

Problemy projektowania podziemnych żelbetowych zbiorników o układzie koncentrycznym

Mgr inż. Maria Zofia Madejska-Filipiuk, Unibep S.A., Bielsk Podlaski

Prof. dr hab. inż. Andrzej Łapko, dr hab. inż. Jolanta Anna Prusiel, prof. uczelni,
Wydział Budownictwa i Nauk o Środowisku, Politechnika Białostocka

1. Wprowadzenie

Magazynowanie cieczy od zawsze było istotne z powodów praktycznych oraz strategicznych. Na terenach pustynnych dotykało wręcz kwestii życia i śmierci. Z tego powodu ludzkość zaczęła podejmować pierwsze trudy budowania zbiorników na ciecze, początkowo drążąc je w skałach. Z czasem udoskonalano technologię i materiały, aby sprostać rosnącym wymaganiom dotyczącym szczelności i gabarytów. Ostatecznie postęp przyniósł możliwość niemal dowolnego kształtowania zbiorników, dzięki zastosowaniu konstrukcji żelbetowej, ale jeszcze nigdy dotąd wymagania stawiane zbiornikom nie były tak wysokie, podobnie jak zapotrzebowanie na nie. Zbiorniki klasyfikowane są na podstawie poniższych kryteriów [5]:

- cechy geometryczne (kształt, wymiary, liczba komór),
- rodzaj zastosowanej konstrukcji (betonowa, żelbetowa, sprężona),
- sposób wykonania (monolit, prefabrykat, mieszany),
- usytuowanie (budowle podziemne, nadziemne, wyniesione),
- przekrycie (zbiorniki otwarte, zamknięte),
- rodzaj składowanej cieczy (ciężar objętościowy),
- sposób posadowienia (bezpośredni, pośredni).

Pożądane jest przyjęcie schematu dwukomorowego zbiornika cylindrycznego o układzie koncentrycznym w przypadku występowania poniższych czynników.

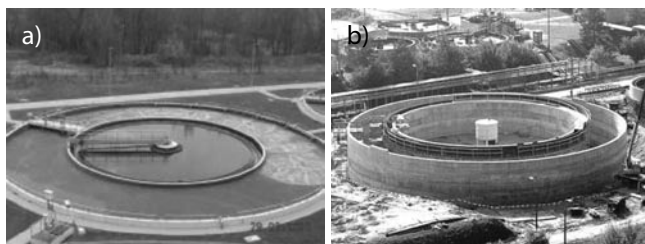
- Konieczność podzielenia zbiornika na komory, przy jednoczesnym wykluczeniu działania momentów zginających w powłoce (stan błonowy) lub znacznego ich ograniczenia w przypadku występowania stanu zgięciowego na połączeniu ściany z płytą denną. Ograniczenie występowania momentów zginających wpływa na redukcję ilości zbrojenia, co bezpośrednio przekłada się na oszczędności materiałowe.
- Potrzeba jednoczesnego przechowywania cieczy o różnych właściwościach.
- Konieczność posiadania rezerwy cieczy o odpowiednich właściwościach w przypadku zwiększonego jej zapotrzebowania lub spadku ciśnienia w wodociągu. Jest to szczególnie ważne w zakładach, w których nie można przerwać procesu produkcji.

- Możliwość korzystania z jednej z komór zbiornika przy ewentualnej naprawie drugiej komory.
- Brak na terenie zakładu miejsca na większą liczbę osobnych zbiorników (korzystny stosunek obwodu do powierzchni). Tego typu konstrukcje mają zastosowanie w przemyśle, ochronie środowiska, a nawet w gospodarstwach domowych. Poniżej przedstawiono przykłady rozwiązań technologicznych i konstrukcyjnych zbiornika cylindrycznego koncentrycznego.

Zakłady przemysłowe. Część zakładów produkuje ścieki, które z chemicznego punktu widzenia są wodami czystymi, zanieczyszczonymi jedynie nierozpuszczalnymi mineralnymi drobinami (np. w hutach szkła). Stwarza to sposobność łatwego odfiltrowania tych cząstek na terenie zakładu i ponownego użycia wody. W związku z powyższym w obrębie takiego zakładu magazynowana jest woda czysta oraz woda zanieczyszczona po obiegu. Zastosowanie zbiornika dwukomorowego zapobiega mieszanemu się wód i zaoszczędza miejsce na terenie zakładu.

Oczyszczalnie ścieków. Oczyszczanie ścieków bytowo-gospodarczych i wody powierzchniowej przebiega wieloetapowo. Rolą zbiorników cylindrycznych o układzie koncentrycznym jest oddzielenie od siebie kolejnych etapów następujących po sobie procesów (rys. 1). Komora wewnętrzna zbiornika najczęściej pełni funkcję osadnika wstępnego lub wtórnego. Okalający ją pierścień w postaci zbiornika zewnętrznego jest komorą, w której zachodzą procesy defosfatacji (usuwanie fosforu) lub denitryfikacji (usuwanie azotu).

Zbiorniki przeciwpożarowe. Dawniej rolę zbiorników przeciwpożarowych pełniły stawy. Obecnie tego typu zbiorniki budowane są w celu gromadzenia wody na wypadek pożaru. Sytuowane są zwykle w pobliżu obiektów przemysłowych,



Rys. 1. Budowa oczyszczalni ścieków przy rafinerii Lotos w Gdańsku (a), zbiornik oczyszczalni w Bolesławcu (b) [16]



Rys. 2. Zbiorniki przeciwpożarowe w Ołtarzewie o pojemności $2 \times 1200 \text{ m}^3$ [15]



Rys. 3. Zbiornik burzowy prefabrykowany w Warszawie o pojemności 660 m^3 [15]

zabytków, składów i miejsc, w których łatwo o pożar. Najczęściej przybierają kształt walcowy i są przykrywane, aby zapobiec parowaniu wody (rys. 2).

Zbiorniki retencyjne. Przyjmują wodę deszczową, a następnie kierują ją do sieci kanałów w późniejszym czasie i w ograniczonych ilościach (rys. 3). Pozwala to na odciążenie sieci, co jest ważne szczególnie na terenach wysoko zurbanizowanych, gdzie występuje duży udział powierzchni szczelnych. Regulowanie przepływów ścieków spowalnia ich odpływ, co zapobiega erozji koryt rzecznych i redukuje zaburzenia w ekosystemach. W przypadku stosowania zbiorników o konstrukcji dwukomorowej można również okresowo magazynować wodę.

Szamba dwukomorowe. W warunkach przydomowych stosowane są szamba dwukomorowe, mające komorę przelewową. Umożliwia ona separację ścieków od fazy ciekłej do drugiej komory tzw. odstojnika. Odstojnik pełni funkcję komory, w której odkładają się zanieczyszczenia stałe. Ogranicza to zamulanie się dalszej, trudno dostępnej, części instalacji. Zbiorniki takie zwykle są prefabrykowane, o klasie wodoszczelności W8 i klasie betonu minimum C16/20.

2. Założenia do analizy statyczno-konstrukcyjnej oraz kształtowanie zbiorników typu koncentrycznego

Charakterystycznym elementem zbiorników o przekroju kołowym jest ściana komory, która ma kształt walca. Sposób jej obliczania ściśle zależy od rozwiązania połączenia ścian z pozostałymi elementami układu. Z tego względu wprowadzono podział rozwiązań konstrukcyjnych zbiorników walcowych na trzy grupy [3]:

- zbiorniki monolityczne, w których poszczególne elementy są połączone i tworzą jeden przestrzenny układ,

- zbiorniki, których układ konstrukcyjny możemy podzielić na przekrycie, ściany i dno równocześnie pełniące funkcję fundamentu (posadowienie bezpośrednie),
- zbiorniki składające się z przekrycia, ścian i fundamentów. Zbiorniki pierwszego typu należy rozpatrywać wyłącznie jako zespół elementów pracujących razem. Jedyne odstępstwo od tej zasady możliwe jest wtedy, gdy warunki posadowienia pozwolą na założenie modelu nieodkształcalnego podłoża gruntowego. Drugi typ rozwiązań konstrukcyjnych dopuszcza przyjęcie schematów statycznych umożliwiających oddzielne rozpatrywanie przekrycia, ścian i dna. W zbiornikach o konstrukcji trzeciego typu schematy dla przekrycia przyjmujemy niezależnie, zaś dla ścian zakłada się różne schematy zależne od ich sposobu połączenia z dnem, warunków posadowienia oraz wymiarów fundamentu.

W zbiornikach o małych wymiarach w rzucie projektuje się przekrycie w postaci płaskiej płyty, sztywno zamocowanej lub podpartej przegubowo, pracującej głównie na zginanie. Płyta zbrojona jest dołem na momenty promieniowe oraz styczne, zaś górą na skurcz. Wraz z powiększaniem się średnicy zbiornika przekrycie rozwiązywane jest jako strop grzybkowy lub żebrowy z możliwymi słupami rozmieszczonymi centrycznie [1]. Najbardziej ekonomicznym rozwiązaniem jest przekrycie w postaci powłoki w kształcie kopuły, niestety jej ujemną cechą jest konieczność dokładnego wykonania, duża pracochłonność i zużycie materiału, co nieuchronnie prowadzi do przedłużania czasu realizacji robót. Kopuły są stosowane w zbiornikach podziemnych o średnicy 20 m i więcej. Ścianami bocznymi zbiorników walcowych są powłoki cylindryczne. W niewysokich zbiornikach ich grubość jest stała na całej wysokości, natomiast w wysokich, ściany są najczęściej liniowo poszerzane ku dołowi lub poszerzane tylko w dolnej części. Budowane są zwykle jako monolityczne, a ze względu na występowanie dużych sił rozciągających bywają sprężane strunami lub kablami. Występują również ściany budowane z żelbetonowych lub strunobetonowych prefabrykatów, a następnie są sprężane. Niesprężone ściany powłoki cylindrycznej łączy się monolitycznie z dnem, zaś połączenie traktuje jako sprężyste. Natomiast ściany oddylatowane od dna powinny spoczywać na pierścieniowej ławie, gdzie zamocowanie pomiędzy ławą i ścianą również traktujemy jako sprężyste (częściowe). Na połączenie sztywne możemy liczyć w przypadku posadowienia na nieodkształcalnym gruncie. Ściany pracują głównie na rozciąganie w kierunku poziomym i ściskanie osiowe w kierunku pionowym. Powstają tu również momenty zginające wynikające z zaburzeń brzegowych, lecz są one zazwyczaj małe i mają niewielki zasięg działania. W celu zwymiarowania powłoki walcowej konieczna jest znajomość przebiegu:

- siły południkowej N ,
- siły równoleżnikowej R ,
- zginającego momentu południkowego M_x (moment równoleżnikowy jest niewielki i zazwyczaj pomijamy go w obliczeniach).

Dno zbiornika pracuje na zginanie [4]. Najczęściej stanowi je płaska płyta. W przypadku występowania parcia wody gruntowej zaleca się unikać stosowania płaskiej płyty dennej o dużej rozpiętości niepodpartej w środku słupami, aby ograniczyć występowanie dużych momentów zginających. Jeśli parcie hydrostatyczne jest znaczne, należy wykonać dno w kształcie odwróconej kopuły. Natomiast jeśli grunt jest odpowiedniej nośności i nie stwierdza się występowania wody gruntowej, literatura zaleca wykonanie fundamentu pierścieniowego, połączonego monolitycznie ze ścianami, zaś oddylatowanego od płyty dennej o grubości minimum 8 cm.

Do obliczania sił wewnętrznych w elementach konstrukcji podziemnego zbiornika cylindrycznego o układzie koncentrycznym można wykorzystać dwa podejścia.

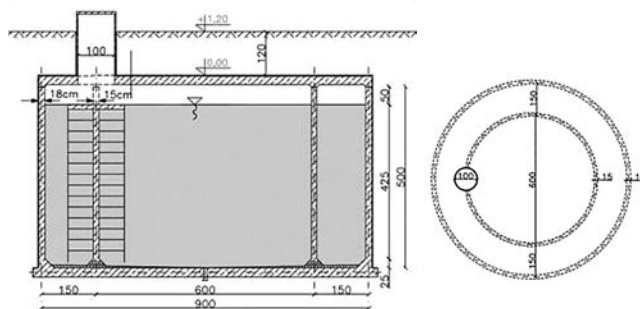
- **Metody analityczne** – bazują na dostępnych w literaturze wzorach [1]. Etapem niezbędnym do przeprowadzenia obliczeń jest zebranie obciążeń na podstawie norm. W przypadku podziemnego zbiornika na ciecz podstawowymi obciążeniami są parcie hydrostatyczne cieczy i parcie gruntu na elementy konstrukcji. Siły wewnętrzne oblicza się zgodnie z założeniami teorii błonowej powłok. Jeśli warunki konstrukcyjne nie zapewniają błonowej pracy powłoki, należy uzupełnić obliczenia, uwzględniając zaburzenia brzegowe, o których mówi teoria zgięciowa. Zaburzenia stanu równowagi błonowej wywołuje obwodowe oddziaływanie poziomej siły krawędziowej H i moment obwodowy zginający M . Te wielkości mają wpływ na wartości sił wewnętrznych, zatem powinny zostać ujęte w obliczeniach.

- **Metody numeryczne** – jedną z nich jest Metoda Elementów Skończonych (MES) pozwalająca na rozwiązywanie układów równań różniczkowych w celu przybliżonego odnalezienia funkcji rozwiązującej zadany problem brzegowy [17]. Szukaną funkcją mogą być siły wewnętrzne, przemieszczenia, naprężenia lub odkształcenia występujące w elemencie. Do analizy przyjmuje się uproszczony model konstrukcji, a następnie dzieli się go na mniejsze części – elementy skończone. Zabieg ten nazywamy dyskretyzacją, a w jego efekcie powstaje siatka elementów skończonych. Wyniki obliczeń otrzymujemy w węzłach siatki, w których ES łączą się ze sobą. MES stosowany jest w metodach komputerowych w postaci programów typu ROBOT Structural Analysis, umożliwiających wykonywanie analizy konstrukcji i przeprowadzanie symulacji komputerowych na modelu 3D. Metoda ta pozwala na obliczanie sił wewnętrznych w konstrukcjach o skomplikowanej bryle.

3. Analiza statyczno-konstrukcyjna zbiornika koncentrycznego

3.1. Założenia do obliczeń

Przyjęto następujące założenia projektowe w analizie statyczno-konstrukcyjnej zbiornika (rys. 4):



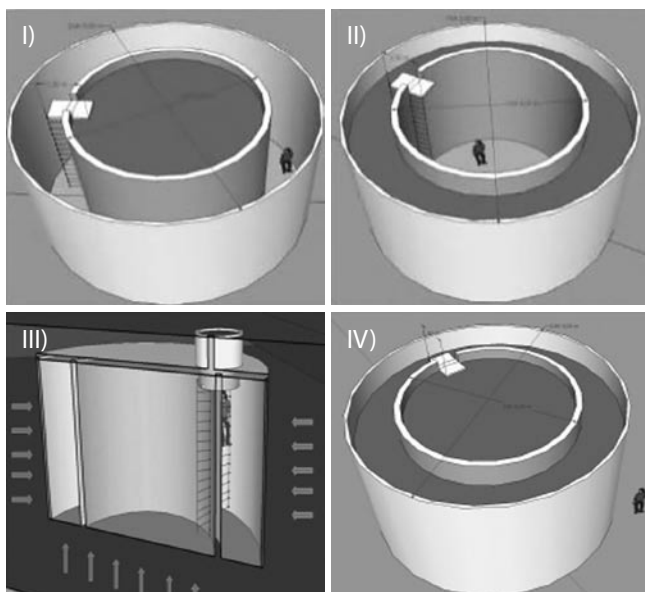
Rys. 4. Schemat konstrukcji zbiornika o układzie koncentrycznym

- typ konstrukcji – żelbetowy dwukomorowy zbiornik cylindryczny na wodę o ustroju koncentrycznym,
- wymiary w osiach ścian: $D = 9,00$ m; $d = 6,00$ m; $H = 5,0$ m,
- przekrycie swobodnie podparte,
- ściany połączone monolitycznie z dnem,
- grunt w poziomie posadowienia: piasek średni P_s o $I_d = 0,65$, nie uwzględnia się wpływu wody gruntowej,
- miąższość zasypki na płycie: 1,20 m,
- lokalizacja: Białystok.

3.2. Układ konstrukcyjny i schematy obciążeń projektowanego zbiornika

Siły wewnętrzne wyznaczono dla trzech schematów obciążenia zbiornika (rys. 5):

- **schemat I** – komora wewnętrzna jest wypełniona cieczą ($\gamma_c = 10$ kN/m³), komora zewnętrzna jest pusta i nie obsypana gruntem z zewnątrz,
- **schemat II** – komora zewnętrzna jest wypełniona cieczą ($\gamma_c = 10$ kN/m³) i nieobsypana gruntem z zewnątrz, komora wewnętrzna jest pusta,
- **schemat III** – zbiornik pusty, zagłębiony w gruncie o stopniu zgęszczenia $I_D = 0,65$ i ciężarze $\gamma = 18,5$ kN/m³, na głębokość 1,20 m.



Rys. 5. Schematy obciążenia zbiornika: I, II, III, IV (opis schematów w tekście)

Do analizy przyjęto schematy I, II, III. Natomiast po wykonaniu obliczeń zdecydowano się przedstawić w niniejszej pracy wyniki dla schematu II i III. Powodem jest występowanie większych wartości sił wewnętrznych w elementach zbiornika, niż przy schemacie I oraz w celu zaprezentowania wyników dla konstrukcji obciążonej gruntem i parciem hydrostatycznym cieczy. Z rozważań od razu wyeliminowano schemat IV (komory wewnętrzna i zewnętrzna wypełnione cieczą) ze względu na równowagę się parć wody po obu stronach ściany wewnętrznej i fakt, że ściana zewnętrzna obciążona jest jak w schemacie II. Skupiono się zatem na schematach najbardziej niekorzystnych dla konstrukcji zbiornika. Wyznaczone na podstawie norm [7–11] obciążenia zbiornika koncentrycznego zamieszczono w tabeli 1. Zastosowano dwa warianty połączenia ściany z płytą fundamentową:

- **wariant I** – ściany zbiornika utwierdzone w nieodkształcalnej płycie fundamentowej,
- **wariant II** – ściany zbiornika utwierdzone w odkształcalnej płycie fundamentowej spoczywającej na odkształcalnym podłożu gruntowym.

W wariantcie II zakłada się zgodnie z hipotezą Winklera [6], że odkształcenia gruntu są wprost proporcjonalne do przyłożonego obciążenia. Modelem mechanicznym jest zespół podpór powierzchniowych w postaci sprężyn. Stosunek przyłożonych naprężeń do przemieszczeń podłoża wyrażony jest przez współczynnik podatności. Przyjęto współczynnik podatności podłoża $K_z = 50\,000\text{ kN/m}^3$.

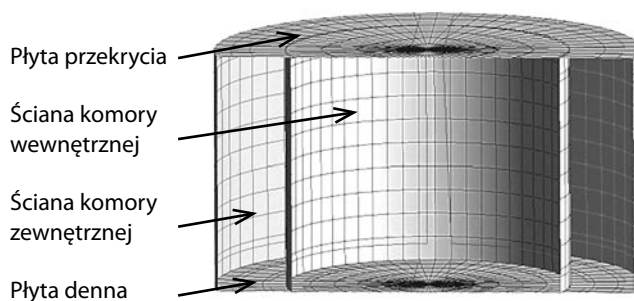
Tabela 1. Zestawienie obciążeń obliczonych na podstawie norm [7–11]

Obciążenie [kN/m ²]	X_k	γ	X_d
Śnieg (IV strefa)	1,60	1,50	2,40
Zmienne naziomu nad zbiornikiem (kategoria G)	5,00	1,50	7,50
Grunt na płycie górnej (piasek średni $I_D = 0,65$) miąższość 1,2 m	22,2	1,35	29,97
Warstwy izolacji powłokowej	0,10	1,35	0,14
Ciężar własny płyty przekrycia	6,25	1,35	8,44
Parcie cieczy (wody), $h = 4,50\text{ m}$	45,00	1,20	54,00
Parcie gruntu na ściany zbiornika, $z = 1,20\text{ m}$	10,65	1,50	15,98
Parcie gruntu na ściany zbiornika, $z = 6,20\text{ m}$	44,88	1,50	67,32
Ciężar własny płyty dennej	6,25	1,35	8,44
Ciężar własny ścian	22,50	1,35	30,40

3.3. Model numeryczny

Analizowany zbiornik koncentryczny zamodelowano w programie ROBOT Structural Analysis i obliczono siły wewnętrzne dla wszystkich elementów konstrukcyjnych zbiornika, tj. płyty przekrycia, dennej i ścian.

Model obliczeniowy składa się z elementów powłokowych o nazwie „panel” (rys. 6). Panelom zostały przypisane



Rys. 6. Model obliczeniowy konstrukcji zbiornika utworzony w programie ROBOT Structural Analysis

projektowane grubości przekrojów i charakterystyki materiałów. Po dyskretyzacji układu uzyskano 20 paneli żelbetowych i 1938 węzłów. Płyta denna została podzielona na dwie części: wewnętrzną – panel w kształcie koła o promieniu $r = 3,00\text{ m}$ oraz zewnętrzną – panel w kształcie pierścienia o promieniu wewnętrznym $r = 3,00\text{ m}$ i zewnętrznym $R = 4,50\text{ m}$. Zabieg ten umożliwił niezależne obciążanie komór zbiornika.

Powierzchnię paneli pokryto siatką powierzchniowych elementów skończonych. Wymiary ES dla:

- ściany zewnętrznej: 50x50 cm,
- ściany wewnętrznej: 50x38 cm,
- płyty przekrycia i dennej: siatka ES ułożona jest pierścieniowo-radialnie. Pierścienie i promienie ustalono co 50 cm, poczynając od zewnętrznych krawędzi płyt.

Zastosowano dwa zwolnienia liniowe na obwodzie płyty przekrycia w $R = 4,50\text{ m}$ oraz $r = 3,00\text{ m}$, co symuluje swobodne podparcie płyty na ścianach zbiornika. Pozostałe połączenia zamodelowano jako sztywne. W modelu uwzględniono dwa różne warianty posadowienia zbiornika. W wariantcie I przyjęto podłoże sztywne ($K_z = 0$), zamodelowane jako utwierdzenie. W wariantcie II zbiornik posadowiono na podłożu podatnym. Modelem mechanicznym podłoża podatnego jest zespół podpór powierzchniowych w postaci sprężyn. Zastosowano współczynnik sprężystości podłoża $K_z = 50\,000\text{ kN/m}^3$.

Obciążenia ścian odpowiednio od parcia gruntu i parcia wody zostały przyłożone przy wykorzystaniu funkcji „obciążenie powierzchniowe (3p)” oraz „ciśnienie hydrostatyczne”. Natomiast obciążenia pionowe dna przyjęto jako parcie hydrostatyczne o wysokości słupa cieczy 4,50 m, a dla ścian jako sumę ciężarów: własny płyty, naziomu i obciążenie zmienne naziomu.

Konwencja znaków sił jest następująca:

- siły południkowe N : ujemne – ściskanie, dodatnie – rozciąganie;
- siły równoleżnikowe R : ujemne – parcie na powłokę od wewnątrz, dodatnie – parcie na powłokę od wewnątrz;
- momenty południkowe M_x i równoleżnikowe M_y : dodatnie – rozciąganie powierzchni wewnętrznej, ujemne – rozciąganie powierzchni zewnętrznej.

3.4. Model analityczny

W oparciu o teorię błonową i zgięciową zastosowano wzory na obliczenie sił wewnętrznych w powłokach na podstawie literatury [1]. Siłę południkową N obliczano według teorii błonowej, ponieważ warunki brzegowe odkształceń nie wpływają na wielkość tej siły:

$$N = N^0 = - \left[\frac{h-x}{2h} \cdot (I-m) + m \right] \cdot t_1 \cdot (h-x) \cdot \gamma_B - Q \quad (1)$$

$$m = t_2/t_1 = I; \quad t_1 = t_2 = const$$

gdzie:

x – odległość rozpatrywanego przekroju od dolnej krawędzi ściany,

$h = 5,00$ m – wysokość ściany zbiornika.

Według teorii błonowej, która nie uwzględnia zginania, możemy określić siły wewnętrzne w powłokach. Bezpośredni wpływ działania sił zewnętrznych lub warunki podparcia mogą spowodować pojawienie się zginania. Jeśli warunki konstrukcyjne nie zapewniają błonowej pracy powłoki, należy uzupełnić obliczenia, uwzględniając zaburzenia brzegowe mające wpływ na pojawienie się momentów. Siły równoleżnikowe obliczono według teorii błonowej R^0 , a następnie zsumowano z siłami równoleżnikowymi obliczonymi według teorii zgięciowej \bar{R} z uwagi na wpływ zaburzeń brzegowych stanu równowagi błonowej wywołanych brakiem możliwości swobodnego odkształcania się powłoki poprzez warunki podporowe.

$$R^0 = r \left(p_1 - \frac{p_1 - p_2}{H_0} \cdot x \right) \quad (2)$$

Jeśli $p_1 = \gamma_c \cdot h$ (parcie na dolnej krawędzi powłoki), natomiast jeśli $p_2 = 0$ (parcie na górnej krawędzi powłoki), to wzór możemy uprościć do wyrażenia:

- Pierwsze równanie oznacza przyrównanie przemieszczeń, zaś drugie przyrównanie obrotów do zera, ponieważ przedstawiany w tym punkcie wariant to powłoka zamocowana w nieodkształcalnej płycie fundamentowej, zatem odkształcenia płyty wynoszą zero.
- Wprowadzono niewiadome do zależności na siły równoleżnikowe.

Rys. 7. Schemat rozkładu sił brzegowych zaburzających stan równowagi brzegowej w ścianach zbiornika cylindrycznego

$$R^0 = r \cdot \left(h \cdot \gamma_c - \frac{H \cdot \gamma_c - 0}{H} \cdot x \right) =>$$

$$R^0 = r \cdot (h \cdot \gamma_c - \gamma_c \cdot x) =>$$

$$R^0 = r \cdot \gamma_c \cdot (h - x) \quad (3)$$

Siłę równoleżnikową według teorii zgięciowej obliczono na podstawie wyznaczonych sił brzegowych $X_1 = H$ oraz $X_2 = M$ zaburzających stan równowagi błonowej powłoki (rys. 7).

Ogólnie siłę równoleżnikową możemy określić wzorem:

$$R = R^0 + \bar{R} \Rightarrow R = R^0 + R^H + R^M \quad (4)$$

gdzie:

R^0 – wartość siły w stanie błonowym,

R^H – wartość siły z uwzględnieniem niewiadomej brzegowej siły poziomej H ,

R^M – wartość siły z uwzględnieniem niewiadomego momentu utwierdzenia M .

Tabela 2. Zestawienie zbiorcze wyników obliczeń analitycznych zbiornika wg teorii błonowej i zgięciowej dla schematu II i III w wariantach I i II (oznaczenie Z dotyczy sił w komorze zewnętrznej, natomiast W – w komorze wewnętrznej)

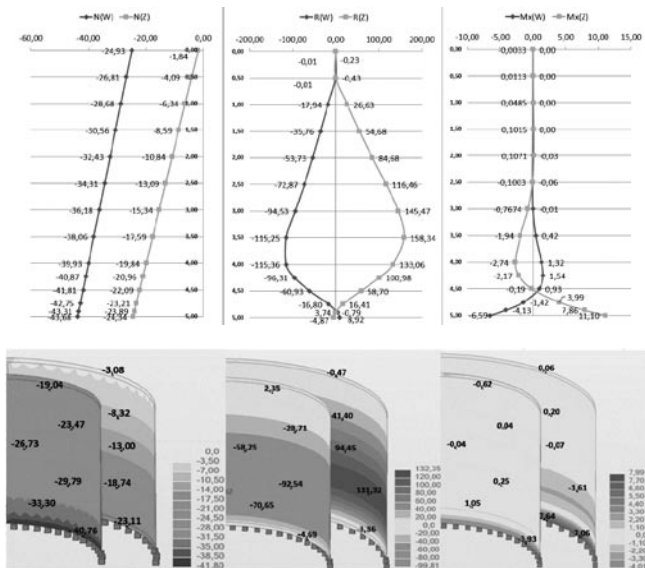
x	SCHEMAT II										SCHEMAT III					
	WARIANT I II		WARIANT I				WARIANT II				WARIANT I II		WARIANT I		WARIANT II	
	N(Z)	N(W)	R(Z)	R(W)	Mx(Z)	Mx(W)	R(Z)	R(W)	Mx(Z)	Mx(W)	N(Z)	N(W)	R(Z)	Mx(Z)	R(Z)	Mx(Z)
5,00	-1,84	-24,93	-0,23	-0,01	0,00	0,00	-0,03	0,00	0,00	0,00	-10,42	-142,43	-71,64	0,00	-71,89	-0,01
4,50	-4,09	-26,81	-0,43	-0,01	0,01	0,00	-0,30	-0,05	0,01	0,00	-12,67	-144,68	-94,48	-0,01	-94,64	-0,02
4,00	-6,34	-28,68	26,63	-17,94	0,05	0,00	26,19	-18,11	0,02	0,00	-14,92	-146,93	-117,63	-0,06	-117,07	0,00
3,50	-8,59	-30,56	54,68	-35,76	0,10	0,00	52,81	-36,01	0,02	-0,02	-17,17	-149,18	-141,94	-0,12	-139,56	0,07
3,00	-10,84	-32,43	84,68	-53,73	0,11	-0,03	80,75	-53,24	-0,02	-0,02	-19,42	-151,43	-168,65	-0,14	-163,67	0,23
2,50	-13,09	-34,31	116,46	-72,87	-0,10	-0,06	112,30	-69,68	-0,13	0,04	-21,67	-153,68	-197,72	0,10	-192,49	0,41
2,00	-15,34	-36,18	145,47	-94,53	-0,77	-0,01	149,38	-88,53	-0,33	0,28	-23,92	-155,93	-223,90	0,90	-228,93	0,27
1,50	-17,59	-38,06	158,34	-115,25	-1,94	0,42	188,11	-120,10	-0,46	0,56	-26,17	-158,18	-231,13	2,35	-268,93	-0,92
1,00	-19,84	-39,93	133,06	-115,36	-2,74	1,32	208,44	-172,34	-0,02	-0,34	-28,42	-160,43	-192,03	3,45	-287,47	-3,98
0,75	-20,96	-40,87	100,98	-96,31	-2,17	1,54	193,84	-195,77	0,90	-2,03	-29,55	-161,55	-148,12	2,90	-271,29	-6,17
0,50	-22,09	-41,81	58,70	-60,93	-0,19	0,93	164,89	-195,55	1,91	-4,95	-30,67	-162,68	-90,52	0,66	-224,46	-8,37
0,25	-23,21	-42,75	16,41	-16,80	3,99	-1,42	83,64	-117,99	4,11	-8,84	-31,80	-163,80	-30,76	-4,22	-136,40	-9,75
0,10	-23,89	-43,31	-0,79	3,74	7,86	-4,13	45,56	-61,74	5,01	-11,13	-32,47	-164,48	-3,41	-8,82	-60,80	-9,64
0	-24,34	-43,68	-4,87	8,92	11,10	-6,59	2,19	14,21	5,97	-12,29	-32,92	-164,93	6,57	-12,69	-0,83	-8,93

Ostatecznie siłę równoleżnikową obliczono z następującego wzoru:

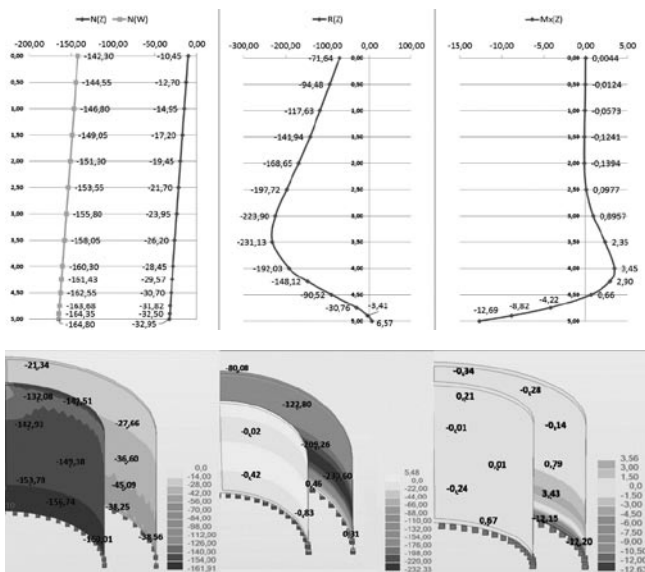
$$R = R^0 + H \cdot \frac{2 \cdot r}{L} \cdot e^{-\eta} \cdot \cos \eta - M \cdot \frac{2\sqrt{2} \cdot r}{L^2} \cdot e^{-\eta} \cdot \cos \left(\eta + \frac{\pi}{4} \right) \quad (5)$$

3.5. Przykładowe wyniki analizy statycznej zbiornika Ściany zbiornika

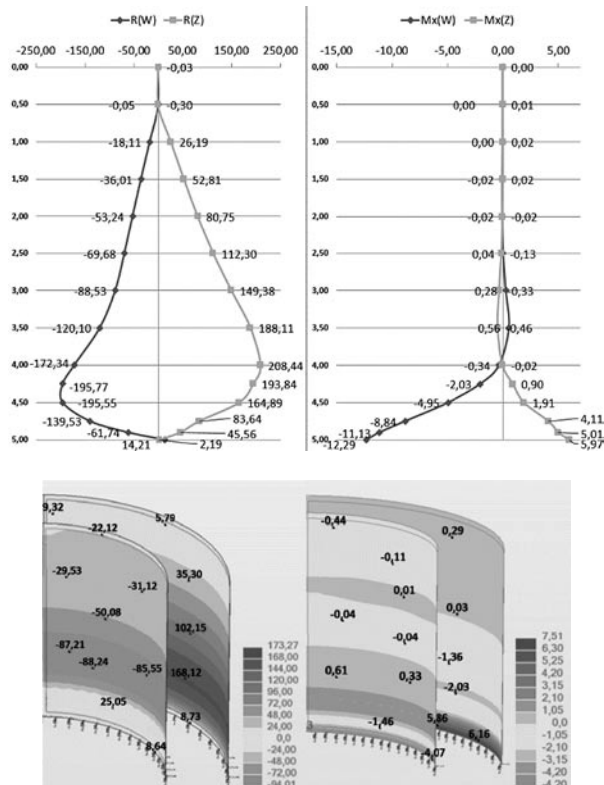
Wybrane wyniki obliczeń statycznych zbiornika koncentrycznego uzyskane z metody analitycznej i metody numerycznej (MES) przedstawiono w tabeli 2 i na rysunkach 8–11.



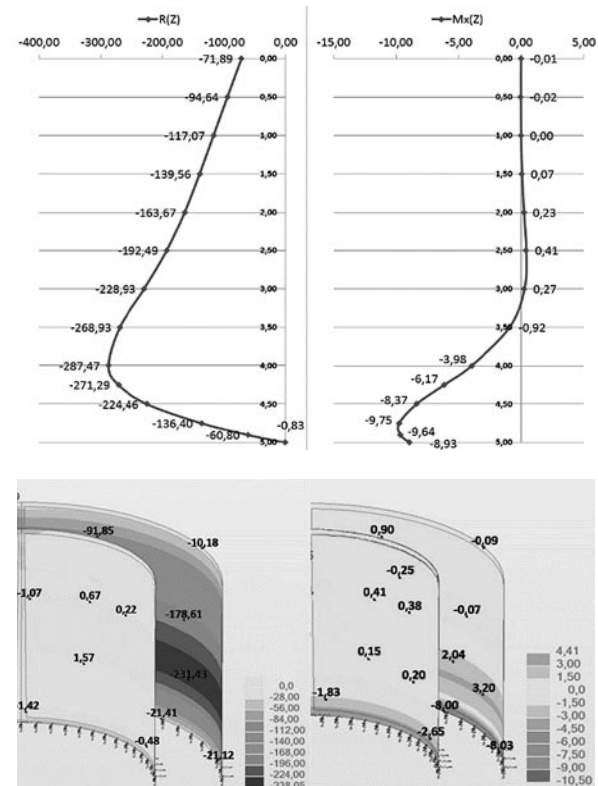
Rys. 8. Wykresy (metoda analityczna) i mapy (MES) sił południkowych N, równoleżnikowych R oraz momentów południkowych M_x dla ściany zewnętrznej (Z) oraz wewnętrznej (W); schemat II, wariant I



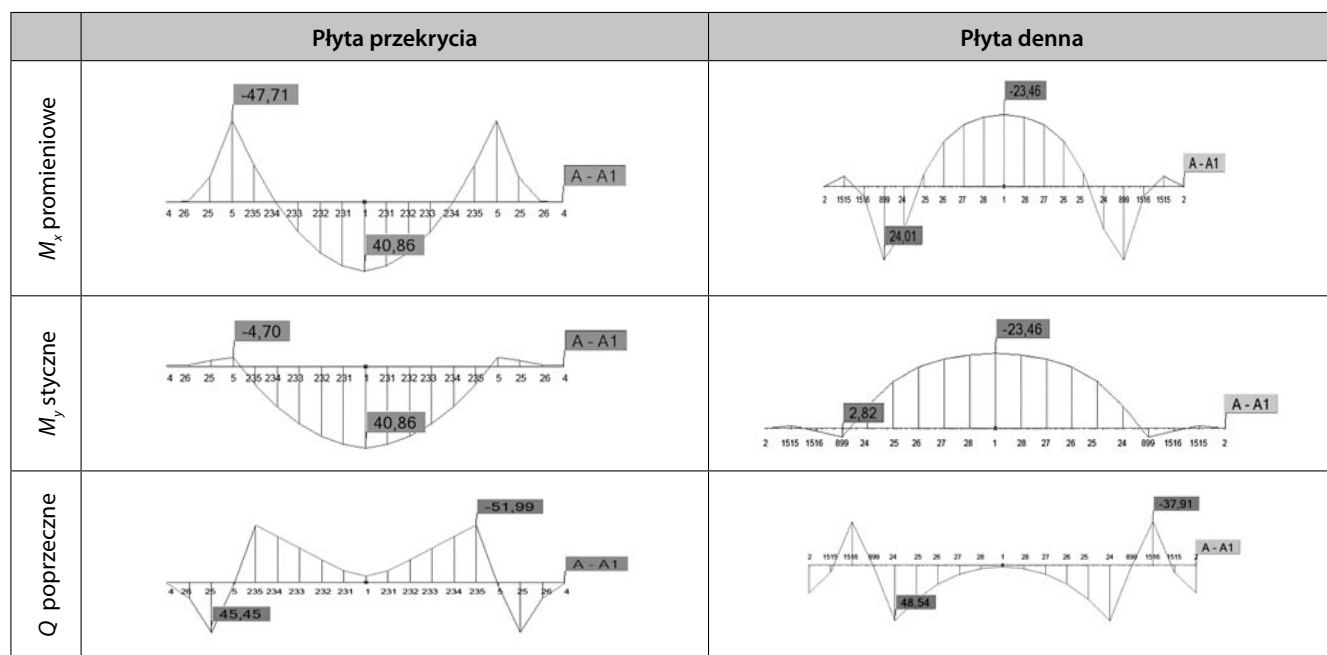
Rys. 10. Wykresy (metoda analityczna) i mapy (MES) sił południkowych N dla ściany wewnętrznej i zewnętrznej oraz sił równoleżnikowych R i momentów południkowych M_x dla ściany zewnętrznej (Z); schemat III, wariant I



Rys. 9. Wykresy (metoda analityczna) i mapy (MES) sił równoleżnikowych R oraz momentów południkowych M_x dla ściany zewnętrznej (Z) oraz wewnętrznej (W); schemat II, wariant II



Rys. 11. Wykresy (metoda analityczna) i mapy (MES) sił równoleżnikowych R oraz momentów południkowych M_x dla ściany zewnętrznej (Z); schemat III, wariant II



Rys. 12. Wykresy momentów promieniowych, stycznych i sił poprzecznych w płycie przekrycia i dennej dla schematu III w wariacie II

Płyty przekrycia i dennej

W celu wymiarowania płyt przekrycia i dennej wyznaczono przebieg sił wewnętrznych: momentu promieniowego M_r (M_x), momentu stycznego M_t (M_y) oraz sił ścinających Q . Obliczenia przeprowadzono numerycznie za pomocą programu ROBOT Structural Analysis. Największe wartości sił uzyskano w schemacie III, zarówno dla płyty przekrycia (spowodowane obciążeniem naziemem), jak i dla płyty dennej. Wyniki dla najbardziej niekorzystnego schematu obciążenia zbiornika przedstawiono graficznie na rysunku 12.

3.6. Wybrane wyniki wymiarowania elementów konstrukcyjnych zbiornika

Do wymiarowania elementów zbiornika przyjęto następujące założenia:

- grubość ściany: wewnętrznej – $h = 15$ cm, zewnętrznej – $h = 18$ cm,
- grubość płyty przekrycia i dennej – $h = 25$ cm,
- beton C30/37 o parametrach według tablicy 3.1. normy [12]:
 - wytrzymałość betonu na ściskanie: $f_{ck} = 30$ MPa $\Rightarrow f_{cd} = 21,4$ MPa,
 - średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie: $f_{ctm} = 2,9$ MPa,
 - średni moduł sprężystości betonu: $E_{cm} = 32\ 000$ MPa,
- stal gatunku 34GS o parametrach wg tab. 2.1N [14]
 - granica plastyczności stali: $f_{yk} = 410$ MPa $\Rightarrow f_{yd} = 356,5$ MPa,
 - moduł sprężystości stali: $E_s = 200\ 000$ MPa,
- klasa ekspozycji – długotrwały kontakt z wodą (środowisko mokre, sporadycznie suche): XC2 wg tablicy 4.1 [12],
- otulina: ściany – $c_{nom} = 25$ mm; płyt $c_{nom} = 30$ mm.

Wymiarowanie zbrojenia ścian (SGN)

Wymiarowanie zbrojenia równoleżnikowego przeprowadzono dla ściany komory wewnętrznej obciążonej od wewnątrz

parciem cieczy (schemat II, wariant II). Do obliczeń przyjęto stan osiowego rozciągania powłoki. Zbrojenie obliczono na maksymalną siłę równoleżnikową $R = 195,77$ kN/m występującą w przekroju $x = 0,75$ m (tab. 2). Przyjęto zbrojenie dwustronne $\phi 10$ co 20 cm na metr bieżący. Zbrojenie przenoszące siły południkowe zaprojektowano na największą występującą siłę ściskającą południkową oraz towarzyszący tej sile południkowy moment zginający. Wartości sił odczytano z tabeli 2 (schemat III, wariant II):

$$N_{Ed} = N^0 = |-164,93| \text{ kN/m} \Rightarrow M_{ed} = M_x = |-8,93| \text{ kNm/m}$$

Zaprojektowano zbrojenie symetryczne ($A_{s1} = A_{s2}$), przyjmując obustronnie na całej wysokości ściany pręty $\phi 10$ co 30 cm na metr bieżący. Zbrojenie projektowano z zapasem nośności, dla obydwu ścian przyjęto identyczne.

Wymiarowanie zbrojenia w płytach (SGN)

Zbrojenie zaprojektowano na siły wewnętrzne M_x , M_y , Q zgodnie z rysunkiem 12 w postaci zbrojenia promieniowego i pierścieniowego. Ze względu na niestandardowy schemat statyczny płyty, pola przekroju zbrojenia obliczano na maksymalne momenty zginające, natomiast liczbę prętów obliczono na maksymalny promień płyty. Jest to rozwiązanie mniej ekonomiczne w porównaniu do standardowej procedury dla płyt kolistych opisanej w literaturze [1], aczkolwiek obliczenia przeprowadzono po stronie bezpiecznej.

W płycie przekrycia obliczono zbrojenie górne promieniowe $\phi 16$ co 28 cm (99 sztuk prętów ułożonych radialnie) na moment zginający $M_r = 47,71$ kNm/m oraz dolne promieniowe $\phi 16$ co 33 cm (85 sztuk prętów ułożonych radialnie) na moment zginający $M_r = 40,86$ kNm/m. Z uwagi na zbyt duży rozstaw prętów na krawędzi płyty

dodano konstrukcyjnie odpowiednią liczbę prętów dodatkowych. Ze względu na zbyt gęsty rozstaw prętów w środku płyty przyjęto zbrojenie w tej strefie w postaci siatki ortogonalnej ϕ 16 co 10 cm o wymiarach 200x200 cm o $A_{net, prov} = 20,10 \text{ cm}^2$. Zbrojenie pierścieniowe górą zaprojektowano na moment $M_t = -4,70 \text{ kNm/m}$ i przyjęto pręty ϕ 12 co 30 cm, natomiast zbrojenie dolne, gdzie moment wynosi $M_t = 40,86 \text{ kNm/m}$, przyjęto ϕ 16 co 30 cm.

W płycie dennej zaprojektowano zbrojenie górne promieniowe na moment zginający $M_r = -23,46 \text{ kNm/m}$, natomiast dolne na moment $M_r = 24,01 \text{ kNm/m}$. Przyjęto jednakową liczbę prętów górą i dołem, tj. ϕ 16 co 20 cm. Ze względu na zbyt gęsty rozstaw prętów w środku płyty przyjęto zbrojenie w tej strefie w postaci siatki ortogonalnej ϕ 16 co 10 cm o wymiarach 200x200 cm o $A_{net, prov} = 20,10 \text{ cm}^2$. Zbrojenie pierścieniowe górą zaprojektowano na moment $M_t = -23,46 \text{ kNm/m}$, natomiast zbrojenie dolne na moment zginający $M_t = 2,82 \text{ kNm/m}$, przyjęto ϕ 12 co 30 cm.

4. Podsumowanie

W pracy przeprowadzono porównanie wyników obliczeń metodami analitycznymi oraz za pomocą programu komputerowego ROBOT Structural Analysis dla dwóch ścian walcowych zbiornika. Po analizie uzyskanych rezultatów sformułowano wnioski przedstawione poniżej.

- Obliczanie metodami analitycznymi stwarza trudności przy uwzględnianiu wzajemnych oddziaływań elementów konstrukcji, natomiast opracowany w programie obliczeniowym model zbiornika koncentrycznego uwzględnia całkowitą współpracę wszystkich elementów ustroju.
- Najbardziej zbliżone rezultaty z obu metod dla wszystkich przypadków obciążenia otrzymano dla sił południkowych. Wyniki uzyskane za pomocą programu i metod analitycznych różnią się mniej niż 5%. Miejscowa weryfikacja wyników metodami analitycznymi potwierdza prawidłowość obliczeń wykonanych Metodą Elementów Skończonych.
- Wartości sił równoleżnikowych we wszystkich schematach obciążenia i wariantach posadowienia zbiornika, uzyskane za pomocą programu i metod analitycznych różnią się maksymalnie ok. 15-30%.
- Wartości momentów zginających we wszystkich schematach obciążenia i wariantach posadowienia uzyskane obema metodami różnią się maksymalnie do 30%.
- Największe różnice pomiędzy wartościami sił uzyskanymi z obu metod występują w strefach zaburzeń brzegowych.
- Wartości sił wewnętrznych w elementach konstrukcji zbiornika uzyskane metodami analitycznymi są większe od wartości uzyskanych Metodą Elementów Skończonych.

W pracy przedstawiono głównie wybrane wyniki obliczeń statycznych i wymiarowania w stanie granicznym nośności elementów konstrukcyjnych żelbetowego zbiornika na ciecz o układzie koncentrycznym. Projektowanie takiego obiektu,

jakim jest zbiornik na ciecz, obejmuje również inne problemy, związane z trwałością i szczelnością zbiornika. Zasadnicze znaczenie ma tu dążenie do ograniczenia szerokości rys. Zalecenia zawarte w aktualnych normach mają na celu zapewnienie stateczności i nośności konstruowanym elementom zbiornika, a także w sposób obliczeniowy uwzględniają warunki użytkowalności, co bezpośrednio przekłada się na szczelność zbiornika. Dodatkowo kwestią nie mniej ważną jest odpowiednie planowanie realizacji projektu w fazie wykonawczej. Błędnie zaprojektowane przerwy robocze w betonowaniu elementów konstrukcyjnych zbiornika niosą za sobą ryzyko przecieków. Projektowanie koncentrycznych zbiorników na ciecz jest zagadnieniem złożonym i wymaga poświęcenia mu uwagi, aby budować ekonomicznie, bezpiecznie i z gwarancją zapewnienia trwałości konstrukcji.

Artykuł był opublikowany w monografii jubileuszowej „Nowoczesne rozwiązania materiałowe i konstrukcyjne oraz problemy eksploatacyjne dotyczące budownictwa ogólnego i hydrotechnicznego” z okazji jubileuszu 70-lecia urodzin prof. dr. hab. inż. Wiesława Buczkowskiego. Praca zbiorowa pod redakcją dr inż. Anny Szymczak-Graczyk wydana przez: Instytut Budownictwa i Geoinżynierii, Wydział Inżynierii Środowiska i Gospodarki Przestrzennej, Uniwersytet Przyrodniczy w Poznaniu, 2016 rok.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Kobiak J., Stachurski W., Konstrukcje żelbetowe. Tom IV, Wydawnictwo Arkady, Warszawa, 1991, str. 207–299
- [2] Łapko A., Jensen B. Ch., Podstawy projektowania i algorytmy obliczeń konstrukcji żelbetowych, Wydawnictwo Arkady, Warszawa, 2005, str. 423–424
- [3] Stachowicz A., Ziobroń W., Podziemne zbiorniki wodociągowe. Obliczenia statyczne i kształtowanie, Wydawnictwo Arkady, Warszawa 1986, 41–59
- [4] Zbiorniki podziemne żelbetowe, Politechnika Łódzka, Łódź, 2006, str. 7–10, 35–40
- [5] Lewiński P., Zasady projektowania zbiorników żelbetowych na ciecz z uwzględnieniem wymagań Eurokodu 2. Przykłady obliczeń, Wydawnictwo Instytutu Techniki Budowlanej, Warszawa, 2011, str. 16–32, 59–62
- [6] Wiłun Z., Zarys Geotechniki, Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa, 2011, str. 257–289
- [7] PN-EN 1990:2004 Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji
- [8] PN-EN 1991-1-1:2004 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach
- [9] PN-EN 1991-1-3:2005 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-3: Oddziaływania ogólne – Obciążenie śniegiem
- [10] PN-EN 1991-4:2008 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 4: Silosy i zbiorniki.
- [11] PN-EN 1997-1:2008 Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne
- [12] PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków
- [13] PN-81/B-03020: Posadowienie bezpośrednie budowli
- [14] PN-B-03264:2002: Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie
- [15] <http://www.stolbud.net/>- data pobrania 12.12.2012
- [16] <http://www.pwkw.boleslawiec.pl/129,oczyszczalnia-boleslawiec.html>- data pobrania 12.12.2012
- [17] Zienkiewicz O. C., Metoda elementów skończonych, Wydawnictwo Arkady, Warszawa, 1972, str. 457