

# Problemy związane z zarysowaniem zbiorników na wodę w oczyszczalni ścieków

Dr inż. Andrzej Kmita, dr inż. Michał Musiał, dr inż. Dariusz Styś,  
Politechnika Wroclawska

## 1. Opis konstrukcji

Przedmiotem niniejszego artykułu jest zestaw monolitycznych zbiorników cylindrycznych oczyszczalni ścieków. Są to dwa zbiorniki o średnicy zewnętrznej 23,20 m (bloki biologiczne) oraz jeden o średnicy 11,70 m (komora stabilizacji osadu). Geometrię zbiorników w przekroju poprzecznym pokazano na rysunku 1.

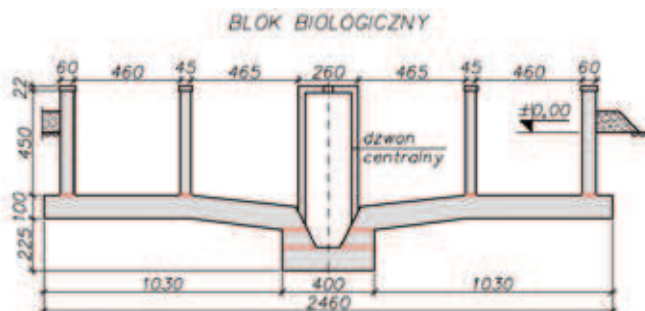
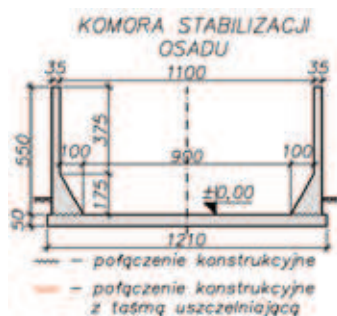
Zgodnie z projektem, zbiorniki powinny być wykonane z betonu C25/30 W-6 oraz stali 34 GS. W zbiornikach zastosowano połączenia konstrukcyjne. Ich lokalizacje pokazano na rysunku 1. Należy zaznaczyć, że projekt przewidywał zastosowanie taśm uszczelniających jedynie w bloku biologicznym. Ponadto projek-

tanci nie wypowiedzieli się w kwestii pionowych połączeń konstrukcyjnych (w przypadku komory stabilizacji osadu pożądane byłyby co najmniej dwa, a optymalne trzy – wykonanie ściany w odcinkach o długości około 12,25 m). Niestety, wykonawca nie udzielił informacji czy, i w jakich segmentach zbiornik był faktycznie wykonany.

## 2. Opis uszkodzeń

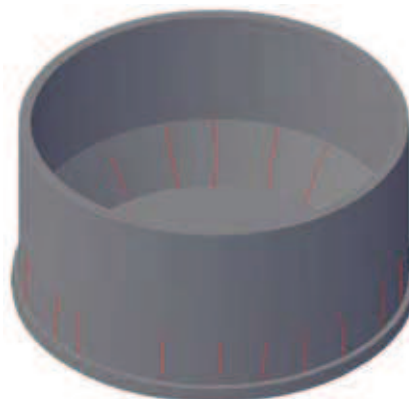
Jeszcze przed rozpoczęciem eksploatacji obiektów zaobserwowano stosunkowo znaczne zarysowania ich ścian. Miały one podobny charakter i dotyczyły wszystkich zbiorników. Największe z nich stwierdzono na ścianach komory stabilizacji osadu. W ni-

**Rys. 1.** Geometria zbiorników w przekroju poprzecznym (wymiar w cm)



**Rys. 2.** Widok ogólny komory stabilizacji osadu

**Rys. 3.** Charakter zarysowań



**Tabela 1.** Założenia i podstawowe wyniki obliczeń

Element	Skurcz autogeniczny <sup>1)</sup> $\varepsilon_{ca}$ [‰]	Skurcz fizyczny <sup>2)</sup> $\varepsilon_{cd}$ [‰]	Funkcja propagacji dla $\varepsilon_{ca}$ <sup>3)</sup>	Funkcja propagacji dla $\varepsilon_{cd}$ <sup>4)</sup>	Współcz. <sup>5)</sup> [-]
Fundament	0,0625	0,3327	$\beta_a(t)$	$\beta_d(t)$	0,952
Ściana			$\beta_a(t-60)_{t \geq 60}$	$\beta_d(t-60)_{t \geq 60}$	0,942

<sup>1)</sup> wzór (B.7) wg [7], <sup>2)</sup> wzór (B.2) wg [7], <sup>3)</sup> wzór (B.8) wg [7], <sup>4)</sup> wzór (B.5) wg [7], <sup>5)</sup> współczynnik redukcji przez zbrojenie – wzór (3.7) wg [2]

niejszej pracy ograniczono się do analizy tego przypadku.

Widok ogólny przedmiotowego obiektu (po oddaniu do eksploatacji) pokazano na rysunku 2. Na rysunku 3 zaprezentowano natomiast obraz rys (oznaczone kolorem czerwonym). Wszystkie przebiegały pionowo, miały charakter wskrośny, a większość z nich obejmowała całą wysokość dolnego pierścienia ściany. Ich rozwartość, zaobserwowana jeszcze przed próbą szczelności, wynosiła nawet powyżej 0,5 mm, średni rozstaw natomiast około 100 cm.

### 3. Badania i analizy konstrukcji

Pierwszą z hipotetycznych przyczyn nadmiernych zarysowań we wczesnym stadium użytkowania (sugerowaną przez wykonawcę obiektu) była zła jakość dostarczonego na budowę betonu. Zdecydowano się zatem na przeprowadzenie badań niszczących klasy betonu, przepuszczalności oraz składu. W ścianach zbiorników wykonano 18 odwiertów (9 o średnicy 100 mm do badań wytrzymałości na ściskanie oraz 9 o średnicy 150 mm do badania przepuszczalności). Badania betonu przeprowadzono w Akredytowanym Laboratorium Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej. Na podstawie wytrzymałości na ściskanie, określonej na próbkach walcowych o wymiarach  $\phi 100/100$  mm, stwierdzono klasę betonu C35/45. Należy wspomnieć, że wytrzymałość na ściskanie oznaczona na próbkach cylindrycznych o podanych wymiarach odpowiada w przybliżeniu wytrzymałości oznaczonej na kostkach o boku 150 mm [1]. Na rysunku 4 pokazano element w prasie wytrzymałościowej w trakcie badania. Widoczne są kapsle wypełnione piaskiem kwarcowym oraz zalane woskiem, zapewniające równoległość płaszczyzn docisku.

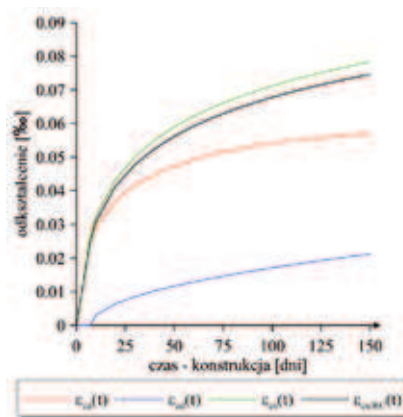
W badaniu przepuszczalności w żadnej z badanych próbek  $\phi 150$  nie stwierdzono przecieków przy ciśnieniu 0,6 MPa. Stopień wodoszczelności betonu spełniał zatem wymagania postawione w projekcie (W6). Wykonano również badanie składu betonu, na podstawie którego ustalono następujące parametry: ilość cementu 438 kg/m<sup>3</sup>, zawartość kruszywa żwirowego w betonie 1718 kg/m<sup>3</sup>, procentowy udział poszczególnych frakcji: 0–2 mm – 44%, 2–8 mm – 28%, 8–16 mm – 27%. Z receptury przedstawionej przez betoniarnię wynika, że zastosowano cement CEM III/A 32,5 N oraz stosunek W/C = 0,49.



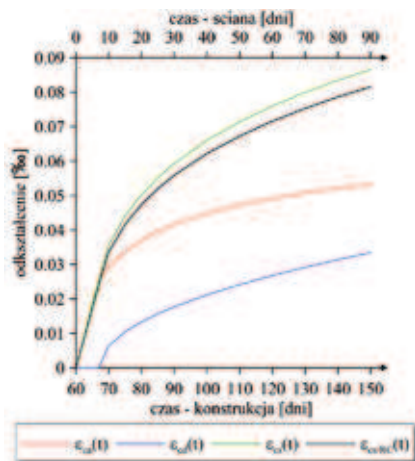
**Rys. 4.** Badanie wytrzymałości na ściskanie

W toku postępowania stwierdzono, że ściana zbiornika została wykonana dwa miesiące po płycie fundamentowej. Rysy mogły mieć zatem pochodzenie termiczno-skurczowe. Pod tym kątem prowadzono dalsze analizy. Zgodnie z normą [7] określono wartości odkształceń skurczowych oraz funkcje ich propagacji w czasie. Wilgotność względną środowiska (77%) zaczerpnięto z archiwum danych meteorologicznych [10]. Współczynnik związany z hamowaniem skurczu przez opór wkładek zbrojeniowych obliczono na podstawie [2]. Ważniejsze założenia oraz wyniki zestawiono w tabeli 1.

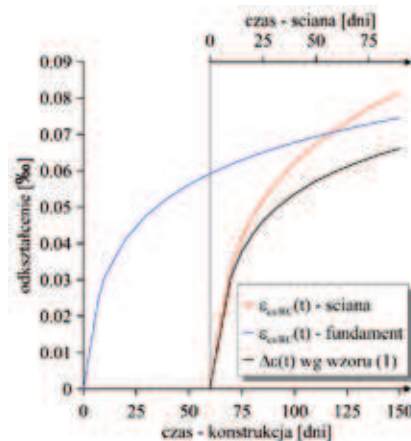
Odkształcenia skurczowe fundamentu oraz ściany pokazano na wykresach (rys. 5, 6). Podano osobno krzywe skurczu autogenicznego ( $\varepsilon_{ca}$ ), fizycznego ( $\varepsilon_{cd}$ ), su-



**Rys. 5.** Odkształcenia skurczowe fundamentu



Rys. 6. Odształcenia skurczowe ściany



Rys. 7. Zbiorczy wykres odształceń

marycznego ( $\epsilon_{cs}$ ) oraz sumarycznego zredukowanego przez opór wkładek zbrojeniowych ( $\epsilon_{cs/RC}$ ). Ponadto zamieszczono wykres zbiorczy (rys. 7). Dodatkowo zaprezentowano na nim różnicę odształceń skurczowych płyty dennej i ściany wg zależności (1), będącą podstawą do obliczenia naprężeń w powłoce powodowanych skurczem.

$$\Delta\epsilon(t) = \left\{ \underbrace{\epsilon_{cs/RC}(t-60)}_{\text{ściana}} - \left[ \underbrace{\epsilon_{cs/RC}(t)}_{\text{fundament}} - \underbrace{\epsilon_{cs/RC}(60)}_{\text{fundament}} \right] \right\}_{t \geq 60} \quad (1)$$

W obliczeniach numerycznych zjawisko skurczu zamodelowano ekwiwalentnym obniżeniem temperatury (0,01‰ ~ 1°C). Mapy naprężeń skurczowych po 150 dniach od wykonania płyty dennej pokazano na rysunku 8. Na przecięciu widoczny jest rozkład naprężeń po wysokości zbiornika.

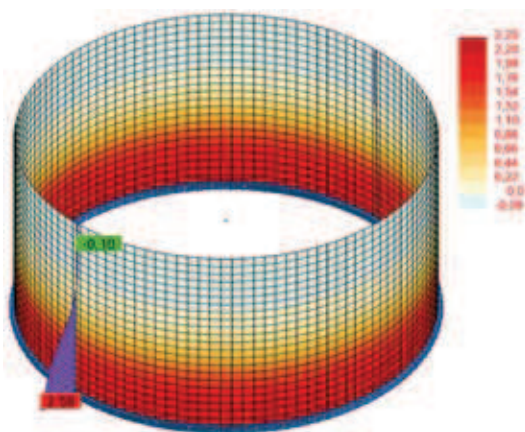
Maksymalne obwodowe naprężenia rozciągające, występujące zgodnie z oczekiwaniami przy połączeniu ściany z dnem, wynosiły 2,59 MPa. Rozwój na-

prężeń w czasie pokazano na wykresie (rys. 9). Ze-stawiono je z charakterystyczną wytrzymałością betonu na rozciąganie  $f_{ctk}$ , obliczoną dla betonu C35/45 na podstawie zależności proponowanych w [8].

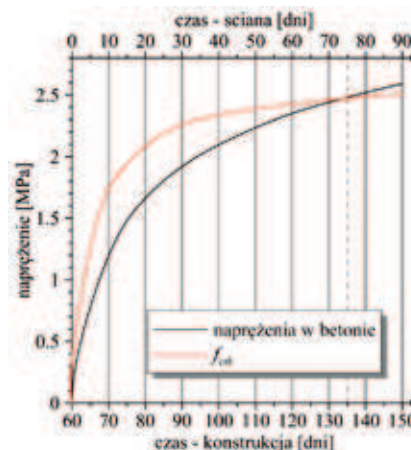
Wykres (rys. 9) uzasadnia, że zarysowanie zbiornika nastąpiło w wyniku naprężeń termiczno-skurczowych, czyli przed przystąpieniem do eksploatacji obiektu. Po ponad dwóch miesiącach od wykonania ściany naprężenia te przewyższyły bowiem wytrzymałość charakterystyczną betonu na rozciąganie. Ponadto należy zaznaczyć, że w przypadku betonów na cemencie hutniczym oraz kruszywie żwirowym wykorzystana formuła na rozwój wytrzymałości na rozciąganie w czasie (wg [8]) wnosi przeszacowanie.

#### 4. Wnioski

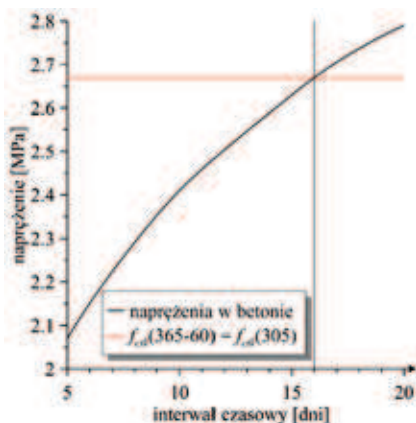
W analizowanym przypadku, niedopatrzenie wykonawcze było główną przyczyną zarysowania ścian zbiornika przed rozpoczęciem eksploatacji obiektu.



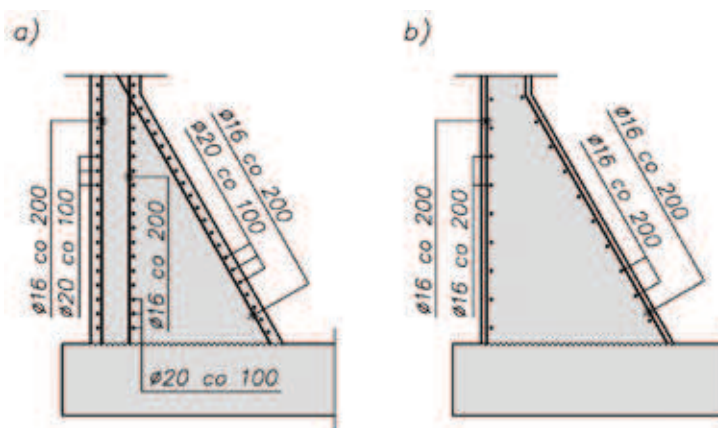
Rys. 8. Mapy naprężeń skurczowych po 150 dniach



Rys. 9. Rozwój w czasie naprężeń skurczowych i  $f_{ctk}$



**Rys. 10.** Naprężenia skurczowe i  $f_{ctk}$  po 365 dniach w zależności od czasu przerwy roboczej



**Rys. 11.** Zbrojenie pierścienia ściany: a) zalecane b) wg projektu

Do wykonania ściany przystąpiono po dwóch miesiącach od wykonania płyty dennej. Odształcenia skurczowe płyty były wówczas dużo bliższe stabilizacji niż odształcenia świeżo wykonanej ściany. Zarysowanie spowodowane było zatem hamowaniem odształceń ściany przez płytę (więź zewnętrzną o dużej sztywności). Odwracając zagadnienie można zadać pytanie: jaki mógłby być dopuszczalny interwał czasowy między wykonaniem płyty, a ściany, aby zarysowania skurczowe ściany nie były tak znaczne? W ramach analiz zagadnienia wykonano wykres naprężeń rozciągających po roku od wykonania płyty, w zależności od czasu trwania przerwy roboczej (rys. 10).

Z wykresu (rys. 10) wynika, że czas przerwy roboczej dla tak zaprojektowanego zbiornika nie powinien przekraczać 16 dni. Pozwoliłoby to zredukować zarysowanie spowodowane skurczem. Przy czym, jak zasignalizowano na wstępie, ścianę należałoby wykonać w trzech segmentach (po około 12,25 m).

Ponadto należy zwrócić uwagę na pewne niedopatrzenie projektowe. Jak akcentowano w pracach [2 – 6, 9] tego typu połączenie fundamentu ze ścianą jest swojego rodzaju miejscem newralgicznym. Fundament wykonany wcześniej niż ściana stawia opór odkształceniom termiczno – skurczowym ściany. Zarysowaniu można zapobiec stosując dodatkowe zbrojenie poziome. W ślad za [2] zaproponowano sposób zbrojenia trapezoidalnego pierścienia ściany przy fundamencie. Własną propozycję zestawiono z rozwiązaniem z projektu wykonawczego (rys. 11). Zbrojenie obliczone zgodnie z propozycjami K. Flaga [2] jest znacznie większe niż podane w projekcie. Wynika to ze zrozumiętego uzależnienia pola przekroju zbrojenia od pola przekroju betonu, które w przypadku pierścienia przedmiotowej ściany ( $h = 1750 \text{ mm}$ ,  $t = 350/1350 \text{ mm}$ ) jest stosunkowo znaczne.

Zgodnie z badaniami przeprowadzonymi w Ośrodku Krakowskim [5, 6] należy jednak zaznaczyć,

że zastosowanie dodatkowych wkładek stalowych (o stopniu zbrojenia 1,5–1,7%) spowoduje jedynie ograniczenie rozwartości rys do 0,10–0,15 mm, a dozbieranie elementu może okazać się nieefektywne ze względu na dopiero narastającą przyczepność stali do betonu.

W niniejszym artykule wykazano, że tak projektowanie, jak i wykonawstwo powłokowych konstrukcji żelbetonowych wymaga sporej uwagi i doświadczenia. W prezentowanym przykładzie zawinął głównie reżim prac budowlanych oraz uchybienia projektowe. Zaistniałe wydarzenia potwierdziły postulat zawarty w pracy [3], dotyczący udziału projektanta w procesie budowlanym w ramach nadzoru autorskiego.

#### BIBLIOGRAFIA

- [1] Czarniecki L. i inni, Beton według normy PN-EN 206-1 – komentarz. Polski Komitet Normalizacyjny, Kraków 2004.
- [2] Flaga K., Zbrojenie przeciwskurczowe, obliczenia, zalecenia konstrukcyjne w budownictwie powszechnym. XVII Ogólnopolska Konferencja Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, Ustron – Gliwice 2002
- [3] Godycki-Ćwirko T., Korzeniowski P., Piotrkowski P., Awaryjne zarysowanie ścian zbiornika spowodowane skurczem. Inżynier Budownictwa, nr 10/2009
- [4] Seruga A., Mechanizm zarysowania powłok walcowych. XIII Konferencja Naukowo-Techniczna Żelbetowe i sprężone zbiorniki na materiały sypkie i ciecze, Kraków 2003
- [5] Seruga A., Szydłowski R., Zych M., Ocena postępującego procesu zarysowania ścian cylindrycznych w monolitycznych zbiornikach żelbetonowych. Czasopismo Techniczne. Budownictwo. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, nr Z.1-B/2008
- [6] Zych M., Analiza pracy ścian zbiorników żelbetonowych we wczesnym okresie dojrzewania betonu, w aspekcie ich wodoszczelności. Praca doktorska. Politechnika Krakowska, Kraków 2010
- [7] PN-B-03264:2002: Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie
- [8] PN-EN 1992-1-1:2008: Eurokod 2 – Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków
- [9] PN-EN 1992-3:2008: Eurokod 2 – Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 3: Silosy i zbiorniki na ciecze
- [10] www.meteoprog.pl