

Awaria żelbetowego zbiornika WKF oraz sposób wzmocnienia stalowymi ciągnami bez przyczepności

Dr inż. hab. inż. Andrzej Seruga, dr inż. Mariusz Zych, mgr inż. Łukasz Ślaga,
Politechnika Krakowska

1. Wprowadzenie

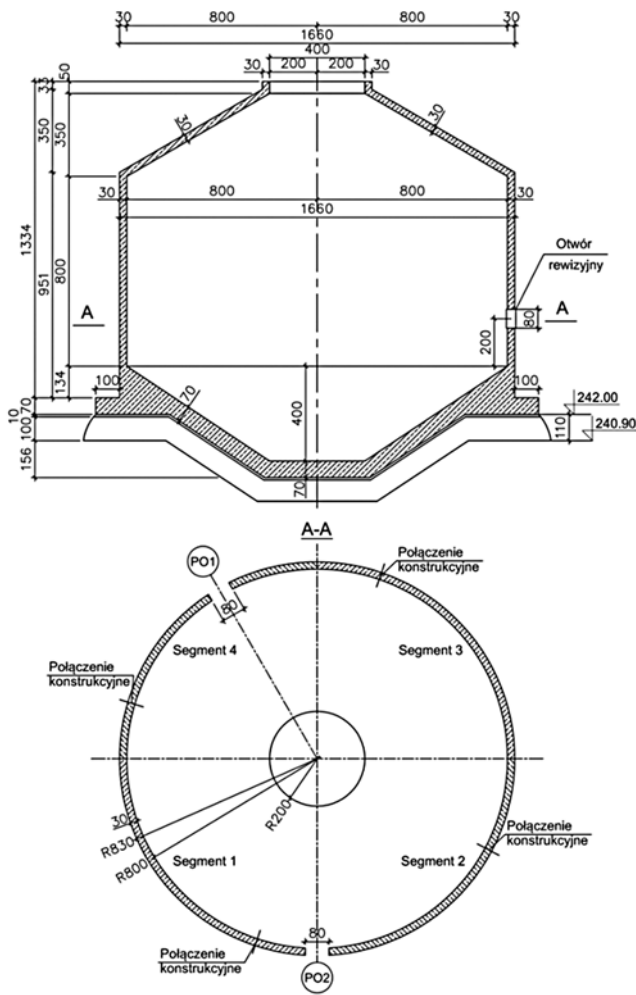
Zbiorniki na ciecz z betonu (żelbetowe lub z betonu sprężonego) winny być projektowane z uwagi na trwałość konstrukcji – przyjmuje się zdolność eksploatacyjną obiektu przez okres 100 lat. O trwałości konstrukcji decyduje przyjęcie materiałów konstrukcyjnych o odpowiedniej jakości, klasie wodoszczelności, mrozoodporności, co skutkuje koniecznością stosowania betonów napowietrzonych o odpowiedniej zawartości cementu w mieszance betonowej i stosunku w/c. Ponadto na etapie projektowania muszą być spełnione stany graniczne użytkowości i nośności. W przypadku zbiorników miarodajnym do przyjęcia ilości zbrojenia jest stan graniczny użytkowości, a o przekrojach elementów konstrukcyjnych (grubości ścian i kopuł przekrywających) decyduje warunek szczelności [1–6]. Dlatego też należy rozpatrywać możliwość zarysowania powłoki walcowej na wszystkich etapach wznoszenia i eksploatacji, tj.: we wczesnym okresie dojrzewania betonu [7–11], podczas próby szczelności oraz zakładając możliwość przepiętlenia zbiornika w okresie jego eksploatacji. Ponadto należy uwzględnić możliwe warianty obciążeń termicznych w stadium eksploatacyjnym, przyjmując temperaturę cieczy wypełniającej zbiornik, jak również temperaturę otoczenia w okresie zimowym i letnim z uwzględnieniem ocieplenia ściany zbiornika. W artykule przedstawiono sposób wzmocnienia żelbetowej ściany cylindrycznego zbiornika zamkniętej Wydzielonej Komory Fermentacyjnej na terenie oczyszczalni ścieków przy użyciu ciągnien bez przyczepności. Metoda ta po raz pierwszy w Polsce została zastosowana w 1995 roku przy wzmacnianiu zbiorników na terenie oczyszczalni ścieków [12] oraz silosów na cukier [13]. Przy udziale pracowników Pracowni Konstrukcji Sprężonych Politechniki Krakowskiej sprężono około dwustu zbiorników i silosów (nowych i wzmacnianych) przy użyciu zewnętrznych ciągnien bez przyczepności [14–17]. Podstawowymi zaletami wykonywania wzmocnień przy użyciu zewnętrznych ciągnien bez przyczepności

są: możliwość łatwego i szybkiego wykonywania naprawy (bez potrzeby wykonywania monolitycznych pilastrów), niskie straty siły sprężającej spowodowane tarciami, możliwość łatwej wymiany kabla w przypadku stwierdzenia jego uszkodzenia oraz trwałość takiego rozwiązania. Kable bez przyczepności zabezpieczone na etapie wykonywania sprężenia nie wymagają dodatkowej konserwacji w trakcie eksploatacji, zapewniając pełną szczelność powłoki [18].

2. Opis konstrukcji zbiornika

Zbiornik WKF wykonany został w technologii tradycyjnej jako monolityczny, żelbetowy zbiornik cylindryczny o promieniu wewnętrznym 8,0 m. Grubość ściany zbiornika wynosi 0,30 m. Zbiornik został posadowiony w sposób bezpośredni na dolnym fragmencie komory w kształcie odwróconego stożka o grubości 0,5 m. Całość została przykryta kopułą żelbetową w kształcie stożka ściętego o grubości 0,3 m, z otworem $\varnothing 4,0$ m w środkowej części kopuły. W górnej części kopuły znajduje się wieniec o wysokości 0,50 m i szerokości 0,30 m. Przekrój pionowy i poziomy zbiornika przedstawiono na rysunku 1.

Ściana zbiornika została podzielona trzema poziomymi połączeniami konstrukcyjnymi na wysokości 3,25 m, 5,53 m i 8,0 m. Każde poziome pasmo powłoki walcowej zostało dodatkowo podzielone czterema pionowymi połączeniami konstrukcyjnymi (rys. 1), w wyniku czego długość segmentu ściany w kierunku obwodowym wyniosła około 13 m. Poszczególne segmenty ścian w danym obwodowym paśmie betonowane były przeziennie w celu zminimalizowania naprężeń termisko-skurczowych we wczesnym okresie dojrzewania betonu. We wszystkich poziomych i pionowych połączeniach konstrukcyjnych zastosowano taśmy uszczelniające. Konstrukcja wykonana została z betonu C30/37 na kruśywie żwirowym przy zastosowaniu cementu CEM III/A 42,5N-HSR/NA. Do zbrojenia konstrukcji użyto stali AIIIIN (BST500S). Powłoka walcowa została zazbrojona



Rys. 1. Przekrój pionowy i poziomy zbiornika WKF

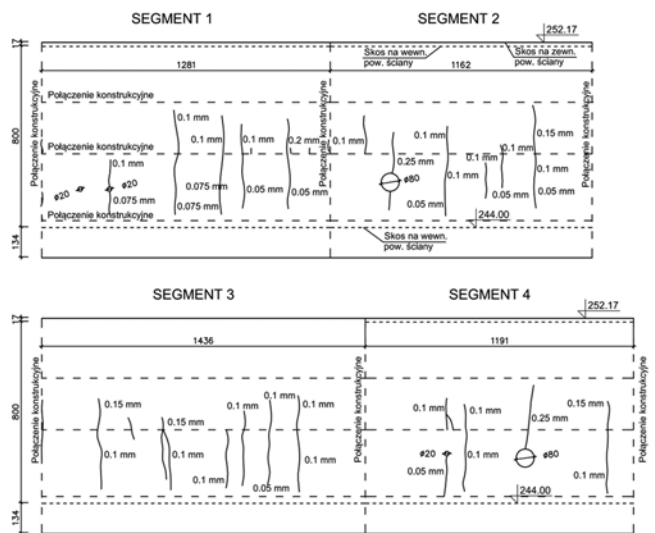
w kierunku obwodowym od strony wewnętrznej i zewnętrznej prętami $\varnothing 12$ mm w rozstawie co 0,2 m (stopień zbrojenia 0,38%). W kierunku pionowym, od miejsca połączenia ściany z lejem do wysokości ściany 4,0 m, ściana została zbrojona prętami $\varnothing 20$ mm w rozstawie co 0,15 m (po obydwu stronach ściany). Powyżej zastosowano zbrojenie pionowe z prętów $\varnothing 16$ mm w rozstawie co 0,20 m (po obydwu stronach ściany).

3. Stan awaryjny

Próbę szczelności zbiornika rozpoczęto 17.05.2014 r. w godzinach przedpołudniowych. Po 5 dobach napełniania zbiornika, w godzinach porannych, zaobserwowano pionowe rysy na całym obwodzie ściany zbiornika, przez które sączyła się woda. W wyniku zaistniałej sytuacji podjęto decyzję o wstrzymaniu dalszego napełniania zbiornika. W tym czasie ściana zbiornika obciążona była słupem cieczy o wysokości 9,0 m (czyli 1 m wody ponad górną krawędzią powłoki walcowej). Z uwagi na niebezpieczeństwo wystąpienia katastrofy (na skutek możliwego uplastycznienia obwodowego zbrojenia) podjęto następnie decyzję o obniżeniu



Rys. 2. Przecieki na ścianie zbiornika WKF przy słupie cieczy 5,5 m



Rys. 3. Układ rys po próbie szczelności, słup cieczy $H=5,5$ m (rozwiniecie zewn. powierzchni)

zwierciadła wody. Na rysunku 2 widoczne są przecieki, podczas niedokończonej próby szczelności zbiornika, przy poziomie cieczy 5,5 m, mierzonym od połączenia ściany ze skosem płyty fundamentowej, tj. na poziomie kilku centymetrów pod drugim poziomym połączeniem konstrukcyjnym ściany.

Całościowy układ rys (na poszczególnych segmentach) oraz ich szerokości przedstawiono na rysunku 3. Zasięg występowania rys określono podczas pierwszej wizji lokalnej (słup cieczy 1,0 m ponad górną krawędź ściany), natomiast rozstawy i szerokości rys pomierzono podczas drugiej wizji lokalnej przy ciśnieniu słupa cieczy 5,5 m (na wysokości ściany). Szerokości rys w dolnej części nie przekraczały 0,1 mm, natomiast w górnej części 0,3 mm (przy poziomie wody jak wyżej). Bezpośredni pomiar szerokości rys oraz ich zasięgu był utrudniony, a czasem niemożliwy z uwagi na dużą ilość nalotu i zanieczyszczeń powierzchni ściany oraz przekroju samej rysy. Zabrudzenia te pochodziły z wyplukiwania na powierzchnię rys drobinek zaczynu cementowego

oraz osadów znajdujących się w wodzie, o czym świadczy ich rudawe zabarwienie. Zjawisko to powodowało stopniowe ograniczenie przecieków poprzez uszczelnienie przekroju rysy, ale również w przypadku zabrudzeń pochodzących z wody „zamulenia rys”. Może to powodować nieskuteczną iniekcję rys żywicami. Wspomniane uszczelnienie rys w żadnym stopniu nie poprawia bezpieczeństwa i nośności powłoki zbiornika. Wykonane uszczelnienie rys żywicami poprawi trwałość betonu oraz konstrukcji. Zwykle przecieki na powierzchni ściany obserwuje się jako intensywne zawilgocenia. W przypadku niniejszego obiektu intensywność przecieków zaobserwowana 25 maja 2014 r. była tak duża, iż widoczne były strugi wody spływające ze ściany. Świadczy to o bardzo dużym odkształceniu zbrojenia i nadmiernej szerokości rys przy wysokości napełnienia 9 m. Wysokości przecieków, które są widoczne około 1 m poniższej poziomu zwierciadła wody, świadczą o braku skutecznego działania zaprojektowanego zbrojenia.

4. Ocena stanu technicznego

Na podstawie dokonanych oględzin jakość wykonania zbiornika należy uznać za dobrą. Pewne niedociągnięcia zaobserwowano w obrębie poziomych i pionowych połączeń konstrukcyjnych. Wzdłuż niektórych z nich zauważono lokalne zawilgocenia. Należy zauważyć, że wytrzymałość betonu na osiowe rozciąganie jest większa niż rzeczywista przyczepność betonu na styku beton-beton, która w świetle badań doświadczalnych we wszystkich pionowych połączeniach konstrukcyjnych kształtuje się na poziomie 1,0–1,3 MPa. Szczelność tych połączeń winna być zapewniona przez usytuowanie taśm uszczelniających. Stwierdzone zawilgocenia świadczą o istnieniu lokalnej utraty przyczepności betonu do taśmy, co może być skutkiem betonowania ściany w okresie zimowym, a zatem gorszymi warunkami dojrzewania betonu.

Do wykonania zbiornika zastosowano cement hutniczy CEM III/A 42,5N, co przy niskich temperaturach otoczenia oraz podziale obwodu ściany na 4 segmenty betonowania powinno było uchronić ścianę przed powstaniem

rys we wczesnym okresie dojrzewania betonu. W wyniku skrępowania odkształceń ściany na dolnej krawędzi, przy grubości ściany rzędu 0,3 m i omówionych warunkach betonowania, możliwość zarysowania ściany na etapie jej wznoszenia jest mało prawdopodobna, niemniej jednak winna być rozważona przez projektanta.

Przyjęta grubość ściany zbiornika (0,3 m) jest zdecydowanie za mała w przypadku zbiorników żelbetowych. Rozwiązanie zbiorników WKF o tej grubości ściany stosowane jest w przypadku zbiorników z betonu sprężonego. Obliczone naprężenia w zbrojeniu poziomym podczas niedokończonej próby szczelności (dla słupa cieczy $H=9,3$ m) wynosiły 472,09 MPa, zatem były zbliżone do granicy plastyczności stali. Prawdopodobnie dalsze napełnianie zbiornika spowodowałoby najpierw jej uplastycznienie a potem zerwanie. Przy pełnym poziomie napełnienia teoretyczne naprężenia w przyjętym zbrojeniu wynosiły 871,78 MPa. Dla poziomu cieczy $H=9,3$ m obliczone szerokości rys wynosiły 0,68 mm. Zbrojenie ściany zbiornika w kierunku pionowym spełnia wymagania obliczeniowe z uwagi na stan graniczny nośności i użyteczności. Powstała rysa pozioma na zewnętrznej powierzchni powłoki jest dopuszczalna z uwagi na spełnienie wymaganej wysokości strefy ściskanej przekroju.

W tej sytuacji przywrócenie zdolności eksploatacyjnej obiektu wymagało zastosowania wzmocnienia ściany zbiornika, przez zastosowanie sprężenia z wykorzystaniem stalowych cięgien bez przyczepności. Metoda ta jest najbardziej efektywna i powszechnie stosowana na całym świecie.

5. Badania materiałowe

Badania wytrzymałości kostkowej betonu konstrukcyjnego na ściskanie przeprowadzono w Laboratorium S.A. Bielskiego Przedsiębiorstwa Budownictwa Przemysłowego na 36 próbkach pobranych podczas betonowania ściany zbiornika o wymiarach 0,15x0,15x0,15 m. 28-dniowa średnia kostkowa wytrzymałości betonu na ściskanie wynosiła 41,9 MPa przy współczynniku zmienności $v=2,29\%$. Przyjmując współczynnik przeliczeniowy



Rys. 4.
Badanie
wytrzymałości
betonu na osiowe
rozciąganie
(z lewej), przelom
próbek (z prawej)

Tabela 1. Wyniki badania wytrzymałości betonu na osiowe rozciąganie

Wytrzymałość [MPa]				Odchylenie standardowe	Współczynnik zmienności [%]
próbka 1	próbka 2	próbka 3	średnia		
1,84	1,96	2,07	1,96	0,09	4,82

1,25, średnia wytrzymałość betonu na ściskanie określona na próbkach \varnothing 0,15x0,30 m wynosiła 33,5 MPa. Można zatem uznać, że beton spełniał wymagania projektowanej klasy betonu C30/37. Badania wytrzymałości betonu na osiowe rozciąganie przeprowadzono w Laboratorium Instytutu Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Politechniki Krakowskiej na 3 próbkach walcowych o wymiarach \varnothing 0,15x0,30 m (rys. 4) pobranych końcem maja 2014 r. podczas betonowania obiektów towarzyszących wg tej samej receptury. Wyniki z przeprowadzonych badań zestawiono w tabeli 1.

Wytrzymałość badanego betonu na rozciąganie osiowe po 41 dniach dojrzewania kształtuje się na poziomie 1,96 MPa. Biorąc pod uwagę wiek betonu (60–90 dni) w chwili prowadzonej próby szczelności oraz zastosowanie cementu CEM III/A 42,5N-HSR/NA, rzeczywista wytrzymałość betonu na osiowe rozciąganie winna być nieco wyższa. Projektując konstrukcje budowlane, należy mieć jednak na uwadze fakt, że dane dotyczące właściwości betonu podane w normie [2] odnoszą się do mieszanek wykonywanych na kruszywie kwarcytowym. W przypadku kruszyw zwirowych uzyskuje się niższe wartości wytrzymałości betonu na osiowe rozciąganie. To samo dotyczy modułu sprężystości, którego wartość normową należy skorygować wprowadzając współczynnik 0,7.

6. Wzmocnienie ściany walcowej cięgnami bez przyczepności

Z przeprowadzonej oceny stanu technicznego wynika konieczność aktywnego wzmocnienia powłoki walcowej zbiornika z zastosowaniem stalowych cięgien sprężających bez przyczepności. Istniejące zbrojenie zostało przeciążone i wątpliwy jest jego udział w czynnym przenoszeniu obciążeń. Najrozsądniejszym sposobem przywrócenia zdatności eksploatacyjnej w takich przypadkach jest wprowadzenie siły aktywnej (siły sprężającej), która zapewni naprężenia ściskające w kierunku obwodowym na całej grubości ściany. Uwzględniając aktualne rozwiązania technologiczne stosowane do wzmocnienia

konstrukcji żelbetowych, jak również biorąc pod uwagę stan techniczny ściany zbiornika, najbardziej efektywnym jest zastosowanie pojedynczych splotów typu 7 \varnothing 5 mm ze stali Y1860S7.

6.1. Dobór liczby i rozmieszczenia cięgien sprężających

Na podstawie istniejącej dokumentacji technicznej, programu użytkowania oraz przeprowadzonych wizji lokalnych została wykonana analiza statyczna zbiornika WKF. W ramach analizy zestawiono wszystkie istotne oddziaływania na zbiornik działające w okresie eksploatacji, biorąc pod uwagę również możliwość chwilowego przepełnienia zbiornika – sytuacja awaryjna. Na tej podstawie opracowano możliwe kombinacje działania obciążeń.

Schemat statyczny zbiornika stanowi przestrzenna konstrukcja powłokowa monolitycznie połączona na całym obwodzie leja dennego. Ściana zbiornika w postaci powłoki walcowej o grubości 0,3 m została połączona monolitycznie z kopułą stożkową o nachyleniu 30° i grubości 0,30 m. Na górnej krawędzi kopuły stożkowej znajduje się wieniec o wysokości 0,50 m i szerokości 0,30 m. W analizie numerycznej pominięto obecność poziomych i pionowych połączeń konstrukcyjnych. W całym obiekcie przyjęto jednorodny materiał sprężysty.

W toku przeprowadzonych obliczeń statyczno-wytrzymałościowych zbiornika WKF przyjęto następujące założenia obliczeniowe:

- strefa obciążenia śniegiem: pogranicze II/III, przyjęto jak dla III,
- ciecz wypełniająca zbiornik: ścieki o ciężarze własnym 11,5 kN/m³,
- temperatura ścieków: 40°C,
- temperatura otoczenia: w ziemie –30°C, w lecie +36°C (zbiornik ocieplony warstwą termoizolacyjną o grubości 10 cm),
- poziom roboczy cieczy: rzędna 254,3 m n.p.m. (słup cieczy H=10,3 m),
- poziom awaryjny napelnienia zbiornika: pełne napelnienie, rzędna 256,0 m n.p.m. (słup cieczy H=12,0 m).

Tabela 2. Rzędne i kolejność naciągu cięgien

Pilaster A	Kolejność naciągu	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	Rzędna [m]	7,73	7,57	6,7	6,54	6,07	5,91	5,54	5,28	4,81	4,65	4,18
	Kolejność naciągu	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
	Rzędna [m]	4,02	3,55	3,39	2,92	2,76	1,98	1,82	1,01	0,85	0,37	0,13
Pilaster B	Kolejność naciągu	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33
	Rzędna [m]	7,16	6,96	6,38	6,22	5,75	5,59	5,12	4,96	4,49	4,33	3,86
	Kolejność naciągu	34	35	36	37	38	39	40	41	42		
	Rzędna [m]	3,70	3,23	3,07	2,60	2,44	1,35	1,19	0,67	0,51		

Do wyznaczenia liczby splotów na wysokości ściany zbiornika niezbędne było określenie wartości efektywnej siły sprężającej z uwzględnieniem doraźnych i reologicznych strat siły sprężającej. Analizę taką przeprowadzono, przyjmując parametry betonu odpowiadające klasie C30/37 na kruszywie żwirowym. Z uwagi na przeciążenie istniejącego zbrojenia zwykłego w kierunku obwodowym pominięto jego obecność w stanie granicznym użytkowości. Dzięki zastosowaniu cięgien bez przyczepności i dwustronnego naciągu splotów, średnia wartość strat doraźnych siły sprężającej na długości cięgna 52,15 m wynosiła 16,18%, a średnia wartość strat długotrwałych 20,24%. Średnia efektywna wartość siły sprężającej wynosi $P_{m0} = 176,02$ kN oraz $P_{mt} = 167,49$ kN, odpowiednio po stratach doraźnych i opóźnionych.

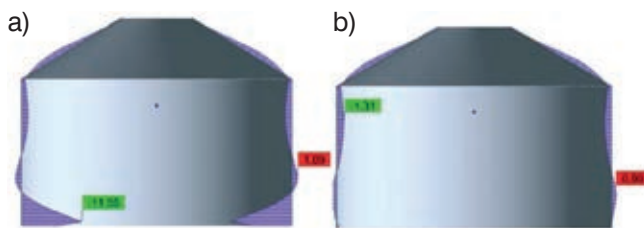
Na podstawie przeprowadzonych obliczeń statycznych zbiornika i wartości obliczeniowej siły sprężającej wynoszącej $P_d = 155,0$ kN, wyznaczono liczbę potrzebnych obwodów splotów sprężających do zapewnienia równoleżnikowych naprężeń ściskających na całej wysokości powłoki. W wyniku przeprowadzonych analiz uznano za konieczne przyjęcie 42 obwodów cięgien sprężających stabilizowanych po dwie sztuki w jednym pilastrze stalowym. W celu wyrównania wartości siły sprężającej w powłoce, przewidziano stabilizowanie cięgien na ścianie w dwóch pilastrach przemiennie, co drugi z jednej strony ściany (pilastry A), co drugi z przeciwnej (pilastry B). Rzędne i kolejność naciągu poszczególnych cięgien zestawiono w tabeli 2.



Rys. 5.
Zastępcze
obciążenie
liniowe od
sprężenia

6.2. Analiza numeryczna efektywności wzmocnienia

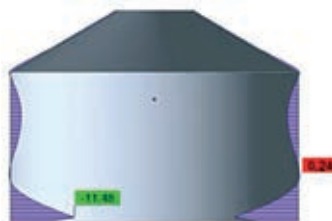
Po wstępnym przyjęciu liczby i rozmieszczenia cięgien sprężających, do modelu numerycznego przedstawionego w punkcie 6.1 wprowadzono dodatkowy przypadek obciążeniowy. Sprężenie zewnętrzne cięgna mi bez przyczepności zamodelowane zostało jako zastępcze obciążenie liniowe o wartości 18,65 kN/m skierowane do środka zbiornika (rys. 5). Dla tak zdefiniowanego obciążenia od sprężenia, na podstawie analizy stanu naprężenia powłoki cylindrycznej, przeprowadzono weryfikację efektywności wstępnie założonego sprężenia. W tym celu wykonano następujące kombinacje obliczeniowe:



Rys. 6. Rozkład naprężeń obwodowych na zewnętrznej powierzchni powłoki dla: (a) kombinacji 1, (b) kombinacji 2 [MPa]

- kombinacja 1: ciężar własny, obciążenia stałe dodatkowe, obciążenie termiczne w lecie, parcie hydrostatyczne ścieków przy przepelnieniu, sprężenie, (awaria),
- kombinacja 2: ciężar własny, obciążenia stałe dodatkowe, parcie hydrostatyczne przy pełnym obciążeniu zbiornika ściekami o temperaturze otoczenia, sprężenie (próba szczelności),
- kombinacja 3: ciężar własny, obciążenia stałe dodatkowe, obciążenie termiczne w lecie, parcie hydrostatyczne przy poziomie roboczym ścieków, ciśnienie gazu, sprężenie (eksploatacja).

Ze względu na przewidziane ocieplenie zbiornika (ściany walcowej i przekrycia stożkowego) oddziaływania temperaturą zimową będą się niewiele różnić dla analogicznych przypadków. Na rysunku 6 przedstawiono rozkład naprężeń obwodowych na zewnętrznej powierzchni po-



Rys. 7.
Rozkład naprężeń obwodowych na zewnętrznej powierzchni powłoki dla przypadku eksploatacji zbiornika w lecie [MPa]

włoki dla kombinacji 1 (awaryjnej) i kombinacji 2 (próby szczelności). Na rysunku 7 zaprezentowano rozkład naprężeń obwodowych na zewnętrznej powierzchni powłoki dla przypadku normalnej eksploatacji zbiornika.

Ze względu na brak możliwości ułożenia większej liczby splotów w paśmie otworów technologicznych, (tj. w paśmie od 1,5 m do 2,5 m) dopuszczono możliwość występowania obwodowych naprężeń rozciągających rzędu 1 MPa w sytuacji awaryjnej i 0,9 MPa podczas próby szczelności. W trakcie eksploatacji zbiornika w paśmie otworów technologicznych maksymalne naprężenia rozciągające sięgają 0,24 MPa. W pozostałej części we wszystkich analizowanych przypadkach występują naprężenia ściskające na zewnętrznej powierzchni ściany zbiornika.

Wyjątkowo niebezpieczną sytuacją dla zbiorników nieobsypanych o ścianie monolitycznie połączonej z płytą denną lub lejem fundamentowym jest pozostawienie zbiornika pustego w okresie zimowym. Przypadek ten generuje znaczne naprężenia rozciągające w dolnym segmencie ściany. W ogólnym przypadku przyrost tych naprężeń może wynieść kilka MPa. Należy

wszelkie prace związane ze wzmocnianiem, uszczelnianiem i modernizacją takich konstrukcji prowadzić w okresie od wiosny do jesieni. W przypadku wystąpienia awarii należy obniżyć zwierciadło wypełniającej cieczy do poziomu 1/4–1/5 wysokości ściany. Ścieki takie lub wodę wprowadzić w obieg tak, aby utrzymywać temperaturę cieczy na stałym poziomie (minimum pomiędzy +5 a +10°C). Pozwoli to na redukcję naprężeń rozciągających występujących w okolicach połączenia ściany z płytą (lejem) zbiornika.

7. Opis realizacji wzmocnienia

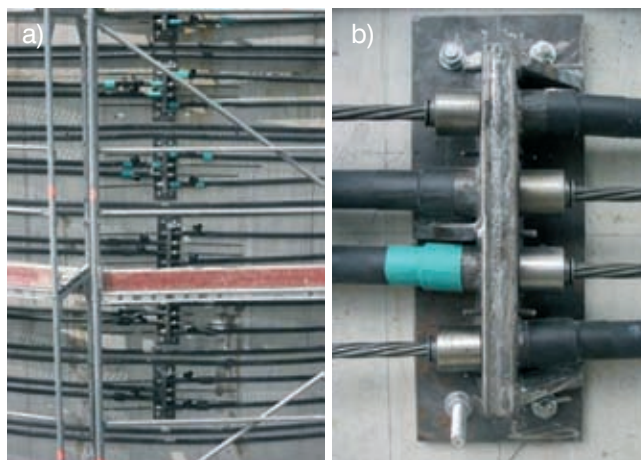
Przed przystąpieniem do robót wzmocniających konstrukcję należało przeprowadzić prace polegające na uszczelnieniu istniejących rys. W tym celu pionowe rysy na obwodzie ściany, jak również w linii pionowych połączeń konstrukcyjnych wypełniono za pomocą iniekcji żywicami epoksydowymi. Iniekcja pozwoliła nie tylko na uszczelnienie rys, ale również ich sklejenie.

Po wykonaniu iniekcji można było przystąpić do prac wzmocniających. W pierwszej kolejności należało zamocować wszystkie pilastry w osiach A i B na wysokości ściany (rys. 8a). W każdym z pilastrów kotwione były 2 cięgna sprężające. Pilastry wykonane zostały na bazie autorskiego rozwiązania z uźebrowanych blach stalowych (rys. 8b). Zaproponowana konstrukcja pilastra stanowi rozwiązanie zamienne dla zakotwień systemowych typu X.

Rozmieszczenie cięgien sprężających na obwodzie ściany przedstawiono na rysunku 9. Po zamocowaniu stalowych pilastrów przystąpiono do układania i stabilizacji osłonek polietylenowych, w których umieszczono cięgna sprężające bez przyczepności. Dwa cięgna kotwione w pilastrze P17 przebiegające w osi otworów rewizyjnych musiały zostać odgięte poniżej i powyżej otworu. W tym celu skonstruowane zostały stalowe dewiatory wykonane z blachy grubości 15 mm. Usytuowanie dewiatorów i sposób ich uźebrowania przedstawiono na rysunku 10.

Naciąg cięgien realizowany był w dwóch etapach. Naciąg wstępny z siłą $P = 50 \text{ kN}$ miał na celu wyeliminowanie swobodnego zwisu cięgna pomiędzy stabilizatorami. Po pierwszym naciągu dokonano korekty usytuowania cięgien na wysokości zbiornika i ich prostoliniowości. Następnie wykonano iniekcję zaczynem cementowym (cement CEM I 42,5) kanału kablowego pomiędzy zewnętrzną i wewnętrzną osłonką polietylenową. Zadaniem iniekcji było zwiększenie powierzchni docisku splotu do ściany na całej długości cięgna oraz wyeliminowanie możliwości przecięcia osłonki na załamanej powierzchni ściany (ściana zbiornika betonowana była w deskowaniu systemowym z paneli płaskich). Po okresie wstępnego dojrzewania zaczynu cementowego (24 godziny) przystąpiono do realizacji docelowego naciągu z siłą 210 kN.

Przestrzeń między blachami oporowymi pilastrów została wypełniona zaczynem cementowym i uszczelniona pianką poliuretanową (rys. 11). Do wykonania



Rys. 8. (a) Widok stabilizacji pilastrów osi A, (b) widok autorskiego rozwiązania pilastra stalowego



Rys. 9. Rozmieszczenie cięgien sprężających na wysokości ściany zbiornika



Rys. 10. Układ stalowych dewiatorów przy otworze technologicznym

zabezpieczenia użyto zaczynu cementowego na cemencie CEM I 42.5. Zakotwienia zabezpieczono kołpakami stalowymi wypełnionymi smarem. W miejscu przylegania kołpaka do płyty oporowej umieszczono uszczelkę gumową (rys. 12) i doszczelniono silikonem dekarskim. Stalowe pilastry, po oczyszczeniu, zabezpieczono przed korozją przez dwukrotne powlekanie



Rys. 11. Zabezpieczenie antykorozyjne przestrzeni między blachami oporowymi



Rys. 12. Uszczelnienie styku zabezpieczającego kotłaka z blachą oporową

wszystkich elementów farbą cynkową L232. Dodatkowo stalowy pilaster znajdujący się poniżej poziomu terenu został w całości obetonowany. Po pracach naprawczych i przeprowadzonej pomyślnie próbie szczelności zbiornik został ocieplony warstwą termoizolacyjną o grubości 0,1 m i oddany do eksploatacji.

8. Podsumowanie

Podczas próby szczelności zbiornika wykonawca zobligowany jest do ciągłego obserwowania skali ewentualnych przecieków (na wypadek ewentualnych błędów projektowych lub wykonawczych). W przypadku nadmiernych przecieków należy bezwzględnie przerwać próbę szczelności, aby uniknąć ewentualnej katastrofy konstrukcji.

Zaprezentowany sposób wzmocnienia pozwolił na przywrócenie zdatności eksploatacyjnej zbiornika WKF. Ponowna próba szczelności, po wykonaniu naprawy, potwierdziła skuteczność zastosowanej metody sprężenia z użyciem cięgien bez przyczepności. Po sprężeniu w ścianie cylindrycznej zbiornika uzyskano obwodowe naprężenia ściskające w stanie eksploatacyjnym na całej wysokości ściany poza pasmem otworów technologicznych.

Niewielkie rozciągania, jakie powstają w tym obszarze w stanie eksploatacyjnym (0,24 MPa) oraz jakie mogą powstać w sytuacji awaryjnej (1 MPa), zostaną przeniesione przez beton (zbadana wytrzymałość średnia betonu na osiowe rozciąganie 1,96 MPa).

Zaproponowany autorski system stabilizacji cięgien bez przyczepności w stalowych pilastrach na zewnętrznej powierzchni ściany zbiornika okazał się w pełni skutecznym rozwiązaniem, podobnie jak i sposób stabilizacji cięgien odgiętych wokół otworów technologicznych.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Halicka A., Franczak D., Projektowanie zbiorników żelbetowych. Zbiorniki na ciecze. PWN, Warszawa, 2013
- [2] Eurocode 2: PN-EN 1992-1. Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków, wrzesień 2008, s. 205
- [3] Eurocode 2: PN-EN 1992-3. Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 3: Silosy i zbiorniki na ciecze, listopad 2008, s. 23
- [4] Seruga A., Analiza stanów naprężenia i odkształcenia w powłokach zbiorników cylindrycznych z betonu sprężonego, Monografia nr 289, Kraków, 2003
- [5] Łapko A. Prusiel J. A., Obliczeniowa kontrola zarysowania ścian żelbetowych silosów na podstawie Eurokodów, Przegląd Budowlany nr 1/2010, s. 24-28
- [6] Lewiński P., Zasady projektowania zbiorników żelbetowych na ciecze z uwzględnieniem wymagań Eurokodu 2, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa, 2011
- [7] Zych M., Uwagi do Aneksu M w PN-EN 1999-3:2006 z zakresu obliczania szerokości rys w wyniku odkształceń wymuszonych – metoda dokładna, Przegląd Budowlany nr 10/2014, s. 38-42
- [8] Zych M., Wpływ skrępowania elementów z betonu na odkształcenia wymuszone według PN-EN 1992-3, Inżynieria i Budownictwo nr 1/2015, s. 12-16
- [9] Flaga K., Klemczak B., Knoppik-Wróbel A., Metody obliczeniowe przewidywania ryzyka zarysowania ścian przyczółków mostowych, Inżynieria i Budownictwo nr 5/2013, s. 271-276
- [10] Seruga A., Zych M., Thermal Cracking of the Cylindrical Tank under Construction. I: Case Study, Journal of Performance of Constructed Facilities, 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000581, 04014100. Online Publication Date: 11 Jan 2014
- [11] Seruga A., Zych M., Research on Thermal Cracking of a Rectangular RC Tank Wall under Construction. I: Case Study, Journal of Performance of Constructed Facilities, 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000704, 04014198. Online Publication Date: 9 Dec 2014
- [12] Libura S., Sprężanie konstrukcji kołowo-symetrycznych cięgnami bezprzyczepnościowymi, X Międzynarodowa Konferencja Żelbetowe i Sprężone Zbiorniki na Materiały Sypkie, s. 341-348, Kraków, 1995
- [13] Fuzier J.P., Berger K., Zakrzewski S., Niskotarciowy system sprężania zewnętrznego w naprawie i wznoszeniu konstrukcji o przekroju kołowym, X Międzynarodowa Konferencja Żelbetowe i Sprężone Zbiorniki na Materiały Sypkie, s. 205-215, Kraków, 1995
- [14] Dyduch K., Kamiński M., Mrozowicz J., Wzmocnienie silosów żelbetowych poprzez sprężenie cięgnami zewnętrznymi, niskotarciowymi, Konferencja Naukowo-Techniczna Awaryjne Budowlane, s.217-224, Międzyzdroje, 1997
- [15] Seruga A., Wzmacnianie betonowych konstrukcji kołowo-symetrycznych za pomocą sprężenia, Inżynieria i Budownictwo nr 2/2000, s. 77-84
- [16] Libura S., 60 lat realizacji konstrukcji sprężonych w Politechnice Krakowskiej, Konferencja Naukowo-Techniczna Konstrukcje Sprężone KS 2012, s. 93-117, Kraków, 2012
- [17] Dyduch K., Plachecki M., Sieńko R., Wzmocnienie żelbetowej komory fermentacyjnej i odbudowa jej przekrycia stożkowego po wybuchu, Inżynieria i Budownictwo nr 12/2013, s. 642-654
- [18] Runkiewicz L., Lewiński P., Diagnostyka, wzmacnianie i monitorowanie żelbetowych i sprężonych zbiorników na materiały sypkie i ciecze, Przegląd Budowlany nr 10/2014, s.23-32