubości do maksymalnie około 40 cm i wykonywaniu zbiorników przez wyspecjalizowane firmy. W innym przypadku celowe jest wykonanie ścian ze skuteczną izolacją wodochronną lub zbiorników z betonu sprężonego.

Na podstawie uzyskanych informacji nie udało się skontekstualizować, na bazie jakich przesłanek dobierano grubość płaszcza zbiornika. Z udostępnionej dokumentacji projektowej wynikało, że grubość płaszcza zbiornika została przyjęta jedynie z uwagi na nośność, natomiast nie znaleziono żadnych informacji, czy brano były pod uwagę inne wymagania, w tym z uwagi na szczelność.

W zaistniałej sytuacji naprężenia rozciągające w betonie, przy ścianie o grubości 30 cm, osiągnęły poziom 3,08 MPa, co przekraczało zarówno wytrzymałość charakterystyczną, jak i wytrzymałość średnią betonu. Przy uwzględnieniu istniejących rys na obwodzie o średnim rozwarciu 0,2 mm, naprężenia w betonie, obliczone wg [1], wyniosły 1,76 MPa. Jak z powyższego widać – powstanie zarysowań przy przyjętej grubości ściany zbiornika wynoszącej 30 cm nie jest w tej sytuacji niespodzianką, natomiast po powstaniu



Rys. 3. Siły obwodowe od ciężaru własnego zbiornika i skurczu betonu



Rys. 4. Siły obwodowe od ciężaru własnego zbiornika, skurczu betonu i parcia wody

rys na obwodzie, średnie naprężenia rozciągające w betonie mogą ulec znacznej redukcji, spadając do wartości mniejszej od jego wytrzymałości charakterystycznej na rozciąganie.

W odniesieniu do stanu granicznego nośności w aspekcie zginania południkowego obliczenia wykazały, że wymagane zbrojenie pionowe powinno wynosić $10,15 \text{ cm}^2/\text{m}$, natomiast w projekcie przyjęto przy każdej krawędzi zbrojenie pionowe z prętów $\text{Ø}10 \text{ mm}$ co 10 cm (na wysokości $2,00 \text{ m}$ powyżej dna, którego przekrój wynosi tylko $7,85 \text{ cm}^2/\text{m}$). Oznacza to w tej sytuacji dość znaczne niedozbrojenie ściany zbiornika, wynoszące około 22% . Sytuacja ta została spowodowana faktem, że w dokumentacji projektowej, jak zaznaczono wcześniej, punktem wyjścia był moment zginający, który wyznaczono bez uwzględnienia podatności fundamentu, którego grubość wynosząca 40 cm jest tego samego rzędu co grubość ściany (30 cm). W takiej sytuacji odkształcenia fundamentu, których nie można było pominąć, spowodowały zwiększone zginanie w stosunku do schematu pełnego utwierdzenia ściany w nieodkształcalnym dnie.

W rzeczywistości sytuacja była korzystniejsza z uwagi na zastosowanie skosu konstrukcyjnego o szerokości i wysokości 30 cm oraz z uwagi na fakt, że oprócz momentu zginającego w przekrojach przy fundamencie działała siła normalna, wynikająca z ciężaru własnego zbiornika (około 100 kN/m) co powodowało, że przyjęte w projekcie zbrojenie było niemal w pełni

wykorzystane ($99,90\%$).

7. Wytyczenie zbiorników z uwzględnieniem skurczu betonu

Na podstawie analizy przebiegu w funkcji czasu skurczu betonu fundamentu i poszczególnych sekcjach ścian, posługując się metodologią podaną w pracy [3], wyznaczono ich wpływ na powstanie dodatkowych sił wewnętrznych w ścianach zbiorników.

Na rysunku 3 przedstawiono wypadkowe siły obwodowe, powstające w płaszczu zbiornika nienapełnionego. Biorąc pod uwagę fakt, że wartość siły rysującej wynosiła $680,40 \text{ kN/m}$, to można stąd wnioskować, że zarysowania pionowe ścian na styku z fundamentem mogły już powstać na tym etapie (przy czym przed napełnieniem mogły one być niezauważone okiem nieuzbrojonym). Natomiast na rysunku 4 uwzględniono dodatkowo wpływ parcia wody przy napełnionym zbiorniku. Widoczny jest istotny wzrost sił obwodowych w stosunku do stanu projektowego co wyjaśnia fakt tak zaawansowanego stopnia zarysowania ścian zbiorników.

Jednocześnie dodatkowe obliczenia wykazały, że wskutek oporu zbrojenia obwodowego, przeciwstawiającego się wymuszonym odkształceniom skurczowym betonu, generowano dodatkowe naprężenia rozciągające w ścianach zbiorników wynoszące około $0,30 \text{ MPa}$, którym towarzyszyły naprężenia ściskające w stali obwodowej na poziomie 35 MPa .

Biorąc pod uwagę wszystkie wyżej wymienione oddziaływania, otrzymano łączne naprężenia rozciągające w betonie wynoszące blisko $5,5 \text{ MPa}$, co znacznie przekraczało wytrzymałość betonu na rozciąganie.

8. Podsumowanie

Biorąc pod uwagę przeprowadzoną analizę stanu istniejącego w aspekcie przyjętych projektowych rozwiązań materiałowo-technologicznych oraz wyniki własnych obliczeń statyczno-wytrzymałościowych, uznać należy, że na stan zarysowań rozpatrywanych zbiorników, skutkujący ich nieszczelnościami, wpływ miało szereg czynników, z których najważniejsze są poniżej omówione. W projekcie konstrukcyjnym przyjęto zbyt cienkie ściany z uwagi na warunek szczelności zbiorników. Trudno ustalić, dlaczego nie wzięto tego aspektu pod uwagę: w udostępnionej dokumentacji nie odnaleziono żadnych informacji na temat uwarunkowań stanu granicznego zarysowania.

Jak wykazały obliczenia sprawdzające, na stan wytyczenia ścian zbiorników, spowodowany bezpośrednim oddziaływaniem parcia wody, dodatkowo nałożył się wpływ naprężeń wymuszonych, spowodowanych skurczem betonu, co przyczyniło się do dodatkowego rozciągania ścian. Również i w tym aspekcie nie znaleziono w dokumentacji projektowej żadnych analiz z tego zakresu, ani żadnych wskazań dla wykonawcy

w tym zakresie. Etapowe betonowanie ścian (z punktu technologicznego nieodzwone) dodatkowo pogorszyło sytuację w kontekście wpływu skurczu betonu: taką sytuację też należało przewidzieć i przyjąć zawnazas odpowiednio zbrojenie obwodowe.

Na wspomniany już brak informacji odnośnie technologii betonowania zbiorników nałożył się dodatkowy fakt zastosowania nieodpowiedniego cementu do pory roku: przyjęto cement odpowiadający klasie R, czyli szybko twardniejący, którego użycie w porze letniej nie znajdowało uzasadnienia. Należało się raczej spodziewać, że zostanie zastosowany cement wolno twardniejący klasy S. Przyjęty cement klasy R ze swej istoty wykazuje większy skurcz końcowy i podczas przyspieszonego wiązania wydziela więcej ciepła w jednostce czasu, co przyspiesza wysychanie betonu i gwałtowniejsze narastanie skurczu autogenicznego w początkowej fazie wiązania, gdy beton ma jeszcze stosunkowo słabą wytrzymałość na rozciąganie. Wszystko to w połączeniu z porą letnią i relatywnie wysokimi temperaturami powietrza, dodatkowo nałożyło się niekorzystnie na warunki pracy ścian zbiorników.

W kontekście pory letniej, w jakiej betonowano zbiorniki, utrudnione były także warunki do odpowiedniej pielęgnacji świeżego betonu, po rozformowaniu ścian. Można domniemywać, że ograniczono się jedynie do okresowego polewania ścian wodą, co jednak mogło być niewystarczające do zapewnienia właściwej wilgotności betonu. Na tę sytuację dodatkowo nałożył się fakt, że omawiane zbiorniki usytuowano w terenie, gdzie występują intensywne oddziaływania wiatru, istotnie przyspieszające wysychanie betonu, zwłaszcza w okresie letnim. W tym miejscu należy dodatkowo zaznaczyć, że przyjęcie technologii betonowania ścian tylko w dwóch etapach, przy wysokości betonowanej ściany 7,50 m, praktycznie uniemożliwiło kontrolę jakości układanego betonu w newralgicznych pasmach przy fundamencie.

Potwierdzeniem tego mogą być obserwowane na zewnętrznej powierzchni ścian zbiorników poziome nieregularne ślady świadczące o chwilowym poziomie betonu podczas procesu jego układania.

Na końcu należałoby wspomnieć, że na etapie budowy zbiorników zmieniono koncepcję izolacji ich ścian. Zamiast przewidzianej pierwotnie w projekcie izolacji z dwuskładnikowej elastycznej wodoszczelnej szpachlówki, na wniosek wykonawcy, za wiedzą inspektora nadzoru, przy zgodzie projektanta, dokonano zamiany polegającej na zastosowaniu izolacji typu sztywnego w postaci zaimpregnowania powierzchni ścian mineralną zaprawą do uszczelniania krystalicznego. Można z dużą dozą pewności stwierdzić, że w zaistniałej sytuacji znacznego wyężenia ścian zbiorników w kontekście ich rysoodporności, pozostawienie izolacji elastycznej według pierwotnej koncepcji projektowej najprawdopodobniej nie spowodowałoby aż tak istotnej utraty szczelności zbiorników, jaką zaobserwowano w rzeczywistości.

W zaistniałej sytuacji inwestor zaplanował uszczelnienie ścian zbiorników za pomocą iniekcji ciśnieniowej, przy zastosowaniu adekwatnych rozwiązań systemowych, co już na etapie początkowym w znacznej mierze spełniło oczekiwania (ostateczne wyniki nie zostały przekazane autorom niniejszej pracy).

BIBLIOGRAFIA

- [1] Flaga K., Naprężenia skurczowe i zbrojenie przypowierzchniowe w konstrukcjach betonowych, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 2011
- [2] Godycki-Ćwirko T., Morfologia rys w konstrukcjach z betonu, Wydawnictwo Politechniki Białostockiej, Białystok 1992
- [3] Godycki-Ćwirko T., Korzeniowski P., Piotrkowski P., Przyczyny zarysowania zbiornika oczyszczalni ścieków. Inżynieria i Budownictwo, nr 10/2009

www.homezone.pl

TYLKO!

Najlepsi w branży budowlanej



**Home
Zone**
JAKOŚĆ I NIEZAWODNOŚĆ

Patroni medialni:























