

ANDRZEJ SERUGA*, DARIUSZ FAUSTMANN**, RAFAŁ SZYDŁOWSKI*

ANALIZA STANU ODKSZTAŁCENIA ŻELBETOWEJ POWŁOKI ZAMKNIĘTEJ KOMORY FERMENTACYJNEJ W WYNIKU WZMOCNIENIA ZEWNĘTRZNYMI CIĘGNIAMI BEZPRZYCZEPNOŚCIOWYMI

1. Wstęp

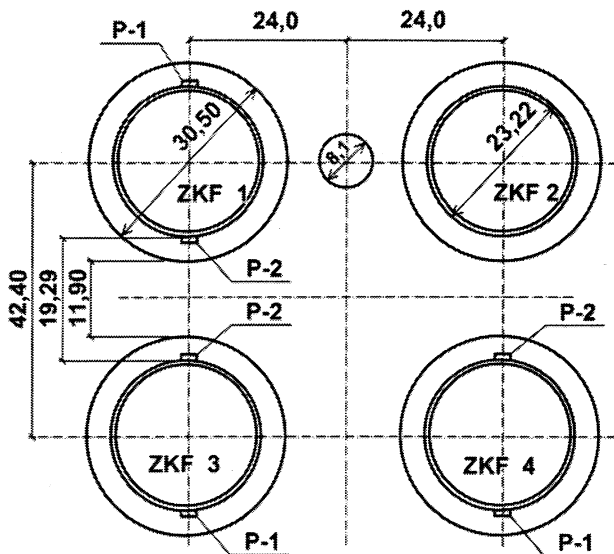
O konieczności budowy grupowej oczyszczalni ścieków dla aglomeracji łódzkiej mówiono już w latach siedemdziesiątych minionego stulecia. Kluczowymi obiektami w tej inwestycji były zamknięte komory fermentacyjne (ZKF). Rozpatrywano wykonanie ich z betonu sprężonego, następnie o konstrukcji stalowej, a w 1991 r. podjęto ostateczną decyzję o wykonaniu 4 komór o konstrukcji żelbetowej [1]. Wzajemne usytuowanie komór o roboczej pojemności jednostkowej $V = 10\,000\text{ m}^3$ przedstawiono na ryc. 1, natomiast przekrój pionowy przez ZKF nr 4 na ryc. 2.

2. Realizacja zamkniętych komór fermentacyjnych

Powłokę walcową o wysokości 25,7 m wykonano w wersji monolitycznej o skokowo zmiennej grubości wynoszącej odpowiednio 0,64 m między rzędnymi 162,3–167,3 m, 0,51 m między rzędnymi 167,3–177,3 m oraz 0,41 m między rzędnymi 177,3–187,3 m. Powłoka walcowa o średnicy wewnętrznej 22,0 m posadowiona jest na pierścieniowej żelbetowej ławie fundamentowej o szerokości 2,16 m i wysokości 1,0 m. Górna krawędź powłoki walcowej o wysokości 0,7 m między rzędnymi 187,3 a 188,0 m podcięta jest na głębokość 0,21 m od wewnętrznej strony powłoki. W dokumentacji technicznej ZKF, na podstawie przeprowadzonych obliczeń statycznych, zwymiarowano powłokę walcową przy założeniu szerokości rysy 0,17 mm. W konsekwencji takiego założenia należało zwiększyć o 20–40% powierzchnię zbrojenia w stosunku do wartości wymaganej ze względu na nośność. Zastosowaną technologię wykonania powłoki walcowej przedstawiono w pracy [1].

* Dr hab. inż. Andrzej Seruga, mgr inż. Rafał Szydłowski, Instytut Materiałów i Konstrukcji Budowlanych, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska.

** Mgr inż. Dariusz Faustmann.



Ryc. 1. Rozmieszczenie zamkniętych komór fermentacyjnych na terenie GOŚ w Łodzi

Fig. 1. Placement of the closed sludge digestion chamber in the sewage treatment plant in Łódź

Przykrycie komory, w kształcie stożka ściętego, wykonano z 44 prefabrykowanych żelbetonowych płyt żebrowo-panwiowych o wymiarach w rzucie $(1,57 - 0,43) \times 11,71$ m, połączonych z powłoką walcową wieńcem obwodowym o przekroju $0,2 \times 0,7$ m. Grubość płyty wynosi $0,12$ m, natomiast żebra $0,55$ m. Górna część stożka zamknięta jest monolityczną, żelbetową płytą kołową o grubości $0,5$ m i średnicy $6,0$ m. Pomiedzy żebrami elementów prefabrykowanych wykonano monolityczne belki żelbetowe. Ciągłość obwodowego zbrojenia w powłoce stożkowej na szerokości belek monolitycznych zapewniają połączone przez spawanie odcinki zbrojenia obwodowego płyt prefabrykatów [2]. Żebra podłużne prefabrykatów połączono prętami $\phi 6$ mm co $0,25$ m usytuowanymi w pobliżu górnej powierzchni.

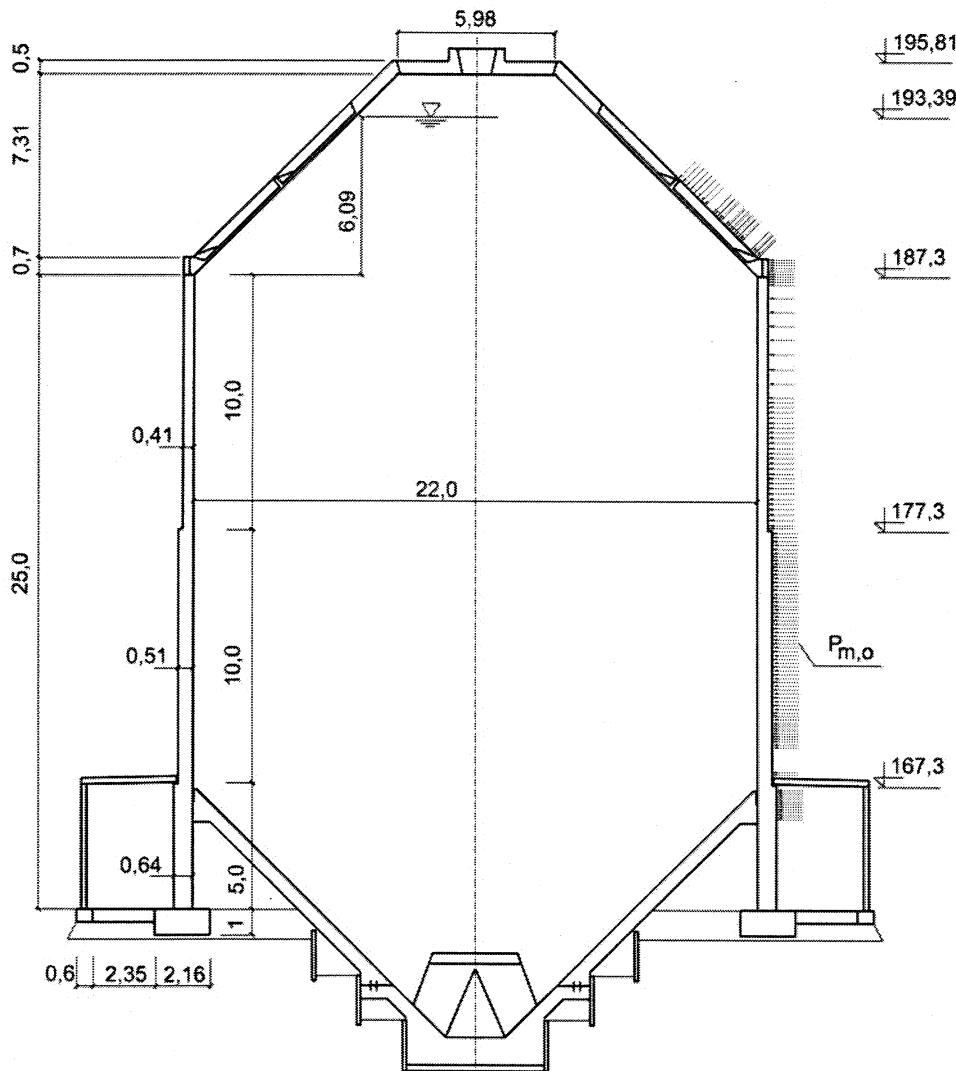
Wieniec podporowy o wymiarach $0,2 \times 0,7$ m, monolityzujący powłokę stożkową z walcową, połączono za pomocą prętów $\phi 16$ mm i $\phi 12$ mm wyprowadzonych z monolitycznej belki między żebrami prefabrykatów oraz 3 prętów $\phi 16$ mm wypuszczonych z każdego żebra.

Dno zbiornika zostało wykonane w kształcie żelbetowego ściętego stożka, będącego konstrukcją niezależną w stosunku do powłoki walcowej. Szczegóły połączenia obu tych powłok przedstawiono na ryc. 3.

Do wykonania zamkniętych komór fermentacyjnych zastosowano beton klasy B30 o wodoszczelności W8 z dodatkiem plastyfikatora Hydrozol K oraz stal zbrojeniową 18G2. Przeprowadzone próby szczelności zbiorników ZKF-1 i ZKF-2 nie zakończyły się pomyślnie. Stwierdzono występowanie przecieków przez pionowe rysy w powłoce walcowej, jak również w połączeniu ściany z dnem zbiornika. W latach 1993–1994 przeprowadzono prace badawczo-studialne, których celem było: dokonanie oceny prawidłowości projektu

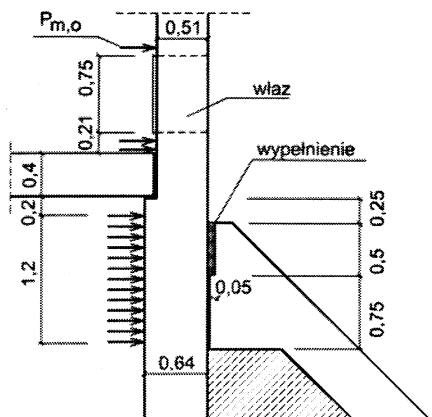
konstrukcji zbiornika, określenie wartości „wymuszonych” przemieszczeń, na które powinny być zaprojektowane powłoki uszczelniające (na wewnętrznej powierzchni powłoki) oraz sposób wypełnienia połączenia pomiędzy ścianą a dnem zbiornika [3, 4]. Na podstawie prowadzonych rozważań stwierdzono między innymi, że:

- w projekcie błędnie rozwiązano połączenie ściany z dnem,
- komory fermentacyjne winy były sprężone.



Ryc. 2. Przekrój pionowy przez ZKF-4

Fig. 2. The vertical cross-section of ZKF-4



Ryc. 3. Szczegół połączenia ściany z dnem komory fermentacyjnej

Fig. 3. Detail of the connection of the wall with the cone bottom of the sludge digestion chamber

W 1998 r., po dokonaniu naprawy struktury betonu oraz nałożeniu dodatkowych powłok uszczelniających, oddano oba obiekty do eksploatacji. W wyniku zablokowania systemu sterującego procesem napełniania komory ściekami, wskutek czego nastąpiło całkowite jej napełnienie, doszło do rozerwania połączeń prefabrykatów konstrukcji przykrycia. Wobec zaistniałej sytuacji podjęta została decyzja o dokonaniu wzmocnienia zbiorników ZKF-3 i ZKF-4 przed próbą szczelności. Wnioski z przeprowadzonej analizy obliczeniowej określające przyczyny uszkodzenia obiektu oraz projekt wzmocnienia konstrukcji zbiorników przedstawiono w pracy [2]. Analiza została przeprowadzona w sposób kompleksowy z uwzględnieniem wszystkich możliwych kombinacji obciążeń, posługując się w obliczeniach programem DIANA opartym na metodzie elementów skończonych.

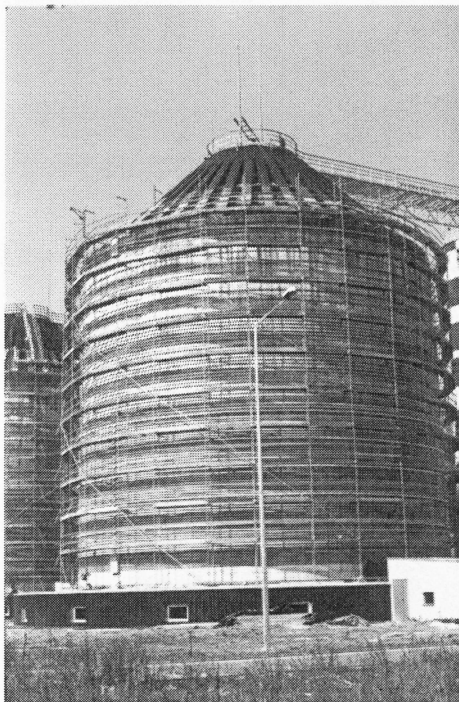
3. Wykonanie wzmocnienia ZKF-4 beprzyczepnościowymi cięgnami zewnętrznymi

Autorzy niniejszej publikacji uczestniczyli w realizacji wzmocnienia zamkniętych komór fermentacyjnych. Celem pracy było dokonanie oceny stanu odkształcenia w powłoce w wyniku jej sprężenia oraz skuteczności zrealizowanego wzmocnienia. Na rycinie 2 zaznaczono poziom ścieków w stadium eksploatacji oraz podano rozmieszczenie obwodowych beprzyczepnościowych cięgien sprężających typu $7 \phi 5$ mm na zbiornikach ZKF-3 i ZKF-4. Każde cięgno kotwione było w jednym punkcie na obwodzie powłoki walcowej lub stożkowej. W celu zapewnienia bardziej równomiernego rozkładu obciążenia powłoki cięgnami sprężającymi kolejno następujące po sobie cięgna kotwiono po przeciwnej stronie powłoki. Cięgna wykonano ze splotów typu Y1860S7 superprodukcji niemieckiej.

Na powłoce walcowej zainstalowano 119 cięgien w zmiennym rozstawie od 0,1 do 0,5 m. W strefie zagęszczenia co 0,1 m cięgna zakotwiono w stalowych pilastrach według technologii opracowanej w Instytucie Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Politechniki Krakowskiej [5]: 13 cięgien pod stropem w obwodowym tunelu technologicznym, 11 nad

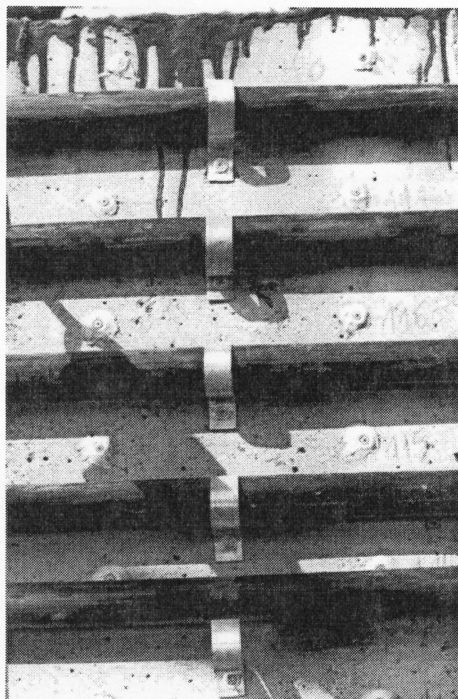
stropem po obu stronach otworu technologicznego, 2 na poziomie zmiany grubości powłoki walcowej (rzędna 177,3 m) oraz 9 cięgien na górnej krawędzi powłoki. W pozostałych cięgnach zastosowano zakotwienia typu X firmy Freyssinet. Widok ogólny wzmocnianego zbiornika ZKF-4 pokazano na ryc. 4. Rozmieszczenie cięgien sprężających oraz punktów pomiarowych na górnej krawędzi powłoki walcowej (pocieniony fragment powłoki), nad stropem po obu stronach otworu wejściowego do komory oraz pod stropem (w tunelu technologicznym) przedstawiono odpowiednio na ryc. 5, 6, 7 i 8.

Na powłoce stożkowej zainstalowano 27 cięgien kotwionych w stalowych pilastrach (ryc. 9). Ze względu na rozwiązanie konstrukcji przykrycia zbiornika zaprojektowano specjalne stabilizatory cięgien na obwodzie powłoki. Na żebrach bez stabilizatorów osadzono stalowe łączniki zespalające elementy prefabrykowane (ryc. 10). Po zrealizowaniu naciągu we wszystkich cięgnach sprężających oraz obcięciu końcówek splotów, pilastry zazbrojono i zabetonowano (ryc. 11 i 12).



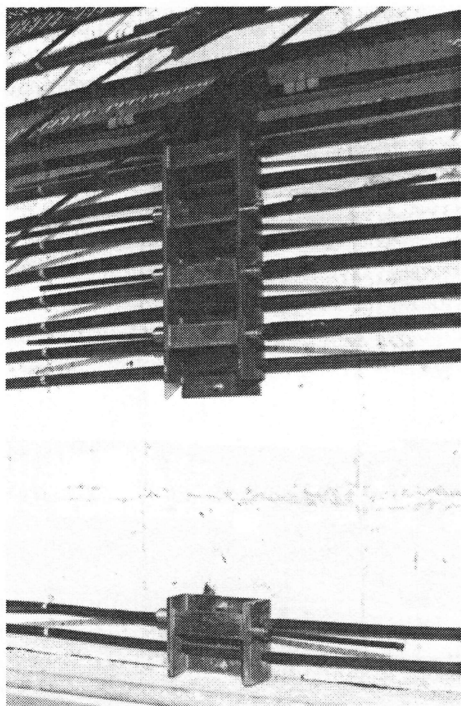
Ryc. 4. Widok ogólny ZKF-4

Fig. 4. General view of ZKF-4



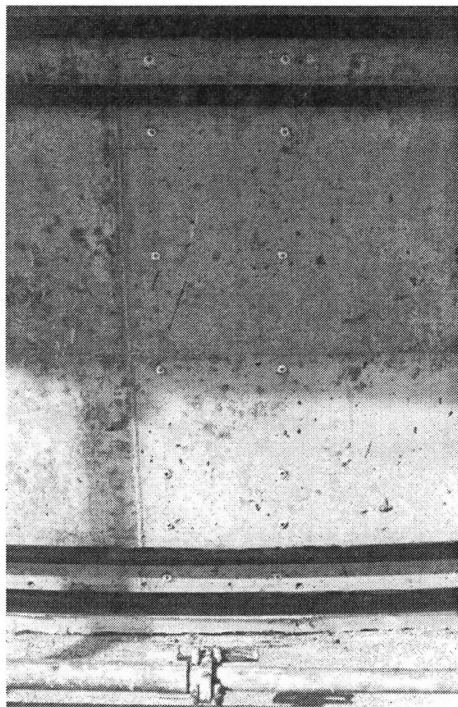
Ryc. 5. Rozmieszczenie punktów pomiarowych na górnej krawędzi powłoki

Fig. 5. Displacement of measuring points on the top edge of the wall



Ryc. 6. Widok zakotwień typu X i pilasterów stalowych nad i pod otworem wejściowym

Fig. 6. View of anchorage type X and steel pilasters over and under the opening

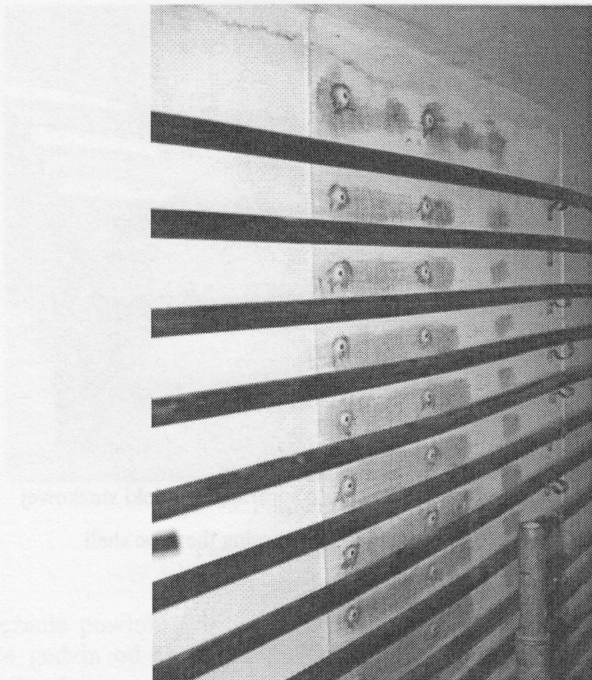


Ryc. 7. Rozmieszczenie punktów pomiarowych w paśmie otworów wejściowych

Fig. 7. Displacement of measuring points in the strip of openings

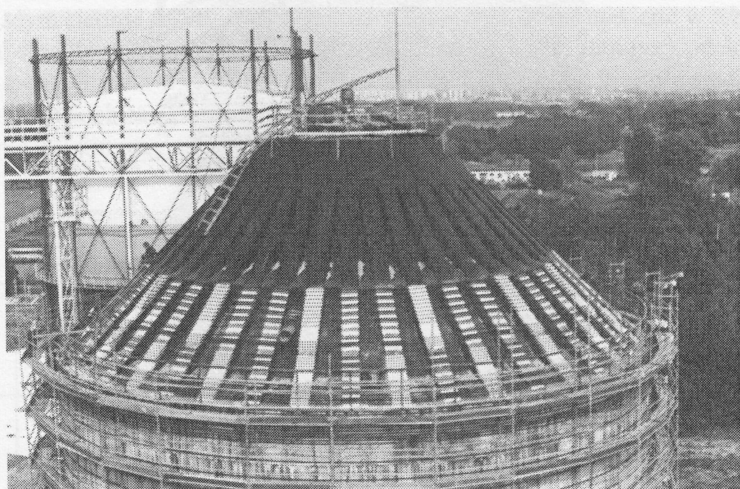
Naciąg cięgien sprężających zbiornik ZKF-4 zrealizowano w okresie 29.08–31.08.2000 r., w stabilnych warunkach atmosferycznych (temperatura powietrza 20°C). W trakcie trwających robót przeprowadzono badania doświadczalne mające na celu określenie rozkładu odkształceń betonu na zewnętrznej powierzchni powłoki walcowej. Punkty pomiarowe zlokalizowano tylko w jednym przekroju na wysokości powłoki. Repery w rozstawie co 0,2 m w kierunku obwodowym oraz 0,2 m w kierunku południkowym zlokalizowano na odcinku między ławą fundamentową a pierwszym ciągnem, następnie nad stropem w paśmie otworu wejściowego do komory oraz w górnej części powłoki w miejscu widocznego rozrzedzenia cięgien sprężających (20,20–24,65 m). W kierunku obwodowym repery w rozstawie co 0,2 m stabilizowano pomiędzy wszystkimi cięgnami sprężającymi. Pomiary odkształceń betonu wykonano za pomocą czujnika nasadowego typu DEMEC o bazie 200 mm i stałej $k = 0,79 \times 10^{-5}$ w trzech etapach:

- etap I – naciąg 13 cięgien zlokalizowanych w tunelu technologicznym,
- etap II – naciąg pozostałych 106 cięgien zlokalizowanych na powłoce walcowej,
- etap III – naciąg 27 cięgien stabilizowanych na powłoce stożkowej zamykającej komorę fermentacyjną.



Ryc. 8. Rozmieszczenie punktów pomiarowych pod stropem technologicznym

Fig. 8. Displacement of measuring points under the technological floor



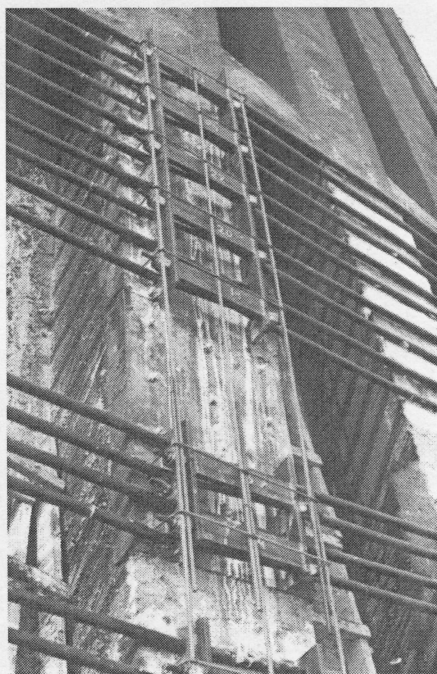
Ryc. 9. Montaż stalowych pilastrów oraz cięgien na stożkowej powłoce

Fig. 9. Instalation of steel pilasters and tendons on the cone shell



Ryc. 10. Widok cięgien przygotowanych do sprężenia powłoki stożkowej

Fig. 10. View of tendons ready to prestressing the cone shell



Ryc. 11. Ogólny widok stalowego pilastra przygotowanego do obetonowania po sprężeniu

Fig. 11. General view of steel pilaster ready to concreting after prestressing the shell



Ryc. 12. Pilaster stalowy po zabetonowaniu

Fig. 12. Steel pilaster after concreting

Do sprężania powłoki walcowej, a następnie stożkowej przystąpiono po upływie co najmniej 24 godzin od chwili zakończenia iniekcji kanałów pomiędzy polietylenowymi osłonkami. Zgodnie z projektem wzmocnienia wszystkie cięgna naciągano jednocześnie ze stałą siłą $P_0 = 200$ kN za pomocą dwóch pras naciagowych zasilanych z jednego agregatu pompowego. Podczas sprężania powłok prowadzono stałą kontrolę wydłużenia cięgien na obu prasach (Δl_L , Δl_P) oraz poślizgu cięgien w zakotwieniach. Wartości średnie wydłużeń i poślizgów oraz parametry rozkładu określone dla obu rodzajów zakotwień podczas sprężania powłoki walcowej ZKF-4 podano w tabl. 1. Wartości wydłużeń i poślizgów pomierzone w każdym cięgnię podczas sprężania powłoki stożkowej zestawiono w tabl. 2.

Wartość średnia poślizgu spłotów ($n = 54$ szt.) wynosi 6,94 mm przy odchyleniu standardowym $s = 0,93$ mm i współczynniku zmienności $\nu = 12,55\%$. Wartość średnia poślizgu cięgien we wszystkich zakotwieniach typu X obliczona na podstawie pomiarów ($n = 167$ szt.) wynosi $a_p = 4,74$ mm przy $s = 0,77$ mm i $\nu = 16,15\%$.

Tablica 1

Wyniki pomiarów podczas sprężania powłoki walcowej ZKF-4

Grubość powłoki h, m	Rodzaj zakotwienia	Parametry rozkładu	Wydłużenie cięgna [mm]			Poślizg a_p [mm]
			Δl_L	Δl_P	$\Delta l_L + \Delta l_P$	
0,41	szczękowe firmy Freyssinet (pilaster)	N	11	11	11	22
		wartość średnia	236,27	241,73	478,0	6,27
		s [mm]	15,96	14,93	6,47	0,86
		ν [%]	6,76	6,18	1,35	13,75

	typu X firmy Freyssinet	N	32	32	32	64
		wartość średnia	233,59	219,81	453,41	4,62
		s [mm]	14,66	14,61	7,18	0,91
		v [%]	6,28	6,65	1,59	19,64
0,51	szczękowe firmy Freyssinet (pilaster)	N	11	11	11	22
		wartość średnia	238,27	244,18	482,45	6,64
		s [mm]	12,01	7,70	9,67	0,57
		v [%]	5,04	3,16	2,00	8,56
	typu X firmy Freyssinet	N	51	51	51	102
		wartość średnia	226,65	238,12	464,77	4,82
		s [mm]	17,88	17,24	6,50	0,65
		v [%]	7,89	7,24	1,40	13,43
0,64	szczękowe firmy Freyssinet (pilaster)	N	13	13	13	26
		wartość średnia	252,62	246,92	499,54	9,96
		s [mm]	9,25	8,84	6,20	0,65
		v [%]	3,66	3,58	1,24	9,33

Tablica 2

Wyniki pomiarów podczas sprężania powłoki stożkowej ZKF-4

Numer ciągną	Długość ciągną	Wydłużenie ciągną [mm]			Poślizg a_p [mm]	
		Δl_L	Δl_P	$\Delta l_L + \Delta l_P$	a_{pL}	a_{pP}
27	50,10	154	171	325	9	9
26	50,75	162	191	353	6	7
25	51,40	164	185	349	7	7
24	52,05	178	190	368	6	7
23	52,70	172	192	364	7	9
22	53,35	184	178	362	6	7
21	54,00	167	202	369	7	6
20	54,65	188	193	381	6	6
19	55,30	180	201	381	9	9
18	55,95	181	201	382	6	7
17	58,54	197	190	387	8	8
16	59,02	183	209	392	6	8
15	59,50	198	200	398	7	7
14	59,98	191	218	409	7	7
13	61,45	201	215	416	6	8
12	61,90	200	216	416	7	6
11	62,35	199	205	404	6	7
10	62,80	209	212	421	6	7
9	63,25	198	218	416	6	7

8	63,70	200	219	419	6	6
7	66,18	215	225	440	6	6
6	66,63	228	208	436	6	7
5	67,08	221	219	440	6	7
4	67,53	227	224	451	8	7
3	67,98	226	222	448	6	7
2	68,43	250	211	461	7	8
1	68,88	231	230	461	7	8

4. Analiza otrzymanych wyników i wnioski końcowe

W obliczeniach statycznych skonstruowano, w systemie MES w programie Robot Millennium, model zbiornika składającego się z powłoki walcowej o zmiennej grubości, górnej uźebrowanej powłoki stożkowej o stałej grubości 0,12 m, górnej płyty wieńczącej stożek oraz pierścieniowej ławy fundamentowej. Powłoki zbudowane zostały z 10 824 czterowęzłowych, płaskich elementów skończonych. Żebra podłużne i poprzeczne na powłoce stożkowej oraz wieniec przekazujący obciążenie na górną krawędź powłoki walcowej zbudowane zostały z 308 prętowych elementów przestrzennych zamocowanych w węzłach na „offsetach”. Całość połączona została w 10 956 węzłach. Na dolnej krawędzi powłokę walcową zamocowano w ławie fundamentowej posadowionej na podłożu sprężystym. W analizie pominięto oddziaływanie stożka dolnego na powłokę walcową.

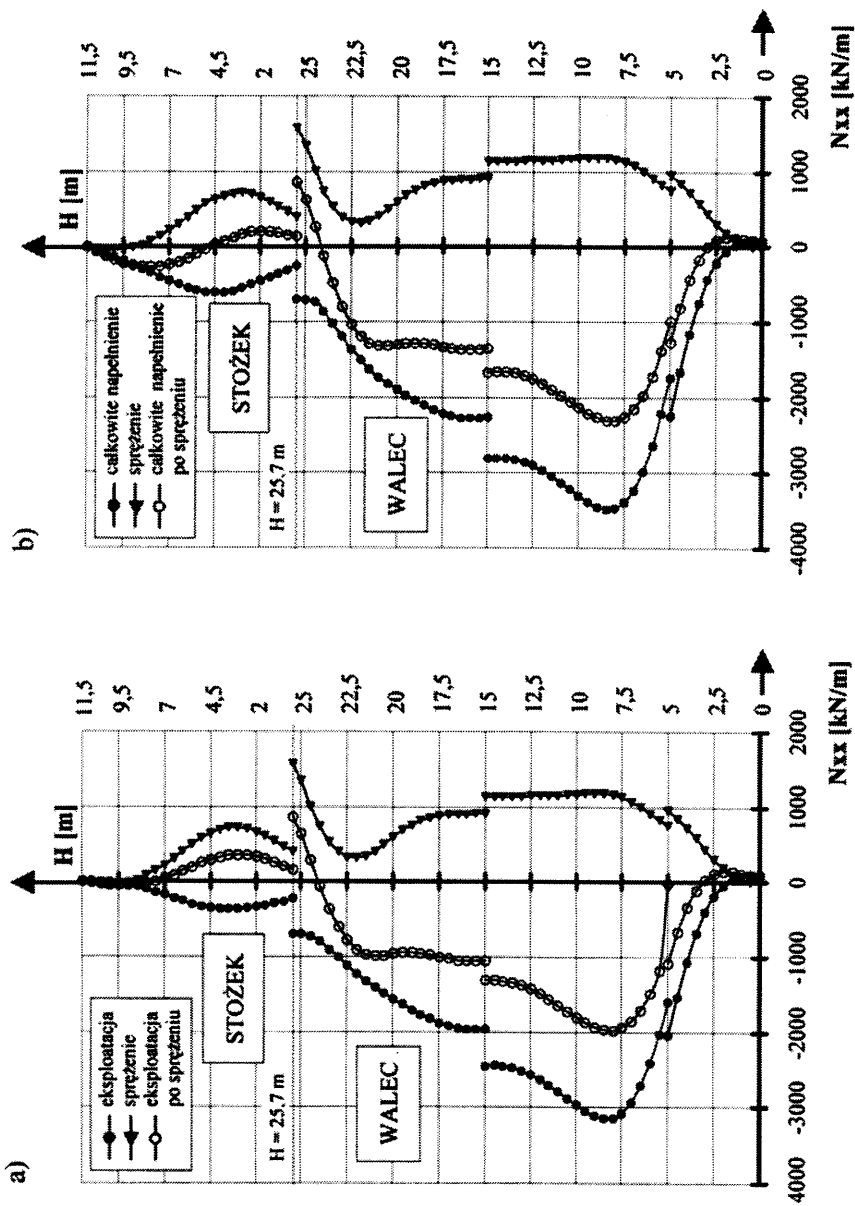
W rozważaniach uwzględniono następujące obciążenia:

- ciężar własny konstrukcji,
- parcie ścieków przy eksploatacyjnym poziomie napełnienia równym 193,39 m oraz ciśnienie biogazu o wartości 5 kN/m^2 ,
- parcie ścieków w stanie maksymalnego napełnienia (występującego w sytuacji awaryjnej),
- obciążenie sprężeniem, w postaci obciążenia liniowego odpowiadającego średniej wartości siły w ciągnięciu sprężającym po stratach doraźnych ($P_{mo} = 175 \text{ kN}$).

Ze względu na konieczność porównania pomierzonych i obliczonych odkształceń betonu w powłoce, wobec braku wyników badań wytrzymałości betonu i jego cech sprężystych, przyjęto w obliczeniach moduł sprężystości betonu równy 25 GPa ($0,8 E_{cm}$). Podejście to jest zgodne z wynikami badań doświadczalnych prowadzonych w Instytucie Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Politechniki Krakowskiej.

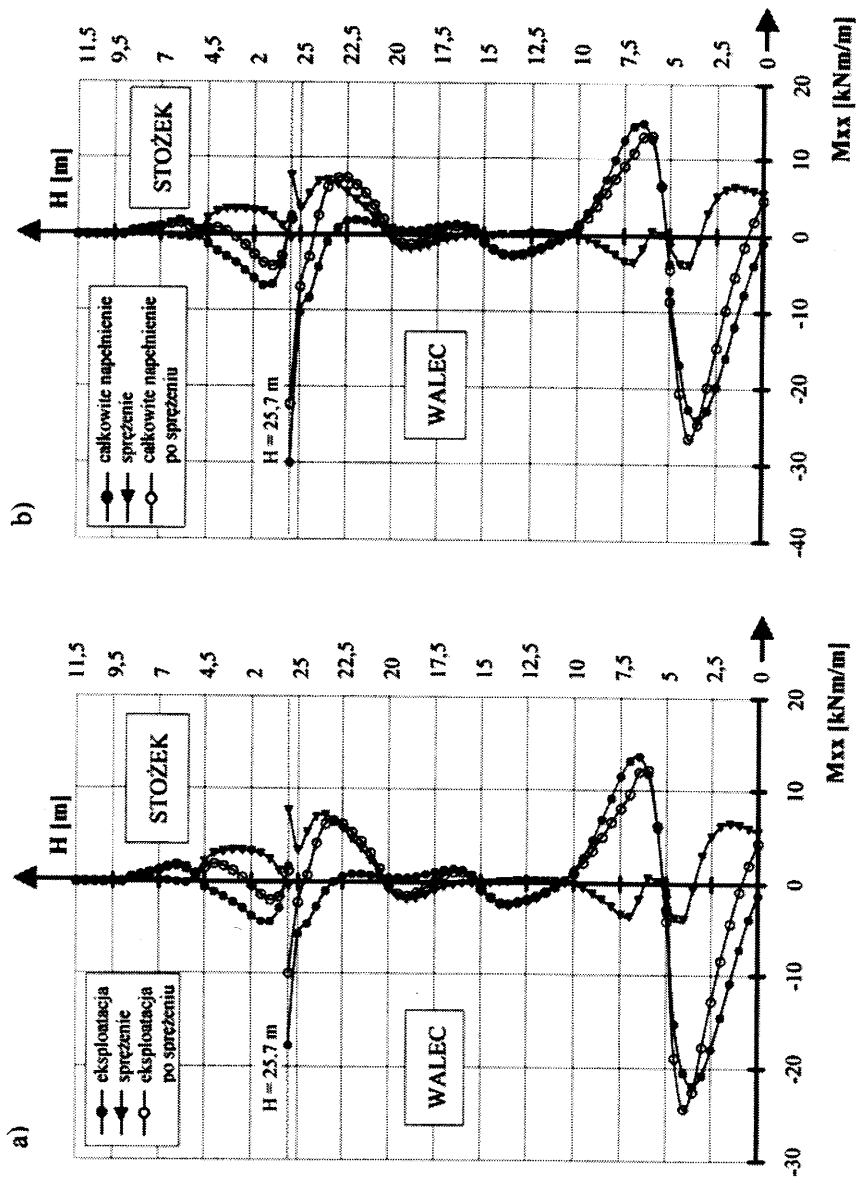
Rozkłady obliczonych obwodowych sił w powłoce walcowej i stożkowej w stadium eksploatacji a) oraz przy całkowitym napełnieniu komory fermentacyjnej b) przedstawiono na ryc. 13.

Rozkłady obwodowych i południkowych momentów zginających obliczonych w analogicznych stadiach obciążenia pokazano odpowiednio na ryc. 14 i 15. We wszystkich przypadkach podano rozkład sił wewnętrznych wynikających z obciążenia powłok ciągniami sprężającymi. Na ryc. 16 zaprezentowano rozkłady obwodowych odkształceń betonu na zewnętrznej powierzchni powłoki walcowej i stożkowej w przekroju przez płytę i żebro, obliczonych w trzech etapach sprężenia. W celu porównawczym naniesiono rozkłady odkształceń betonu pomierzonych na wysokości powłoki walcowej w II i III etapie sprężania.



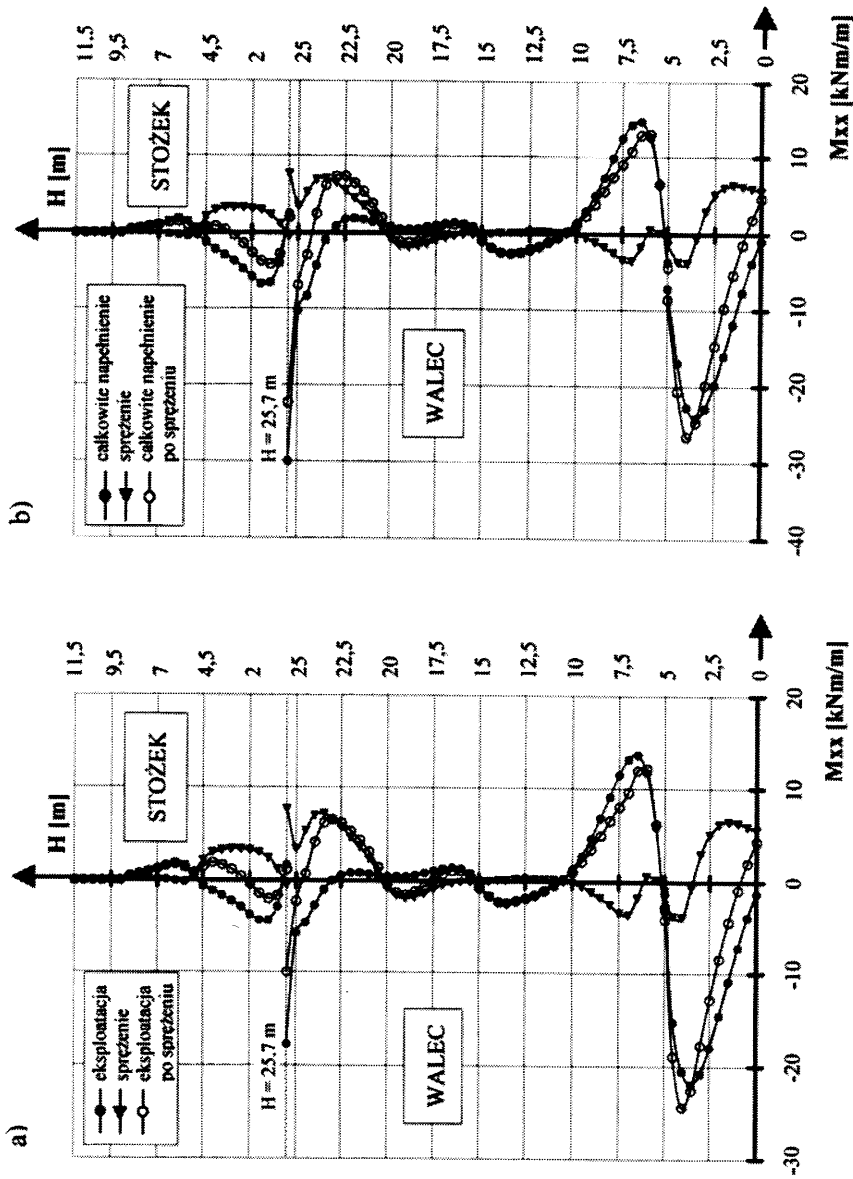
Ryc. 13. Rozkłady obwodowych sił w powłoce walcowej i stożkowej w stadium eksploatacji a) oraz przy całkowitym napełnieniu komory fermentacyjnej b)

Fig. 13. Horizontal forces distributions in the cylindrical and cone shell cross-section in the exploitation state a) and full filling state b)



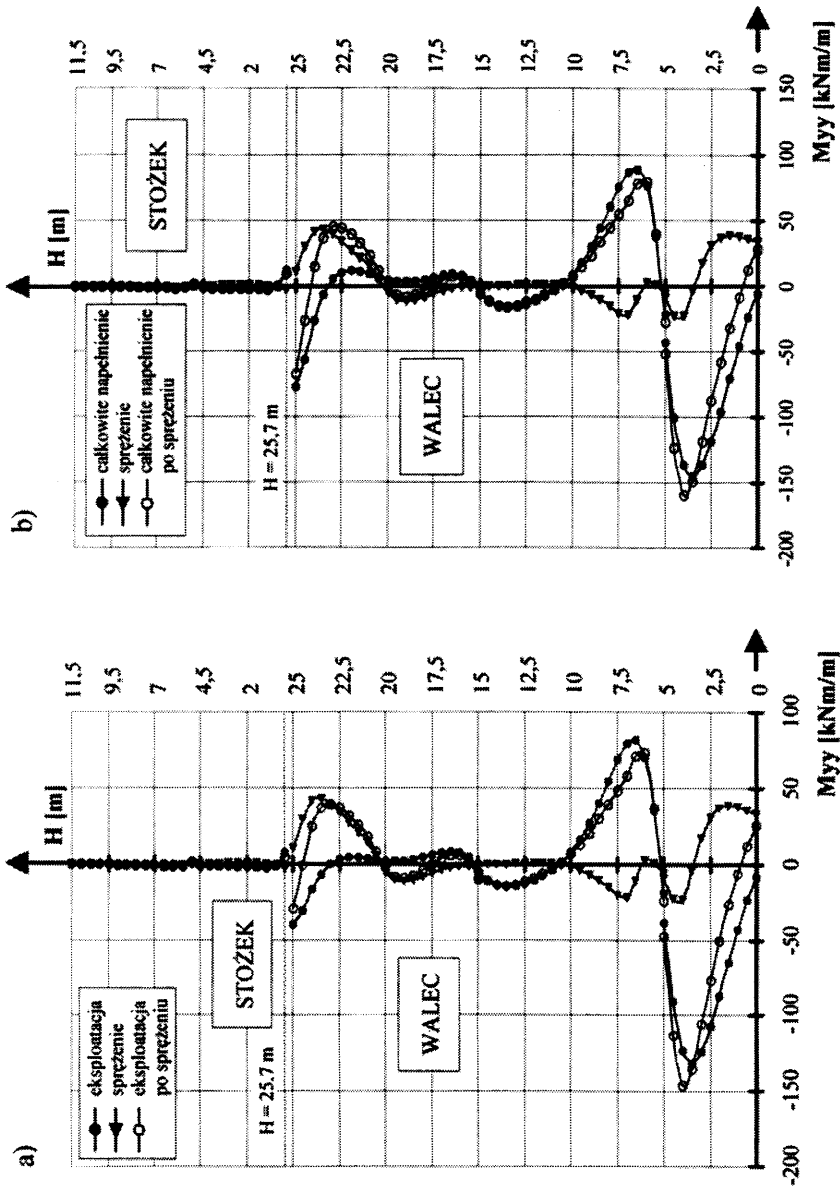
Ryc. 14. Rozkłady obwodowych momentów zginających w powłoce walcowej i stożkowej w stadium eksploatacji a) oraz przy całkowitym napężeniu komory fermentacyjnej b)

Fig. 14. Horizontal bending moment distributions in the cylindrical and cone wall cross-section in the exploitation state a) and full filling state b)



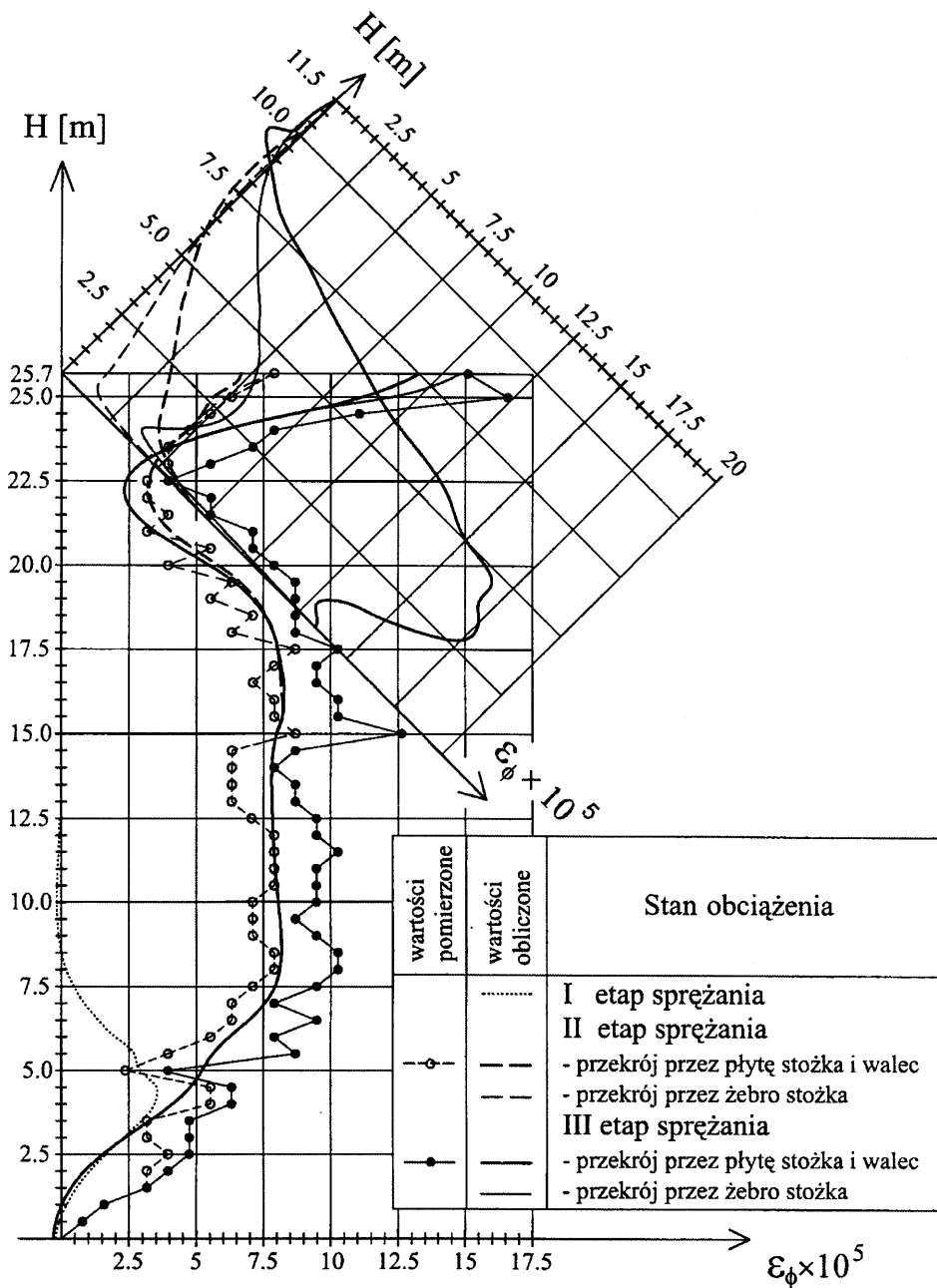
Ryc. 14. Rozkłady obwodowych momentów zginających w powłoce walcowej i stożkowej w stadium eksploatacji a) oraz przy całkowitym napężeniu komory fermentacyjnej b)

Fig. 14. Horizontal bending moment distributions in the cylindrical and cone wall cross-section in the exploitation state a) and full filling state b)



Ryc.15. Rozkłady pionowych momentów zginających w powłoce walcowej i stożkowej w stadium eksploatacji a) oraz przy całkowitym napełnieniu komory fermentacyjnej b)

Fig. 15. Vertical bending moment distributions in the cylindrical and cone wall cross-section in the exploitation state a) and full filling state b)



Ryc. 16. Rozkłady obwodowych odkształceń betonu pomierzonych podczas sprężania zbiornika

Fig. 16. Distributions of horizontal concrete strains measured during the prestressing of the tank

Widoczne na wykresach skoki wartości odkształceń betonu na wysokościach 5 i 15 m odpowiadają zmianom grubości powłoki. Wobec braku znajomości rzeczywistej wartości współczynnika sprężystości betonu nie można określić procentowej różnicy pomiędzy wartościami odkształceń betonu pomierzonymi i obliczonymi. Można natomiast stwierdzić zgodność charakteru przebiegu pomierzonych odkształceń betonu z obliczonymi na całej wysokości powłoki, a w szczególności wpływ sprężenia powłoki stożkowej na zmianę odkształceń w górnej części powłoki walcowej.

Na powłoce stożkowej nie prowadzono pomiarów odkształceń betonu ze względów technicznych (powierzchnia betonu pokryta była powłokami bitumicznymi). Biorąc pod uwagę zgodność wyników pomierzonych z obliczonymi dla powłoki walcowej oraz wartości pomierzonych poślizgów i wydłużeń cięgien sprężających powłokę stożkową, można wnioskować, że obliczone rozkłady odkształceń betonu na zewnętrznej powierzchni żeber i płyt między nimi odpowiadają wartościom rzeczywistym. Oznaczałoby to, że zastosowany rozkład cięgien sprężających na wysokości powłoki stożkowej zapewnił uzyskanie naprężeń ściskających w kierunku obwodowym w stadium eksploatacji (ryc. 13a). W stadium awaryjnym mogą wystąpić nieznaczne naprężenia rozciągające w kierunku obwodowym na wysokości powyżej 4,5 m, mierzonej wzdłuż tworzącej stożka. Maksymalne obwodowe naprężenia ściskające w betonie w przekroju przez płytę w wyniku sprężenia wynoszą 4,4 MPa na wysokości 3 m, mierzonej wzdłuż tworzącej.

Maksymalne wartości pomierzonych rozciągających pionowych odkształceń betonu wynoszą w II etapie sprężenia $-2 \cdot 10^{-5}$, natomiast w III $-6,715 \cdot 10^{-5}$ na wysokości 23,5 m (ryc. 14). Odpowiadające im obliczone odkształcenia betonu wynoszą odpowiednio $-2,2 \cdot 10^{-5}$ oraz $-6,5 \cdot 10^{-5}$ i są to zarazem wartości maksymalne na wysokości powłoki walcowej. Maksymalne wartości rozciągających pionowych odkształceń betonu w powłoce stożkowej w przekroju przez płytę wynoszą $-5 \cdot 10^{-5}$ na wysokości 7,5 m (wzdłuż tworzącej) w III etapie sprężenia i są one mniejsze od wartości $-10,4 \cdot 10^{-5}$, odpowiadającej naprężeniom rysującym w betonie klasy B30.

Obliczone przemieszczenia radialne powłoki walcowej w wyniku jej sprężenia wynoszą 0,7 mm na wysokości 5 m, tj. w poziomie styku z górną krawędzią dolnego stożka. Całkowite przemieszczenie powłoki, z uwzględnieniem wpływu sprężenia, w stadium eksploatacyjnym oraz w przypadku awaryjnego napełnienia zbiornika wynosi odpowiednio 0,8 i 0,9 mm. Oznacza to, że materiał wypełniający rowek na styku obu powłok powinien charakteryzować się zdolnością do przeniesienia odkształceń rozciągających rzędu 1,0 mm przy zachowaniu przyczepności do betonu. Wartość ta byłaby większa przy uwzględnieniu oddziaływania stożka dolnego na powłokę walcową. Analizę taką można by przeprowadzić w przypadku posiadania pełnych danych charakteryzujących warunki posadowienia konstrukcji.

Na podstawie prezentowanych wyników można sformułować następujące wnioski:

- zaprojektowane wzmocnienie zbiornika przez zastosowanie sprężenia bezprzyczepnościowymi cięgnami zewnętrznymi jest najbardziej skuteczną metodą wzmocnienia konstrukcji żelbetowych, szczególnie w przypadku wymaganego zapewnienia szczelności obiektu,
- wyniki otrzymane z badań doświadczalnych potwierdziły założenia przyjęte przy projektowaniu wzmocnienia, jak również świadczą o wysokich umiejętnościach zespołu realizującego sprężenie,
- z przeprowadzonych ekspertyz oraz na podstawie dokonanych analiz [6] wynika, że zbiorniki o pojemności jednostkowej 4000–5000 m³ winny być realizowane z betonu

- sprężonego. W przypadku zbiorników monolitycznych o pojemności powyżej 2500 m³ należy rozważać alternatywnie zastosowanie ekonomicznie uzasadnionego sprężenia,
- w analizowanym przypadku forsowanie rozwiązania w wersji żelbetowej było z góry zdane na niepowodzenie. Zgodnie z obowiązującymi normami rozwarłość rys nie może przekraczać 0,1 mm ze względu na konieczność zapewnienia wodoszczelności zbiornika,
 - obciążenie eksploatacyjne, na etapie projektowania konstrukcji, musi być przyjmowane przy założeniu maksymalnego napełnienia komory, tzn. stanu awaryjnego,
 - połączenie ściany z dnem w przypadku żelbetowych zbiorników monolitycznych musi być szczelne, co można zapewnić przez zastosowanie połączenia przegubowego lub utwierdzenia ściany w dnie z jednoczesnym wprowadzeniem taśmy uszczelniającej.

Literatura

- [1] Suwalski J., Zgagacz L., *Projekt i realizacja ZKF oczyszczalni ścieków w Łodzi*, Inżynieria i Budownictwo nr 6/1993, (również Konferencja Naukowo-Techniczna: „Żelbetowe i sprężone zbiorniki na materiały sypkie i ciecze”, Wrocław, Szklarska Poręba 2–4 grudnia 1992).
- [2] Dyduch K., Płachecki M., Wojtasiewicz M., *Analiza obliczeniowa i realizacja wzmocnienia żelbetowych zamkniętych komór fermentacyjnych w oczyszczalni ścieków*, XX Konferencja Naukowo-Techniczna: „Awaryje budowlane”, Szczecin–Międzyzdroje 22–26 maja 2001.
- [3] Cholewicki A., Król I., Perzyński J., *Zagadnienie szczelności niesprężonego zbiornika żelbetowego w świetle analizy numerycznej komory fermentacyjnej ZKF-2 w oczyszczalni ścieków w Łodzi*, IV Konferencja Naukowo-Techniczna: „Nowe rozwiązania konstrukcyjne i technologiczne w budownictwie betonowym”, Wrocław, Szklarska Poręba 23–26 czerwca 1994.
- [4] Czarniecki L., Garbacz A., *Sealing joint in a fermentation chamber at sewage plant*, X Międzynarodowa Konferencja: „Żelbetowe i sprężone zbiorniki na materiały sypkie i ciecze”, Kraków 23-25 listopada 1995.
- [5] Seruga A., *Wzmacnianie betonowych konstrukcji kołowo-symetrycznych za pomocą sprężania*, Inżynieria i Budownictwo nr 2/2000.
- [6] Stachowicz A., Ziobroń W., *Podziemne zbiorniki wodociągowe*, Arkady, Warszawa 1986.

Streszczenie

W niniejszym artykule przedstawiono opis i realizację wzmocnienia żelbetowych zbiorników o pojemności 10 000 m³ w oczyszczalni ścieków. Walcowa i stożkowa powłoka zostały sprężone bezprzyczepnościowymi cięgnami zewnętrznymi typu 7 φ5 mm.

Na podstawie wartości pomierzonych odkształceń betonu na zewnętrznej powierzchni powłoki walcowej w procesie jej sprężania dokonano oceny jakości i skuteczności wykonanego wzmocnienia.

Słowa kluczowe: zbiornik żelbetowy, zbiornik sprężony, wzmocnienie zbiornika, cięgna bezprzyczepnościowe

Abstract

In the paper there have been presented the project and realization of strengthening of reinforced concrete tanks 10 000 cu. m capacity in sewage treatment plant. Cylindrical and cone shells have been prestressed by external unbonded tendons type 7 ϕ 5 mm.

Based on the measured values of concrete strains at the external surface cylindrical shell during the prestressing, it has been evaluated the quality and effectiveness of executed strengthening.

Keywords: reinforced concrete tank, prestressed tank, strengthening of tank, unbonded tendons