

# Stateczność czołowego obwałowania nasypu przeciwpowodziowego Jeziora Druzno

**Dr hab. inż. Andrzej Olchawa – Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy w Bydgoszczy,  
Wydział Architektury, Budownictwa i Inżynierii Środowiska**

**Prof. dr hab. inż. Jarosław Przewłócki – Politechnika Gdańska, Wydział Architektury**

Jak wykazuje dotychczasowa praktyka procesów inwestycyjnych w zakresie ochrony przeciwpowodziowej na obszarze Żuław Elbląskich, decyzje o zakwalifikowaniu nasypu obwałowania przeciwpowodziowego do prac odtworzeniowych lub modernizacyjnych nie są poprzedzane badaniami geotechnicznymi oraz analizami oceniającymi aktualny stan nasypu. Punktowe przesiąki lub rozmycia skarpy często kwalifikują całe obwałowania do remontu zamiast odcinki o obniżonej sprawności technicznej. Decyzje takie podejmowane są w obawie przed utratą stateczności nasypu dodatkowo obciążanego siłami hydrodynamicznymi podczas długotrwałych i wysokich stanów wód. Projekty techniczne remontu lub modernizacji nasypu nie zawierają obliczeń stateczności ze względu na obecność w korpusach gruntów wbudowywanych w różnych okresach czasu eksploatacji i różniących się istotnie parametrami wytrzymałościowymi. Z tych powodów projektanci bardzo często przewymiarowują przekroje poprzeczne korpusów.

Wieloletnie obserwacje obwałowań nasypów przeciwpowodziowych na obszarze Żuław Elbląskich wskazują, że ich utrata stateczności nie występuje nawet przy długotrwałych najwyższych piętrzeniach wody. W dostępnej technicznej literaturze przedmiotu brak jest danych oceniających stateczność nasypów obwałowań przeciwpowodziowych w tym regionie. Celem niniejszego artykułu jest wypełnienie tej luki. Przedstawiono analizę stateczności jednego z czołowych obwałowań przeciw-

powodziowych Jeziora Druzno. Obliczenia przeprowadzono zarówno w naprężeniach całkowitych, jak i efektywnych uproszczoną metodą Bishopa oraz metodą Felleniusa-Peterssona.

## CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU

Obiektem, dla którego wykonano obliczenia stateczności jest nasyp czołowego obwałowania przeciwpowodziowego Jeziora Druzno na polderze 76 w miejscowości Nowe Dolno (rys. 1), którego modernizację wykonano w 1995 roku. Polegała ona na podwyższeniu korony nasypu, rozbudowie korpusu i zagęszczeniu udarowym starego, zdegradowanego nasypu. Do rozbudowy i podwyższenia zastosowano grunt organiczny z pobliskiego rowu materiałowego. Grunt wydobyty z rowu leżał przez jeden rok na hałdzie w bezpośrednim sąsiedztwie modernizowanego nasypu (tzw. sezonowanie).

Przedmiotowy nasyp był pierwszym, do modernizacji którego zastosowano metodę udarowego zagęszczania środkowej części poprzecznego przekroju nasypu od km 1+525 do km 0+800. Technologię wykonania rdzenia szczelnego podzieleno na dwa etapy. W pierwszym wybito kinetę w starej części nasypu od strony odpowietrznej. W wybitej kiniecie warstwami zagęszczano grunt organiczny ten sam, który zastosowano do podwyższenia i rozbudowy nasypu w stronę odpowietrzną [5].



Rys. 1. Widok nasypu na polderze 76 w miejscowości Nowe Dolno zmodernizowanego z zastosowaniem metody zagęszczania udarowego po 13 latach eksploatacji budowli

W drugim etapie, po rozbudowaniu i podwyższeniu nasypu wybito kinetę w nadbudowanej części metodą udarową, wykonując rdzeń szczelny, którego oś pokrywała się z osią rdzenia w starym nasypie.

Charakterystyka geometryczna nasypu jest następująca:

- szerokość korony – 3,0 m,
- nachylenie skarp – odwodnej 1:1,5 / 1:2,5,
- odpowietrznej 1:1,5,
- ławka przywałowa – szerokość 4,0 m,
- szerokość drogi na ławce – 3,0 m,
- rzędna korony wału (+) 1,70 m n.p.m.,
- rzędna ławki (-) 0,50 m n.p.m.

Po zakończeniu prac modernizacyjnych i oddaniu budowli do eksploatacji wykonano badania zagęszczenia mas ziemnych w korpusie w celu ustalenia wskaźnika zagęszczenia. Średnia wartość tego wskaźnika wyniosła  $I_s = 0,942$ , spełniając tym samym warunek zagęszczenia materiału konstrukcyjnego w korpusach nasypów, zaliczanych do III i IV klasy obwałowań, a wynoszący  $I_s \geq 0,92$  [8, 10].

## WŁAŚCIWOŚCI FIZYCZNE I MECHANICZNE MATERIAŁU KONSTRUKCYJNEGO

Do badań właściwości materiału konstrukcyjnego korpusu pobrano grunt z bezpośredniego sąsiedztwa rowu materiałowego. Grunt pobrano z profilu, którego spąg odpowiadał głębokości rowu materiałowego. Pobrany materiał wymieszano w warunkach laboratoryjnych, modelując kilkukrotne przekładanie i przemieszczanie gruntu w warunkach polowych. Właściwości gruntu oznaczono zgodnie z [7]. Na podstawie badań laboratoryjnych i polowych uzyskano następujące wartości:

- gęstość właściwa szkieletu gruntowego –  $\rho_s = 2,45 \text{ Mg} \cdot \text{m}^{-3}$ ,
- zawartość materii organicznej –  $I_{om} = 9,6\%$ ,
- zawartość  $\text{CaCO}_3 = 0,8\%$ ,

- zawartość frakcji:
  - $2 \div 0,05 \text{ mm} - 43,8\%$ ,
  - $0,05 \div 0,002 \text{ mm} - 44,2\%$ ,
  - $< 0,002 \text{ mm} - 2\%$ .

Wymieszany grunt zagęszczano w tzw. próbie Proctora, określającą zależność pomiędzy wilgotnością a gęstością szkieletu gruntowego. Oznaczenie wykonano metodą I, tzw. normalną [7], uzyskując następujące rezultaty:

$$w_{opt} = 34,8\%, \rho_{d \max} = 1,19 \text{ Mg/m}^3, \rho = 1,60 \text{ Mg/m}^3,$$

$$w = 10,2\%, \frac{\rho_d}{\rho_{d \max}} = 0,92, \rho = 1,20 \text{ Mg/m}^3, \text{ – strona „sucha”},$$

$$w = 43,9\%, \frac{\rho_d}{\rho_{d \max}} = 0,92, \rho = 1,57 \text{ Mg/m}^3, \text{ – strona „mokra”}.$$

Badania wytrzymałościowe przeprowadzono w aparacie trójosiowego ściskania *Wykeham Farrance*. Badania wykonane były ze wstępną konsolidacją i bez odpływu wody z jednoczesnym pomiarem ciśnienia wody w porach. Prędkość stosowanych odkształceń osiowych ścinania była stała i wynosiła  $0,007 \text{ mm/min}$  ( $0,042 \text{ mm/h}$ ), co odpowiada wartości względnego odkształcenia osiowego próbki wynoszącego  $0,0525\%$  na godzinę.

Wymieszany w warunkach laboratoryjnych grunt zagęszczano wcześniej w aparacie Proctora. Wilgotność zagęszczanego gruntu była większa od optymalnej i odpowiadała wilgotności  $w_{(I_s=0,92)}$ , dla której w próbie Proctora stosunek gęstości objętościowej szkieletu gruntowego  $\rho_d$  do maksymalnej gęstości objętościowej szkieletu gruntowego  $\rho_{d \max}$  wynosił  $0,92$ . Wilgotność gruntu  $w_{(I_s=0,92)}$  wyznaczono na podstawie wcześniejszych badań określających zagęszczalność badanego materiału konstrukcyjnego.

Z materiału zagęszczonego w cylindrze wycinano cztery walcowate próbki do badań wytrzymałościowych. Wykonywanie badań wytrzymałościowych w aparacie trójosiowego ściskania było możliwe po konsolidacji naprężeniem izotropowym o wartości  $\sigma_3 \geq 30 \text{ kPa}$ . Próby rozpoczynania badań przy wartości  $\sigma_3 < 30 \text{ kPa}$  powodowały odkształcenia próbki wywołane głównie ciężarem własnym. Odkształcona próbka uzyskuje wówczas kształt tzw. *ślониowej nogi*, co uniemożliwia zarówno badania, jak i obliczenia wartości parametrów wytrzymałościowych. Z tych względów wszystkie ścinane próbki były konsolidowane wstępnie naprężeniem  $\sigma_3$  o wartości  $35 \text{ kPa}$ , a ścinanie odbywało się, gdy wartości mniejszego naprężenia głównego wynosiły  $\sigma_3 = 30, 50, 70$  i  $100 \text{ kPa}$ . Jako kryterium ściecia przyjęto maksymalną wartość dewiatora efektywnych składowych naprężenia głównego  $(\sigma'_1 - \sigma'_3)_{\max}$  (kryterium I według [6]) lub wartość dewiatora składowych naprężenia głównego odpowiadającą względnemu odkształceniu osiowemu próbki  $\varepsilon = 15\%$  (kryterium II według [6]). Parametry wytrzymałościowe gruntów, wyznaczone, gdy względne odkształcenia osiowe próbki  $\varepsilon$  wynoszą  $15\%$ , są parametrami stosowanymi w analizach stateczności budowli ziemnych [2].

Wszystkie ścinane próbki były wcześniej nasycane wodą przez zadanie ciśnienia wody wewnątrz próbki (*back pressure*). Zgodnie z zaleceniami zawartymi w [1], próbkę uznawano za nasyconą, jeśli parametr ciśnienia wody w porach  $B = \Delta u / \Delta \sigma_3 > 0,95$  lub gdy kolejne zwiększenie ciśnienia wewnątrz próbki nie powodowało zwiększenia wartości parametru  $B$ .

Wyniki badań przedstawiono w postaci obwiedni naprężeń całkowitych:

$$0,5(\sigma_1 - \sigma_3) = b + 0,5(\sigma_1 + \sigma_3) \operatorname{tg} \beta \quad (1)$$

oraz w postaci obwiedni naprężeń efektywnych:

$$0,5(\sigma'_1 - \sigma'_3) = b + 0,5(\sigma'_1 + \sigma'_3) \operatorname{tg} \beta \quad (2)$$

Z zależności  $\operatorname{tg} \beta = \sin \phi'$ ,  $c' = b/\cos \phi'$ ,  $\operatorname{tg} \beta = \sin \phi_u$ ,  $c_u = b/\cos \phi_u$  obliczono wartości spójności,  $c'$  i  $c_u$  oraz wartości kąta tarcia wewnętrznego  $\phi'$  i  $\phi_u$ .

Wyniki badań przedstawiono w tabl. 1.

Wytrzymałość na ścinanie podłoża poniżej podstawy nasypu określono na podstawie badań polowych sondą krzyżakową z końcówką VT 12/6. Miejsce badania było usytuowane w stopie korpusu nasypu na km 1+470. Wytrzymałość na ścinanie do głębokości 4,5 p.p.t. zmieniała się od 39 do 54 kPa; średnia z sześciu pomiarów 41,0 kPa.

## ANALIZA STATECZNOŚCI

Analiza obliczeniowa wałów przeciwpowodziowych w ogólnym przypadku obejmuje ocenę stateczności korpusu i skarp, obliczenia filtracji i osiadań korpusu i podłoża. W pracy ograniczono się do pierwszego elementu.

Zagadnienie stateczności zboczy należy do jednych z najważniejszych, a zarazem najtrudniejszych problemów mechaniki gruntów. Z jednej strony utrata stateczności związana z przerwaniem zapór może doprowadzić do poważnych i nieobliczalnych w skutkach katastrof. Z drugiej, na stateczność wpływa wiele różnorodnych czynników, często określanych w przybliżeniu, a ich uwzględnienie w modelu matematycznym nie zawsze jest możliwe.

Zarówno wymiarowanie nowo wznoszonych wałów przeciwpowodziowych, jak i analiza istniejących zapór wymaga zachowania odpowiedniego zapasu bezpieczeństwa, zapewniającego nadwyżkę sił utrzymujących zbocze w równowadze do sił dążących do jej naruszenia. W tym celu konieczne jest przeprowadzenie analizy stateczności wraz z ustaleniem czynników wpływających na jej utratę. Do oceny stateczności zboczy stosuje się wiele znanych i ogólnie przyjętych metod obliczeniowych. W przeciągu ponad dwustu lat od czasu ukazania się podstawowego dzieła Coulomba zaproponowano około stu metod wymiarowania skarp i zboczy. Wyniki analizy mogą być

jednak różne dla poszczególnych metod. Nawet w ramach ustalonej metody wyniki obliczeń mogą odbiegać od siebie w zależności od wykonania badań i ich interpretacji, szczególnie badań wytrzymałości gruntu i uwzględniania czynników, które mogą wydawać się drugorzędne.

Wstępnym wymaganiam analizy stateczności zboczy powinno być prawidłowe sformułowanie problemu, możliwie dobrze odzwierciedlającego stan faktyczny, wraz z ustaleniem odpowiednich parametrów obliczeniowych. Należy przede wszystkim dobrze rozpoznać masyw gruntowy, stanowiący nie tylko korpus wału, ale i zalegające pod nim podłoże oraz ocenić warunki, w jakich należy wyznaczyć parametry wytrzymałościowe. Mogą tu zachodzić dwa podstawowe przypadki, mianowicie warunki z odpływem lub bez odpływu. W pierwszym przypadku analiza stateczności powinna być prowadzona w naprężeniach efektywnych, z uwzględnieniem efektywnych parametrów wytrzymałościowych  $\phi'$  i  $c'$ . Analiza taka jest uzasadniona, zwłaszcza dla zboczy zbudowanych z gruntów spoistych. Będzie ona jednak ściśle poprawna tylko w przypadku, gdy będą uwzględnione w niej rzeczywiste naprężenia efektywne oraz rzeczywisty mechanizm zniszczenia.

W praktyce największe zastosowanie do oceny stateczności wciąż znajdują metody równowagi granicznej, a zwłaszcza ich uproszczone wersje. Zakłada się, że lokalny wskaźnik stateczności zdefiniowany jako iloraz wytrzymałości rzeczywistej i zmobilizowanej jest równy globalnemu wskaźnikowi stateczności, będącemu ilorazem momentów od sił utrzymujących zbocze w równowadze do sił dążących do jej naruszenia. Oznacza to przyjęcie jednakowego stopnia zmobilizowanej wytrzymałości na ścinanie wzdłuż całej linii poślizgu. W większości metod oceny stateczności końcowym wynikiem obliczeń jest bezwymiarowy parametr  $F$ , zwany wskaźnikiem (współczynnikiem) stateczności. Jest on najczęściej odnoszony do parametrów wytrzymałościowych i z reguły przedstawiany jako iloraz momentów lub sił utrzymujących zbocze w równowadze i momentów lub sił dążących do jej naruszenia. Należy podkreślić, że choć analiza stateczności prowadzona uproszczonymi metodami równowagi granicznej w naprężeniach efektywnych budzi sporo zastrzeżeń, często zaskakuje to, że uzyskane na jej podstawie wskaźniki stateczności nie różnią się zbytnio od wartości otrzymanych metodami dokładnymi. Może to wynikać z naturalnej eliminacji szeregu błędów powstałych wskutek wprowadzenia poszczególnych uproszczeń [9].

W niniejszej pracy obliczenia przeprowadzono tzw. uproszczoną metodą Bishopa oraz metodą Felleniusa-Peterssona, naj-

Tabl. 1. Wyniki badań wytrzymałościowych gruntu organicznego z Nowego Dolna<sup>1)</sup>

	$\sigma_3$ [kPa]								$\operatorname{tg} \beta$	$b$	$R^2$ [%]	Parametr wytrzymałościowy	
	30		50		70		100						
	$p$	$q$	$p$	$q$	$p$	$q$	$p$	$q$					
I	63,3	33,2	85,5	37,4	105,3	38,2	145,2	44,3	0,13	25,2	94,2	$\phi_u$ [°] <b>7,4</b>	$c_u$ [kPa] <b>25,4</b>
II	44,2	33,2	60,1	37,4	65,1	38,2	90,2	44,3	0,24	22,7	98,8	$\phi'$ [°] <b>14,0</b>	$c'$ [kPa] <b>23,4</b>

<sup>1)</sup> wyznaczone z obwiedni naprężeń całkowitych, kryterium ścicia  $\varepsilon = 15\%$ , gdzie:  $p = \sigma_1 + \sigma_3$ ,  $q = \sigma_1 - \sigma_3$

I, II – parametry wyznaczone odpowiednio w funkcji naprężenia całkowitego i efektywnego

częściej stosowanymi metodami równowagi granicznej. Zakłada się kołową linię poślizgu, a masyw potencjalnego osuwiska dzieli się na pionowe paski (rys. 2). Wskaźnik stateczności  $F$  w uproszczonej metodzie Bishopa zdefiniowany jest następująco:

$$F = \frac{1}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i} \cdot \sum \frac{c'_i \cdot b_i + (W_i - u_i \cdot b_i) \cdot \operatorname{tg} \phi'_i}{\cos \alpha_i + \frac{\operatorname{tg} \phi'_i \cdot \sin \alpha_i}{F}} \quad (3)$$

Należy zauważyć, że w powyższym wzorze występują efektywne parametry wytrzymałościowe.

W metodzie Felleniusa – Peterssona, wskaźnik stateczności  $F$ , z uwzględnieniem sił filtracji oraz całkowitych parametrów wytrzymałościowych, zdefiniowany jest wzorem:

$$F = \frac{\sum W_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \phi + c_i \cdot l_i}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i + P_{si} \cdot r} \quad (4)$$

gdzie:

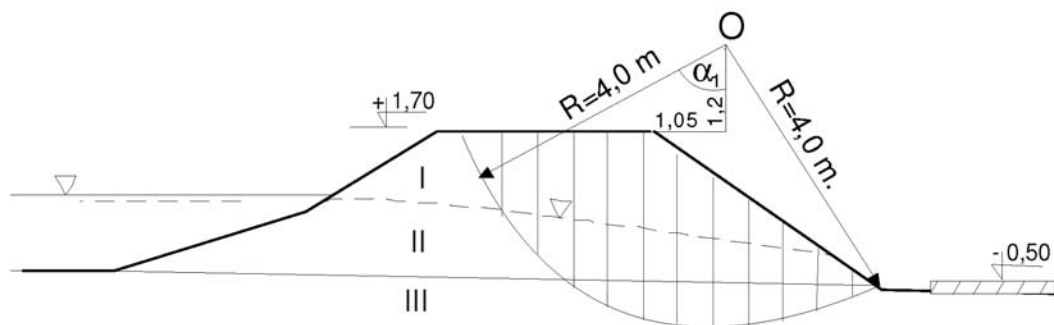
- $W_i$  – ciężar  $i$ -tego paska (poniżej zwierciadła wody przyjmuje się ciężar gruntu dla  $S_r = 1$ ),
- $b_i$  – szerokość paska,
- $u$  – ciśnienie wody w porach równe  $h_i \cdot \gamma_{wp}$ ,
- $l_i$  – długość podstawy paska,
- $c, c'$  – spojność gruntu wyznaczona odpowiednio z całkowitych i efektywnych obwiedni składowych naprężenia głównego,
- $\phi, \phi'$  – kąt tarcia wewnętrznego gruntu (wyznaczone jak wyżej),
- $P_{si}$  – wartość siły od ciśnienia sphywowego w  $i$ -tym pasku,
- $r_i$  – ramię momentu od siły  $P_{si}$  względem punktu  $O$ .

Tabl. 2. Parametry geotechniczne materiału konstrukcyjnego korpusu nasypu i podłoża

Warstwa	Parametr geotechniczny				
	$\rho$	$\phi$	$c, c_u$	$\phi'$	$c'$
	[Mg/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kPa]	[°]	[kPa]
I	1,25	7,4	25,4	14	23,4
II	1,65	7,4	25,4	14	23,4
III	1,75	0	41	–	–

Tabl. 3. Wyniki obliczeń stateczności nasypu

Metoda	Parametry wytrzymałościowe	Moment utrzymujący	Moment obracający	Moment od sił filtracji	Wskaźnik stateczności
		[kN·m]			
Uproszczona Bishopa	efektywne	–	–	–	5,99
Fellenisa – Peterssona	całkowite	918,9	152,6	26,32	6,02



Rys. 2. Charakterystyka geometrii powierzchni poślizgu dla minimalnej wartości wskaźnika stateczności

Do obliczeń minimalnych wartości wskaźnika stateczności, obliczonych według (3) i (4), wykorzystano programy numeryczne. Do uproszczonej metody Bishopa wykorzystano program USTAWALC [4], a do metody Felleniusa – Peterssona program stateczność skarp i zboczy – INTERSOFT. Przyjęte do obliczeń parametry zestawiono w tabl. 2.

Założono najwyższy poziom wody gruntowej, odpowiadający najwyższemu prognozowanemu, długotrwałemu spiętrzeniu wody w jeziorze. Programem USTAWALC analizowano blisko 2000 powierzchni poślizgu, programem INTERSOFT – 187. Wyniki obliczeń przedstawiono w tabl. 3, a uzyskane dla nich krytyczne koło poślizgu pokazano na rys. 2.

## ANALIZA WYNIKÓW I WNIOSKI

Z przeprowadzonej analizy wynika, że wartość minimalnego wskaźnika stateczności wynosi około 6, co zapewnia znaczny zapas stateczności nasypu podczas długotrwałych piętrzeń wody w jeziorze. Moment od sił filtracji w analizowanym przykładzie stanowi 17,2% całkowitego momentu zsuwającego.

Obliczona metodą Bishopa wartość  $F_{\min}$  z wykorzystaniem wytrzymałościowych efektywnych parametrów geotechnicznych jest bliska wartości  $F_{\min}$ , obliczonej metodą Felleniusa-Peterssona z wykorzystaniem parametrów całkowitych. Stąd wniosek, że możliwe jest wykonanie obliczeń nasypów obwałowań na podstawie połowych badań wytrzymałościowych materiału konstrukcyjnego korpusu budowli, jak i podłoża oraz założeniu, że  $c_u = \tau_{fu}$  i  $\phi_u = 0$ . Pomiary wytrzymałości na ścinanie powinny być wykonane w miejscach potencjalnej powierzchni poślizgu. Wytrzymałość na ścinanie bez odpływu  $\tau_{fu}$  należy obliczyć na podstawie pomierzonej wartości  $\tau_{fv}$  i współczynnika poprawkowego  $\mu$ , którego wartość jest zależna od granicy płynności gruntu [3]. Implementacja wartości  $\tau_{fu}$  do wzoru (4) przekształca go do postaci:

$$F = \frac{\sum \tau_{fui} \cdot l_i}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i + P_{si} \cdot r} \quad (5)$$

Możliwość okresowych analiz stateczności eksploatowanych korpusów nasypów, na podstawie bieżących połowych pomiarów wytrzymałościowych, jest szczególnie istotna ze względu na postępującą degradację materiału konstrukcyjnego nasypów wykonanych z miejscowych gruntów organicznych. Wyniki bieżącego monitorowania stateczności nasypów mogą stanowić cenną informację przy podejmowaniu decyzji o rewitalizacji lub modernizacji nasypu.

Duża wartość wskaźnika stateczności  $F_{\min}$  może być podstawą do analiz rozwiązań konstrukcyjnych zmniejszających kubaturę korpusów nasypów, zwłaszcza tam, gdzie nie przewiduje się ruchu pojazdów na koronie wału. Zmniejszenie kubatury korpusów mogłoby znacząco obniżyć koszty odtworzeń i modernizacji eksploatowanych obwałowań, co jest szczególnie istotne przy kurczącym się dostępie do rezerw mas ziemnych na obszarze Żuław Elbląskich.

#### LITERATURA

1. American Society for Testing and Materials (ASTM). Standard test method for consolidated untrained trivial compression test for cohesive soil. 1988, 4767-88.

2. Czyżewski Cz., Wolski W., Wójcicki S., Żbikowski A.: Zapory ziemne. Arkady, 1973.

3. Lechowicz Zb., Szymański A.: Odształcenia i stateczność nasypów na gruntach organicznych. Cz.1, 2002.

4. Madej J., Gajewski K.: Program USTAWALC, uproszczona analiza stateczności wzdłuż walcowych powierzchni poślizgu. Koszalin 2003.

5. Olchawa A., Borko M.: Zmiany w procesie eksploatacji, wartości wskaźników zagęszczenia materiału konstrukcyjnego zastosowanego do budowy i modernizacji korpusów obwałowań przeciwpowodziowych na obszarze Żuław Elbląskich. Rozprawy Naukowe i Zawodowe PWSZ w Elblągu, 2009.

6. Piaskowski A.: Wytyczne oznaczania spójności i kąta tarcia wewnętrznego gruntów budowlanych. Instrukcja 225. ITB, Warszawa 1979.

7. PN-88/B-04481. Grunty Budowlane. Badania próbek gruntu.

8. PN-97/B-12095. Nasypy. Wymagania i badania przy odbiorze.

9. Przewłócki J.: Kilka uwag o ocenie stateczności zboczy. Część I: Analiza deterministyczna. Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 2/2004, 89-97.

10. Roboty ziemne. Warunki techniczne wykonania i odbioru. Praca zbiorowa pod red. W. Wolskiego, MOZNiL, Warszawa 1994.