

dr inż. Jacek Dyczkowski*
dr inż. Michał Musiał*

Zagadnienia stateczności w projektowaniu ścian żelbetonowych podziemnych zbiorników prostopadłościennych

The Stability Issues in Designing of Walls of Reinforced Concrete Underground Box – Shaped Tanks

Streszczenie. Artykuł dotyczy problemów związanych ze statecznością ścian żelbetonowych zbiorników prostokątnych. Rozpatrzono dwa przypadki pracy: zbiornik podziemny z przekryciem oraz zagłębiony do poziomu korony ścian bez przekrycia. Dodatkowo zróżnicowano schematy statyczne. W pracy skoncentrowano się na stateczności poziomej. W wyniku analiz otrzymano współczynnik zwiększający moment zginający pierwszego rzędu. Pracę zakończono dyskusją wyników oraz wnioskami. Mogą one znaleźć szerokie zastosowanie w praktyce projektowej.

Słowa kluczowe: stateczność, wyboczenie, zbiornik, żelbet.

Abstract. This paper concerns issues connected with a stability of walls of reinforced concrete box – shaped tanks. Two cases were considered: underground tank with a cover and hollow to the walls' top tank without a cover. Additionally, the static schemes were differed. The paper is focused on the horizontal stability. The result of the analysis is the increasing coefficient for primary bending moment. The paper is completed with the results' discussion and conclusions. They can be applied widely in designing practice.

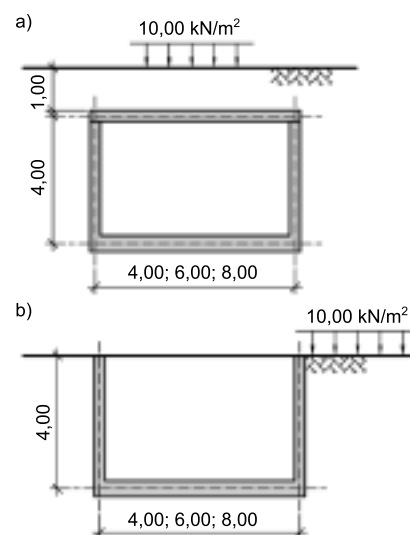
Keywords: stability, buckling, tank, reinforced concrete.

W artykule omówiono problemy stateczności prostopadłościennych (skrzyniowych) żelbetonowych zbiorników na cieczy określanych jako podziemne (z zasypką wierzchnią) i zagłębione (do poziomu terenu). W literaturze nie ma jednoznacznych wytycznych, które pozwoliłyby uwzględnić wpływ efektów drugiego rzędu w przypadku płytowych elementów cienkościennych, tworzących ściany zbiorników prostopadłościennych. W pracy [1] podane są propozycje uwzględniania wpływu podatności wyboczeniowej ścian w kierunku poziomym z zastosowaniem analogii prętowej, które budzą duże wątpliwości. Zgodnie z literaturą przedmiotu [1, 2] stwierdzono, że zależności pozwalające określić siłę krytyczną w przypadku różnych postaci wyboczenia dotyczą jedynie kolistych powłok walcowych, stanowiących ściany zbiorników cylindrycznych [1]. Przeprowadzono więc analizę teoretyczną ścian zbiorników podziemnych oraz zagłębionych w gruncie. Skoncentrowano się na najbardziej istotnej konstrukcji stateczności ścian w kierunku poziomym.

* Politechnika Wroclawska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego

Główne założenia i metodologia przeprowadzonej analizy

W ramach analizy rozpatrzono dwa warianty zbiornika. W pierwszym przyjęto zbiornik podziemny z zasypką wierzchnią grubości 1,00 m, stosowaną często z uwagi na potrzebę zabezpieczenia obiektu przed przemarzaniem (rysunek 1a), a w drugim zbiornik bez przekrycia zagłębiony w gruncie do poziomu terenu (rysunek 1b). Rozpatrywano tzw. stan remontowo-budowlany, tj. gdy zbiornik jest pusty, obsypany lub obsypany i z zasypką wierzchnią. W obliczeniach przyjęto obsypkę i zasypkę w postaci pospółki o ciężarze objętościowym $17,00 \text{ kN/m}^3$, kącie tarcia wewnętrznego 38° oraz obciążenie zmienne naziomu o wartości $10,00 \text{ kN/m}^2$ uwzględniające m.in. oddziaływanie śniegu, tłumy ludzi i hipotetyczne dodatkowe obciążenia technologiczne. Przyjęto szerokość zbiornika (mierzoną w kierunku prostopadłym do jego długości) równą 5,00 m, wysokość 4,00 m oraz beton C30/37 zazbrojony stalą o charakterystycznej granicy plastyczności 500 MPa. Przeprowadzono analizę



Rys. 1. Szkice pionowych przekrojów podłużnych rozpatrywanych przypadków zbiornika: a) zbiornik podziemny; b) zbiornik zagłębiony

ściany podłużnej o zróżnicowanej długości (4,00; 6,00; 8,00 m) oraz grubości (250; 300 mm).

Ściany zbiorników rozpatrywano jako cienkościennie, płytowo-tarczowe wydzielone elementy betonowe/żelbetowe o zróżnicowanych schematach statycznych. Posłużono się nomogramami, pozwalającymi obliczyć naprę-

zenia krytyczne płyt izotropowych wg zależności:

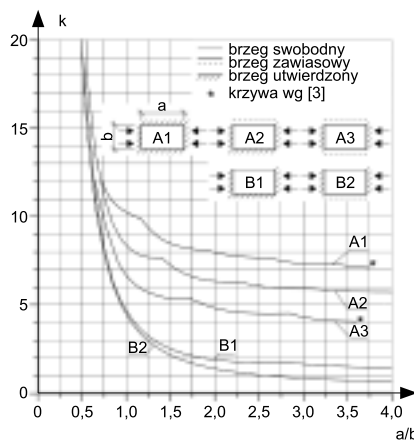
$$\sigma_B = \frac{\pi^2}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot k \cdot E \left(\frac{h}{b} \right)^2$$

gdzie:

ν – współczynnik Poissona betonu (0,2);
 k – współczynnik wg nomogramu (rysunek 2);
 E – moduł sprężystości podłużnej betonu;
 b – wysokość tarczy;
 h – wysokość przekroju poprzecznego tarczy.

Krzywe prezentowane w literaturze [3] nie obejmowały wszystkich przypadków, będących w obszarze naszych zainteresowań. Nomogram przedstawiony na rysunku 2 wzbogacono więc o schematy statyczne niezbędne do analizy konstrukcji żelbetonowych zbiorników na ciecze. Przy każdej z krzywych pokazano właściwy dla niej schemat statyczny. Przypadki oznaczone literą A dotyczą zbiornika podziemnego, a literą B zbiornika zagłębionego. Dodatkowo przeprowadzono obliczenia z wykorzystaniem klasycznej zależności na siłę krytyczną Eulera – dla myślowo wydzielonych poziomych elementów prętowych zgodnie z zaleceniami zawartymi w [1]. Przeanalizowano poziomy wycinek ściany o szerokości przekroju poprzecznego 1,00 m, przyjmując długość efektywną l_0 , jak dla przypadku obustronnego zamocowania, tj. równą połowie długości ściany w liniach płaszczyzn środkowych ścian poprzecznych.

W związku z różnym podejściem w literaturze, zdecydowano się przeprowadzić obliczenia w przypadku dwóch wartości modułu sprężystości betonu: średniej E_{cm} oraz efektywnej $E_{c,eff} = E_{cm}/3$, do obliczenia której przyjęto końcowy współczynnik pełzania równy szacunkowej wartości 2,0. W przypadku sztywności giętej wydzielonego poziome-



Rys. 2. Nomogram do obliczania naprężeń krytycznych

go elementu prętowego oraz płyty przyjęto uproszczenie polegające na uwzględnieniu momentu bezwładności przekroju betonowego. W przypadku niewielkiego (siatka #10/200) i znacznego (siatka #16/100) symetrycznego zbrojenia przekrojów, moment bezwładności wzrósł odpowiednio o ok. 5 i 30%.

W wyniku analiz otrzymano współczynnik zwiększający η w przypadku momentu zginającego pierwszego rzędu zgodnie z propozycją normy [4]. Do obliczeń wykorzystano zależność:

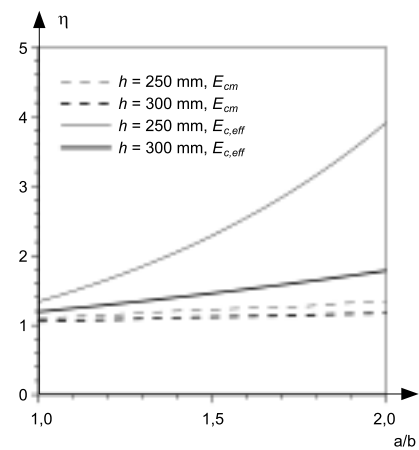
$$M_{Ed} = M_{0Ed} \cdot \eta = M_{0Ed} \cdot \left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N_{Ed}} - 1} \right)$$

gdzie:

M_{Ed} , M_{0Ed} – momenty zginające odpowiednio drugiego i pierwszego rzędu;
 β – współczynnik zależny od rozkładu momentów (w analizowanym przypadku wynosi on ok. 1,0);
 N_B – siła krytyczna;
 N_{Ed} – obliczeniowa siła osiowa.

Analiza wyników

Wyniki obliczeń zestawiono w tabeli. W celu pokazania przebiegu zmienności współczynników w dziedzinie proporcji wymiarów boków sporządzono przykładowy wykres (rysunek 3).



Rys. 3. Wykres współczynnika η dla przypadku B1

W przypadku niektórych danych uzyskano siłę krytyczną mniejszą od podłużnej siły przekrojowej, co odpowiednio zaznaczono „-”.

Było to spowodowane głównie analizą wycinka ściany zgodnie z analogią prętową (jako wydzielonego elementu prętowego o jednostkowej szerokości przekroju poprzecznego). Należy podkreślić znaczne różnice war-

Współczynnik η (w pierwszym wierszu zamieszczono wyniki dla pręta, w drugim dla płyty)

a/b	E_{cm}	$E_{c,eff}$	E_{cm}	$E_{c,eff}$
	w przypadku h = 250 mm		w przypadku h = 300 mm	
A1				
4/4	1,74	-	1,33	1,86
	1,19	1,48	1,10	1,39
6/4	-	-	2,277	-
	1,24	2,42	1,11	1,51
8/4	-	-	-	-
	1,34	2,74	1,14	1,58
A2				
4/4	1,74	-	1,33	3,86
	1,25	2,54	1,13	1,54
6/4	-	-	2,28	-
	1,29	3,14	1,15	1,63
8/4	-	-	-	-
	1,37	5,35	1,18	1,87
A3				
4/4	1,74	-	1,33	3,86
	1,42	-	1,21	1,96
6/4	-	-	2,28	-
	1,42	-	1,21	1,96
8/4	-	-	-	-
	1,53	-	1,25	2,49
B1				
4/4	1,14	1,59	1,08	1,27
	1,10	1,39	1,06	1,19
6/4	1,41	7,58	1,94	1,95
	1,23	2,24	1,12	1,47
8/4	1,97	-	1,40	6,99
	1,34	4,12	1,17	1,78
B2				
4/4	1,14	1,59	1,08	1,27
	1,12	1,47	1,07	1,23
6/4	1,41	7,58	1,19	1,95
	1,12	1,47	1,07	1,23
8/4	1,97	-	1,40	6,99
	1,52	-	1,25	2,49

tości współczynników otrzymanych dla elementów prętowych oraz płytowych. W skrajnym przypadku współczynnik dla płyty był ponad pięciokrotnie mniejszy niż dla pręta (przypadek B2). W omówieniu wyników ograniczono się więc do elementów płytowych.

W przypadku średniej wartości współczynnika sprężystości betonu współczynnik η w funkcji proporcji wymiarów ściany zmieniał się liniowo. Maksymalny jego przyrost wyniósł 36% (przypadek B2). Odminnym przebiegiem charakteryzowały się wartości obliczone dla efektywnego modułu sprężystości betonu. Największy przyrost zaobserwowano w przypadku B1 i wyniósł on 196%.

Największa różnica między współczynnikami obliczonymi dla średniego i efektywnego modułu sprężystości betonu wyniosła niemal 300% i dotyczyła przypadku A2. Należy zaznaczyć, że różnica jest tym większa, im większa jest pozioma smukłość ściany (stosunek jej długości do wysokości zbiornika).

Naszym zdaniem zasadne byłoby przyjęcie częściowo zredukowanego modułu sprężystości, zgodnie z następującym wzorem:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \Delta \cdot \phi(\infty, t_0)}$$

gdzie:

E_{cm} – średni moduł sprężystości;
 Δ – stosunek długotrwałej siły osiowej do całkowitej;

$\phi(\infty, t_0)$ – końcowy współczynnik pełzania.

Podejście to jest analogiczne do zaproponowanego w PN-B-02364:2002 przy obliczaniu siły krytycznej [5].

Wnioski

- W projektowaniu zagłębionych i podziemnych zbiorników żelbetowych należy uwzględnić podatność wyboeczeniową ścian.

- Geometria zbiornika prostopadłościennego w znaczny sposób wpływa na wartość współczynnika η , zwiększającego moment zginający przekrój ściskany mimośrodowo; wzrasta on nawet o ok. 1/3 w przypadku zbiornika o pro-

porcjach $a/b = 2$, w stosunku do przypadku ścian kwadratowych ($a/b = 1$).

- Grubość ścian zbiorników z zasypką boczną należy dobierać nie tylko ze względu na ich nośność i rysoodporność, ale również ze względu na podatność wyboeczeniową. Wzrost wpływu stateczności w wymiarowaniu (wyrażający się wartością współczynnika η) w przypadku przyrostu grubości ścian z 250 mm do 300 mm wynosi ponad 80%.

- W przypadku zagłębionych zbiorników otwartych istotne jest uwzględnienie podatności wyboeczeniowej ścian. Należy również rozważyć wpływ sposobu połączenia ścian z dnem (zawiasowy lub współodkształcalny – w analizie stateczności przyjmowany jako zamocowanie); może on osiągać nawet ok. 50%, w zakresie wzrostu współczynnika η .

- Zastosowanie analogii prętowej w ustalaniu podatności wyboeczeniowej ścian w kierunku poziomym jest zdecydowanie nieadekwatne do rzeczywistej pracy statycznej konstrukcji i prowadzi do wyników nie do zaakceptowania. Zastosowanie analizy podatności wyboeczeniowej ścian, traktowanych jako separowane płyty prostokątne, znacznie przybliża, naszym zdaniem, wyniki takiej analizy do rzeczywistości.

- Przyjmowanie w obliczeniach współczynników sprężystości betonu ścian, wg standardowej procedury (jak

dla elementów prętowych), prowadzi do uzyskania wyników budzących duże wątpliwości, wskazujących na niedostateczną stateczność ścian zbiorników.

- Decyzja dotycząca uwzględnienia zbrojenia w analizie statycznej ścian zbiorników powinna być podejmowana indywidualnie przez projektanta zbiornika, z uwzględnieniem możliwości zastosowania odpowiedniej techniki obliczania sił wewnętrznych w konstrukcji (np. MES).

- Efekty zarysowania proponujemy uwzględnić przez obliczenie odpowiedniej sztywności przekroju w zależności od współczynnika redystrybucji (uwzględniającego współpracę betonu między rysami).

Literatura

[1] Halicka A., Franczak D., Projektowanie zbiorników żelbetowych – tom II. Zbiorniki na ciecz. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2012.

[2] Kobiak J., Stachurski W., Konstrukcje żelbetowe – tom IV. Arkady, Warszawa 1991.

[3] Bijak-Żochowski M. (red.), Mechanika materiałów i konstrukcji – tom II. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2006.

[4] PN-EN 1992-1-1:2008. Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

[5] PN-B-02364:2002. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.

Żelbetowa segmentowa obudowa tuneli

(dokończenie ze str. 34)

Taki typ obudowy pozwala na uprzemysłowienie jej produkcji przez wprowadzenie powtarzalnych prefabrykatów, co umożliwia również dobrą organizację robót montażowych. Pewną wadą jest fakt, że podejmując decyzję o wyborze tarczowej metody budowy tunelu, należy w kosztach wykonania obiektu uwzględnić budowę wytwórni prefabrykatów. Z drugiej strony, okazuje się, że budowa tuneli jest jednym z czynników stymulujących rozwój przemysłu materiałów budowlanych i prefabrykacji na dużą skalę.

Na potrzeby budowy centralnego odcinka II linii metra w Warszawie wyprodukowano prawie 40 tysięcy żelbetowych segmentów, które zamontowano podczas pracy czterech maszyn TBM EBP. W ten sposób od 16 maja 2012 r. do 28 listopada 2013 r. wykonano tune-

le szlakowe o łącznej długości 9431 m. Średni postęp robót wynosił ok. 12 m gotowego tunelu na dobę. W wrześniu 2012 r. jedną z tarcz na odcinku między stacją „Rondo Daszyńskiego” a stacją „Rondo ONZ” wykonano 43 m gotowego tunelu w ciągu doby, co stanowi światowy rekord w przypadku maszyn typu EPB pracujących w gruntach nawodnionych. Taki wynik był możliwy dzięki bardzo sprawnemu prowadzeniu maszyny oraz dobrej organizacji robót montażowych. Te informacje potwierdzają, że metoda tarczowa budowy tuneli, mimo że jest postrzegana jako droga, jest bardzo szybka i efektywna.

prof. dr hab. inż.

Anna Siemińska-Lewandowska

Literatura

[1] Chmielniak K., Opis segmentowej obudowy tunelu – wykonawstwo i projektowanie,

Praca dyplomowa magisterska, Zakład Geotechniki i Budowli Podziemnych, Politechnika Warszawska, 2013 r.

[2] Gröbl F., Segmental Ring Design New Challenges with High Tunnel Diameters, Muir Wood Lecture, World Tunnel Congress, Bangkok 2012 r.

[3] Kuszyk R., Metodyka oceny rozwoju niecki osiadań przy budowie tuneli pod osłoną tarcz zmechanizowanych, Praca doktorska, Zakład Geotechniki i Budowli Podziemnych Politechniki Warszawskiej, w rękopisie, 2013 r.

[4] Thewes M., Segment linings for shield machines. Course „Shield tunnelling in soft soils”. Delft GeoAcademy. Delft 3-5.03.2008.

[5] ILF Consulting Engineers, Rock Soil S.p.A., BP Metroprojekt Sp. z o.o., Projekt i budowa II linii metra od stacji „Rondo Daszyńskiego” do stacji „Dworzec Wileński” w Warszawie. Projekt wykonawczy. Warszawa 09.2012.

[6] AGP, ILF Consulting Engineers, Rock Soil S.p.A., Projekt i budowa II linii metra od stacji „Rondo Daszyńskiego” do stacji „Dworzec Wileński” w Warszawie, Tunele drażnione metodą TBM, projekt wykonawczy, lipiec 2011 r.