



JERZY SENDKOWSKI, *jerzysendkowski[at]ankra.pl*

Biuro Budowlane Ankra sp. z o.o. Kielce

ANNA TKACZYK

ŁUKASZ TKACZYK

Biuro Budowlane Bauko s.c. Kielce

## **KATASTROFA BUDOWLANA PODZIEMNEGO ZBIORNIKA RETENCYJNEGO**

### **FAILURE OF UNDERGROUND STORAGE RESERVOIR**

**Streszczenie** W pracy opisano katastrofę budowlaną podziemnego zbiornika retencyjnego w okresie eksploatacji. Katastrofa powstała po całkowitym opróżnieniu zbiornika, pod niekorzystnym obciążeniem i wysokim poziomem wód gruntowych. Po przeprowadzonych badaniach materiałowych, obliczeniach i analizie zebranych materiałów ustalono, że przyczyną powstania katastrofy była utrata stateczności kompozytowego płaszcza podziemnego zbiornika, obarczonego istotnymi imperfekcjami, materiałowymi i geometrycznymi. Niska wartość obciążenia krytycznego płaszcza zdeterminowana była błędami wykonawczymi zbiornika na etapie wytwórczym. Odstępstwo od procedur technologicznych spowodowało wykonanie zbiorników z wadami (delaminacja). Zwrócono uwagę na potrzebę opracowania wytycznych projektowania zbiorników podziemnych z uwzględnieniem losowości warunków posadowienia, losowości cech materiałowych zbiorników wykonanych z materiałów kompozytowych.

**Abstract** In his paper there is presented a failure of underground reservoir during his maintenance. Failure occurs after the reservoir has been complete emptied. However, there have been active adverse load, which was acting under high level of groundwater. After material studies and the estimates of the analysis of the collected material, there has been found that the cause of the failure was the loss of stability of the composite shell of the underground reservoir. The low value of the critical load was determined by the production fault – delamination. Highlighted the need to develop design guidelines for the underground composite reservoir with use of randomness of foundation conditions and material properties.

### **1. Opis konstrukcji podziemnego zbiornika retencyjnego**

Przedmiotem opracowania są zbiorniki TWS 2×61.55 m<sup>3</sup>/ PP15 zastosowane i eksploatowane jako zbiorniki retencyjne na ścieki. Na rysunku 1 pokazano przedmiotowe zbiorniki retencyjne w fazie budowy przepompowni oznaczonej symbolem PP15.

Przedmiotowe zbiorniki wykonano z kompozytu żywic poliestrowych POLIMAL 144A i włókien szklanych. Przy wykonywaniu zbiorników stosowano laminację ręczną. Zbiorniki miały długość 10.0 m i średnicę 2.8 m. Średnia grubość kompozytowego płaszcza zbiornika wynosiła 17.9 mm. Radialnie, co 0.6 m płaszcz zbiornika posiadał pogrubienie na szerokości 0.12 m o wartości średniej 24.7 mm. W ten sposób wytworzono dodatkowo pierścienie wzmacniające. Nominalny moduł sprężystości kompozytu wynosił 5383 MPa, a nominalny współczynnik Poissona wynosił 0.25.



Rys. 1. Widok zbiorników TWS 2800×10000 w trakcie montażu i budowy przepompowni PP15

Zbiorniki zagłębiono w gruncie w poziomie 5.1 m poniżej poziomu terenu. Występujące warunki gruntowe zaliczono do prostych, warstwy jednorodnie genetycznie i litologicznie, równoległe do powierzchni terenu. Na terenie lokalizacji inwestycji nawiercony poziom wód gruntowych wahał się od 1,0÷2,6 m i na tym poziomie był ustabilizowany. W okresach roztopów wiosennych i długotrwałych opadów poziom wód gruntowych ulegał podwyższeniu. Występowała możliwość wystąpienia poziomu wód gruntowych w poziomie terenu.

## 2. Katastrofa budowlana zbiornika retencyjnego na ścieki.

19.01.2011 roku doszło do katastrofy budowlanej zbiornika retencyjnego ścieków wykonanych z TWS 2800×10000, po ich wypompowaniu. Nastąpiło zapadnięcie terenu nad zbiornikami. Stan powierzchni terenu bezpośrednio po awarii pokazano na rysunku 2 i 3. Na rysunku 4 i 5 pokazano stan zbiorników po odsłonięciu.



Rys. 2. Widok terenu bezpośrednio po awarii



Rys. 3. Widok terenu po okresie zimowym



Rys. 4. Widok uszkodzonych zbiorników po odśnieżeniu



Rys. 5. Widok uszkodzonych zbiorników po odśnieżeniu

Po opróżnieniu zbiorników ze ścieków, wystąpiło zapadlisko pokazane na rysunku 2 i 3. Płaszcz obu zbiorników załamał się. Zbiorniki były zagłębione w gruncie na głębokość 5.10 m (poziom dna płyty dennej). Po usunięciu wody i gruntu ukazał się obraz zniszczenia zbiorników. Mechanizm zniszczenia płaszcza wskazywał na przełamanie się zbiorników w okolicy dennicy oraz w części środkowej, z jednoczesnym odspojeniem się dennicy. Zrealizowany mechanizm spowodował powstanie linii załomów począwszy od powierzchni górnych (na poziomie 3.70 m poniżej poziomu terenu, w odróżnieniu od dolnej powierzchni na poziomie 5.10 m poniżej powierzchni terenu) na krawędzi dennicy i części środkowej. Linie załomów miały kierunek radialny. Zniszczenie następowało poprzez rozdarcie płaszcza na kierunku linii załomów. Cechą charakterystyczną zniszczenia były pęknięcia radialne na drugim i szóstym pierścieniu wzmacniającym, licząc od dennicy zbiornika, po jego obu końcach.

### 3. Opis badanej konstrukcji zbiorników, wykonanych na bazie żywicy poliestrowej PALMAL 144A zbrojonych włóknami szklanymi, po awarii

Do badania pobrano próbki z wierzchniej odsłoniętej części zbiorników. Próbki pobrano z miejsc połączenia dennicy z płaszczem oraz z części środkowej. Pokazano to na rysunku 4 i 5. Charakterystyczne linie zniszczenia na krawędzi drugiego i szóstego pierścienia. Pomierzono grubość płaszcza zbiornika i dennicy. Otrzymane wyniki przedstawiono poniżej.

Pomierzona grubość płaszcza w mm: 17, 18, 18, 17, 18, 19, 18. Średnia 17.9 mm, odchylenie standardowe 0.7 mm, współczynnik zmienności  $n=3.9\%$ .

Na płaszczu po obwodzie co 0.6 m promieniście wykonano zgrubienie szerokości 0.12 m. Grubość całkowita płaszcza wynosi w tym miejscu: 23, 23, 26, 25, 25, 23 mm, średnia grubość wynosi 24.7 mm, odchylenie standardowe 1.0 mm, współczynnik zmienności  $n$  wynosi 6.5%.

Pomierzona grubość dennicy w mm: 15, 17, 15, 17, 17, 16. Średnia 16.2 mm, odchylenie standardowe 1.0 mm, współczynnik zmienności  $n = 6.1\%$ .

Na zbrojenie zbiornika stosowano włókno szklane luzem. Do ręcznej laminacji używano żywic poliestrowych POLIMAL 144A.



Rys. 6. Widok linii zniszczenia na płaszczu zbiornika, na drugim i szóstym pierścieniu licząc od dennicy zbiornika



Rys. 7. Widok delaminacji płaszczu zbiornika w stanie krytycznym na połączeniu płaszczu i dennicy

Przeprowadzono obliczenia statyczne za pomocą programu Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013 korzystając z zaleceń podanych w wielu pozycjach literaturowych [1-8]. Wykonano obliczenia wyężenia płaszczu zbiornika w stanie przed awarią. Przeprowadzono weryfikację modelu, obliczono przemieszczenia liniowe i kątowe. W obliczeniach uwzględniono ciężar własny zbiorników, parcie wody i parcie efektywne gruntu.

Wartość charakterystyczną jednostkowego obciążenia zbiornika zagłębionego w gruncie a obciążonego parciem wody oszacowano wg [7] z formuły (1).

$$w(\Phi) = \gamma h_s - \gamma R \cos \Phi \quad (1)$$

gdzie:

$w(\Phi)$  – parcie wody w funkcji współrzędnej kątowej mierzonej od wierzchołka zbiornika,

$\gamma$  – 10 kN/m<sup>3</sup> – ciężar objętościowy wody,

$h_s$  = 3.7 m – poziom zagłębienia poziomej osi zbiornika,

$R$  = 1.40 m – promień zbiornika.

Wartość charakterystyczną jednostkowego efektywnego obciążenia pionowego zbiornika zagłębionego w gruncie oszacowano wg [8] z formuły (2):

$$g_v = g_n + \gamma z \quad (2)$$

gdzie:

$g_n$  – wartość charakterystyczna obciążenia naziomu,

$g_v(z)$  – wartość charakterystyczna jednostkowego obciążenia pionowego zbiornika w funkcji zagłębienia  $z$ .

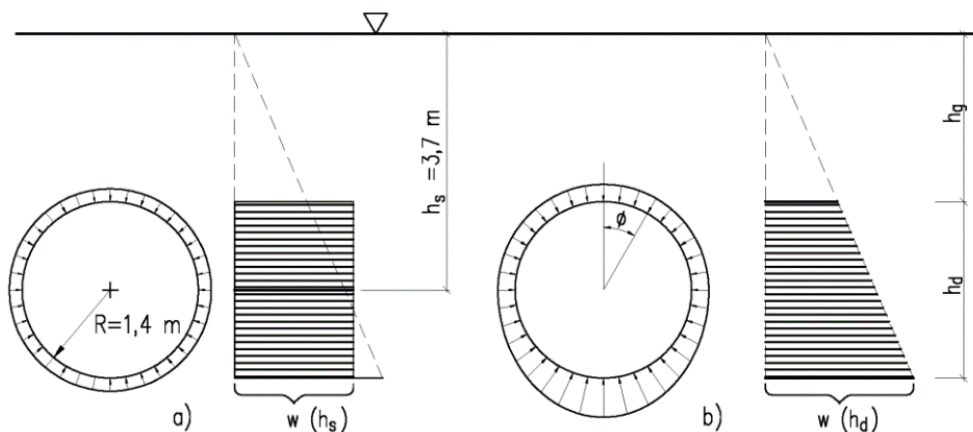
Wartość charakterystyczną jednostkowego efektywnego obciążenia poziomego zbiornika zagłębionego w gruncie oszacowano wg [8] z formuły (3):

$$g_h = (g_n + \gamma z) K_0 \quad (3)$$

gdzie:

$g_h(z)$  – wartość charakterystyczna jednostkowego obciążenia poziomego zbiornika w funkcji zagłębienia  $z$ ,

$K_0$  = 0.57 dla kąta tarcia wewnętrznej zasypki o wartości 35°.



Rys. 8. Obciążenie zbiorników parciem wody

Przyjmując średnie parcie (na wysokości osi zbiornika) ze wzoru (4):

$$P_{sr} = \frac{\gamma h_{sr}}{2} \left[ 1 + \tan^2 \left( 45 - \frac{\Phi}{2} \right) \right] \quad (4)$$

Otrzymano  $P_{sr} = 44.7 \text{ kN/m}^2$ ,

gdzie:

$\gamma$  – ciężar objętościowy gruntu,

$\Phi$  – kat tarcia wewnętrzny dla materiału zasypowego (piasku),

$h_{sr}$  – średnia głębokość zagłębienia poziomej osi zbiornika 3.7 m

Nośność krytyczną płaszcza zbiornika oszacowano ze wzoru (5):

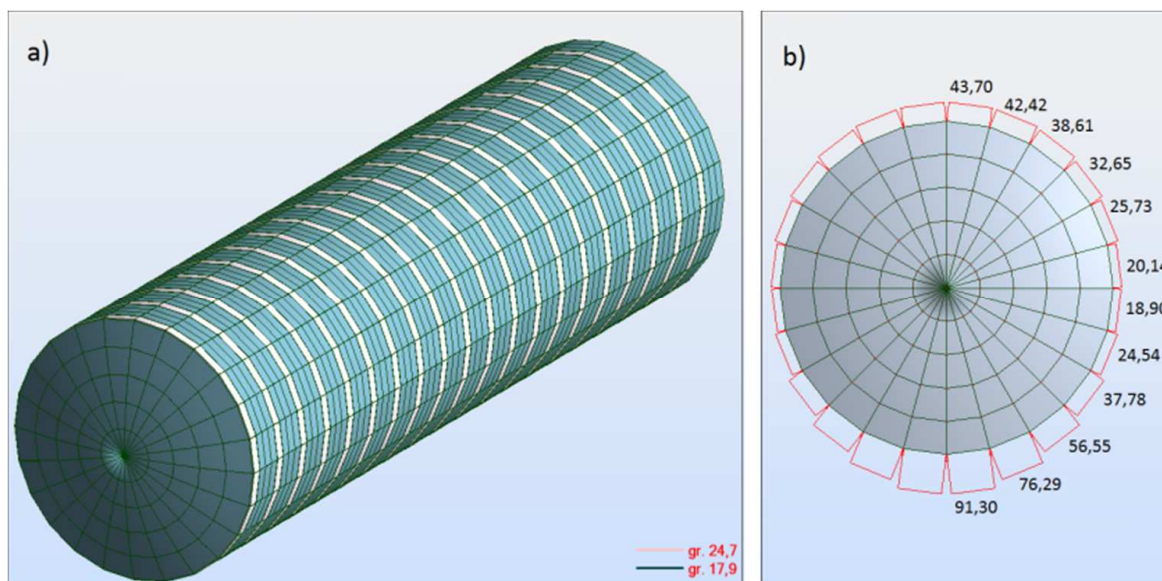
$$p_{cr} = a \cdot \frac{E}{1-\nu^2} \left( \frac{t}{D} \right)^b \quad (5)$$

Tablica 1. Zestawienie stałych równania (5) wg rozwiązań prezentowanych w pracach [1-5] przy wyznaczaniu  $p_{cr}$  zbiornika

Model	a	b	Uwagi
Cheney [1]	2.55	2.2	założenie deformacji sztywnego otoczenia, zgodnego z deformacją powłoki wg kryterium energetycznego
Chicurel [2]	2.76	2.2	wybočenje pod wpływem odkształcenia (skurczu) się sztywnej obudowy powłoki, podstawa – równanie różniczkowe deformacji
Głok [3]	1.0	2.2	sformułowanie nieliniowe: kryterium energetyczne
Link [4]	0.96	2.2	sformułowanie nieliniowe: kryterium energetyczne
Timoshenko [5]	2.0	3.0	brak sztywnego podparcia, wybočenje bifurkacyjne – równanie różniczkowe opisujące przemieszczenia

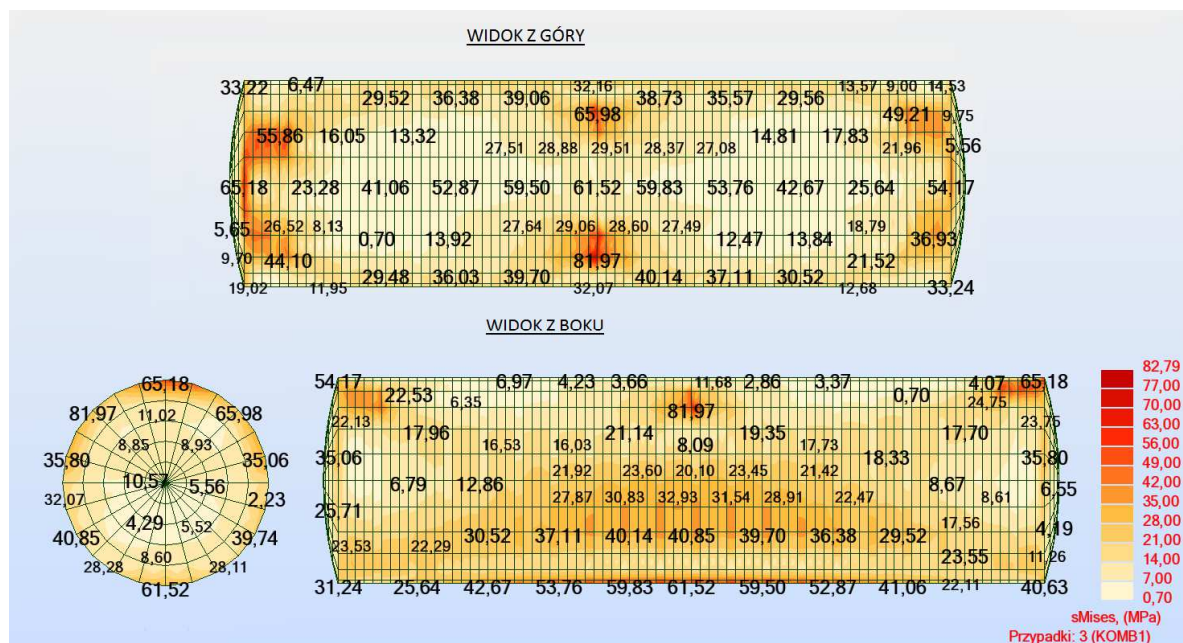
gdzie:  $t$  – grubość powłoki (zmierzona na obiekcie – 0.0179 m),  $E$  – 5383 MPa – moduł sprężystości przy zginaniu wg badań ZCH Organika Sarzyna S.A. z 2004 r. – sprawozdanie 35/04,  $\nu$  – 0.25 współczynnik Poissona wg badań ZCH Organika Sarzyna S.A. z 2004 r. – sprawozdanie 35/04,  $D$  – średnica zbiornika – 2.8 mm, a i b parametry funkcji stateczności dla zbiorników cylindrycznych zgłębionych w gruncie: wg Cheney [1]  $p_{cr} = 217.8 \text{ kN/m}^2$ , wg Chicurela [2]  $p_{cr} = 235.8 \text{ kN/m}^2$ , wg Głoka [3]  $p_{cr} = 85.4 \text{ kN/m}^2$ , wg Linka [4]  $p_{cr} = 82.0 \text{ kN/m}^2$ , wg Timoszenko [5]  $p_{cr} = 3.0 \text{ kN/m}^2$ . Odrzucając wartości skrajne jako mało prawdopodobne, przyjęto za obciążenie krytyczne wartość  $p_{cr} = 82.0 \text{ kN/m}^2$ .

Za uzasadnieniem takiego podejścia jest fakt wyznaczania obciążenia krytycznego układów idealnych. Konstrukcje powłokowe, a w tym zbiorniki walcowe, wykonywane z materiałów kompozytowych są szczególnie wrażliwe na wszelkiego rodzaju imperfekcje (geometryczne a także i materiałowe związane z technologią ich wykonywania, dodatkowo zagłębione w gruncie, poddane obciążeniom o wyraźnie losowym charakterze). Te wszelkie imperfekcje dla zbiorników z materiałów kompozytowych, wbudowanych w określonych warunkach powinny być ujęte w jedną tzw. zastępczą i powinny być istotnym elementem projektowym zarówno przy obliczaniu, konstruowaniu jak i w ocenie eksploatacji (sytuacja pustego zbiornika, podlegającego działaniom sił wyporu w warunkach wysokiego poziomu wód gruntowych).

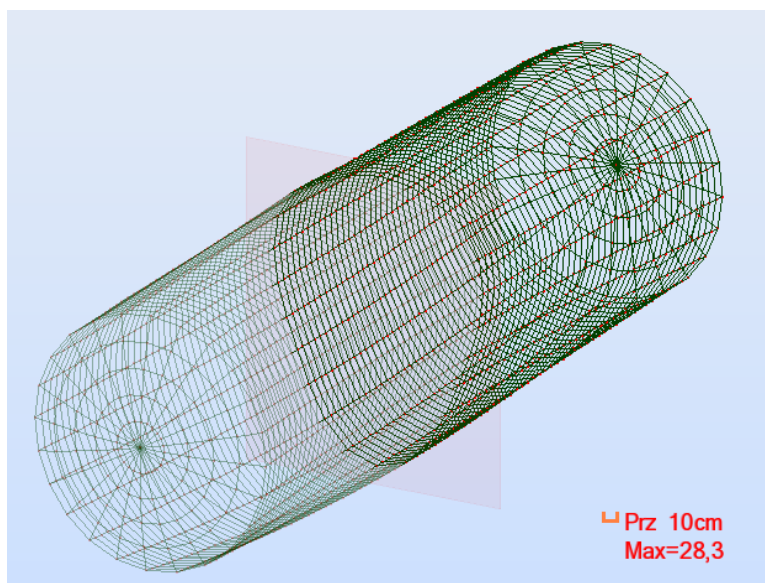


Rys. 9. a) model obliczeniowy zbiornika wg MES, b) rozkład obciążenia charakterystycznego [kN/m<sup>2</sup>] na płaszcz zbiornika retencyjnego

Do analizy użyto powłokowego elementu skończonego. Jako powierzchniowe elementy skończone przyjęto czworokątne elementy (4-o lub 8-o) węzłowe. Funkcje wykorzystywane podczas tworzenia siatki elementów skończonych tworzą najpierw węzły wewnątrz wybranego obszaru, a następnie przypisują utworzone węzły do odpowiednich elementów skończonych. Węzły wewnątrz obszaru (konturu) były tworzone przez generację powierzchni Coonsa, które są powierzchniami 3D rozciągającymi się nad czworokątnymi lub trójkątnymi konturami, których przeciwległe brzegi są podzielone na taką samą liczbę odcinków. Kształty z utworzonych elementów odpowiadają obszarowi, na którym siatka zostanie utworzona. Korzystając z tej metody, wszystkie punkty utworzone na wybranym konturze krawędzi są połączone z punktami na przeciwnej krawędzi konturu. Na rysunku 10 pokazano wyniki przeprowadzonych obliczeń zbiornika dla stanu z przed awarii. Największe naprężenia występowały w płaszczu zbiornika na jego górnej powierzchni (miejsce przylegania obejm zabezpieczających) które pokazano na rysunku 1. Maksymalne naprężenia równoleżnikowe wynosiły 71.92 MPa. Maksymalne naprężenia radialne wynosiły -82.26 MPa. Znak minus oznacza rozciąganie (za programem Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013). Wyznaczono również naprężenia zastępcze wg hipotezy H-M-H. Rozkład naprężeń zastępczych (zredukowanych) wg H-M-H pokazano na rysunku 10. Maksymalne naprężenia zastępcze wg H-M-H wynosiły 81.97 MPa.



Rys. 10. Wykres rozkładu naprężeń zastępczych wg hipotezy H-M-H [MPa]



Rys. 11. Stan przemieszczeń odpowiadający obciążeniu zbiornika tuż przed awarią (po opróżnieniu), maksymalne przemieszczenie płaszczki wynosiło 0.283 m

Charakterystycznym wynikiem obliczeń jest to, że maksymalne wyężenia zbiornika wystąpiły w miejscach zrealizowanych linii zniszczenia na zbiorniku w chwili awarii. Potwierdza to, że przyjęty model obliczeniowy odpowiada rzeczywistości. Nominalna wytrzymałość zastosowanego kompozytu wynosiła wg badań (ZCH Organika Sarzyna SA z 2004 r., sprawozdanie 35/04) dla grubości laminatu 18 mm 65.8 MPa. Zatem występuje w tym konkretnym przykładzie, brak spełnienia podstawowego warunku projektowego:

- 1) stosownej wytrzymałości płaszczki zbiornika  $82.26 \text{ MPa} > 65.8 \text{ MPa}$  (porównanie na poziomie naprężeń charakterystycznych),
- 2) niskiej nośności krytycznej płaszczki zbiornika,  $p_{cr}/p_{sr} = 82.0/44.7 = 1.83$ , którego wartość powinna być co najmniej większa niż 5.

Wymóg ten w analizowanym przypadku katastrofy był istotnie zaniżony. Co było warunkiem koniecznym a nie wystarczającym dla spełnienia warunku bezpiecznej eksploatacji zbiorników. W wyniku przeprowadzonych obliczeń ustalono, że przyczyną powstania awarii zbiornika była utrata stateczności kompozytowego płaszczu w zrealizowanych warunkach obciążeniowych (pusty zbiornik). Grubość płaszczu nie była wystarczająca, a sposób i technologia wykonania zbiorników nie zapewniła spełnienia stanów granicznych nośności i użyteczności.

## 5. Wnioski

Przyczyną katastrofy budowlanej opróżnionego zbiornika retencyjnego posadowionego na głębokości -5.1 m była mała nośność płaszczu. Pod znacznym obciążeniem wywołanym parciem wody i gruntu nastąpiła utrata stateczności płaszczu zbiornika i jego zniszczenie.

Wystąpił przypadek braku rozpoznania nierównomiernego rozkładu obciążenia na płaszcz zbiornika, oraz braku stosownej wnikliwej analizy wytrzymałościowej z uwzględnieniem różnych faz pracy zbiornika, między innymi możliwości pełnego opróżnienia zbiornika.

Zastosowana ręczna technologia laminacji na etapie produkcji nie zapewniła nominalnej wytrzymałości laminatu kompozytowego. Stosowanie ciągłych włókien, tj. tkanin z włókien szklanych zwanych tkaninami rowingowych jest technologicznie i wytrzymałościowo uzasadnione.

Z przeprowadzonego rozpoznania wynika brak wytycznych (norm) do projektowania zbiorników kompozytowych zagłębionych w gruncie, poddanych losowemu charakterem obciążenia, choćby wybranych parametrów kształtowania wytrzymałościowego, na wzór kompozytowych zbiorników ciśnieniowych.

## Literatura

1. Cheney J.A., Pressure buckling of thin encased in cavity, *Journal of Engineering Mechanics*, 1971, vol.97, nr 2, s. 333-343.
2. Chicurel R., Shrink buckling of thin circular rings. *Transactions of the ASME- Journal of Applied Mechanics*, wrzesień 1968, s. 608-610.
3. Glock D., Überkritisches Verhalten eines starr ummantelten Kreisrohres bei Wasserdruck von außen und Temperaturdehnung, *Der Stahlbau*, 1997, nr 7, s. 212-217.
4. Link H., Die Stabilitätsgrenze des starr ummantelten Kreisrohres unter äußerer Wasserdruckbelastung, *Der Stahlbau*, 1986, nr 7.
5. Timoshenko S., *Strength of materials*, vol. 2., Van Nostrand Reinhold, New York, 1969r.
6. Szot A., Nośność polimerowych wykładzin ciągłych stosowanych do renowacji kanałów sanitarnych o przekroju kołowym w dobrym stanie technicznym. II Sympozjum Kompozyty. Konstrukcje warstwowe, Wrocław-Karpacz, 7-9 listopad 2002r.
7. Błazejewski W., Borkowski W., Kaleta J., Techniki wytwarzania kompozytowych zbiorników wysokociśnieniowych oraz normy homologacyjne, Sympozjum Kompozyty. Konstrukcje Warstwowe, Wrocław-Karpacz, 7-9 listopad 2002r.
8. Kowal Z., Malec M., Wawszczak W.; *Stalowe zbiorniki podziemne na paliwa płynne. Inżynieria i Budownictwo* 8/97, Warszawa.