

Stan awaryjny reaktorów biologicznych A i B znajdujących się na oczyszczalni ścieków w Wałczu jako skutek popełnionych błędów przy ich projekcie i użytkowaniu

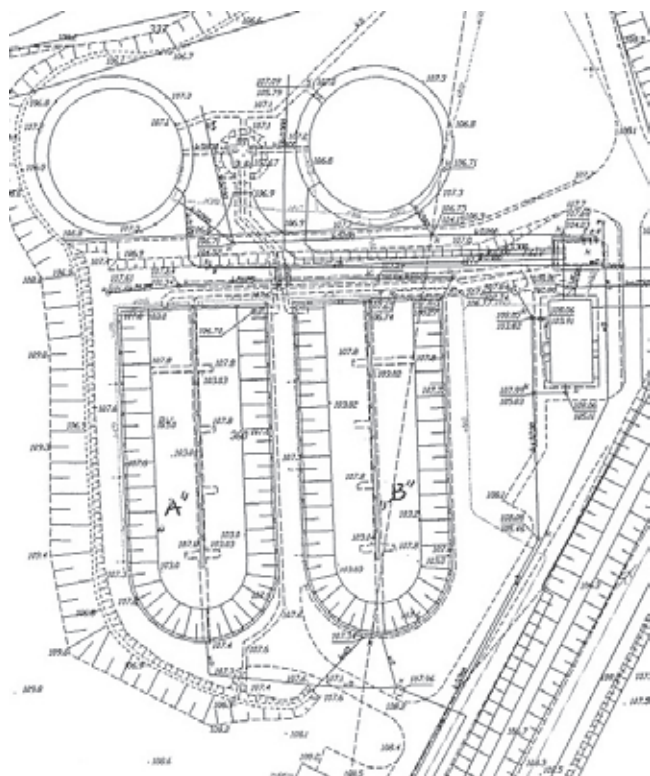
Dr inż. Edmund Przybyłowicz, dr inż. Michał Pikos, Instytut Konstrukcji Budowlanych, Politechnika Poznańska

1. Wprowadzenie

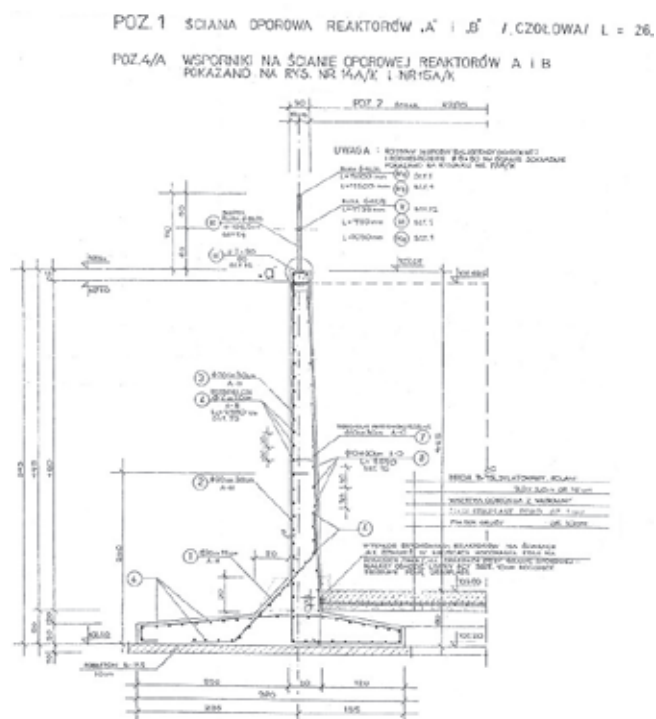
Projektowanie żelbetonowych zbiorników na ciecze wymaga od osób realizujących te prace elementarnej wiedzy i wyobraźni z zakresu konstrukcji betonowych i materiałów budowlanych, tak aby zaprojektowane konstrukcje zapewniły szczelność oraz trwałość przez okres co najmniej 50 lat. Szczególne wymogi w tym zakresie muszą spełniać zbiorniki na ścieki znajdujące się w oczyszczalniach ścieków komunalnych czy przemysłowych, od których wymaga się odpowiedniego zabezpieczenia chemoodpornego ścian i dna, niskiej nasiąkliwości, mrozoodporności, odpowiednich rozwiązań dylatacji i izolacji [1, 2, 5, 6]. Omówione w artykule uszkodzenia konstrukcji dwóch reaktorów biologicznych są przykładem kompletnej ignorancji ich projektantów z zakresu obowiązujących przepisów projektowych i współczesnej wiedzy technicznej.

2. Ogólny opis konstrukcji zbiorników reaktorów biologicznych

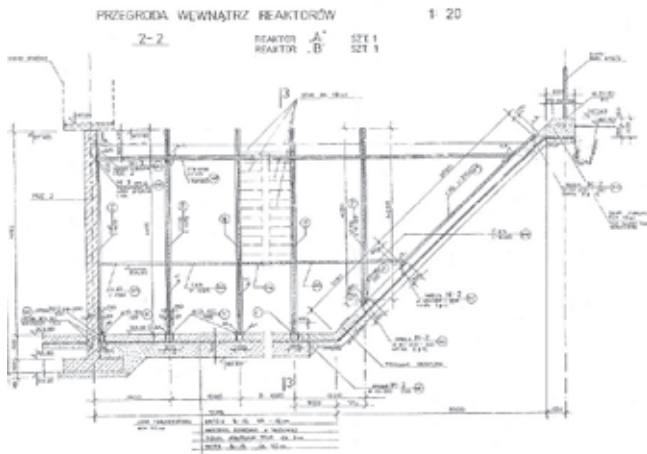
Konstrukcja każdego z dwóch reaktorów biologicznych (A i B), pokazanych na rysunku 1, składała się od strony północnej z pionowej, żelbetonowej ściany oporowej o długości 26,05 m, przebiegającej przez skarpgę między dwoma zbiornikami. Każda ze ścian zbiorników miała wysokość 4,95 m i zmienną grubość 30–50 cm i łączyła się z płytą podstawy o wysięgu od strony gruntu 2,70 m, a od strony zbiornika – 1,20 m. Wysokość obu płyt była zmienna (od 20 do 50 cm). Miejsce styku płyty o większym wysięgu ze ścianą wzmocniono skosem o przekroju 50×50 cm. Zbrojenie pionowe ściany od strony gruntu stanowiły pręty pionowe $\phi 20$ ze stali klasy A-III rozmieszczone co 30 cm, a od strony ścieków pręty $\phi 10$ A-0, w rozstawie co 30 cm. Zbrojenie poziome ściany od strony gruntu wykonano prętami



Rys. 1. Rozmieszczenie reaktorów A i B na oczyszczalni ścieków w Wałczu



Rys. 2. Widok ściany oporowej na szczycie północnym reaktorów



Rys. 3. Widok pionowej ściany w środku reaktorów i ukośnych, betonowych ścian podłużnych

$\phi 12$ A-III, umieszczonymi co 20 cm, a od strony ścieków pręty $\phi 10$ A-0 co 30 cm.

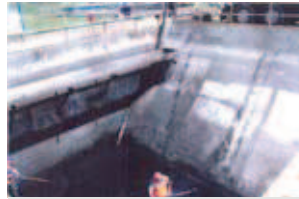
Zbrojenie poziome wsporników poziomych ściany wykonano prętami $\phi 12$ A-0, rozmieszczonymi co 15 cm. Ścianę oporową zaprojektowano z betonu klasy B20 (C16/20). Na krótszym wsporniku płytowym oparto betonową płytę denną zbiornika o grubości 15 cm, z betonu klasy B15 (C12/15), dylatowaną na pola o wymiarach $3,0 \times 3,0$ m, wybetonowaną na warstwie ochronnej z włókniny i folii PE grubości mm, leżącej na 10 cm warstwie piasku grubego (rys. 2).

Płaskie dno przechodziło w ukośną betonową płytę ściany – dna o pochyleniu $\sim 45^\circ$ i grubości 15 cm o warstwach jak wyżej, pod płaskim dnem. Płyta ta łączyła się w poziomie górnej krawędzi zbiornika z betonową ławą fundamentową o przekroju 50×100 cm. Płytę ukośną zdylatowano na pola o wymiarach $1,5 \times 3,0$ do $3,0 \times 6,0$ m i zaprojektowano z betonu klasy B15 (C12/15) – rysunek 3.

Przez środek każdego ze zbiorników przechodziła ściana żelbetowa o wysokości 4,98 m i grubości 25 cm oparta na ławie żelbetowej o przekroju 30×120 cm (rys. 3).

Zbrojenie pionowe ściany stanowiły pręty $\phi 12$ ze stali klasy A-III, w rozstawie co 30 cm i pręty poziome $\phi 10$ A-0 rozmieszczone również co 30 cm.

Ściana pionowa dzieląca reaktor miała długość 42,15 m i była zdylatowana co 15,0 m. W części szczytu południowego, gdzie reaktor miał półkolisty rzut poziomy (por. rys. 1) ściana przechodziła w podciąg żelbetowy, dwuprzęsłowy o przęsłach 7,0 i 4,5 m i przekroju 25×40 cm, podparty słupem żelbetowym o przekroju 25×25 cm, zbrojonym podłużnie $2 \times 4\phi 12$ A-III i strzemiionami poprzecznymi $\phi 6$ co 20 cm. Podciąg zabrojeniu podłużnie dołem $4\phi 16$ A-III a górą $2\phi 16$ A-III w przęsłach i $4\phi 16$ nad podporami oraz poprzecznie strzemiionami $\phi 6$ co 25 cm ze stali A-0. Podciąg stanowił podporę pod pomost stalowy. Do wykonania ściany środkowej, podciągów i słupa zaprojektowano beton klasy B20 (C16/20).



Rys. 4. Zarysowania fragmentów ściany szczytowej północnej i ściany podłużnej zachodniej reaktora A. Zwraca uwagę brak izolacji na powierzchni ścian



Rys. 5. Uszkodzona ściana podłużna ukośna reaktora A w części środkowej. Zwraca uwagę brak izolacji na powierzchni ścian

Słup podpierający podciąg oparto na stopie fundamentowej o rzucie $1,25 \times 1,25$ m i wysokości 50 cm, zbrojonej siatką z prętów $\phi 12$ A-III o oczkach 15×15 cm. Każdy z reaktorów miał długość w koronie ścian 53,50 m i szerokość 23,25m, przy wysokości ścian od poziomu dna zlokalizowanego na rzędnej 103,00 m n.p.m. do korony ścian $\sim 4,65$ m.

Szerokość dna płaskiego wynosiła 7,25 m, a długość 46,975 m.

Na ścianie dzielącej reaktor i podciągu stalowym oparto pomost stalowy do obsługi reaktora.

Dylatacje w ścianach oporowych reaktorów przewidziano wypełnić kitem asfaltowym ABIZOL KF ułożonym na sznurze smołowym stykającym się z zaprawą cementową gr. 2 cm i dalej z taśmą dylatacyjną grubości 3 mm z PCW o szerokości 10 cm, oddzieloną dalej płytą pilśniową miękką nasyczoną bitumem. Celem zabezpieczenia ściany oporowej przed wpływem wody gruntowej od strony tylnej odsadki ściany przewidziano wykonać drenaż na jej całej długości ze studzienkami z kręgów $\phi 100$.

Na ścianach pionowych wszystkich elementów żelbetowych zaprojektowano izolację przez smarowanie preparatami ABIZOL R i $2 \times$ ABIZOL G, z obu stron.

W poziomie posadowienia zbiorników stwierdzono występowanie glin piaszczystych żółto szarych mało wilgotnych twardych i plastycznych. Poziom wody gruntowej stwierdzono na rzędnej $\sim 2,40$ m od poziomu terenu w warstwie piasków drobnych i średnich.

3. Opis uszkodzeń konstrukcji reaktorów

Przeprowadzone badania makroskopowe na opróżnionym ze ścieków reaktorze A ujawniły, że: ukośne płyty ścienne uległy znacznym spękaniami i oderwaniu od podłoża gruntowego, rozszczelnieniu uległy dylatacje między płytami ścian i dna, w ścianach pionowych szczytowej i podłużnej środkowej powstały rysy o rozwartości 0,2–0,3 mm w rozstawie co 5–6 m (rys. 4), oderwaniu od podłoża uległy płyty denne dna płaskiego, prawie całkowitemu wypłukaniu uległa izolacja z Abizolu R+G. Odspojenia i przerwy w ukośnych ścianach zbiornika sięgały kilkunastu centymetrów (por. rys. 5).

Badania przeprowadzone na zbiorniku – reaktorze B



Rys. 6. Widok ściany zachodniej i środkowej reaktora B z widocznymi spękaniami, rysami i brakiem izolacji



Rys. 7. Widok zarysowanej ściany środkowej i spękanej ukośnej, szczytowej południowej, pozbawionych izolacji bitumicznej

ujawniły nieco mniejsze uszkodzenia niż w reaktorze A. Zaobserwowane uszkodzenia i zdeformowania płyt betonowych na ścianach ukośnych (rys. 6), wypiętrzenie płyt dennych płaskich, rozszczelnienie styków dylatacyjnych między płytami ukośnymi i prostymi, dodatkowe rysy o rozwarości 0,1–0,2 mm na ścianie podłużnej.

Wykonane odwierty próbek betonowych ze ścian i dna obu reaktorów i późniejsze badania niszczące wytrzymałości betonu ujawniły, że aktualna klasa betonu po ok. 10 latach eksploatacji w ścianie i dnie reaktora A wynosiła C16/20 a w zbiorniku – reaktorze „B” C20/25. Beton w elementach betonowych ścian i płyt dennych był betonem niejednorodnym, słabo zagęszczonym, w części skarbonatyzowanym ($\text{pH} < 9,0$). Badania ujawniły ponadto zbyt małą otulinę zbrojenia pionowego w ścianach podłużnych środkowych (wg projektu powinno być 5 cm, a wykonano 1,5 cm, co spowodowało zarysowanie tych ścian – por. rysunek 7).

4. Analiza wyników badań dokumentacji projektowej

Przeprowadzone badania obu zbiorników – reaktorów ujawniły szereg nieprawidłowości związanych z ich wadliwym projektem technicznym.

Do najważniejszych błędów zaliczyć można:

- zaprojektowanie konstrukcji części żelbetowych zbiorników z betonu klasy B20 (C16/20), a konstrukcji betonowych (dna, ściany ukośne z betonu klasy B15 (C12/15)), nie gwarantujących trwałości, szczelności, mrozoodporności, chemoodporności, zamiast z klasy min. C30/37 zgodnie z [2, 3, 5, 6],
- zaprojektowanie płyt betonowych dennych i pochylonych ścian o grubości 15 cm, które przy zmiennym poziomie wody gruntowej ($> 2,5$ m) i niskim poziomie ścieków ($\sim 0,30$ m), mogą ulec wyparciu pod wpływem wody gruntowej (niewłaściwie rozpoznano warunki gruntowo-wodne),
- brak połączenia i właściwego uszczelnienia płyt dennych z żelbetową ścianą tworzącą przegrodę dla ścieków od strony północnej,
- brak dylatacji w ścianie północnej o długości 26,5 m, co spowodowało powstanie w niej rys o rozwarości 0,2–0,3 mm, występujących w odległościach co ~ 5 m,

- niewłaściwie zaprojektowane i wykonane uszczelnienie styków dylatacyjnych w ścianach i płytach żelbetowych i betonowych, co doprowadziło do penetracji ścieków w podłoże gruntowe i wody gruntowej do zbiorników przy braku ścieków a w konsekwencji nierównomierne osiadanie konstrukcji zbiorników,
- niewłaściwe dobranie zabezpieczeń chemooodpornych i przeciwwilgociowych ścian i płyt dennych z Abizolu R+G, który w praktyce został wyptukany przez będące w ruchu napowietrzane ścieki,
- przyjęcie zbyt dużych powierzchni płyt betonowych dennych i ukośnych (od $1,5 \times 3,0$ do $2,0 \times 3,0$ m) co spowodowało spękania w połowie ich długości i przecieki przez nie wody gruntowej i ścieków,
- zaprojektowanie izolacji p. wodnych den i ścian betonowych z folii PE gr. 1 mm, bez możliwości zapewnienia jej ciągłości na stykach dna z konstrukcją żelbetową ścian i braku świadomości, że beton klasy B15 (C12/15) nie jest betonem wodoszczelnym, lecz mogącym jedynie spełniać funkcję podbetonu.

5. Podsumowanie

Przeprowadzone badania na obiekcie, obliczenia sprawdzające i ich analiza wykazały, że przy projektowaniu i realizacji reaktorów A i B na oczyszczalni ścieków komunalnych dla miasta Wałcza popełniono kardynalne błędy, które praktycznie uniemożliwiły dalszą eksploatację tych zbiorników, wymuszając ich rozbiórkę zaledwie po dziesięcioletnim okresie eksploatacji. Próba naprawy i uszczelnienia przedmiotowych zbiorników z uwagi na skalę powstałych uszkodzeń jest niecelowa i nieopłacalna oraz nie gwarantuje bezpiecznej ich eksploatacji, bez skażenia środowiska.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Płaskowski R., Roman M., Konstrukcje budowlane w oczyszczalniach ścieków. Arkady, Warszawa 1975
- [2] Franczak D., Halicka A., Projektowanie zbiorników żelbetowych. Zbiorniki na cieczy. tom 2, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2013
- [3] Knauff M., Obliczanie konstrukcji żelbetowych według Eurokodu 2, Wydanie drugie. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2015
- [4] Starosolski W., Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych., tom 1–4, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2013
- [5] Norma PN-B-03264:2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie
- [6] Norma PN-EN 1992-3:2008 Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 3: Silosy i zbiorniki na cieczy
- [7] Norma PN-EN 206-1:2003, PN-EN 206-1:2003/A1:2005, PN-EN 206-1:2003/A2:2006, PN-EN 206-1:2003/Ap1:2004 Beton cz. 1. Wymagania produkcji i zgodność