

Stan zagrożenia żelbetowych zbiorników na wodę poddanych wpływom ciągłych i nieciągłych deformacji górniczych terenu

Prof. dr inż. Andrzej Ajdukiewicz, dr hab. inż. Leszek Szojda, dr inż. Grzegorz Wandzik,
Politechnika Śląska

1. Wprowadzenie

Zbiorniki na wodę pitną są typowym elementem sieci wodociągowych zaopatrujących znaczne skupiska ludności. Obecnie nie mają one pierwotnego przeznaczenia, gdy jako wieże wodne, zapewniały odpowiednie ciśnienie w sieci, ale wykorzystywane są jako obiekty retencyjne, współpracujące w systemach hydraulicznych z mechanicznymi urządzeniami wywołujących ciśnienie, jakimi są hydrofony. W przypadku dużych skupisk ludności zaopatrywanych z jednego źródła i przy jednoczesnym znacznym poborze wody (w godzinach szczytu) stacje hydroforowe nie są w stanie zapewnić odpowiedniego ciśnienia w sieci i przedmiotowe zbiorniki zapewniają minimalne ciśnienie w czasie opróżniania. W okresie małego poboru (godziny nocne) woda w zbiornikach jest uzupełniana. Wyłączenie z użytkowania tych obiektów wiązać się może z niedopuszczalnymi przerwami w dostawie wody dla użytkowników – mieszkańców i odbiorców przemysłowych.

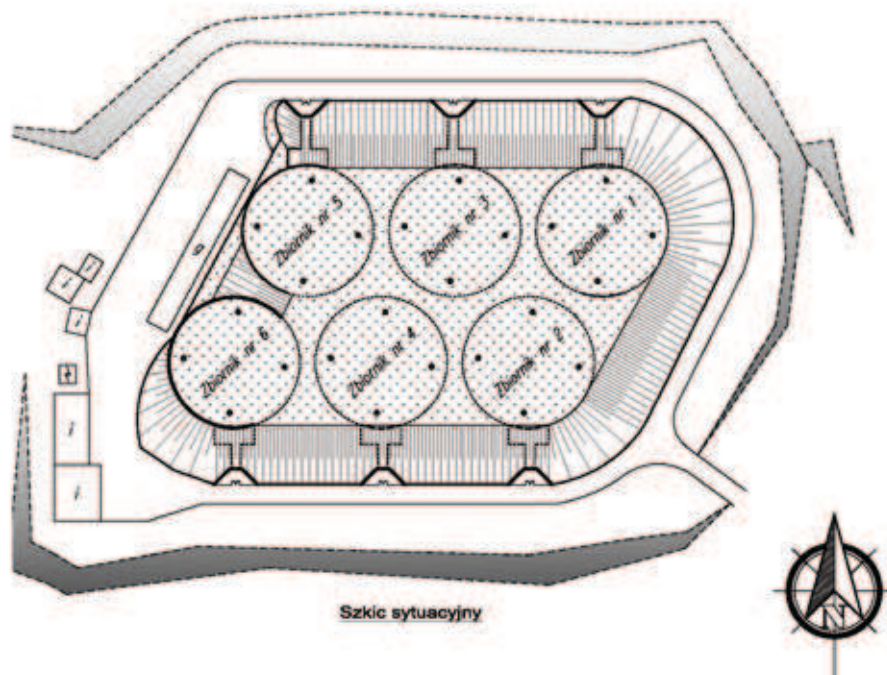
1.1. Opis konstrukcji zbiorników

Analizowane zbiorniki zostały zlokalizowane w lokalnie najwyższym punkcie aglomeracji górnośląskiej. Wznoszono je sukcesywnie około 35 lat temu. Stacja składa się z sześciu niezależnych identycznych obiektów, ustawionych mijankowo w dwu rzędach po trzy – rysunek 1. Każdy ze zbiorników jest walcem o średnicy 33,0 m i wysokości 9,5 m, co daje pojemność około 7900 m³ (ilość magazynowanej wody 6670 m³). Zbiorniki zostały wykonane w konstrukcji żelbetowej monolitycznej z zadaszeniem z elementów prefabrykowanych. Elementy monolityczne wykonano z betonu o wytrzymałości $R_w=170$ at (obecna klasa C12/15), natomiast prefabrykaty wykonano z betonu $R_w=200$ at (klasa pomiędzy C12/15 a C16/20). Podstawowym elementem konstrukcyjnym jest walcowa ściana o grubości 0,60 m osadzona w pierścieniowej ławie fundamentowej o przekroju 1,45x0,80 m.

Elementami wykończeniowymi są: warstwy izolacji przeciwwodnej dna, wylewka na płycie dennej ułożona w spadku o grubości dochodzącej do 0,42 m, wyprawa wewnętrzna z tynku cementowego o grubości około 2 cm, zewnętrzna izolacja przeciwwodna ścian oraz izolacja przeciwwodna i warstwy ochronne dachu. W ścianie umieszczone są przejścia szczelne służące do: zasilania zbiornika, odbioru wody ze zbiornika, przelewu awaryjnego, opróżniania awaryjnego i rewizji technicznej. Średnica przejść waha się od 460 do 1080 mm. W miejscu przejść szczelnych ściana jest pogrubiona do 1,50 m. Dla celów technologicznych zbiorniki wyposażone zostały w cztery otwory wentylacyjne umieszczone w dachu. Zbiorniki zostały obsypane ziemią łącznie z dachem (grubość warstwy na dachu wynosi około 0,50 m), tworząc z nią jedną pryzmę o rzucie równoległoboku i wymiarach u podstawy dochodzących do 138 x 98 m. Rurociągi wychodzące z przejść szczelnych po stronie zewnętrznej znajdują się w komorach zasuw, do których prowadzą tunele wejściowe umieszczone w pryzmie obsypki.

1.2. Warunki posadowienia i wpływy górnicze

Zbiorniki zlokalizowano w obszarze bardzo bogatym w węgiel kamienny. Poniżej zalega kilkanaście pokładów węgla o różnej miąższości, na głębokościach dostępnych z punktu widzenia technicznego. Realizacja zbiorników nastąpiła w drugiej połowie lat siedemdziesiątych poprzedniego wieku, a do tego czasu zostały wyeksploatowane cztery zalegające tam pokłady węgla. Pierwszy wyeksploatowany pokład znajdował się około 63 m poniżej poziomu terenu (czas eksploatacji 1860–1885, miąższość 2,5 do 3,5 m), a ostatni przed posadowieniem w poziomie 360 m poniżej terenu (czas eksploatacji 1969–1974, miąższość 1,8 m). W momencie wznoszenia obiektów ujawniły się wszystkie wpływy deformacji terenu wcześniejszej eksploatacji. Ze względu na możliwość dalszej eksploatacji węgla zbiorniki zostały zabezpieczone na wpły-



Rys. 1.
Szkic sytuacyjny układu
zbiorników

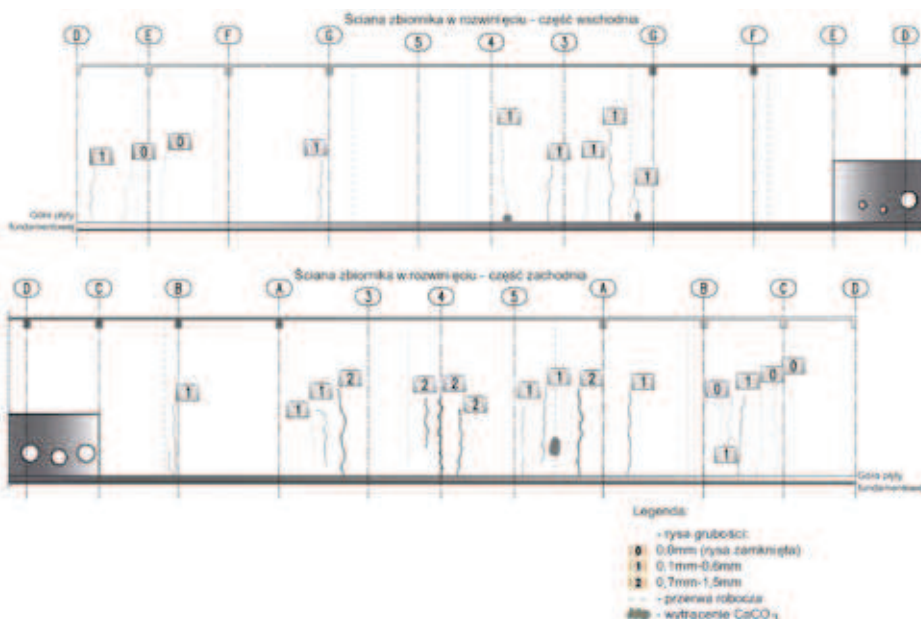
wy ciągłych deformacji terenu na poziomie III kategorii górniczej [1] określonej następującymi parametrami: odkształceniem poziomym $\varepsilon=3,9\%$, nachyleniem $T=8,8\%$ oraz promieniem krzywizny terenu $R=12$ km. Do połowy 2011 r. ujawniły się wpływy dalszych dwu wyeksploatowanych pokładów. Deformacje mają charakter statyczny ponieważ zbiorniki znajdują się w części wypukłej krawędzi niecki osiadań, a ekstremalne deformacje zostały określone na poziomie: $\varepsilon=2,05\%$, $T=6,0\%$, $R=5,4$ km. W miejscu lokalizacji zbiorników stwierdzono wystąpienie osiadań o wartości $w=0,8$ m. Górnictwo planuje dalszą eksploatację pokładów, która spowoduje osiadanie do około 4,5 m (do roku 2020) oraz do 7,5 m w dalszej nieokreślonej przyszłości. Nie zostały w pełni określone parametry deformacji terenu jakie mogą pojawić się w momencie ujawniania się prognozowanych osiadań. Wartość osiadań równomiernych nie ma wpływu na zagrożenie konstrukcji zbiorników, ale spowoduje zachwianie układu hydraulicznego całego systemu.

Eksploatacja węgla prowadzona w XIX wieku była realizowana systemem chodnikowym lub filarowo-zabierkowym i nie została dokładnie określona (brak map pokładowych). Pomiary elektrooporowe, grawimetryczne i mikrogravimetryczne ujawniły anomalie w podłożu, co potwierdza możliwość występowania różnych gęstości skał i pustek. W celu potwierdzenia występowania ewentualnych pustek prowadzone są wiercenia. Aktywacja pustek na skutek przyszłej eksploatacji może doprowadzić do wystąpienia zapadisk lub osuwisk w obrębie posadowienia zbiorników. Dokładne zdefiniowanie możliwości wystąpienia tych wpływów jest niezbędne do określenia działań zabezpieczających konstrukcje.

2. Opis uszkodzeń konstrukcji zbiorników

Jak wspomniano, stacja składa się z sześciu niezależnych zbiorników, z czego dla zapewnienia ciągłości dostaw wody, co najmniej trzy muszą być użytkowane. Inwentaryzacja uszkodzeń została przeprowadzona w opróżnionych i udostępnionych zbiornikach nr 2, 4 i 6 (rys. 1). Uszkodzenia zbiorników były do siebie zbliżone, ale największa ich intensywność występowała w zbiorniku nr 6. Z tego też powodu ten zbiornik przyjęto do dalszych analiz. Ponieważ zbiorniki pozostały zasypane, oceny uszkodzeń można było dokonać wyłącznie od środka. Podstawowymi uszkodzeniami stwierdzonymi w czasie przeglądu były zarysowania dna i ścian oraz powierzchniowa korozja prętów zbrojeniowych płyt stropowych, w których nie została zachowana wystarczająca otulina. Na rysunku 2 przedstawiono położenie zarysowań na wewnętrznym rozwinięciu powierzchni ściany zbiornika. W ścianach stwierdzono rozwarłość zarysowań do 1,5 mm. Rysy o największej rozwarłości występują w dolnych obszarach ścian i zanikają wraz z wysokością. Oceny zarysowania ściany dokonano przy pustym zbiorniku. Większego rozwarcia rys można spodziewać się pod obciążeniem parciem wody, co stwarza zagrożenie dla konstrukcji. Zbrojenie ścian sprawdzono stosując urządzenie Profemetr i potwierdzono zgodność położenia prętów z projektem.

Innym rodzajem uszkodzeń są przecieki dachu zbiorników. We wszystkich zbiornikach stwierdzono przecieki niemal na całej powierzchni dachu, co spowodowało rozwój korozji zbrojenia płyt i belek. Zasypka znajdująca się na zbiornikach akumuluje wodę opadową i wydłuża działanie wilgoci na konstrukcję,



Rys. 2.
Zarysowania ściany
zbiornika nr 6
(widok w rozwinięciu)

wprowadzając jeszcze zanieczyszczenia o charakterze chemicznym. W trakcie przeglądu stwierdzono również znaczne osiadania gruntu na koronie przyzmy obsypki. Wyraźnie można było dostrzec zarys krawędzi zbiorników; a grunt pomiędzy zbiornikami osiadł od 0,20 do 0,80 m.

3. Założenia i podstawowe wyniki obliczeń

Nie zachowały się oryginalne obliczenia, a jedynie opis techniczny i rysunki. W obliczeniach sprawdzających prowadzonych metodami analitycznymi [2] przyjęto następujące założenia:

- ściana zbiornika połączona jest z pierścieniem fundamentowym przegubowo (nie następuje przeniesienie momentów),
- odkształcalny fundament pierścieniowy stanowi podatne podparcie poziome ściany w kierunku promieniowym,
- płyta denna nie wpływa na ograniczenie możliwości przesuwności ścian w kierunku promieniowym,
- pominięto wpływ stropu nad zbiornikiem (ze względu na jego prefabrykowaną konstrukcję i znaczną odległość od dna).

Należy przypuszczać, że założenie podatności promieniowej pierścienia nie było przez projektantów brane pod uwagę, a raczej założono pierwotnie przegubowo-nieprzesuwne podparcie ścian. Miały to zapewnić krótkie pręty promieniowe łączące pierścień fundamentowy z płytą denną zbiornika, działająca jak przepona. Niestety, obecnie stwierdzono, że było to zbyt optymistyczne założenie, gdyż obwodowa przerwa robocza na styku tych elementów oraz nieszczelność izolacji dennej, doprowadziły do częściowej korozji zastosowanych prętów. Z tego względu konieczne jest obecnie założenie bardziej realistycznego – podatnego podparcia ściany.

Analizując poprawność zastosowanego zbrojenia obwodowego ściany w warunkach przyjętych założeń, stwierdzono niedobór zbrojenia w dolnej części ściany – strefa od 0,0 do 1,5 m. W przypadku uwzględnienia jedynie obciążenia naporem słupa cieczy (bez redukcji naporu gruntu) niedobór wynosi 11%, natomiast przy uwzględnieniu dodatkowego wpływu efektu poziomych odkształceń podłoża ϵ przekroczenie dochodzi do wartości 43%. Obwiednię nośności naniesioną na wykres sił równoleżnikowych w ścianie w przypadku wystąpienia jednoczesnego parcia wody oraz rozpełzania gruntu przedstawiono na rysunku 3.

4. Przyczyny powstania uszkodzeń i sposób naprawy

Przyczyny powstania uszkodzeń można podzielić na dwie grupy: związane pogarszającym się stanem technicznym konstrukcji i wywołane wpływami górnictwymi. Uszkodzenia dna i ścian zbiornika spowodowane są głównie przez odkształcające się podłoże (zarówno odkształcenia poziome ϵ , jak i towarzyszącą im krzywiznę terenu K). W wyniku zjawiska rozpełzania gruntu (dodatnia wartość odkształcenia podłoża ϵ) nastąpiło zmniejszenie nośności podłoża – w tym przypadku słabo zagęszczonej podsypki piaskowej, co doprowadziło do osiadań części fundamentów bardziej obciążonych. Osiadający pierścień fundamentowy ściany spowodował zarysowanie dna wzdłuż obwodu. Dodatkowo, wypukła część krzywizny terenu spowodowała dodatkowe zarysowania dna. Wzajemne przemieszczenia zbiorników względem siebie wywołały obniżenie wielkości naporu poziomego gruntu na ściany (świadczy o tym obniżenie gruntu pomiędzy zbiornikami), co w zestawieniu z oddziaływaniem naporu wody oraz oddziaływaniami gruntu na podszwę ławy od rozpełzania doprowadziło do zaryso-

wania ścian w ich dolnej części, gdzie zbrojenie nie jest wystarczające. Wpływ krzywizny terenu i związane z nią przemieszczenia słupów spowodowały zarysowanie warstwy ochronnej i izolacyjnej pokrycia dachu, co skutkowało jego rozszczelnieniem i znacznymi przeciekami.

Naprawa konstrukcji w tym stanie jest bardzo trudna. Planowana przyszła eksploatacja węgla wywołała następne deformacje podłoża i kolejne uszkodzenia zbiornika. Konieczne jest zatem umożliwienie przeniesienia oddziaływań odkształcającego się podłoża oraz naporu wody na ściany w przypadku zmniejszenia redukującego naporu gruntu. Można tego dokonać przez wzmocnienie konstrukcji lub wykonanie nowej konstrukcji zbiornika. Rozważono dwa sposoby naprawy i przystosowania zbiorników do dalszego przyrostu obciążeń:

- całkowite odkopanie zbiorników, wymianę dachu i warstw dennych oraz zastosowanie zewnętrznego sprężenia ścian z ich zaizolowaniem, bez obsypywania zbiorników gruntem (co stwarza możliwość łatwiejszej kontroli w momencie ujawniania się kolejnych wpływów),
- pozostawienie obsypanych ścian i po odstąpieniu dachu i jego rozebraniu – wykonanie wewnątrz nowej ściany żelbetowej i dna, dla których istniejąca konstrukcja stanowiłaby rodzaj deskowania, a następnie wykonanie lekkiej konstrukcji dachowej i odpowiedniej izolacji.

Ze względów technicznych i ekonomicznych usunięcie kilkudziesięciu tysięcy m³ gruntu otaczającego zbiorniki uznano za niemal niewykonalne w istniejących warunkach terenowych i zdecydowano się na realizację przebudowy według drugiego rozwiązania.

W nowym projekcie przewiduje się więc, że nowy zbiornik będzie wykorzystywał istniejącą ścianę jako deskowanie tracone, co pozwoli na założenie nowych warstw izolacji. W miejsce ciężkiego dachu żelbetowego przewidziano zastosowanie przekrycia stalowego, które będzie opierać się na ścianie zewnętrznej i na wewnętrz-

nym pierścieniu. Przewidziano sztywne połączenie ścian i dna. Ze względu na trwające prace związane z określeniem nieciągłości podłoża w miejscu posadzenia nie ma pełnej informacji, czy zachodzi konieczność przyjęcia w obliczeniach możliwości częściowego usunięcia podłoża spod konstrukcji. Z tego powodu projekt nowego obiektu jest w fazie koncepcyjnej.

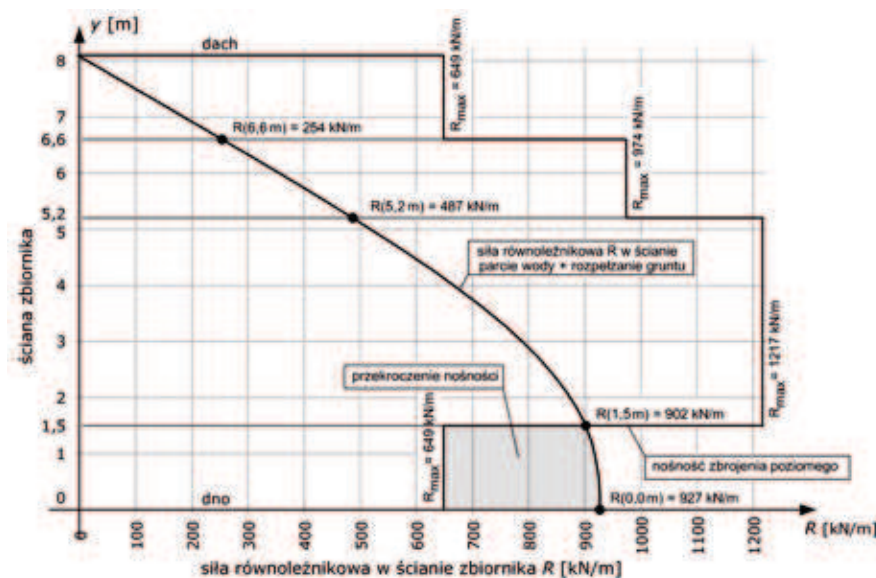
5. Podsumowanie

Zlokalizowanie zbiorników wody w miejscu występowania bogatych pokładów węgla łączy się nierozzerwalnie z koniecznością uwzględnienia deformacji terenu wywołanych eksploatacją węgla. Odpowiednie zabezpieczenie obiektów jest niezbędne do zachowania dobrego stanu technicznego konstrukcji. W przedstawionym przypadku zostały wzięte pod uwagę wpływy prognozowanych deformacji terenu na konstrukcję. W świetle obecnych informacji na temat stanu zbiorników oraz zastosowanych w nich rozwiązań konstrukcyjnych stwierdzono, że zbrojenie ścian jest niewystarczające w przypadku, zaistnienia najbardziej niekorzystnych układów obciążeń – naporu wody na ścianę oraz deformacji podłoża. Z powodu znacznych deformacji oraz nieprzewidywanych w projekcie nieciągłości podłoża zbiorniki uległy uszkodzeniu.

Rozważono dwie koncepcje naprawy polegające na sprężeniu ścian zbiorników od zewnątrz lub wbudowaniu nowej konstrukcji we wnętrzu istniejących zbiorników. Z punktu widzenia nakładów finansowych i ograniczeń wykonawczych do realizacji przyjęto drugie rozwiązanie.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Projektowanie budynków na terenach górniczych. Instrukcja Instytutu Techniki Budowlanej 416/2006, 113 s. Warszawa 2006
- [2] Kobiak J., Stachurski W., Konstrukcje żelbetowe, Tom IV, Arkady, Warszawa 1991



Rys. 3. Obwodnia nośności oraz siły równoleżnikowe w ścianie zbiornika przy obciążeniu wodą i rozpełzaniem gruntu