

Uszkodzenia zbiornika komory fermentacyjnej (WKF) wraz z koncepcją naprawy

Prof. dr hab. inż. Mieczysław Kamiński, dr inż. Czesław Bywalski,
dr inż. Wojciech Pawlak, Politechnika Wrocławska

ARTYKUŁY PROBLEMOWE

1. Wprowadzenie

Zbiornik w postaci zamkniętej komory fermentacyjnej, zaprojektowano i wykonano kilka lat temu. Obiekt stanowi część miejskiej oczyszczalni ścieków. Zbiornik podczas wykonywania próby szczelności (po napełnieniu wodą) uległ zarysowaniu w części cylindrycznej (ściany zbiornika). Szerokość rozwarcia rys nie przekroczyła wartości 0,2 mm, a obserwowane rysy przebiegały przez całą grubość ścian części cylindrycznej powłoki (miały charakter skrośny). Po zaobserwowaniu przecieków przez ściany zbiornika przeprowadzono próby iniekcji rys, które jednak nie poprawiły sytuacji. Zwrócono się do autorów z prośbą wykonania opinii technicznej podającej przyczynę wystąpienia zarysowania wraz z podaniem technologii naprawy obiektu.

2. Ogólna charakterystyka obiektu

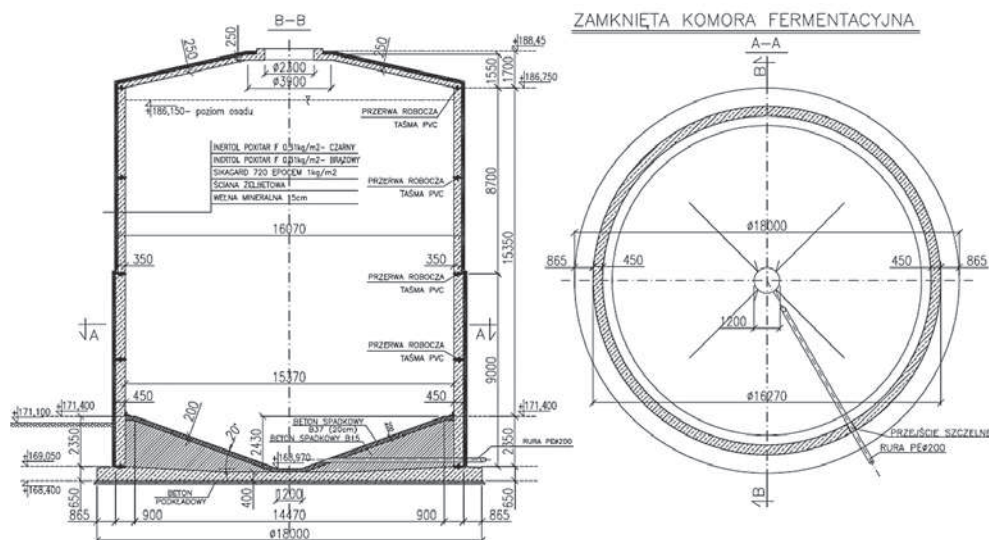
Przedmiotowy zbiornik wykonano jako konstrukcję składającą się z płyty dennej z warstwą spadkową oraz dwóch powłok: powłoki walcowej o wysokości 17,7 m

(ściany zbiornika) i powłoki stożkowej ściętej przykrywającej zbiornik. Grubość ściany zbiornika wynosi 450 mm do wysokości 9,325 m i 350 mm powyżej tego poziomu do pełnej wysokości zbiornika a powłoki przykrywającej zbiornik – 250 mm. Grubość płyty dennej 400 mm.

W projekcie konstrukcji przewidziano zastosowanie izolacji termicznej (w postaci warstwy wełny mineralnej o grubości 150 mm) na ścianach i przykryciu obiektu. Schematycznie rysunek zbiornika wraz z podstawowymi wymiarami przedstawiono na rysunku 1.

Zastosowane materiały konstrukcyjne wg projektu [1]:

- beton C30/37 (B37) na cemencie hutniczym, W/C < 0,45,
- maksymalny wymiar ziarna kruszywa D_{max} 16 mm,
- stopień mrozodporności F50,
- stopień wodoszczelności W8,
- stal zbrojenia głównego gatunku RB500W,
- stal zbrojenia uzupełniającego gatunku St3S,
- beton spadkowy: warstwa wierzchnia z betonu klasy C30/37 (B37) grubości 200 mm ze zbrojeniem przeciwskurczowym; warstwa wypełniająca oraz beton podkładowy klasy C12/15 (B15),



Rys. 1.
Rzut i przekrój
przedmiotowego
obiektu



Rys. 2. Widok ściany zbiornika (widoczne przecieki)



Rys. 4. Widok na ścianę zbiornika (widoczne pakiery służące do iniekcji)



Rys. 3.
Styk deskowań
– widok raków
i nierówności
w betonie

- płyta denna zbrojona w kierunkach pierścieniowym i promieniowym. Otuliny zbrojenia: zbrojenie promieniowe – 50 mm, pierścieniowe – 65 mm,
- zbrojenie ściany komory z poziomych i pionowych siatek, otulina 40 mm,
- otuliny zbrojenia powłoki stożkowej przekrycia: 40 mm (zbrojenie promieniowe) i 55 mm (zbrojenie pierścieniowe).

W projekcie podano także uwagi odnośnie pielęgnacji betonu, czasu rozformowywania konstrukcji i wykonywania robót w okresie zimowym. W projekcie przewidziano przerwy robocze, w których szczelność zapewnić miały zastosowane taśmy z PVC (na styku dna ze ścianami, ścian z przekryciem oraz na trzech poziomach w ścianie cylindrycznej zbiornika).

3. Uszkodzenia konstrukcji ścian zbiornika

W wyniku dokonania szczegółowych oględzin zewnętrznych i wewnętrznych ścian zbiornika stwierdzono występowanie następujących uszkodzeń i usterek (rys. 2–6):

- na zewnętrznych ścianach występowały liczne zarysowania pionowe oraz przecieki wody (w chwili oględzin prawie wszystkie rysy były zainiekowane); zasięg zarysowań od poziomu leja do około 2/3 wysokości komory zbiornika,
- największa liczba zarysowań ścian wystąpiła od strony południowej,
- w miejscach połączeń deskowań stwierdzono dużą liczbę raków, świadczących o wycieku zaczynu cementowego w tych miejscach podczas betonowania ścian,
- na całej powierzchni zewnętrznej zbiornika występowały liczne drobne raki w betonie,
- powłoki zabezpieczające wewnętrzne wykazywały liczne nieciągłości w miejscach styku deskowań, na rakach oraz rysach pionowych,
- ze styków deskowań oraz z raków w betonie stwierdzono po opróżnieniu zbiornika z wody wyciekanie resztek wody z betonu ścian.

Zbiornik nie posiadał jeszcze wykonanej warstwy izolacji termicznej z wełny mineralnej. W celu weryfikacji klasy betonu użytego do wykonania konstrukcji zbiornika, pobrano odwierty rdzeniowe z obiektu, które następnie przebadano w Akredytowanym Laboratorium Badawczym Instytutu Budownictwa PWR pod względem następujących cech:

- badania wytrzymałości kostkowej z próbek pobranych podczas betonowania zbiornika (na kostkach o 150x150x150 mm i odwiertach rdzeniowych ϕ 100 mm),
- badania stopnia wodoprzepuszczalności na próbkach cylindrycznych pobranych przez wykonawcę obiektu podczas betonowania ścian,
- badania wytrzymałości betonu z odwiertów pobranych przez Instytut Budownictwa Politechniki Wrocławskiej.



Rys. 5. Nieciągłość powłok zabezpieczających na styku deskowań (raki, nierówności)

W wyniku badań stwierdzono, że wytrzymałość betonu zastosowanego do budowy zbiornika jest większa od wytrzymałości projektowej. Zbadana wodopruszczalność betonu waha się w granicach od W6 do W8 i jest jedynie nieznacznie mniejsza od wymaganej w projekcie (W8). Nie miało to wpływu na zarysowanie zbiornika.

4. Przyczyny uszkodzeń zbiornika

Autorzy opracowania przeanalizowali dokumentację projektową obiektu [1]. Dokumentację tę wykonano na ogół poprawnie, uwzględniając większość schematów obciążeń wymaganych obowiązującymi normami. Uwzględniono minimalne zbrojenie ze względu na skurcz [2, 3].

Autorom ekspertyzy i artykułu nasunęły się jednak następujące ogólne wnioski i spostrzeżenia:

- wyliczona duża ilość zbrojenia ścian i wynikające stąd duże średnice prętów oraz ich gęsty rozstaw przy wysokim gatunku stali o $f_{yk} = 500$ MPa (zbrojenie



Rys. 6. Wycieki z miejsc nieciągłości powłok zabezpieczających po opróżnieniu zbiornika



Rys. 7. Widok ściany walcowej zbiornika po wykonaniu zewnętrznego zbiornika

pierścieniowe wewnętrzne i zewnętrzne w dolnej strefie ścian $\phi 25$ co 100 mm; procent zbrojenia $\sim 2,2\%$) świadczyły, iż w trakcie opracowywania projektu należało rozważyć konieczność sprężenia powłok zbiornika, co mogłoby okazać się bardziej ekonomicznym i pewnym rozwiązaniem,

- biorąc pod uwagę okres realizacji zbiornika (upalne dni) w projekcie należało wprowadzić dodatkowy schemat obciążeń od nierównomiernego nagrzania ścian promieniowaniem słonecznym.

Podczas realizacji zbiornika popełniono też kilka błędów, które również przyczyniły się do powstania przecieków wody ze zbiornika. Należy wymienić przede wszystkim:

- przyjęcie jako zabezpieczeń wewnętrznych sztywnych, nieprzenoszących rys powłok żywicznych,
- miejscami złe zagęszczenie mieszanki betonowej,
- niewykonanie szpachlowania styków deskowań oraz raków na powierzchni betonu przed nałożeniem powłok zabezpieczających.

5. Koncepcje naprawy

Inwestorowi zaproponowano dwie koncepcje naprawy ścian przeciekającego zbiornika.

Pierwszy wariant (wykonanie uszczelniających powłok ochronnych) polegał na usunięciu poprzez piaskowanie istniejących powłok zabezpieczających, następnie wyszpachlowaniu ścian elastyczną szpachlą oraz na-

łożeniu elastycznych powłok zabezpieczających przeniesienie powstałych rys. W tym przypadku jako powłoki zabezpieczające zaproponowano przyjąć następujące materiały: wyszpachlowanie raków polimerową szpachlówką SIKATOP Elastor; następnie nałożenie pierwszej warstwy INERTOL POXITAR F; wtopienie maty z włókna szklanego; nałożenie drugiej warstwy zamykającej INERTOL POXITAR F.

Drugim, znacznie pewniejszym rozwiązaniem było wykonanie zewnętrznego sprężenia ścian zbiornika, co zapewniło stabilność rys, wykonanie poprawy wewnętrznej powłoki zabezpieczającej (szpachlowanie raków i nierówności oraz nałożenie dodatkowej warstwy powłoki zabezpieczającej z POXITARU F).

Inwestor w porozumieniu z autorami wybrał II wariant naprawy, tj. wykonanie zewnętrznego sprężenia. Dla tego rozwiązania należało wykonać nowe obliczenia zbiornika i opracować projekt sprężenia. Obliczenia wykonano zgodnie z normą PN-B-03264:2002 [2], a także zgodnie z wytycznymi literaturowymi [4, 5].

Do sprężenia konstrukcji przewidziano niskotarcio- wy system sprężania zewnętrznego firmy Freyssinet – T15S wraz z zakotwieniami X. Zalecono przy tym wykonanie sprężenia w następujących etapach:

- a) Sprężenie co drugiego kabla siłą równą 50% początkowej siły sprężającej P_0 ; sprężenie zalecono rozpocząć od 2 kabla licząc od dolnego wieńca,
- b) Sprężenie pozostałych kabli siłami równymi 50% początkowej siły sprężającej P_0 ,
- c) Sprężenie co drugiego kabla do wartości siły równej 100% początkowej siły sprężającej P_0 ; sprężenie należało rozpocząć od 2 kabla licząc od dołu (dopięzienie tych samych kabli co w punkcie a),
- d) Sprężenie pozostałych kabli do wartości siły równej 100% początkowej siły sprężającej P_0 (dopięzienie tych samych kabli co w punkcie b).

Początkową wartość siły sprężającej dla pojedynczego kabla określono na wartość $P_0=222$ kN, a oba końce zakotwienia typu X zaprojektowano jako zakotwienia czynne. Przygotowanie kabli i zakotwień, ich umieszczenie na konstrukcji oraz iniekcja i zabezpieczenie zakotwień i końcówek kabli odbywała się zgodnie z procedurami firmy Freyssinet podanymi w [6, 7, 8]. Szczegółowo rozmieszczenie kabli sprężających, istniejące zbrojenie pierścieniowe w ścianach przedstawiono w tabeli 1.

Po wykonaniu sprężenia, ale przed wykonaniem pró- by szczelności, na wewnętrznej powierzchni zbiorni-

Tabela 1. Widok ściany walcowej zbiornika po wykonaniu zewnętrznego zbiornika

Nr	Rzędna Y [m.n.p.m]	Siła w kablu N_k [KN]	Istniejące zbrojenie zewnętrzne A_{s1} [m ²]	Istniejące zbrojenie wewnętrzne A_{s2} [m ²]	Obliczony rozstaw kabli s [m]	Liczba kabli w rzędzie
1	171,50	590,42	4,909E-03	4,909E-03	1,000	1
2	172,50	907,20	4,909E-03	4,909E-03	0,650	1
3	172,80	987,32	4,909E-03	4,909E-03	0,300	1
4	173,10	1021,76	4,909E-03	4,909E-03	0,300	1
5	173,40	1042,23	3,142E-03	3,142E-03	0,350	1
6	173,80	1050,00	3,142E-03	3,142E-03	0,350	1
7	174,15	1035,83	3,142E-03	3,142E-03	0,350	1
8	174,50	1016,30	3,142E-03	3,142E-03	0,325	1
9	174,80	975,14	3,142E-03	3,142E-03	0,300	1
10	175,10	941,33	3,142E-03	3,142E-03	0,300	1
11	175,40	903,42	3,142E-03	3,142E-03	0,300	1
12	175,70	862,16	2,011E-03	2,011E-03	0,300	1
13	176,00	795,38	2,011E-03	2,011E-03	0,350	1
14	176,40	725,13	2,011E-03	2,011E-03	0,400	1
15	176,80	655,20	2,011E-03	2,011E-03	0,400	1
16	177,20	591,15	2,011E-03	2,011E-03	0,500	1
17	177,80	529,83	2,011E-03	2,011E-03	0,600	1
18	178,40	411,50	2,011E-03	2,011E-03	0,600	1
19	179,00	447,30	1,340E-03	1,340E-03	0,550	1
20	179,50	461,27	1,340E-03	1,340E-03	0,500	1
21	180,00	467,67	1,340E-03	1,340E-03	0,500	1
22	180,50	467,67	1,340E-03	1,340E-03	0,500	1
23	181,00	428,82	1,340E-03	1,340E-03	0,500	1
24	181,50	391,34	1,340E-03	1,340E-03	0,500	1
25	182,00	347,76	1,340E-03	1,340E-03	0,600	1
26	182,70	285,60	1,340E-03	1,340E-03	0,700	1
27	183,40	223,02	7,540E-04	7,540E-04	0,900	1
28	184,50	134,19	7,540E-04	7,540E-04	1,250	1
29	185,90	39,50	7,540E-04	7,540E-04	1,400	1

ka wykonano powłoki zabezpieczające. Następnie przeprowadzono próbę szczelności zgodnie z normą PN-B-10702:1999 [9]. Na rysunku 7 przedstawiono widok na ścianę zbiornika po wykonaniu ich zewnętrznego sprężenia.

6. Podsumowanie

W artykule przedstawiono przypadek żelbetowego zbiornika cylindrycznego, w którym podczas wykonywania próby szczelności doszło do licznych przecieków. Pomimo podjętej próby iniekcji, przecieków całkowicie nie zatamowano. Podobny przykład uszkodzenia zbiornika przedstawiono w pracy [10]. Zdaniem autorów, doprowadziły do tego błędy wykonawcze (nieodpowiednie zagęszczenie mieszanki betonowej, niewłaściwe wykonanie powłok zabezpieczających i z dużym prawdopodobieństwem niewłaściwa pielęgnacja betonu – obiekt wykonywano w upalne dni).

Autorzy zaproponowali dwie koncepcje naprawy. Wybrano koncepcję z zewnętrznym sprężeniem ścian zbiornika, którą zrealizowano. Obecnie zbiornik jest użytkowany i nie ma przecieków.

Dodatkowo należałoby powiedzieć, że przy takich wymiarach obiektu bardziej ekonomicznym i pewnym rozwiązaniem byłoby jego zaprojektowanie jako konstrukcji sprężonej. Konstrukcja żelbetowa miała

duże średnice prętów i bardzo małe rozstawy, co też mogło wpływać na trudności w prawidłowym zagęszczeniu betonu.

LITERATURA

- [1] Obliczenia statyczne i wytrzymałościowe wraz z rysunkami dla żelbetowej komory fermentacyjnej w oczyszczalni ścieków miasta Bolestawiec. Projekt budowlany obiektu
- [2] PN-B-03264:2002. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [3] Flaga K., Naprężenia skurczowe i zbrojenie przypowierzchniowe w konstrukcjach betonowych. Monografia 295, Politechnika Krakowska, Kraków 2004
- [4] Dyduch K., Wybrane problemy obliczeń konstrukcji sprężonych w ujęciu normy PN-B-03264:1999 i w świetle Eurokodu 2. Inżynieria i Budownictwo nr 4-5/2000
- [5] Seruga A., Straty opóźnione i ich wpływ na wartość siły w ciągnie sprężającym betonowe konstrukcje kołowo-symetryczne. Inżynieria i Budownictwo nr 4-5/2000
- [6] Procedura realizacji 2017. Zakotwienie X. Sprężenie zewnętrzne kablami NSS z zakotwieniem X. Umieszczenie kabli i zakotwień na konstrukcji. Freyssinet Polska
- [7] Procedura realizacji 2018. Zakotwienie X. Sprężenie zewnętrzne kablami NSS z zakotwieniem X. Naciąganie kabli. Freyssinet Polska
- [8] Procedura realizacji 2019. Zakotwienie X. Sprężenie zewnętrzne kablami NSS z zakotwieniem X. Iniekcja osłonek z PEHD oraz zabezpieczenie zakotwień i końcówek kabli. Freyssinet Polska
- [9] PN-B-10702:1999. Wodociągi i kanalizacja. Zbiorniki. Wymagania i badania przy odbiorze
- [10] Buczkowski W., On causes of the formation of scratches in a cylindrical tank with abruptly changing wall thickness. Fracture Mechanics and Physics of Construction Materials and Structures. The National Academy of Sciences of Ukraine. Lviv 2007

Wpływ metody określania obciążenia wiatrem kominów żelbetowych na wielkość sił wewnętrznych

Dr inż. Krystyna Wróbel, Politechnika Rzeszowska

1. Założenia przyjęte do analizy

W referacie przeanalizowano wpływ sposobu obciążenia wiatrem komina w linii działania obciążenia na wielkość sił wewnętrznych. Analizę przeprowadzono na bazie komina żelbetowego, cylindrycznego o wysokości 150 m.

2. Obciążenie wiatrem komina wg PN-B [1, 2, 3]

Obciążenie charakterystyczne wywołane działaniem wiatru p_k wyznacza się ze wzoru:

$$p_k = q_k \cdot C_e \cdot C_x \cdot \beta \cdot \gamma_d \quad (2.1)$$

Z uwagi na fakt, iż procedura obliczeniowa wg norm [1, 2, 3] jest znana, pominięto omawianie tego zagadnienia. Na rysunku 2 i w tabeli 2 podano wyniki obliczeń.

3. Obciążenie wiatrem komina wg PN-EN [4, 5, 6]

Obciążenie wiatrem określone wg wymienionych norm i przyłożono na dwa sposoby: