

**Leszek M. Kaczmarek, Jarosław Biegowski, Krzysztof Gaca,  
Dariusz Gąsiorowski, Janusz Kaźmierski, Rafał Ostrowski,  
Tadeusz Perfumowicz, Zbigniew Pruszek, Jan Schönhofer,  
Marek Skaja, Marek Szmytkiewicz & Piotr Szmytkiewicz**

**Analiza procesów hydro- i litodynamicznych w rejonie planowanego  
przekopu przez Mierzęję Wiślaną i predykcja wpływu przekopu na  
brzeg morski wraz z oceną intensywności zapiaszczania  
(zamulania) toru wodnego na odcinku od przekopu do portu w  
Elblągu**

**RAPORT KOŃCOWY Z REALIZACJI PROJEKTU BADAWCZEGO ROZWOJOWEGO**



Gdańsk, wrzesień 2008

*Wykonawca:* Zakład Mechaniki i Inżynierii Brzegów IBW PAN

*Podwykonawcy:* Uniwersytet Warmińsko-Mazurski w Olsztynie, Wydział Nauk Technicznych, Katedra Budownictwa i Konstrukcji Budowlanych, ul. Heweliusza 4/34, 10-724 Olsztyn

UNIGEO Badania Geotechniczne – Tomasz Oktaba, ul. Startowa 29E/3, 80-461 Gdańsk

*Zamawiający:* Ministerstwo Nauki i Szkolnictwa Wyższego

*Symbol pracy:* R04 017 03

*Autorzy  
(w porządku  
alfabetycznym):* dr Jarosław Biegowski  
Krzysztof Gaca  
dr inż. Dariusz Gąsiorowski  
doc. dr hab. inż. Leszek M. Kaczmarek  
dr inż. Janusz Kaźmierski  
doc. dr hab. inż. Rafał Ostrowski  
Tadeusz Perfumowicz  
prof. dr hab. inż. Zbigniew Pruszek  
mgr inż. Jan Schönhofer  
inż. Marek Skaja  
doc. dr hab. inż. Marek Szmytkiewicz  
mgr inż. Piotr Szmytkiewicz

*Kierownik pracy:* doc. dr hab. inż. Leszek M. Kaczmarek

*Kierownik Zakładu:* prof. dr hab. inż. Zbigniew Pruszek

*Dyrektor Instytutu:* prof. dr hab. inż. Andrzej Sawicki

## Spis treści

1. Wstęp .....	3
2. Charakterystyka materiału osadowego .....	5
3. Głębokości w rejonie planowanego kanału żeglugowego .....	6
4. Głębokowodne parametry falowania w rejonie km 27.0 Mierzei Wiślanej .....	7
5. Transport osadów po odmorskiej stronie Mierzei Wiślanej w rejonie Skowronek .....	11
5.1. Opis naturalnych procesów lito- i morfodynamicznych wzdłuż odmorskich brzegów Mierzei .....	11
5.2. Obliczenie natężenia transportu rumowiska w sąsiedztwie planowanego kanału żeglugowego przy użyciu modelu holenderskiego .....	12
5.3. Obliczenie natężenia transportu rumowiska w sąsiedztwie planowanego kanału żeglugowego przy użyciu modelu IBW PAN .....	15
5.4. Komentarz dotyczący obliczonych wielkości transportu osadów zamieszczony w Studium Wykonalności .....	18
5.5. Podsumowanie .....	20
6. Oddziaływanie planowanych falochronów na odmorskie brzegi Mierzei Wiślanej .....	21
6.1. Określenie wielkości zmian położenia linii brzegowej po wybudowaniu falochronów osłaniających wejście do kanału .....	22
6.2. Podsumowanie .....	23
7. Zapiaszczanie podejścia do falochronów osłaniających wejście do projektowanego kanału żeglugowego od strony otwartego morza .....	24
7.1. Wprowadzenie .....	24
7.2. Oszacowanie tempa zapiaszczania akwenu położonego w sąsiedztwie główek falochronów osłaniających wejście do projektowanego kanału .....	24
7.2.1. Oszacowanie tempa zamykania wejścia między główkami falochronów przez nasuwającą się rewę – porównanie z analogicznym procesem w porcie we Władysławowie .....	24
7.2.2. Oszacowanie metodą holenderską tempa zasypywania toru podejściowego do falochronów portowych .....	25
7.2.3. Oszacowanie metodą IBW PAN tempa zasypywania toru podejściowego do falochronów portowych .....	29
7.3. Podsumowanie .....	30
8. Ruch wody i osadów na Zalewie Wiślanym .....	31
8.1. Ogólny opis Zalewu .....	31
8.2. Warunki hydrologiczne na Zalewie Wiślanym .....	32
8.3. Falowanie .....	33
8.4. Określenie minimalnych prędkości niezbędnych do transportu osadów na Zalewie .....	34
8.5. Obliczone przydatne prędkości przepływu wody w rejonie planowanego kanału nawigacyjnego prowadzącego do Elbląga .....	36

8.6. Ocena możliwości zapiaszczania projektowanego toru nawigacyjnego prowadzącego przez Zalew Wiślany .....	42
8.7. Pomiar koncentracji osadów zawieszonych w Zalewie Wiślanym oraz oszacowanie prędkości opadania (sedymentacji) .....	44
8.7.1. Pomiar koncentracji osadów zawieszonych w Zalewie Wiślanym .....	44
8.7.2. Pomiar i oszacowanie prędkości sedymentacji osadów z dna Zalewu Wiślanego .....	45
8.8. Podsumowanie .....	46
9. Wnioski końcowe .....	47
10. Wykaz literatury .....	51
11. Spis rysunków .....	54
12. Spis tabel .....	59

## 1. Wstęp

Temat planowanego nowego toru wodnego na Zalewie Wiślanym i przekopu przez Mierzę Wiślaną budzi od wielu lat gorące emocje. Zacięte dyskusje w tej sprawie odbijają się szerokim echem zarówno w prasie codziennej jak w literaturze fachowej. Pojawiają się rozmaite opinie – od entuzjastycznie pozytywnych do skrajnie negatywnych, między innymi dlatego, że zagadnienie jest bardzo złożone i w swojej naturze wielodyscyplinarne. W spór zaangażowała się znaczna liczba specjalistów reprezentujących różne dziedziny wiedzy. Ostatnie nasilenie polemik w mediach publicznych dowodzi znacznej wagi problemu i dużego zainteresowania ze strony społeczeństwa i władz wszystkich szczebli.

Przekopem zainteresowane są szczególnie władze województwa warmińsko-mazurskiego oraz Elbląga. Przedsięwzięcie uzyskało poparcie Ministerstwa Gospodarki Morskiej poprzedniego Rządu RP oraz akceptację Rady Ministrów i zostało wpisane do rządowego programu „Infrastruktura i Środowisko”. Inwestycja jest ważna w kontekście ekonomicznym i politycznym. Jedyna droga z Zalewu Wiślanego na Bałtyk prowadzi przez kontrolowaną przez Rosję Cieśninę Piławską (zob. rys. 1). Władze rosyjskie wielokrotnie utrudniały lub uniemożliwiały żeglugę polskich jednostek przez cieśninę. Wykonanie przekopu przez Mierzę Wiślaną ułatwiłoby funkcjonowanie polskich portów na Zalewie Wiślanym. Poza sukcesem politycznym, przedsięwzięcie to przyniosłoby korzyści ekonomiczne polskiej gospodarce morskiej, a w szczególności umożliwiłoby niezakłócony zawirowaniem politycznymi rozwój portu w Elblągu. Wykonaniem przekopu zainteresowane jest szerokie spektrum przedsiębiorstw obejmujących praktycznie wszystkie branże związane z gospodarką morską: przemysł stoczniowy, transport morski i śródlądowy, rybołówstwo, usługi turystyczne, jachting i wiele innych. Planowana droga wodna ma istotne znaczenie – nie tylko regionalne ale także krajowe i międzynarodowe – dla aktywizacji terenów portowych oraz transportu towarowego i osobowego na Zalewie Wiślanym i w obszarze Morza Bałtyckiego.

Dogodne połączenie drogą wodną Elbląga z wodami Zatoki Gdańskiej byłoby ważnym czynnikiem rozwoju tego portu, miasta i całego regionu, m.in. poprzez umożliwienie taniej dostawy wielkogabarytowych elementów statków bezpośrednio z zakładu produkcyjnego w Elblągu do zamawiającej stoczni w Gdyni lub w Gdańsku. Porty Trójmiasta stałyby się istotnym „przedpołem” Elbląga, umożliwiającym wysyłkę towarów z rejonu Elbląga za granicę, gdzie potrzebny jest tonaż większy niż ten, dla którego port w Elblągu jest dostępny. Nastąpiłaby również aktywizacja małych miejscowości położonych nad brzegami Zalewu w wyniku spodziewanego rozwoju sportów wodnych, a co za tym idzie zwiększonej liczby turystów odwiedzających ten – obecnie leżący na uboczu – akwen wodny.

Z drugiej strony mówi się o katastrofalnym wpływie planowanego przedsięwzięcia na środowisko, w tym na świat roślin i zwierząt (zarówno wodnych jak lądowych). Pojawiają się obawy dotyczące zanieczyszczenia wód Zalewu Wiślanego w wyniku robót czerpalnych. Podważana jest ekonomiczna zasadność inwestycji – stawiane są przypuszczenia na temat ogromnych kosztów utrzymania drogi wodnej na Zalewie i toru podejściowego do przekopu od strony Zatoki Gdańskiej.

W zaistniałej sytuacji Urząd Morski w Gdyni ogłosił przetarg na opracowanie studium wykonalności przekopu. Raport zatytułowany „Studium Wykonalności Inwestycji Budowa Kanału Żeglugowego Przez Mierzę Wiślaną” został dostarczony Urzędowi w grudniu 2007 roku. Wersja ostateczna raportu (poprawiona i uzupełniona) została przedłożona Urzędowi Morskiemu wiosną 2008 r. Został on wykonany przez konsorcjum, w skład którego wchodziły: Polbud Pomorze, Przedsiębiorstwo GEOSYNTEX Spółka z o.o. oraz Fundacja Naukowo-Techniczna Gdańsk. Ze studium wynika, że przedsięwzięcie będzie opłacalne z ekonomicznego punktu widzenia i że jego wpływ na środowisko naturalne będzie znikomy.

Niezależnie od ww. inicjatywy Urzędu Morskiego, Instytut Budownictwa Wodnego PAN w Gdańsku złożył stosowny wniosek a następnie podjął się realizacji – na zlecenie Ministerstwa Nauki i Szkolnictwa Wyższego – niniejszego projektu badawczego rozwojowego pt. „Analiza procesów hydro- i litodynamicznych w rejonie planowanego przekopu przez Mierzeję Wiślaną i predykcja wpływu przekopu na brzeg morski wraz z oceną intensywności zapiaszczania (zamulania) toru wodnego na odcinku od przekopu do portu w Elblągu”.

Efektom ww. badań, prowadzonych we współpracy z podwykonawcą – Uniwersytetem Warmińsko-Mazurskim w Olsztynie, jest ocena wpływu planowanego przekopu Mierzei Wiślanej w miejscowości Skowronki (ok. 3 km od Kątów Rybackich, położonych u nasady Mierzei) na brzeg morski. Drugim, równorzędnym celem projektu jest ocena (predykcja) procesów sedymentacyjnych w obrębie drogi wodnej na odcinku od planowanego przekopu do portu w Elblągu i na torze podejściowym do przekopu od strony Zatoki Gdańskiej. Dodatkowo sformułowane zostały zalecenia optymalizacyjne dotyczące długości falochronów wejściowych po stronie Zatoki i ocena natężenia ewentualnych procesów erozji brzegu w sąsiedztwie ww. falochronów. W wyniku realizacji projektu określone zostały pod względem jakościowym i ilościowym wszystkie kluczowe „efekty uboczne” nowopowstałego przekopu, tj. zmiany erozyjno-akumulacyjne brzegów Zatoki Gdańskiej wraz z intensywnością zapiaszczania toru wodnego (podwodnego wykopu umożliwiającego żeglugę statków pełnomorskich) zaplanowanego po odmorskiej stronie przekopu oraz na Zalewie Wiślanym pomiędzy przekopem i portem w Elblągu. Uzyskane wyniki umożliwiły ponadto określenie wpływu planowanych na Zalewie robót czerpalnych na środowisko naturalne (jakość wody).

Dla osiągnięcia celów projektu wykonano obliczenia numeryczne oraz pomiary terenowe i laboratoryjne. Obliczenia (modelowanie teoretyczne) obejmowały następujące procesy fizyczne: falowanie, prądy pochodzenia falowego i ruch osadów w Zatoce Gdańskiej i na Zalewie Wiślanym, prądy wiatrowe i gradientalne na Zalewie Wiślanym, morfodynamikę brzegu morskiego w pobliżu planowanego przekopu po obu stronach Mierzei Wiślanej ze szczególnym uwzględnieniem oddziaływania falochronów wejściowych po stronie Zat. Gdańskiej oraz intensywność zapiaszczania toru wodnego. W obliczeniach parametrów ruchu rumowiska zastosowano nowatorską metodę, opracowaną w IBW PAN i uwzględniającą niejednorodność uziarnienia osadów. Zarówno w toku obliczeń numerycznych, jak w fazie opracowywania wyników, wykorzystane zostały dane pomiarowe zarejestrowane w latach ubiegłych na Zalewie Wiślanym przez zespół badawczy Instytutu Budownictwa Wodnego PAN.

W ramach badań terenowych wykonano pomiary koncentracji osadów zawieszonych w Zalewie Wiślanym oraz badania prób gruntu pobranego z dna strefy brzegowej Zatoki Gdańskiej oraz szczegółowe pomiary tachymetryczno-batymetryczne na wodach i brzegach Zatoki Gdańskiej i Zalewu Wiślanego. Do pomiarów koncentracji osadów zawieszonych w Zalewie Wiślanym wykorzystano przyrząd laserowy LISST-100 (wersja C), mierzący koncentrację objętościową osadów w 32 klasach średnic, w zakresie od 2.5 do 500  $\mu\text{m}$ . Pomiary przeprowadzone były w obszarze planowanego toru wodnego Elbląg – Skowronki, w punktach poboru próbek rdzeniowych z dna. Pomiary batymetryczne wykonano przy pomocy echosondy jednowiązkowej sprzężonej z odbiornikiem GPS.

Pierwszy z podwykonawców – Uniwersytet Warmińsko-Mazurski w Olsztynie (Katedra Budownictwa i Konstrukcji Budowlanych, Wydział Nauk Technicznych) – wykonał badania terenowe obejmujące pobór powierzchniowych prób gruntu z dna Zatoki gdańskiej i Zalewu Wiślanego w rejonie planowanych torów podejściowych. Poboru powierzchniowych prób gruntu z dna Zalewu Wiślanego dokonano w 60 punktach położonych wzdłuż osi planowanego toru wodnego od Mierzei Wiślanej do punktu styku planowanego toru z istniejącym torem podejściowym do portu w Elblągu. Próby osadów powierzchniowych z dna

Zatoki Gdańskiej i plaży pobrano ze strefy przybrzeżnej w rejonie planowanego przekopu przez Mierzę Wiślaną. Drugi z podwykonawców – UNIGEO Badania Geotechniczne – przeprowadził pobór i analizę rdzeniowych prób gruntu z dna Zalewu Wiślanego. Raporty podwykonawców, tj. Uniwersytetu Warmińsko-Mazurskiego w Olsztynie i UNIGEO Badania Geotechniczne, załączone są do niniejszego opracowania.

W ramach badań laboratoryjnych wykonano pomiary prędkości „rozmywania” dna zbudowanego zarówno z osadów piaszczystych, jak i kohezyjnych, charakterystycznych dla dna Zalewu Wiślanego. Ponadto wykorzystując przyrząd LISST-100C wykonano pomiar czasu zmętnienia, tj. sedimentacji osadów z dna Zalewu Wiślanego. Badania te pozwoliły oszacować maksymalny czas opadania cząstek osadów poderwanych podczas przyszłych prac pogłębiarskich.

## **2. Charakterystyka materiału osadowego**

W rejonie planowanej inwestycji wyróżnić można dwa zasadnicze obszary: morską strefę brzegową Zatoki Gdańskiej w pobliżu planowanego przekopu i pas akwenu na Zalewie Wiślanym w miejscu planowanego toru wodnego (zob. rys. 1). W przypadku realizacji przedsięwzięcia w miejscach tych wykonywane będą roboty czerpalne. Skuteczność (trwałość) prac pogłębiarskich zależy zarówno od lokalnych warunków hydrodynamicznych, jak od rodzaju gruntów tworzących dno. Rodzaj gruntu dennego podlegającego czerpaniu decyduje również o stopniu zmętnienia wody w pobliżu wykonywanego wykopu podwodnego oraz o czasie występowania zmętnienia po zakończeniu robót. Z powyższych względów znajomość parametrów gruntu zalegającego w dnie jest bardzo ważna.

W ramach badań osadów zespół reprezentujący pierwszego z podwykonawców (Uniwersytet Warmińsko-Mazurski) pobrał i poddał badaniom laboratoryjnym 62 powierzchniowe próby gruntu z dna Zatoki Gdańskiej oraz 60 powierzchniowych prób gruntu z dna Zalewu Wiślanego. Drugi z podwykonawców (UNIGEO Badania Geotechniczne) wykonał 10 geotechnicznych sondowań rdzeniowych do głębokości 4 m poniżej poziomu dna Zalewu Wiślanego wraz z pobraniem prób rdzeniowych. Położenie punktów sondowań rdzeniowych pokazane są na rys. 2. Próby podzielono na fragmenty o długości 1 m (uzyskano w ten sposób 40 próbek) i poddano analizie fizyko-chemicznej. Szczegółowe wyniki wszystkich badań zawarte są w raportach podwykonawczych (załączonych do niniejszego opracowania), zaś najistotniejsze wnioski z przeprowadzonych analiz i testów przedstawiono poniżej. Na rys. 3 (a i b) przedstawiono krzywe granulometryczne (przesiewu) próbek osadów pobranych z kilku profili strefy brzegowej. Z rysunków tych widać, że istnieje tendencja zwiększania się średnic charakterystycznych frakcji piaszczystych osadów w kierunku od strony głębszej wody do plaży. Uśredniony rozkład granulometryczny uzyskany z próbek pobranych z głębokości 6÷4 m zawiera więcej frakcji drobniejszych w porównaniu z rozkładem uzyskanym z próbek pobranych z głębokości 4÷0,8 m.

Dno strefy przybrzeżnej Zatoki Gdańskiej w rejonie planowanego przekopu przez Mierzę Wiślaną zbudowane jest z osadów niespoistych (piasków) o cechach granulometrycznych zróżnicowanych wzdłuż profilu poprzecznego brzegu. W większej odległości od brzegu, na głębokościach 5÷9 m występuje piasek drobny (charakteryzujący się medianą średnicy ziaren  $d_{50}$  z przedziału 0.12÷0.15 mm), zaś w strefie przybrzeżnej – na głębokościach 1-4 m stwierdza się przeważnie obecność nieco grubszych osadów ( $d_{50}$ =0.17÷0.25 mm). W bezpośrednim sąsiedztwie linii brzegowej i na plaży występują piaski o zmiennym uziarnieniu, z medianą  $d_{50}$ =0.21÷0.38 mm.

Dno Zalewu Wiślanego w pasie akwenu, na którym planowany jest tor wodny (naturalne głębokości wynoszą tu 2.0÷2.8 m, w strefie przybrzeżnej w pobliżu Mierzei Wiślanej – poniżej 2 m), tworzą namuły pylaste, gliniasto-pylaste i gliniaste w stanie miękkoplastycznym. Na głębokości 2÷3 m pod dnem zalegają namuły piaszczyste w stanie miękkoplastycznym (lokalnie plastycznym). Wyjątek stanowi punkt 1 (najbliżej planowanego przekopu, zob. rys. 2), w którym na całej długości próby rdzeniowej stwierdzono obecność piasku o medianie średnicy ziaren  $d_{50}=0.28$  mm. Podobny piasek ( $d_{50}=0.26$  mm) zalega warstwą o miąższości 1.3 m w punkcie 3, natomiast w punktach 2 i 5 na głębokościach ok. 3÷5 m pod dnem występują warstwy piasku o miąższości ok. 1 m i medianach  $d_{50}$  wynoszących odpowiednio 0.26 i 0.28 mm.

Spośród 40 wydzielonych fragmentów prób rdzeniowych 16 poddano badaniom chemicznym, polegającym na wyznaczeniu zawartości metali (arsen, chrom, cynk, kadm, miedź, nikiel, ołów i rtęć) oraz wielopierścieniowych węglowodorów aromatycznych (naftalen, fenantren, antracen, fluoranten, chryzen, benzo(a)antracen, benzo(a)piren, benzo(a)fluoranten i benzo(g,h,i)perylen). Wyniki analizy chemicznej porównano z maksymalnymi wartościami dopuszczalnymi opublikowanymi w załączniku do Rozporządzenia Ministra Środowiska (2002). Okazało się, że we wszystkich szesnastu zbadanych próbkach zawartość metali i wielopierścieniowych węglowodorów aromatycznych jest znacznie mniejsza od wartości granicznych (prawie we wszystkich próbkach zawartość ww. szkodliwych substancji jest od kilkunastu do kilkudziesięciu razy niższa od wartości dopuszczalnych w „Rozporządzeniu”).

W ramach badań laboratoryjnych pobrane próbki gruntu – zarówno niespoiste (piaski) jak spoiste (namuły) – poddano oddziaływaniu naprężeń ścinających generowanych przepływającą wodą. Wyniki tych badań wykorzystano do prognozy zamulania planowanych dróg wodnych, przedstawionej w dalszych częściach niniejszego raportu.

### 3. Głębokości w rejonie planowanego kanału żeglownego

Pomiary batymetryczne od strony Zatoki Gdańskiej w miejscu planowanego przekopu (zob. rys. 4) wykonano przy pomocy echosondy jednowiązkowej sprzężonej z odbiornikiem GPS, umożliwiającym precyzyjną nawigację łodzią i rejestrację pozycji czujnika echosondy z dokładnością 1 m. Dokładność pomiaru głębokości wynosiła 5 cm. Echosondaż prowadzono w profilach prostopadłych do linii brzegowej. Odległość wzdłużbrzegowa pomiędzy poszczególnymi profilami wynosiła 100 m. Uzupełniające pomiary w płytkowodnej części strefy brzegowej (na głębokościach mniejszych niż 0.5÷0.8 m) oraz na lądzie (plaża do rzędnych +3÷4 m) wykonano z zastosowaniem tradycyjnej techniki tachymetrycznej („electronic total station” + tyczka ze zwierciadłem). Pomiary te wykonano w listopadzie 2007 roku.

Batymetrię i tachimetrię, obejmującą pas przybrzeżny o szerokości ok. 800 m i długości ok. 2 km odniesiono do średniego poziomu morza „500 cm” (zero Amsterdam) i przedstawiono na rys. 5. Wybrane przekroje poprzeczne brzegu, tj. profil brzegu w miejscu planowanego przekopu (przekrój centralny) oraz dwa profile oddalone o 500 m na zachód (przekrój W) i na wschód (przekrój E) od profilu centralnego, są pokazane na rys. 6.

Z oglądu mapy batymetrycznej i przekrojów brzegu wynika, że w badanym rejonie strefa przybrzeżna charakteryzuje się dwiema rewami, a średnie nachylenie dna wynosi ok. 1%. Oznacza to, że brzeg morski jest typu dyssypacyjnego (kształt profilu przybrzeżnego dna sprzyja stopniowemu i łagodnemu rozproszeniu energii falowej). Po drugie, ww. cechy są typowe dla brzegów akumulacyjnych (charakteryzujących się dużymi ilościami osadów niespoistych zgromadzonych w strefie przybrzeża). Osady te zazwyczaj tworzą tzw. warstwę dynamiczną (piaszczystą) o znacznej miąższości – powyżej 5 m, zob. Bołdyriev (1991), świadczącej o przewadze procesów akumulacyjnych.



Pomiary terenowe obejmowały także echosondaż wzdłuż osi planowanego toru wodnego na Zalewie Wiślanym od przekopu do istniejącej drogi wodnej w pobliżu Elbląga (zob. rys. 2). Wyniki pomiaru głębokości na Zalewie Wiślanym przedstawia rys. 7.

Naturalne głębokości wzdłuż planowanego toru wodnego (poza strefą przybrzeżną Zalewu w pobliżu Mierzei Wiślanej) wahają się w granicach 2.0÷2.8 m. Według danych zamieszczonych w „Studium wykonalności ... (2007/2008)”, w pierwszym etapie realizacji przewiduje się wykonanie toru wodnego o głębokości 4 m. Oznacza to konieczność pogłębienia pasa akwenu jedynie o 1.2÷2.0 m. Z uwagi na potencjalne możliwości portu w Elblągu oraz bezpieczeństwo żeglugi na Zalewie Wiślanym (ewentualność niskiego poziomu wody z jednoczesnym silnym falowaniem) docelowo tor wodny ma być pogłębiony do 5 m.

Ze względów analogicznych do wspomnianych powyżej, tor podejściowy do przekopu od strony Zatoki Gdańskiej docelowo ma mieć głębokość 5.5 m.

#### **4. Głębokowodne parametry falowania w rejonie km 27.0 Mierzei Wiślanej**

Pomiary falowania na Bałtyku są wykonywane nieregularnie i w niewielu miejscach. Dla akwenu położonego na Zatoce Gdańskiej w rejonie Mierzei Wiślanej brak jest dostępnych danych pomiarowych z przeszłości. Dlatego też do odtworzenia falowania wykorzystano model prognostyczny, który na podstawie danych o prędkościach, kierunkach i rozciągłościach działania wiatru oblicza parametry falowania, tj. wysokość, okres fali i azymut jego promienia. W starszych modelach prognostycznych obliczano falowanie dla wiatrów stacjonarnych i jednorodnych głównie przy wykorzystaniu tzw. metody Kryłowa. Innymi słowy podstawowym założeniem tych metod było przyjmowanie nad całym Bałtykiem wiatru o tym samym kierunku i prędkości co pomierzony w brzegowej stacji meteorologicznej.

Poza tym od 1997 roku w Interdyscyplinarnym Centrum Modelowania Matematycznego i Komputerowego Uniwersytetu Warszawskiego (ICM) systematycznie prognozowana jest pogoda za pomocą mezoskalowego modelu atmosfery UMPL (Unified Model Poland), który swym zasięgiem obejmuje cały Bałtyk. W rezultacie możliwym stało się także obliczenie falowania występującego na Bałtyku przy uwzględnieniu rzeczywistego, zmiennego pola wiatrowego.

Dla potrzeb niniejszej pracy wykorzystano wyniki obliczeń pola falowego modelem spektralnym trzeciej generacji WAM4 (WaveModelling 1988). Model ten jest obecnie szeroko stosowany na świecie. Wyniki obliczeń pozwoliły na rekonstrukcję falowania na Bałtyku w okresie 44 lat (1958÷2001). Pola wiatru nad Bałtykiem, stanowiące dane wejściowe do modelu falowania, pochodziły z regionalnego modelu atmosferycznego REMO (Regional Climate Model 2001). Do modelu wprowadzano także dane o pokrywie lodowej. Lód ogranicza obszar generacji fali, a to wpływa na falowanie nawet w dużych odległościach od miejsc pokrytych lodem. W modelu WAM4 podstawowym równaniem jest tzw. równanie bilansu działania falowego, w którym uwzględniono transfer energii od wiatru do morza, załamanie fal typu „whitecapping”, tarcie o dno, wzajemne oddziaływania rezonansowe składowych falowych. Rozdzielczość obliczeniowej siatki przestrzennej wynosiła 5'x5' (około 9 km). Siatka spektralna rozpięta została na 25 częstotliwościach i 24 kierunkach. Interpolowane w przestrzeni pola wiatru wprowadzano do modelu falowego z krokiem jednogodzinnym, a następnie wewnątrz modelu interpolowano z krokiem czasowym 300 s. W wyniku tych obliczeń otrzymano dla każdej kolejnej godziny reprezentatywne parametry fali, tj. wysokości fali znacznej, okresy i kąty podchodzenia fali. Łącznie każdy z tych zbiorów zawiera  $24 \times 365 \times 44 = 385440$  wartości liczbowe.

Porównanie wyników modelowania i pomiarów falowania *in situ* oraz z pomiarami satelitarnymi pokazało, że model WAM4 w dobrym stopniu przybliża falowanie rzeczywiste i może być wykorzystywany do analizy klimatu falowego na Bałtyku, zob. Cieślakiewicz i in. (2005).

Obliczanie pól falowych przy wykorzystaniu modeli typu WAM jest obecnie coraz częściej stosowane w świecie do wykonywania obliczeń projektowych. Obserwuje się szybkie odchodzenie od standardowych metod prognozowania falowania, np. w oparciu o metodę Kryłowa. Również dla potrzeb niniejszego projektu przyjęto 44-letnią rekonstrukcję falowania wykonaną przy wykorzystaniu modelu WAM4 jako bardziej wiarygodną od obliczanych parametrów fal wyznaczanych z metody Kryłowa.

Dla potrzeb niniejszej pracy, w celu wyznaczenia parametrów falowania na przedpolu Mierzei Wiślanej w sąsiedztwie km 27.0 Mierzei (zob. rys. 4), przeanalizowano otrzymane z rekonstrukcji falowania na Bałtyku zbiory falowe punktów prognostycznych położonych we wschodniej części Zatoki Gdańskiej. Najbliższym interesującym nas rejonu znajdował się punkt o współrzędnych:

- $54^{\circ} 25' N$   $19^{\circ} 18' E$  i głębokości  $h \approx 45m$ .

Punkt ten usytuowany jest w odległości około 6 km od brzegu Mierzei na km 27.0.

Dla tego punktu odmorskimi kierunkami wiatrów są kierunki: W, WNW, NW, NNW, N, NNE, NE i ENE. Następnie na podstawie danych falowych z 44 lat wyznaczono w tym punkcie parametry falowania w średnim roku statystycznym. W celu wyznaczenia czasów trwania określonych wysokości falowania dla poszczególnych kierunków przyjęto przedziały wysokości fali co 0.5 m i dla każdego z nich obliczono średnie wysokości fal znacznych  $H_s$ , średnie okresy piku  $T_p$ , średnie azymuty promieni fali  $Az$  oraz czasy trwania. Wyniki tych obliczeń zamieszczono w tabelach 1a÷1h.

Tab. 1a Parametry falowania dla kierunku W w średnim roku statystycznym na podstawie danych falowych z 44 lat

Przedziały falowania	W				Suma czasów trwania [godz.]
	Wys. fali znacznej $H_s$ [m]	Okres piku $T_p$ [s]	Azymut kąta podchodzenia fali $Az$ [ $^{\circ}$ ]	Czas trwania [godz.]	
0.0÷0.5	0.34	3.99	270	121.2	121.2
0.5÷1.0	0.66	5.17	272	80.1	201.3
1.0÷1.5	1.16	6.06	273	10.5	211.8
1.5÷2.0	1.64	7.06	274	0.8	212.6
2.0÷2.5	2.09	9.87	269	0.2	212.8

Tab. 1b Parametry falowania dla kierunku WNW w średnim roku statystycznym  
na podstawie danych falowych z 44 lat

Przedziały falowania	WNW				Suma czasów trwania [godz.]
	Wys. fali znacznej $H_s$ [m]	Okres piku $T_p$ [s]	Azymut kąta podchodzenia fali $Az$ [ $^0$ ]	Czas trwania [godz.]	
0.0÷0.5	0.24	4.71	296	265.8	265.8
0.5÷1.0	0.69	6.17	295	253.3	519.1
1.0÷1.5	1.20	7.38	296	72.5	591.6
1.5÷2.0	1.69	8.22	297	18.3	609.9
2.0÷2.5	2.16	8.86	298	3.5	613.4
2.5÷3.0	2.67	10.15	300	0.9	614.3

Tab. 1c Parametry falowania dla kierunku NW w średnim roku statystycznym  
na podstawie danych falowych z 44 lat

Przedziały falowania	NW				Suma czasów trwania [godz.]
	Wys. fali znacznej $H_s$ [m]	Okres piku $T_p$ [s]	Azymut kąta podchodzenia fali $Az$ [ $^0$ ]	Czas trwania [godz.]	
0.0÷0.5	0.20	4.55	315	1148.0	1148.0
0.5÷1.0	0.70	5.76	314	501.2	1649.2
1.0÷1.5	1.20	7.02	314	161.9	1811.1
1.5÷2.0	1.70	7.95	314	58.9	1870.0
2.0÷2.5	2.21	8.66	315	20.7	1890.7
2.5÷3.0	2.68	9.20	315	5.2	1895.9
3.0÷3.5	3.19	9.61	317	1.5	1897.4
3.5÷4.0	3.68	10.22	320	0.4	1897.8

Tab. 1d Parametry falowania dla kierunku NNW w średnim roku statystycznym  
na podstawie danych falowych z 44 lat

Przedziały falowania	NNW				Suma czasów trwania [godz.]
	Wys. fali znacznej $H_s$ [m]	Okres piku $T_p$ [s]	Azymut kąta podchodzenia fali $Az$ [ $^0$ ]	Czas trwania [godz.]	
0.0÷0.5	0.23	4.36	337	630.5	630.5
0.5÷1.0	0.71	5.72	338	256.9	887.4
1.0÷1.5	1.20	7.04	338	100.5	987.9
1.5÷2.0	1.71	7.78	338	41.0	1028.9
2.0÷2.5	2.21	8.37	340	17.3	1046.2
2.5÷3.0	2.72	8.95	341	9.0	1055.2
3.0÷3.5	3.21	9.57	341	5.1	1060.3
3.5÷4.0	3.72	9.99	343	2.1	1062.4
4.0÷4.5	4.21	10.33	341	1.0	1063.4
4.5÷5.0	4.70	11.01	344	0.3	1063.7

Tab. 1e Parametry falowania dla kierunku N w średnim roku statystycznym  
na podstawie danych falowych z 44 lat

Przedziały falowania	N				Suma czasów trwania [godz.]
	Wys. fali znacznej $H_s$ [m]	Okres piku $T_p$ [s]	Azymut kąta podchodzenia fali $Az$ [ $^{\circ}$ ]	Czas trwania [godz.]	
0.0÷0.5	0.25	4.84	1	1146.4	1146.4
0.5÷1.0	0.71	6.01	2	724.5	1870.9
1.0÷1.5	1.21	7.21	1	329.7	2200.6
1.5÷2.0	1.72	8.01	0	145.6	2346.2
2.0÷2.5	2.22	8.67	359	71.7	2417.9
2.5÷3.0	2.72	9.33	358	39.2	2457.1
3.0÷3.5	3.22	9.80	357	18.2	2475.3
3.5÷4.0	3.73	10.24	357	11.4	2486.7
4.0÷4.5	4.19	10.83	357	5.3	2492.0
4.5÷5.0	4.72	11.20	356	2.8	2494.8

Tab. 1f Parametry falowania dla kierunku NNE w średnim roku statystycznym  
na podstawie danych falowych z 44 lat

Przedziały falowania	NNE				Suma czasów trwania [godz.]
	Wys. fali znacznej $H_s$ [m]	Okres piku $T_p$ [s]	Azymut kąta podchodzenia fali $Az$ [ $^{\circ}$ ]	Czas trwania [godz.]	
0.0÷0.5	0.24	4.30	20	482.9	482.9
0.5÷1.0	0.69	5.44	19	227.8	710.7
1.0÷1.5	1.19	6.79	19	51.5	762.2
1.5÷2.0	1.69	7.74	17	16.1	778.3
2.0÷2.5	2.18	8.58	19	5.0	783.3
2.5÷3.0	2.73	9.48	15	1.1	784.4
3.0÷3.5	3.07	8.76	13	0.1	784.5

Tab. 1g Parametry falowania dla kierunku NE w średnim roku statystycznym  
na podstawie danych falowych z 44 lat

Przedziały falowania	NE				Suma czasów trwania [godz.]
	Wys. fali znacznej $H_s$ [m]	Okres piku $T_p$ [s]	Azymut kąta podchodzenia fali $Az$ [ $^{\circ}$ ]	Czas trwania [godz.]	
0.0÷0.5	0.19	4.21	45	209.7	209.7
0.5÷1.0	0.65	5.65	43	61.8	271.5
1.0÷1.5	1.21	7.21	41	8.1	279.6
1.5÷2.0	1.58	7.80	41	1.0	280.6

Tab. 1h Parametry falowania dla kierunku ENE w średnim roku statystycznym na podstawie danych falowych z 44 lat

Przedziały Falowania	ENE				Suma czasów trwania [godz.]
	Wys. fali znacznej $H_s$ [m]	Okres piku $T_p$ [s]	Azymut kąta podchodzenia fali $Az$ [ $^0$ ]	Czas trwania [godz.]	
0.0÷0.5	0.20	3.69	66	113.6	113.6
0.5÷1.0	0.62	5.36	66	17.5	131.1
1.0÷1.5	1.09	6.26	65	0.5	131.6

*Uwaga: w tabelach nie uwzględniono wysokości fal o czasach trwania mniejszych od 0.1 godz.*

Łączny czas trwania falowania generowanego wiatrami z kierunków odmorskich w średnim roku statystycznym wynosi 7480.1 godzin. Z powyższych tabel widać także, że falowanie docierające do strefy brzegowej z sektora północno-zachodniego (W÷NNW) występuje przez 43.2% czasu w roku, a z sektora północno-wschodniego (N÷ENE) przez 42.1% czasu.

## 5. Transport osadów po odmorskiej stronie Mierzei Wiślanej w rejonie Skowronek

### 5.1 Opis naturalnych procesów lito- i morfodynamicznych wzdłuż odmorskich brzegów Mierzei

Procesy hydrodynamiczne (fale i prądy) są siłą sprawczą transportu osadów oraz ewolucji brzegu i dna morskiego. Rzeczywiste parametry procesów litodynamicznych i morfodynamicznych zależą od rodzaju rumowiska zalegającego w dnie morskim oraz od podaży tych frakcji rumowiska, które są podatne na oddziaływanie przepływu wody w warstwie przydennej (transportowane w postaci wleczonej i zawieszonej wskutek oddziaływania przydennych naprężeń ścinających). Przede wszystkim jednak parametry procesów lito- i morfodynamicznych zależą od klimatu falowego, układu batymetrycznego dna w strefie brzegowej i zabudowy hydrotechnicznej brzegu.

Brzegi Mierzei Wiślanej są zaliczane do brzegów akumulacyjnych podtypu lagunowego. Trzon Mierzei tworzy pas wydmy o szerokości 500 m i wysokości do 30 m. Składa się on z zespołu dawnych wydmy przednich, utrwalonych pokrywą glebową i szatą roślinną. Jak podaje Zawadzka-Kahlau E. (1999) równowaga w brzegu i dnie (w latach 1961÷1971) udokumentowana została dla rejonu Piasków, Krynicy Morskiej i Kątów Rybackich, a bilans rumowiska do głębokości 6 m wykazywał niewielkie zmiany objętości warstwy dynamicznej. Średnie zmiany brzegowe na odcinku od granicy państwowej (km 0.0) do Kątów Rybackich (km 30.0) były w ubiegłym wieku następujące:

#### linia brzegowa

lata 1911÷1979 → akumulacja +0.15 m/rok,  
lata 1960÷1983 → erozja -0.15 m/rok,  
lata 1971÷1983 → erozja -0.37 m/rok,

#### podstawa wydmy

lata 1960÷1983 → erozja -0.06 m/rok,

lata 1971÷1983 → erozja -0.26 m/rok.

Szczegółowe zmiany położenia linii brzegowej w latach 1908÷1982 oraz podstawy wydmy w latach 1960÷1982 na pierwszych 40 km polskiego brzegu (od granicy państwa do ujścia Wisły pod Świbnem) pokazano na rys. 8.

Pokazane w górnej części tego rysunku zmiany położenia linii brzegowej w latach 1908÷1979 otrzymano z analizy map topograficznych w skali 1:25 000, natomiast zamieszczone w części środkowej i dolnej na tym rysunku zmiany położenia brzegu i podstawy wydmy w latach 1960÷1982 oraz 1973÷1982 otrzymano z analiz map pasa technicznego w skali 1:2 500. Z rysunku tego widać, że w rejonie planowanej inwestycji (km 27.0) w latach 1908÷1978 przeważały procesy akumulacji brzegu, przy czym średnie tempo jego przyrostu wynosiło około +0.6 m/rok. Natomiast w latach 1960÷1982 i 1973÷1982 w sąsiedztwie km 27.0 brzeg cofał się odpowiednio z prędkością około -0.7 m/rok i -1.8 m/rok. W tych samych okresach czasu, ale ze znacznie mniejszą prędkością erodowała także podstawa wydmy. Prędkości te w okresie 1960÷1982 i 1973÷1982 odpowiednio wynosiły 0.1 i 0.2 m/rok.

Generalnie można przyjąć, że współczesne zmiany brzegowe są związane z osadami transportowanymi z rejonu stożka Wisły oraz z rejonu Sambii.

Uogólniając można stwierdzić, że brzegi Mierzei Wiślanej charakteryzują się słabymi procesami litodynamicznymi, powolnymi zmianami konfiguracji dna, występowaniem strefy dywergencji (zmiany wypadkowego kierunku przemieszczania się osadów), a co za tym idzie niewielkim natężeniem wypadkowego transportu rumowiska wzdłuż brzegów.

## **5.2 Obliczenie natężenia transportu rumowiska w sąsiedztwie planowanego kanału żeglugowego przy użyciu modelu holenderskiego**

Obliczenia wzdłużbrzegowego transportu osadów wykonano licencyjnym, holenderskim programem numerycznym *UNIBEST-LT* (wersja 4.0) wchodzącym w skład pakietu numerycznego *UNIBEST*. W programie tym obliczenia są wykonywane w wybranych przez użytkownika reprezentatywnych profilach batymetrycznych. Dla potrzeb obliczeń z wykonanych w listopadzie 2007 roku pomiarów głębokości po odmorskiej stronie Mierzei Wiślanej (zob. rozdział 3 pracy) wybrano jeden reprezentatywny profil batymetryczny usytuowany w sąsiedztwie osi projektowanego kanału żeglugowego. Azymut tego profilu wynosi  $350^{\circ}$ . Rozkład głębokości w tym profilu pokazano na rys. 9.

Obliczenia natężenia transportu w roku reprezentatywnym (statystycznym średnim z wielolecia) wykonano dla głębokowodnych parametrów falowania zamieszczonych w tabelach 1a÷1h w rozdziale 4 pracy. W celu obliczenia transformacji fali, wzdłużbrzegowych prędkości przepływu wody i natężenia transportu osadów koniecznym było przedłużenie profilu batymetrycznego pokazanego na rysunku 9 do głębokości 45 m, tj. do miejsca lokalizacji prognostycznego punktu falowego. Istniejący profil uzupełniono punktami głębokościowymi poniżej 8 metrów odczytanymi z mapy nawigacyjnej Zatoki Gdańskiej w skali 1:50000.

W programie *UNIBEST* minimalny czas trwania falowania niezbędny do obliczenia natężenia transportu osadów musi wynosić 0.1 doby (2.4 godziny). Oznacza to (po zsumowaniu czasów trwania poszczególnych sekwencji falowych zamieszczonych w tabelach 1a÷1h), że łączny czas trwania falowania dla którego jest obliczany transport osadów w średnim roku statystycznym wynosi 311.4 dób. Porównując dodatkowo azymuty głębokowodnych promieni fali (zob. tabele 1a÷1h) można określić przez ile dni w roku statystycznym transport rumowiska jest skierowany z zachodu na wschód, a przez ile dni w kierunku odwrotnym. Wyniki tych obliczeń zamieszczono w tabeli 2.

Tab. 2 Czasy występowania transportu osadów z zachodu na wschód oraz ze wschodu na zachód w funkcji kierunków podchodzenia fali do brzegu

Transport skierowany z zachodu na wschód		Transport skierowany ze wschodu na zachód	
Kierunek podchodzenia fali	Czas trwania [doby]	Kierunek podchodzenia fali	Czas trwania [doby]
W	8.8	N	104.0
WNW	25.6	NNE	32.6
NW	79.1	NE	11.6
NNW	44.3	ENE	5.4
Łączny czas	157.8	Łączny czas	153.6

Z tabeli 2 widać, że w średnim roku statystycznym przez 43.2% czasu transport jest skierowany z zachodu na wschód a przez 42.1% czasu ze wschodu na zachód. Taki zrównoważony roczny rozkład czasów występowania transportu wzdłużbrzegowego rumowiska w obu kierunkach oznacza, że kierunek wypadkowego transportu bardzo silnie zależy będzie zarówno od lokalnego kąta nachylenia brzegu jak również od kierunków podchodzenia fal w konkretnych latach. Innymi słowy w poszczególnych latach w rejonie planowanej inwestycji wypadkowy transport osadów może być skierowany bądź z zachodu na wschód, bądź też w kierunku przeciwnym.

W średnim roku statystycznym wypadkowy azymut podchodzenia fali do brzegu obliczony jako średnia ważona z kątów podchodzenia fali i czasów ich trwania zamieszczonych w tabelach 1a÷1h wynosi  $342^{\circ}40'$ . Przy azymucie profilu batymetrycznego w rejonie Skowronek równym  $350^{\circ}$  oznacza to, że wypadkowy kierunek podchodzenia fali jest odchylony na zachód od tego profilu zaledwie o niecałe  $8^{\circ}$ . W rezultacie wypadkowy transport osadów w tym profilu będzie stosunkowo mały i skierowany z zachodu na wschód.

Przy łukowym wygięciu brzegów Mierzei Wiślanej, jak pokazano to na rys. 10, w miarę przemieszczania się w kierunku wschodnim azymuty profili batymetrycznych prostopadłych do brzegu stopniowo maleją, osiągając w rejonie Piasków wartość równą około  $325^{\circ}$ . W rezultacie wypadkowy kąt podchodzenia fali do brzegu także maleje, aż wreszcie osiąga wartości ujemne, co oznacza, że wypadkowy transport jest wówczas skierowany w przeciwnym kierunku. Jak widać z rysunku 10 w profilu prostopadłym do brzegu w sąsiedztwie Krynicy Morskiej wypadkowy kąt podchodzenia fali jest ujemny, równy około  $-6^{\circ}$ , a w Piaskach kąt ten wynosi już około  $-17^{\circ}$ . W rezultacie także wypadkowy transport rumowiska w obu tych profilach będzie skierowany ze wschodu na zachód – niewielki w profilu leżącym w rejonie Krynicy Morskiej i znacznie większy w rejonie Piasków. Wyniki tych obliczeń są zgodne z generalnymi stwierdzeniami, które można znaleźć w literaturze przedmiotu umiejscawiającymi w okolicy Krynicy Morskiej zmianę kierunku wypadkowego transportu osadów ze zachodu na wschód, zob. np. Zawadzka-Kahlau (1999), czy też Jednorąg (1996). W rzeczywistości transport osadów zależy nie tylko od kąta podchodzenia fali, ale także od pozostałych parametrów falowania, a w szczególności od wysokości fali. Generowane przez załamujące się fale wzdłużbrzegowe prądy pochodzenia falowego przenoszące osad zależą także zarówno od wysokości, jak i kąta podchodzenia fali do brzegu. Dlatego też wyznaczone miejsce zmiany kierunku transportu osadów w oparciu wyłącznie o kąt podchodzenia fali należy traktować jako rozwiązanie przybliżone.

W programie UNIBEST-LT obliczenia wielkości wzdłużbrzegowego transportu mogą być wykonywane pięcioma różnymi metodami, tj.: wg Bailarda, Bijkera, CERC (Shore

Protection Manual), Engelunda-Hansena oraz van Rijna. W prezentowanej pracy nie dyskutuje się różnorodnych metod obliczania natężenia transportu rumowiska, ani też zalet i ograniczeń poszczególnych formuł. Z dotychczasowych doświadczeń autorów raportu wynika, że przy korzystaniu z pakietu numerycznego UNIBEST dla warunków hydro- i litodynamicznych występujących w strefie brzegowej Bałtyku najbardziej uniwersalne i najczęściej wykorzystywane są formuły obliczeniowe van Rijna (1993). Model ten w klasie tzw. „*engineering models*” uznawany jest obecnie jako jeden z dających najbardziej poprawne wyniki.

W przeprowadzonych obliczeniach założono, że osady piaszczyste są jednorodne i jako średnicę ziaren osadów piaszczystych przyjęto medianę  $d_{50} = 0.22$ . Przyjęto bowiem, iż średnica ta najlepiej charakteryzuje medianę ziaren osadów w strefie brzegowej Mierzei Wiślanej.

Obliczone rozkłady wielkości transportu rumowiska w funkcji odległości od brzegu dla poszczególnych kierunków podchodzenia falowania oraz transport wypadkowy pokazano na rysunku 11. Zgodnie z przyjętą w Polsce konwencją transport osadów skierowany z zachodu na wschód traktowany jest jako dodatni, a w kierunku przeciwnym jako ujemny.

Porównując przedstawione na rysunku 11 obliczone rozkłady transportu rumowiska z kształtem profilu batymetrycznego pokazanym na rysunku 9 widać, że można wyróżnić trzy strumienie przemieszczającego się rumowiska. Pierwszy, stosunkowo niewielki, występuje w bezpośrednim sąsiedztwie brzegu w pasie o szerokości 50 m. Drugi, najsilniejszy, jest zlokalizowany na odmorskim skłonie pierwszej odlądowej rewy i wreszcie trzeci, mniejszy, występuje na odmorskim skłonie drugiej rewy. Maksymalna szerokość strefy brzegowej w której odbywa się transport osadów wynosi około 400 m, w tym, główny strumień rumowiska odbywa się w pasie o szerokości około 160 m liczonym od linii brzegowej.

W tabeli 3 zamieszczono obliczone roczne wartości transportu osadów wg van Rijna w średnim roku statystycznym.

Z tabeli 3 widać, że największe natężenia transportu osadów mają miejsce przy falowaniu podchodzącym z kierunków NW i N, natomiast marginalne dla falowania podchodzącego z kierunków W, NE i ENE. Łączne natężenia transportu rumowiska skierowane z zachodu na wschód są stosunkowo duże, wynoszą one około 84 000 m<sup>3</sup>/rok. Również łączna wielkość przemieszczających się osadów ze wschodu na zachód jest dość znaczna, wynosząca prawie –68 000 m<sup>3</sup>/rok. W rezultacie wypadkowy transport osadów w średnim roku statystycznym jest niewielki, wynosi on około 16 000 m<sup>3</sup>/rok i skierowany jest z zachodu na wschód. Ten wypadkowy transport charakteryzuje się, zob. rys. 11, dwukierunkowym przepływem. Główny strumień osadów przemieszczający się w pasie od 0 do 300 m od brzegu jest skierowany w kierunku wschodnim, natomiast w dalszej odległości kierunek wypadkowego transportu jest skierowany na zachód. Wartości tych transportów są następujące:

- transport wypadkowy w pasie o 0 do 300 m  
skierowany na wschód → **25 126 m<sup>3</sup>/rok**,
- transport wypadkowy w odległości powyżej 300 m od brzegu  
skierowany na zachód → **-8 765 m<sup>3</sup>/rok**,
- transport wypadkowy w całym profilu  
skierowany na wschód → **16 361 m<sup>3</sup>/rok**.



Tab. 3 Obliczony wg van Rijna roczny transport osadów w profilu prostopadłym do linii brzegowej po odmorskiej stronie Mierzei Wiślanej w rejonie Skowronek

Transport w pasach	Obliczony transport osadów dla poszczególnych kierunków fali [m <sup>3</sup> /rok]								Obliczony wypadkowy transport osadów [m <sup>3</sup> /rok]
	W	WNW	NW	NNW	N	NNE	NE	ENE	
0÷50 m	168	2137	3968	766	-2254	-1268	-353	-23	3141
50÷160 m	61	10699	33036	6898	-22041	-7487	-699	0	20467
160-220 m	0	0	0	0	0	0	0	0	0
220÷300m	0	920	8657	3108	-11444	-1799	-3	0	1518
300÷400m	0	280	7799	2441	-9991	-666	0	0	-2216
powyżej 400 m	0	2	1598	1656	-9769	-36	0	0	-6549
łącznie z danego kierunku	229	14038	55058	14869	-55499	-11256	-1055	-23	
łącznie z kierunków zachodnich	84 194								łącznie na wschód 25126
łącznie z kierunków wschodnich					-67 833				łącznie na zachód -8765
łącznie ze wszystkich kierunków	16 361 wypadkowy, skierowany z zachodu na wschód								16361

*Uwaga: wartości dodatnie oznaczają transport osadów skierowany z zachodu na wschód, wartości ujemne oznaczają transport osadów skierowany ze wschodu na zachód.*

Otrzymane rezultaty obliczeniowe dość dobrze zgadzają się z ogólną oceną wielkości procesów litodynamicznych przedstawioną w pracy Zawadzkiej-Kahlau (1999). Autorka stwierdza, że brzegi Mierzei Wiślanej charakteryzują się słabymi procesami litodynamicznymi, powolnymi zmianami konfiguracji dna, a co za tym idzie niewielkim transportem rumowiska wzdłuż brzegów. Aktywna strefa dna nie przekracza głębokości 4.0 m. Dla głębokości powyżej 6.0 m transport rumowiska jest niemal zerowy. Przemieszczanie się rumowiska w kierunku wschodnim i zachodnim jest nieznaczne i praktycznie wzajemnie się równoważące. Również z porównania planów batymetrycznych, zob. Jednorąg (1996) dla rejonu Kątów Rybackich (km 28.0÷28.5) z 1961, 1971 i 1991 roku wynika, że zmiany głębokości obserwuje się głównie w rejonie pierwszej i drugiej rewy. Dla głębokości większych od 5 m układ dna jest stabilny.

### 5.3 Obliczenie natężenia transportu rumowiska w sąsiedztwie planowanego kanału żeglugowego przy użyciu modelu IBW PAN

Obliczenia przeprowadzono przy użyciu modelu transportu osadów niejednorodnych rozwijanego od kilku lat w IBW PAN. Model ten pozwala obliczać transport osadów z uwzględnieniem wszystkich frakcji piaszczystych obecnych w osadach. Okazuje się bowiem, że znajomość tylko jednego parametru, tj. mediany  $d_{50}$  może być niewystarczająca do

wiarygodnej oceny transportu osadów i analizy zapiaszczania torów wodnych (zob. Kaczmarek, Sawczyński, 2007 oraz Kaczmarek i inni, 2007). Obok wielkości  $d_{50}$  także i kształt rozkładu ma istotne znaczenie. To znaczenie jest tym istotniejsze, im więcej frakcji drobnych znajduje się w osadzie.

Model IBW PAN wyszczególnia warstwę wleczenia, warstwę przejściową (kontaktową) i obszar zewnętrzny, w którym osady transportowane są w postaci zawieszonej. Charakter współoddziaływań pomiędzy wodą i osadami jest odmienny w każdej z wyżej wymienionych warstw i dlatego są one opisane innymi równaniami, przy czym na styku tych warstw następuje zszycie rozwiązań, zapewniając kompletny teoretyczny opis struktury transportu osadów piaszczystych.

W modelowaniu matematycznym przyjęto założenie, że wszystkie frakcje w warstwie wleczenia poruszają się z jednakową prędkością w postaci gęstej mieszaniny wodno-gruntowej i w tej warstwie nie dokonuje się sortowanie osadów. Zakłada się, iż oddziaływania między frakcjami osadu są tak silne, że w ich wyniku drobniejsze frakcje są spowalniane przez grubsze i w efekcie wszystkie frakcje poruszają się z taką samą prędkością. Zatem, w tej warstwie nie obowiązuje proste sumowanie natężenia transportu poszczególnych frakcji, traktowanych jako osad jednorodny.

W modelowaniu matematycznym uwzględniono fakt, iż najintensywniejsze pionowe sortowanie odbywa się w procesie podrywania ziaren w warstwie kontaktowej nad dnem. W warstwie kontaktowej pulsacje turbulentne oraz chaotyczne zderzenia między ziarnami powodują bardzo silne zróżnicowanie transportu poszczególnych frakcji osadu. Bardzo blisko dna – w podwarstwie, gdzie w rozkładach prędkości  $i$ -tej frakcji osadów silnie ujawnia się prędkość poślizgu – występuje bardzo silne oddziaływanie między poszczególnymi frakcjami, spowodowane wzajemnymi chaotycznymi zderzeniami. W dalszej odległości od dna te oddziaływania między frakcjami słabną. Jednak koncentracja  $i$ -tej frakcji jest na tyle duża, iż powoduje tłumienie turbulencji, przy czym tłumienie to jest zależne od średnicy ziaren  $d_i$ . Można zatem spodziewać się, iż każda  $i$ -ta frakcja, w wyniku wzajemnych oddziaływań, porusza się z własną prędkością oraz charakteryzuje się własną koncentracją.

Obliczone w warstwie kontaktowej prędkości i koncentracje frakcji grubszych są większe od wielkości, jakie by miały te frakcje gdyby dno było jednorodne i zbudowane tylko z jednej, odpowiadającej im frakcji. To zwiększenie prędkości w mieszaninie jest efektem wzajemnych oddziaływań między frakcjami, gdzie frakcje grubsze są przyspieszane przez frakcje drobniejsze.

W warstwie zewnętrznej, ponad warstwą kontaktową, zakłada się iż nie następuje zmiana rozkładu uziarnienia transportowanego osadu. Pionowy rozkład koncentracji w tej warstwie opisywany jest funkcją potęgową.

Tab. 4a Obliczony modelem IBW PAN roczny transport osadów [ $\text{m}^3/\text{rok}$ ] w profilach prostopadłych do linii brzegowej, w sąsiedztwie II rewy;  $d_{50} = 0,22 \text{ mm}$

	W	WNW	NW	NNW	N	NNE	NE	ENE	Suma
160 - 220	0	33	284	50	-347	-41	-1	-1	-23
220 - 300	1	2067	5890	1270	-14556	-957	-5	-5	-6297
300 - 400	0	76	4723	848	-13974	-649	-1	-1	-8979
>400	0	3	349	47	-1699	-41	-1	-1	-1342
	1	2181	11415	2233	-31691	-1699	-8	-8	-16640
	<b>15829</b>				<b>-33406</b>				

Tab. 4b Obliczony wg van Rijna roczny transport osadów [ $\text{m}^3/\text{rok}$ ] w profilach prostopadłych do linii brzegowej, w sąsiedztwie II rewy,  $d_{50} = 0,22 \text{ mm}$

	W	WNW	NW	NNW	N	NNE	NE	ENE	Suma
160 – 220	0	0	0	0	0	0	0	0	0
220 – 300	0	920	8657	3108	-11444	-1799	-3	0	-561
300 – 400	0	280	7799	2441	-9991	-666	0	0	-137
>400	0	2	1598	1656	-9769	-36	0	0	-6549
	0	1202	18054	7205	-31204	-2501	-3	0	
	<b>26461</b>				<b>-33708</b>				

W obliczeniach założono, że każda fala charakteryzująca się parametrami  $H_{rms}$  i  $T_p$  może być opisana II przybliżeniem Stokesa, z wystromionym grzbietem i spłaszczoną doliną. Powyższe założenie ograniczyło obszar obliczeń do sąsiedztwa drugiej rewy. Obliczenia prowadzono w dwóch etapach. W celu porównania z wynikami obliczeń wg metody van Rijna w etapie pierwszym założono, że dno jest zbudowane z osadów piaszczystych jednorodnych o średnicy  $d = 0,22 \text{ mm}$ . Wyniki obliczeń pokazane są w tabeli 4a, natomiast w tabeli 4b zamieszczono wyniki obliczeń wg metody van Rijna.

Z porównania wartości zamieszczonych w powyższych tabelach widać wyraźnie, iż obliczone dwiema metodami wielkości transportu osadów są porównywalne. Zbieżność wyników rocznego transportu łącznie z kierunków wschodnich jest niemal idealna, podczas gdy łączny transport z kierunków zachodnich obliczony metodą IBW PAN jest nieco mniejszy od wyników obliczeń metodą van Rijna. W efekcie, wypadkowy transport osadów ze wschodu na zachód wg metody IBW PAN jest około 2 razy większy niż wg van Rijna. Warto jednak podkreślić zgodność kierunków wypadkowego rocznego transportu – ze wschodu na zachód, w sąsiedztwie II rewy – obliczonego obiema metodami. Rezultaty uzyskane metodą IBW PAN potwierdzają zatem dwukierunkowy strumień osadów w profilu poprzecznym brzegu, z tą różnicą, iż wg polskiej metody strumień osadów skierowany w kierunku wschodnim przemieszcza się w pasie od 0 do ~200m od brzegu, podczas gdy wg van Rijna w pasie od 0 do ~300m. W dalszych odległościach od brzegu, w obu metodach, kierunek wypadkowego transportu jest skierowany na zachód.

Jak wspomniano wyżej, model IBW PAN pozwala uwzględnić wpływ wszystkich frakcji na transport osadów. W II etapie obliczenia wg metody IBW PAN przeprowadzono dla dwóch rozkładów uziarnienia, pokazanych na rys. 3, tj. dla rozkładów oznaczonych symbolem 31M7 (pobranego z głębokości 2,2 m) oraz rozkładu uśrednionego będącego w zależności od głębokości na której prowadzone są obliczenia rozkładem uśrednionym z próbek pobranych na głębokościach 6÷4 m, bądź na głębokościach 4÷0,8 m. Wyniki obliczeń przedstawione są w tabelach 5 i 6.

Tab. 5 Obliczony modelem IBW PAN roczny transport osadów [ $\text{m}^3/\text{rok}$ ] w profilach prostopadłych do linii brzegowej, w sąsiedztwie II rewy; osad z punktu 31M7

	W	WNW	NW	NNW	N	NNE	NE	ENE	Suma
160 - 220	0	66	611	129	-809	-100	-1	-1	-105
220 - 300	1	3381	8330	1934	-18019	-1452	-8	-8	-5841
300-400	0	175	8234	1681	-21151	-1234	-1	-1	-12298
>400	0	4	740	122	-3149	-86	-1	-1	-2370
	1	3629	18287	3918	-45281	-2901	-12	-12	-20614
	<b>25835</b>				<b>-48205</b>				

Tab. 6 Obliczony modelem IBW PAN roczny transport osadów [ $\text{m}^3/\text{rok}$ ] w profilach prostopadłych do linii brzegowej, w sąsiedztwie II rewy; osad uśredniony z głębokości 6÷4 m oraz 4÷0,8 m

	W	WNW	NW	NNW	N	NNE	NE	ENE	Suma
160 - 220	0	122	1166	260	-1614	-199	-2	-2	-268
220 - 300	1	11796	25248	6349	-44119	-4753	-24	-24	-5527
300-400	0	386	19862	4292	-49438	-3049	-2	-2	-27951
>400	0	10	3560	669	-13662	-413	-1	-1	-9838
	1	12319	51676	11860	-118483	-8573	-30	-30	-43584
	<b>75855</b>				<b>-127116</b>				

Porównując wyniki obliczeń zawartych w tabelach 4, 5 i 6, widać wyraźnie znaczący wpływ frakcji drobnych na transport osadów. Im więcej frakcji drobnych, tym bardziej znaczący staje się roczny transport osadów zarówno z obu kierunków, jak i też wypadkowy ze wschodu na zachód, w sąsiedztwie II rewy.

Warto podkreślić, iż pomierzony rozkład uziarnienia osadów oznaczony symbolem 31M7 kształtem swym przypomina rozkłady pobrane z krawędzi istniejącego od lat toru podejściowego do portu Łeba. Zatem, pomimo iż w chwili obecnej udział frakcji drobnych w uśrednionych rozkładach uziarnienia w profilu poprzecznym brzegu w rejonie Skowronek jest większy niż w rozkładzie 31M7, to jednak można spodziewać się, iż w wyniku eksploatacji (pogłębiania) przyszłego toru podejściowego, obecność drobnych frakcji ustabilizuje się na poziomie osadów z krawędzi toru w Łebie.

#### 5.4 Komentarz dotyczący obliczonych wielkości transportu osadów zamieszczony w Studium Wykonalności

W Studium Wykonalności w rozdziale 8.1 dotyczącym m. innymi analiz oddziaływania falochronów osłaniających od strony otwartego morza wejście do projektowanego kanału żeglugowego podano, że wielkość wypadkowego rocznego wzdłużbrzegowego transportu rumowiska skierowanego z zachodu na wschód w całym profilu poprzecznym brzegu szacuje się na około 40 tys.  $\text{m}^3/\text{rok}$ . Wielkość ta jest prawie 2.5-krotnie większa od obliczonej w rozdziale 5.2 wartości 16 371  $\text{m}^3/\text{rok}$  (tab. 3). Tego typu różnice z uwagi na znaczne trudności związane z poprawnym uwzględnieniem w matematycznym opisie transportu osadów zarówno własności fizycznych materiału dennego jak i parametrów hydrodynamicznych rozpatrywanego akwenu nie są niczym dziwnym. Jednak z uwagi na to, że przy podejmowaniu decyzji o przystąpieniu do realizacji przekopu prezentowany raport może być konfrontowany przez różnych specjalistów z informacjami zawartymi w Studium Wykonalności autorzy niniejszego raportu uznali za celowe wyjaśnić potencjalne przyczyny otrzymanych różnic w obliczonych wielkościach transportu rumowiska.

Zamieszczona w Studium Wykonalności wartość wypadkowego transportu równa około 40 tys.  $\text{m}^3/\text{rok}$  została opublikowana w artykule Gajewskiego i innych w numerze 6 Inżynierii Morskiej i Geotechniki w 1995 roku oraz ukazała się w raporcie Instytutu Morskiego pod redakcją Jednoręła w roku 1996. Można przyjąć, że pierwotna informacja była zawarta we wspomnianym raporcie, który omawiał wyniki prac związanych z oceną wpływu planowanego kanału żeglugowego na zmiany procesów hydrodynamicznych po odmorskiej stronie strefy brzegowej, a jego późniejszy termin ukazania się nie zależał od Autorów. Zresztą teksty obu tych publikacji są prawie identyczne.

Z zamieszczonych w obu tych pracach informacji wynika, że Autorzy w celu określenia transportu osadów wzdłuż odmorskich brzegów Mierzei Wiślanej wykonali obliczenia transportu osadów w strefie brzegowej do głębokości 10 m na odcinku od ujścia Wisły pod Świbnem do granicy państwowej w Piaskach. Ponieważ dla obszaru tego brakowało aktualnych danych batymetrycznych do obliczeń wykorzystano plan sondażowy w skali 1:10000 wykonany w 1966 r. przez Biuro Hydrograficzne Marynarki Wojennej. Pomiary te były wówczas wykonane w profilach oddalonych od siebie co 100 m w strefie głębokości od 0.8 do około 7÷8 m. Dane te uzupełniono punktami głębokościowymi uzyskanymi z mapy nawigacyjnej w skali 1:75000 oraz wysokościami plaży i wydmy z mapy topograficznej w skali 1:10000.

W celu określenia uziarnienia osadów dennych wykorzystano z kolei wyniki analiz sitowych 69 prób wykonanych przez Państwowy Instytut Geologiczny. Próby te były pobrane na głębokościach 2.5 i 10 m w profilach oddalonych od siebie o 2 km. W około 75% przypadków były to piaski drobnoziarniste o średnicach ziaren od 0.125 do 0.25 mm z nieznacznie zmniejszającymi się wraz ze wzrostem głębokości średnicami mediany. Dla plaży i wydmy przyjęto stałe uśrednione uziarnienie równe 0.26 mm.

Parametry falowania (wysokość, okres i kierunek) na granicy odmorskiej rozpatrywanego obszaru obliczeniowego, tj. na głębokości 10 m, wyznaczono na podstawie danych o prędkościach i kierunkach wiatrów pomierzonych na stacji meteorologicznej Hel w latach 1981÷1990 oraz w roku 1994. Porównując uśrednione warunki wiatrowe z dziesięciolecia 1981÷1990 z warunkami występującymi w roku 1994 stwierdzono, że są one na tyle zbliżone do siebie, że przy obliczaniu rocznego wypadkowego transportu osadów można było przyjąć warunki pogodowe z 1994 jako reprezentatywne dla średniego roku statystycznego.

Całość obliczeń wykonano przy wykorzystaniu duńskiego pakietu programów LITPACK. Obliczenia transformacji fali, wzdłużbrzegowych prędkości przepływu wody, natężenia transportu osadów oraz zmian linii brzegowej wykonano co 1 km w 46 profilach prostopadłych do brzegu. Transport osadów był liczony wg Engelunda i Fredsoe (1979), tj. modelu który uwzględnia w obliczeniach zarówno prędkości orbitalne, prądy wzdłużbrzegowe jak i lokalne parametry granulometryczne osadów.

W wyniku przeprowadzonych obliczeń cytowani Autorzy otrzymali wypadkowe wielkości transportu rumowiska wzdłuż odmorskich brzegów Mierzei zawarte w bardzo szerokim przedziale od 12 do 135 tys. m<sup>3</sup>/rok, przy średniej wartości ze wszystkich profili równej około 40 tys. m<sup>3</sup>/rok, przy czym wzdłuż całego badanego odcinka brzegu (od km 0.0 do km 44 - Mikoszewo) wypadkowy transport osadów był skierowany na wschód. W wybranych, charakterystycznych punktach Mierzei wielkości tego transportu były następujące:

Piaski: od ~60 000 m<sup>3</sup>/rok na km 2 do ~135 000 m<sup>3</sup>/rok na km 4,

Krynica Morska: od ~30 000 m<sup>3</sup>/rok na km 14 do ~20 000 m<sup>3</sup>/rok na km 16,

**Skowronki, km 27: ~33 000 m<sup>3</sup>/rok,**

Kąty Rybackie: od ~30 000 m<sup>3</sup>/rok na km 28 do ~20 000 m<sup>3</sup>/rok na km 29,

Mikoszewo: od ~44 000 m<sup>3</sup>/rok na km 44 do ~37 000 m<sup>3</sup>/rok na km 45

Nie dyskutując na temat obliczonych wielkości natężenia transportu, które, jak pokazano to w rozdziale 5.3 niniejszej pracy, między innymi silnie zależą od przyjętych charakterystycznych średnic ziaren rumowiska, wyboru modelu obliczania natężenia transportu itd. należy jedynie podkreślić, że z obliczeń otrzymano stały, jednokierunkowy, skierowany z zachodu na wschód kierunek wypadkowego transportu osadów we wszystkich profilach batymetrycznych usytuowanych wzdłuż brzegów Mierzei Wiślanej. Przy łukowym wygięciu tych brzegów, jak wspomniano już o tym w rozdziale 5.2 i pokazano na rys. 10,

ilość przenoszonego rumowiska w kierunku wschodnim powinna stopniowo maleć, a następnie zmienić kierunek na przeciwny. Zresztą ci sami Autorzy w innym swoim opracowaniu zawartym w tym samym raporcie Jednoręła (1996) piszą o zmianie kierunku transportu rumowiska z zachodniego na wschodni w rejonie Krynicy Morskiej.

Prawdopodobnie przyczyną otrzymania jednokierunkowego przepływu osadów wzdłuż odmorskich brzegów Mierzei było przyjęcie parametrów fali z roku 1994 jako reprezentatywnych dla średniego roku statystycznego. Dla tego roku najprawdopodobniej wypadkowy kąt podchodzenia fali do brzegu był na tyle silnie odchylony na zachód od profili batymetrycznych w rejonie Kątów Rybackich, że nawet na dużym łuku brzegu w rejonie Piasków kąt ten ciągle leżał po stronie zachodniej profili batymetrycznych. Natomiast otrzymanie z obliczeń w rejonie Piasków bardzo duże wartości natężenia osadów równe około 130 tys. m<sup>3</sup>/rok należy najprawdopodobniej wiązać z małymi rozmiarami wielkości ziaren osadów przyjmowanych w trakcie wykonywanych symulacji numerycznych (por. rozdz. 5.3).

## 5.5 Podsumowanie

- Brzegi Mierzei Wiślanej charakteryzują się słabymi procesami litodynamicznymi, powolnymi zmianami konfiguracji dna, występowaniem strefy dywergencji (zmiany wypadkowego kierunku przemieszczania się osadów), a co za tym idzie niewielkim natężeniem wypadkowego rocznego transportu rumowiska.
- Zróżnicowanie zarówno intensywności transportu rumowiska jak i jego kierunku wzdłuż brzegów Mierzei Wiślanej jest głównie wynikiem łukowego wygięcia linii brzegowej, a co za tym idzie zmieniającej się ekspozycji brzegu na docierające do niego falowanie w ciągu roku.
- Obliczenia wielkości transportu osadów wg modelu van Rijna wykonano licencyjnym, holenderskim programem numerycznym *UNIBEST-LT* (wersja 4.0) wchodzącym w skład pakietu numerycznego *UNIBEST*. Obliczenia te zrealizowano wykorzystując reprezentatywny profil batymetryczny usytuowany w sąsiedztwie osi projektowanego kanału żeglugowego w rejonie Skowronek.
- Konieczne do wykonania obliczenia natężenia transportu osadów parametry falowania w średnim roku statystycznym wyznaczono na podstawie rekonstrukcji, przy użyciu modelu WAM4, falowania z okresu 44 lat w punkcie prognostycznym o współrzędnych 54° 25' N 19° 18' E i głębokości  $h \approx 45\text{m}$ .
- Wg metody van Rijna całkowity transport osadów w średnim roku statystycznym skierowany z zachodu na wschód wynosi około 84 tys., a skierowany ze wschodu na zachód wynosi około 68 tys. m<sup>3</sup>/rok.
- Wypadkowy transport osadów charakteryzuje się dwukierunkowym przepływem. Wg modelu van Rijna główny strumień osadów przemieszcza się w odległości od 0 do 300 m od brzegu w ilości około 25 tys. m<sup>3</sup>/rok i jest skierowany z zachodu na wschód. Dla odległości większej od 300 m występuje niewielki, w ilości około 9 tys. m<sup>3</sup>/rok, transport rumowiska skierowany ze wschodu na zachód. Wypadkowa wielkość transportu osadów zsumowana w całym profilu wynosi około 16 tys. m<sup>3</sup>/rok i jest skierowana na wschód.
- Wyróżnić można trzy strumienie przemieszczającego się rumowiska. Pierwszy, stosunkowo niewielki, występuje w bezpośrednim sąsiedztwie brzegu w pasie o szerokości 50 m. Drugi, najsilniejszy, jest zlokalizowany na odmorskim skłonie pierwszej odlądowej rewy i wreszcie trzeci, mniejszy, występuje na odmorskim

skłonie drugiej rewy. Maksymalna szerokość strefy brzegowej w której odbywa się transport osadów wynosi około 400 m, z tym, że główny strumień rumowiska odbywa się w pasie o szerokości około 160 m liczonym od linii brzegowej.

- Przy azymucie profilu batymetrycznego w rejonie Skowronek równym  $350^0$  wypadkowy w roku statystycznym kierunek podchodzenia fali jest odchylony na zachód od tego profilu tylko o około  $8^0$ , co oznacza, że w poszczególnych latach wypadkowy transport osadów może być skierowany bądź z zachodu na wschód, bądź też w kierunku przeciwnym.
- Obliczenia wg modelu van Rijna wielkości transportu osadów w sąsiedztwie drugiej rewy, a konkretnie w odległościach 160 m od brzegu i większych, zostały skonfrontowane z wynikami obliczeń wg metody IBW PAN, pozwalającej uwzględnić wpływ kształtu rozkładu uziarnienia na transport osadów. Obliczone dwiema metodami wielkości transportu osadów zarówno łącznego z kierunków ze wschodu na zachód i odwrotnie, jak i wypadkowego rocznego są porównywalne. Rezultaty uzyskane metodą IBW PAN potwierdziły także dwukierunkowy strumień osadów w profilu poprzecznym brzegu, z tą różnicą, iż wg polskiej metody strumień osadów skierowany na wschód przemieszcza się w pasie od 0 do ~200 m. W dalszych odległościach od brzegu kierunek wypadkowego transportu jest skierowany na zachód.
- Obliczenia przeprowadzone wg modelu IBW PAN dla rozkładów uziarnienia pobranych w rejonie Skowronek, ze stosunkowo dużą zawartością frakcji drobnych, pokazał znaczący ich wpływ na transport osadów. Im więcej frakcji drobnych, tym bardziej znaczący staje się roczny transport osadów w sąsiedztwie drugiej rewy, zarówno z obu kierunków, jak i wypadkowy ze wschodu na zachód.

## 6. Oddziaływanie planowanych falochronów na odmorskie brzegi Mierzei Wiślanej

Jednym z elementów oceny wpływu na środowisko planowanej budowy przekopu jest określenie oddziaływania falochronów ochraniających wejście do kanału na odmorskie brzegi Mierzei. Należy mieć świadomość, że ingerencja techniczna w naturalne procesy hydro- i litodynamiczne morskiej strefy brzegowej może mieć katastrofalne skutki w postaci wzmożonej erozji brzegów. Obecnie, jak opisano to w rozdziale 5 pracy, brzeg morski Mierzei Wiślanej jest w miarę stabilny i zachowanie tego stanu jest warunkiem *sine qua non* realizacji planowanego przedsięwzięcia hydrotechnicznego.

Na obecnym etapie planowanej inwestycji trudno jest mówić o szczegółowym projekcie budowy falochronów osłaniających. Zamieszczone w Studium Wykonalności Inwestycji (2007/2008) kształty i wymiary falochronów, zob. rys. 12 w niniejszym raporcie, mają wyłącznie charakter pierwszych szkiców.

Wyznaczenie rzeczywistych wymiarów i kształtów falochronów osłonowych wymaga ustalenia następujących elementów:

- a) określenia wymagań niezbędnych do zapewnienia bezpieczeństwa nawigacyjnego w trakcie wchodzenia i wychodzenia jednostek pływających,
- b) wyznaczenia maksymalnej dopuszczalnej wysokości falowania wewnątrz akwatorium chronionego falochronami w warunkach sztormu projektowego,
- c) ustalenie docelowych zadań jakie ma spełniać zewnętrzny akwen chroniony falochronami - port schronienia dla kutrów rybackich, marina dla dużych jachtów, wyłącznie osłona jednostek przy wchodzeniu do kanału żeglugowego.

Niezależnie od powyższych ustaleń, na obecnym etapie projektowanej inwestycji, przyjąć można, że minimalna szerokość strefy brzegowej chroniona falochronami powinna wynosić co najmniej 350 m. Wielkość ta wynika z ukształtowania podbrzeża w rejonie Skowronek. Na pokazanych na rys. 5 głębokościach w rejonie planowanego przekopu oraz pokazanych na rys. 6 i 9 wybranych profilach poprzecznych brzegu widać, że korona odmorskiej rewy usytuowana jest w odległości około 240÷300 m od brzegu, a naturalne głębokości rzędu 4m występują w odległości około 350 m od linii brzegowej.

## **6.1 Określenie wielkości zmian położenia linii brzegowej po wybudowaniu falochronów osłaniających wejście do kanału**

Jeżeli przemieszczający się wzdłuż brzegów potok rumowiska napotka na swej drodze sztuczną przeszkodę, np. w postaci falochronów portowych, to wówczas w jego sąsiedztwie nastąpi przebudowa brzegu. Przy występującym w rejonie Skowronek w średnim roku statystycznym wypadkowym strumieniu rumowiska skierowanym na wschód, po stronie zachodniej falochronów, w wyniku zatrzymania przynajmniej części transportowanych osadów, będzie następował przyrost linii brzegowej i będą występowały procesy akumulacji brzegu. Z kolei po stronie wschodniej, w wyniku pewnego deficytu osadów, wystąpią procesy erozji, tzn. brzeg będzie się cofał.

Wielkość i szybkość tych procesów zależą głównie od ilości wypadkowego natężenia osadów przenoszonych przez fale i prądy wzdłuż brzegu oraz od szerokości strefy brzegowej objętej falochronami. Im transport ten jest większy, im większa jest szerokość strefy brzegowej przegrodzonej falochronami tym zmiany brzegu po obu stronach falochronów są większe. Natomiast wpływ kształtu falochronów na przebudowę brzegu jest znacznie mniejszy. Oczywiście przy łukowych falochronach ich oddziaływanie na brzegi będzie słabsze z uwagi na ułatwione warunki opływu konstrukcji przez rumowisko niż np. przy falochronach prostopadłych do brzegu. Ten ograniczony wpływ kształtu falochronów oznacza, że przy wyznaczaniu wielkości przebudowy brzegu w ich sąsiedztwie można zastąpić je pojedynczą, prostopadłą do brzegu budowlą.

W prezentowanej pracy obliczenia przebudowy brzegu po obu stronach projektowanych falochronów wykonano licencyjnym, holenderskim programem numerycznym *UNIBEST-CL* (wersja 4.0) wchodzącym w skład pakietu numerycznego *UNIBEST*. Punktem wyjścia tych obliczeń były uprzednio wyznaczone (zob. rozdz. 5.2) wypadkowe wartości natężenia transportu rumowiska w średnim roku statystycznym. Z uwagi na nieustalone na obecnym etapie przygotowania inwestycji rozmiary i kształty falochronów osłaniających, w przeprowadzonych symulacjach komputerowych falochrony były reprezentowane w postaci pojedynczej, prostopadłej do brzegu ostrogi o zmiennej długości i zmiennej wielkości jej przepuszczalności, tj. (innymi słowy) zdolności zatrzymywania rumowiska.

Przy przyjętych w Studium Wykonalności (2007/2008) parametrach statku projektowego o długości 100 m, szerokości 20 m i zanurzeniu 4 m wymagana głębokość na torze podejściowym do kanału żeglugowego o projektowej szerokości 60 m powinna wynosić 5.5 m. Porównując te wymagania z planem batymetrycznym strefy brzegowej w rejonie Skowronek (rys. 5) można z dużym prawdopodobieństwem przyjąć, że w przypadku realizacji inwestycji główki wejściowe falochronów zostaną usytuowane co najmniej w odległości 400 m od brzegu. Analizując bowiem położenie odmorskiej rewy np. na rys. 9, widać, że przy krótszych falochronach bardzo szybko, w wyniku opływania rewy wokół falochronów, pojawiają się problemy z zapiaszczaniem toru podejściowego. Problemy z zapiaszczaniem wejścia pomiędzy główkami falochronów w trakcie przyszłej eksploatacji wystąpią tym później, im falochrony te będą dłuższe.



Ostatecznie w przeprowadzonych symulacjach komputerowych odwzorowano falochrony w postaci pojedynczej ostrogi o długości kolejno 400, 500 i 600 m. Obliczenia zmiany położenia linii brzegowej wykonano maksymalnie dla okresu 10 lat. Celem uwzględnienia w tych obliczeniach wpływu kształtu falochronów na wielkości transportu osadów opływających falochrony założono, że kształty ich będą zbliżone do pokazanych w górnej części rys. 12. Przyjęte w obliczeniach wielkości rumowiska zatrzymywanego przez falochrony w zależności od ich długości i czasu który upłynął od ich wybudowania zamieszczono w tabeli 7.

Tab. 7 Przyjęty procent rumowiska zatrzymywanego przez falochrony w zależności od ich długości i czasu

Okres czasu [lata]	Procent rumowiska zatrzymywanego przez falochrony		
	Długość falochronu 400 m	Długość falochronu 500 m	Długość falochronu 600 m
0÷2	90%	90%	90%
2÷4	80%	80%	80%
4÷7	60%	65%	70%
7÷10	40%	50%	60%

Na rysunkach 13a÷13c zamieszczono obliczone zmiany położenia linii brzegowej po 2, 4, 7 i 10 latach odpowiednio dla falochronu o długości 400, 500 i 600 m. Natomiast na rys. 14 pokazano obliczone zmiany położenia linii brzegowej po 10 latach w zależności od długości falochronów. W tych obliczeniach przyjęto całkowite zatrzymywanie wzdłużbrzegowego transportu osadów przez falochrony. Dodatkowo, zarówno na rysunkach 13a÷13c, jak i na rys. 14, umieszczono także pomierzone w 2007 roku rzeczywiste położenie linii brzegowej, traktowane w obliczeniach jako warunek początkowy, oraz obliczony po 10 latach przebieg tej linii bez obecności falochronów.

## 6.2 Podsumowanie

Z przeprowadzonych obliczeń prognostycznych wynika, że po 10 latach oddziaływania projektowanych falochronów na brzegi morskie będą niewielkie. Podstawowe wnioski wynikające z tych obliczeń zamieszczono poniżej.

- Z uwagi na to, że zasadniczy wzdłużbrzegowy transport odbywa się w sąsiedztwie pierwszej rewy (zob. rys. 11), w pasie o szerokości około 160 m licząc od linii brzegowej obliczone zmiany położenia linii brzegowej po 10 latach dla przebadanych długości falochronów 400, 500 i 600 m są prawie identyczne.
- Obliczone po 10 latach maksymalne przyrosty linii brzegowej w bezpośrednim sąsiedztwie falochronów po stronie zachodniej i ubytki po stronie wschodniej wynoszą około 20 m. Biorąc jednak pod uwagę wszystkie błędy popełniane kolejno przy obliczaniu parametrów fal, prędkości przepływów wody, natężeń transportu osadów należy przyjąć, że błąd w ocenie zmian brzegowych może wynosić około 100%. Oznacza to, że maksymalne zmiany położenia linii brzegowej zawarte są w przedziale 10÷40 m.
- Zasięg zmian brzegowych po 10 latach liczony od krawędzi zewnętrznych falochronów wzdłuż brzegu w obu kierunkach wynosi około 1000 m.

## **7. Zapiaszczanie podejścia do falochronów osłaniających wejście do projektowanego kanału żeglugowego od strony otwartego morza**

### **7.1 Wprowadzenie**

Utrzymanie torów podejściowych do portów z reguły wiąże się z kosztami wykonywanych okresowo robót pogłębiarskich. Koszty te zależą od wielu czynników, m.in. batymetrii akwenu, lokalnego klimatu falowo-prądowego, cech rumowiska zalegającego na dnie morskim oraz wymagań nawigacyjnych kształtujących układ toru wodnego w planie i jego głębokości. Na akwenach częściowo osłoniętych przed silnym falowaniem sztormowym oraz w przypadku torów wodnych biegnących poprzez duże głębokości naturalne (np. tory podejściowe do portów w Gdańsku i Gdyni o głębokościach 15-17 m przy naturalnych głębokościach rzędu 10 m) zapiaszczanie (zamulanie) jest stosunkowo niewielkie. Utrzymanie takich torów wodnych wymaga nieczęstych robót czerpalnych polegających na „podczyszczeniu” podwodnego wykopu. W przypadku portów położonych nad otwartym morzem, z niezbyt głębokimi torami podejściowymi lub falochronami niedaleko wychodzącymi w morze proces zapiaszczania jest znacznie intensywniejszy, a zapewnienie bezpiecznej nawigacji wymaga prowadzenia regularnych prac pogłębiarskich. Zapiaszczanie toru podejściowego i wejścia do portu jest mniejsze, jeżeli falochrony wyprowadzone są daleko w morze (na większe głębokości). Jednakże wówczas pojawia się z reguły niekorzystny wpływ tych budowli na sąsiadujące z portem odcinki brzegu morskiego.

### **7.2 Oszacowanie tempa zapiaszczania akwenu położonego w sąsiedztwie główek falochronów osłaniających wejście do projektowanego kanału**

O ile przy ocenie oddziaływania falochronów na brzegi morskie sprawą kluczową jest szerokość strefy brzegowej przegrodzonej falochronami, to przy określaniu tempa zapiaszczania wejść portowych sprawą równie ważną są także kształty tych falochronów. Jak wspomniano już o tym w rozdziale 6 pracy w chwili obecnej problem ustalenia odpowiednich wymiarów i kształtów falochronów nie wykroczył poza prace studialne.

W niniejszej pracy biorąc pod uwagę fakt, że zgodnie z zakresem rzeczowym projektu zamieszczonym w Studium Wykonalności (2007/2008) tor podejściowy do kanału żeglugowego od strony morza powinien mieć głębokość 5,5 m oraz szerokość 60 m oraz uwzględniając istniejący obecnie układ batymetryczny dna (pomiarów głębokości z roku 2007), a w szczególności położenie rewy odmorskiej przyjęto następujące założenia:

- minimalna odległość główek falochronu od brzegu równa 400 m,
- kształt falochronów zbliżony do istniejącego we Władysławowie, tj. falochron zachodni w kształcie wydłużonego łuku, falochron wschodni w przybliżeniu prostopadły do brzegu.

Z przeprowadzonych obliczeń oddziaływań falochronów na brzegi wynika (zob. rozdz. 6), że dla przebadanych długości falochronów 400, 500 i 600 m zmiany brzegowe w sąsiedztwie falochronów będą prawie identyczne. Wybór zasięgu falochronów w kierunku odbrzegowym zależy zatem przede wszystkim od kosztów budowy i przyszłych kosztów eksploatacji.

Należy pamiętać, że główne problemy związane z zapiaszczaniem wejścia i toru podejściowego nastąpią wówczas, gdy odmorska rewa, pokazana np. na rys. 9, okraży falochron zachodni i zacznie zamykać wejście portowe. Im główki falochronów będą bardziej

odsunięte od tej rewy, im będą sięgać dalej w głąb morza, tym później rozpoczną się kłopoty z udrażnianiem podejścia do kanału żeglugowego.

Poprawne wyznaczenie czasu po którym przerwana przez falochrony w trakcie budowy rewa dotrze do wejścia portowego jest z reguły obciążone znacznym błędem. Wynika to z faktu, że w obliczeniach bardzo trudno jest uwzględnić takie procesy falowe jak dyfrakcja i odbicie fal od falochronów, a także powstawanie, związanych z tymi procesami, specyficznych prądów opływających falochrony. Dlatego też w prezentowanej pracy określenie szybkości zapiaszczania podejścia do kanału żeglugowego wykonano dwuetapowo. W pierwszym etapie przeanalizowano analogiczny proces jaki miał miejsce po wybudowaniu portu we Władysławowie. W drugim etapie na podstawie obliczonych rozkładów natężenia transportu osadów w charakterystycznym profilu batymetrycznym w średnim roku statystycznym (zob. rozdz. 5) obliczono tempo zasypywania toru podejściowego.

### **7.2.1 Oszacowanie tempa zamykania wejścia między główkami falochronów przez nasuwającą się rewę – porównanie z analogicznym procesem w porcie we Władysławowie**

Budowę falochronów portowych we Władysławowie rozpoczęto w marcu 1936 roku i ukończono w październiku tego samego roku. Wybudowany falochron zachodni miał długość 763 m, a wschodni 320 m, wychodziły one w morze na około 400 m. Przed wybudowaniem portu, jak podaje Adamski (1977), strefa brzegowa u nasady Półwyspu Helskiego charakteryzowała się prawie równoległym przebiegiem izobat. W odległości około 250÷300 m od brzegu usytuowana była rewa o przeciętnej głębokości nad jej koroną około 2 m. Głębokość w sąsiedztwie główki zachodniego falochronu wynosiła około 5.5 m, a główki wschodniej – około 5 m. Obliczane przez różnych autorów wypadkowe wielkości wzdłużbrzegowego transportu rumowiska po zachodniej stronie portu, zob. Szmytkiewicz (2003), zawarte są generalnie, w zależności od przyjętych metod obliczeniowych, w granicach od 70 do około 100 tys.m<sup>3</sup>/rok.

W okresie przedwojennym, w celu określenia wpływu portu na brzegi Półwyspu Helskiego wykonywano dwa razy w roku pomiary batymetryczne obejmujące odcinek brzegu o długości w przybliżeniu równej 2 km. Na rys. 15 pokazano otrzymane z tych pomiarów zmiany głębokości w przeciągu dwóch lat, od maja 1936 do marca 1938.

Z rysunku tego widać, że wybudowane falochrony nie zahamowały całkowicie transportu wzdłużbrzegowego rumowiska. Po około 2 latach od wybudowania falochronów widoczny jest wyraźny pas spłyceń w formie ławicy piaskowej po zewnętrznej stronie falochronu zachodniego, przebiegający od zachodu wzdłuż całego badanego obszaru aż poza port po stronie wschodniej. W rezultacie, w celu zachowania wymaganych głębokości nawigacyjnych, koniecznym się stało pogłębianie tego toru. Prace pogłębiarskie rozpoczęto w 1945 roku (brak jest danych z okresu wojny).

Porównanie warunków batymetrycznych i litodynamicznych w sąsiedztwie portu we Władysławowie oraz w rejonie planowanej budowy falochronów na Mierzei Wiślanej zamieszczono w tab. 8.

Tab. 8 Porównanie warunków batymetrycznych i litodynamicznych w sąsiedztwie portu we Władysławowie oraz w rejonie planowanej budowy falochronów osłaniających wejście do planowanego przekopu przez Mierzę Wiślaną

Porównywane wielkości	Istniejące falochrony portowe we Władysławowie	Projektowane falochrony w rejonie Skowronek (strona odmorska)
układ batymetryczny	izobaty w przybliżeniu równoległe do siebie	izobaty w przybliżeniu równoległe do siebie
odległość rewy odmorskiej od brzegu	250÷300 m	250÷280 m
głębokość nad koroną rewy	około 2 m	około 2.5 m
zasięg falochronów w głąb morza	około 400 m	400 <sup>(1)</sup> m
odległość główek falochronu od korony rewy	100÷150 m	120÷150 m
przyrost linii brzegowej po zachodniej stronie falochronów	około 350 <sup>(2)</sup> m w latach 1936÷1975	około 20 <sup>(3)</sup> m po 10 latach od wybudowania
średni przyrost brzegu w ciągu roku <sup>(4)</sup>	~ 9 m	~ 2 m
natężenie wypadkowego wzdłużbrzegowego transportu rumowiska	~ (70÷100) <sup>(5)</sup> tys. m <sup>3</sup> /rok	~ (16÷ 25 <sup>(6)</sup> ) tys. m <sup>3</sup> /rok
stosunek natężenia transportu do przyrostu linii brzegowej	$\left(\frac{70}{9}\right) \div \left(\frac{100}{9}\right) \approx (7.7 \div 11.1)$	$\left(\frac{16}{2}\right) \div \left(\frac{25}{2}\right) \approx (8 \div 12.5)$

<sup>(1)</sup> –teoretyczny zasięg falochronów przyjęty w tej pracy,

<sup>(2)</sup> – oszacowane z pomiarów (Szmytkiewicz 2003),

<sup>(3)</sup> – obliczone w rozdziale 6 pracy,

<sup>(4)</sup> – wyznaczony przy założeniu liniowego przyrostu w każdym roku,

<sup>(5)</sup> – oszacowany z obliczeń różnymi metodami (Szmytkiewicz 2003),

<sup>(6)</sup> – uwzględniono tylko transport zatrzymywany przez przyszły falochron zachodni.

Z porównania charakterystycznych parametrów pokazanych w tab. 8 widać, że są one na tyle do siebie podobne, iż na podstawie znajomości procesów litodynamicznych występujących w sąsiedztwie portu we Władysławowie można z dużym prawdopodobieństwem wnioskować o przyszłych problemach związanych z eksploatacją „portu” po odmorskiej stronie Mierzei Wiślanej, a w szczególności o szybkości zamykania wejścia pomiędzy główkami przyszłych falochronów.

Zamieszczone w tab. 8 wartości liczbowe są mniej lub bardziej przybliżone, ale zawsze realistyczne. Jedynie założenie o jednostajnym przyroście linii brzegowej jest dość

sztuczne. W rzeczywistości bowiem największe przyrosty brzegu po stronie zachodniej falochronów mają miejsce w początkowym okresie po wybudowaniu. W późniejszych latach proces ten słabnie i wreszcie ustaje. Wykonane np. pomiary linii brzegowej po zachodniej stronie portu we Władysławowie w roku 1997 i 2003, zob. Szmytkiewicz (2003), pokazały, że brzeg ten nie ulega już zmianom.

Pamiętając o tym zastrzeżeniu można stwierdzić, że dla przyszłych falochronów sięgających do odległości co najmniej 400 m od brzegu w pierwszych 10 latach eksploatacji „portu” po odmorskiej stronie Mierzei Wiślanej w rejonie Skowronek nie wystąpią problemy związane z zamykaniem wejścia portowego przez okrażającą zachodni falochron rewę.

Ekstrapolując dane zawarte w tab. 8 można oszacować, że nawet przy zawyżonym wypadkowym wzdłużbrzegowym transporcie wynoszącym około 40 tys. m<sup>3</sup>/rok średni roczny przyrost linii brzegowej w sąsiedztwie falochronu zachodniego będzie wówczas w przybliżeniu wynosił 5 m/rok. Oznacza to, że także i w tym przypadku przemieszczająca się rewa w ciągu pierwszych 10 lat po wybudowaniu falochronów nie dotrze w rejon wejścia portowego.

W przypadku podjęcia ostatecznej decyzji o budowie przekopu przez Mierzę Wiślaną postuluje się, podobnie jak miało to miejsce dla Władysławowa, wykonywanie w trakcie budowy i po jej zakończeniu pomiarów batymetrycznych obejmujących odcinek brzegu o długości około 1 km w kierunku wschodnim i zachodnim i sięgającym w głąb morza do głębokości około 8 m. Pomiary te, oprócz znaczenia praktycznego dla potrzeb eksploatacji kanału żeglugowego, będą miały kapitalne znaczenie z punktu widzenia matematycznego opisu transportu osadów i przebudowy brzegu w sąsiedztwie konstrukcji hydrotechnicznych.

### **7.2.2 Oszacowanie metodą holenderską tempa zasypywania toru podejściowego do falochronów portowych**

Na podstawie obliczonych rozkładów natężenia transportu osadów w charakterystycznym profilu batymetrycznym w średnim roku statystycznym zamieszczonych w tabeli 3 oszacowano wielkości transportu rumowiska w sąsiedztwie falochronów portowych (zob. rozdz. 5). Znajomość rozkładu tego transportu wzdłuż profilu batymetrycznego stanowiła podstawę oszacowania tempa zasypywania toru podejściowego.

Przy falochronach sięgających na odległość 400 m od brzegu przyjęto, że osady przemieszczające się w strefie do odległości 300 m od brzegu są całkowicie zatrzymywane przez falochrony, natomiast transport rumowiska w pasie od 300 do 400 m częściowo może opływać falochrony. Z obliczonych w rozdziale 6 przyrostów linii brzegowej po zachodniej stronie portu wynika, że po 10 latach od wybudowania portu linia brzegowa w sąsiedztwie falochronu zachodniego przesunie się o około 20 m w kierunku morza. Przy założeniu, że o podobną odległość przemieści się cały profil batymetryczny można przyjąć, że mniej więcej 20% profilu leżącego w pasie od 300 do 400 m wysunie się spoza cienia tego falochronu. Przyjmując, że w pierwszych 10 latach eksploatacji portu taki właśnie procent rumowiska przemieszczający się w pasie od 300 do 400 m zacznie stopniowo opływać falochron zachodni obliczono ile rumowiska w przeliczeniu na 1 mb może dotrzeć do toru wodnego. Wyniki tych obliczeń zamieszczono w tab. 9.

Tab. 9 Obliczony wg van Rijna roczny transport osadów na 1 mb w profilu prostopadłym do brzegu w sąsiedztwie toru podejściowego przy założonym 80% zatrzymywaniu rumowiska przez falochrony

Transport w pasach	Obliczony transport osadów dla kierunków zachodnich [m <sup>3</sup> /mb rok]				Łącznie z kierunków zachodnich [m <sup>3</sup> /mb rok]	Obliczony transport osadów dla kierunków wschodnich [m <sup>3</sup> /mb rok]				Łącznie z kierunków wschodnich [m <sup>3</sup> /mb rok]
	W	WNW	NW	NNW		N	NNE	NE	ENE	
300÷400m	0	1	16	5	<b>22</b>	-20	-1	0	0	<b>-21</b>
powyżej 400 m	0	0	3	2	<b>5</b>	-8	0	0	0	<b>-8</b>
Całkowity z kierunków zachodnich	<b>27 m<sup>3</sup>/mb rok</b>									
Całkowity z kierunków wschodnich						<b>-29 m<sup>3</sup>/mb rok</b>				

Dla przyjętych w Studium Wykonalności (2007/2008) parametrów toru podejściowego o projektowej szerokości 60 m i projektowej głębokości 5.5 m tempo zapiaszczania toru, przy założonym równomiernym rozłożeniu rumowiska w torze, można oszacować następująco:

- do toru dociera tylko osad przenoszony w odległościach większych od 400 m

$$\text{spływanie toru} \approx \frac{5+8}{60} \approx 0.2 \text{ m/rok}$$

- do toru dociera także 20% osadu przenieszonego w pasie od 300 do 400 m

$$\text{spływanie toru} \approx \frac{5+8+22+21}{60} \approx 0.9 \text{ m/rok}$$

Z przeprowadzonych szacowań zapiaszczania toru wodnego w sąsiedztwie wejścia portowego wynika, że w przypadku budowy falochronów sięgających w głąb morza na odległość 400 m należy liczyć się z koniecznością podczyszczania toru podejściowego. Według aktualnej batymetrii głębokości naturalne w odległości 400 m od brzegu wynoszą 5 m. Oznacza to, zob. rys. 9 (przy uwzględnieniu oszacowanych powyżej wielkości spłyceń) konieczność pogłębienia podejścia do główek o około 1.0 m na długości około 70 m – w celu uniknięcia potrzeby podczyszczeń toru – co 1÷3 lata.

Przy falochronach rozciągających się na odległość co najmniej 450 m od brzegu, tj. do naturalnych głębokości 5.5 m znika konieczność budowy toru podejściowego. W takich warunkach będziemy mieli do czynienia tylko z niewielkim transportem przemieszczającym się w odległościach większych od 400 m (przy uwzględnieniu, że część osadu zawarta w przedziale 400÷450 m opływa falochrony). Problemy ze spływaniem wejścia do portu rozpoczną się dopiero po dostatecznie dużym przybliżeniu się rewy w jego sąsiedztwo. Z przeprowadzonych w rozdziale 7.2.1 obliczeń wynika, że problemy z udrażnianiem wejścia portowego nie powinny wystąpić w pierwszych 10 latach eksploatacji portu.

### 7.2.3 Oszacowanie metodą IBW PAN tempa zasypywania toru podejściowego do falochronów portowych

Do analizy zapiaszczania toru podejściowego wykorzystany został trójwarstwowy model transportu osadów niejednorodnych (zob. rozdz. 5.3). Obliczenia zapiaszczania prowadzone były wzdłuż dwóch krawędzi toru podejściowego, tj. od strony nawietrznej i zawietrznej. Zakłada się przy tym, iż na krawędzi nawietrznej (odprądowej) toru podejściowego osady transportowane są w fazie grzbietu fali w warstwie wleczenia i kontaktowej oraz w warstwie zewnętrznej – w formie zawieszanej – pod wpływem wypadkowego prądu. Na krawędzi zawietrznej (podprądowej) osady transportowane są tylko w fazie doliny fali w warstwie wleczenia i kontaktowej.

Obliczenia przeprowadzano w dwóch etapach. W etapie pierwszym założono, że osad jest jednorodny i charakteryzuje się jedną średnicą ziaren  $d = 0,22$  mm. To założenie pozwala na porównanie wyników obliczeń zapiaszczania z rezultatami otrzymanymi metodą holenderską (zob. rozdz. 7.2.2). W etapie II uwzględniono wpływ obecności frakcji drobnych w osadach na tempo zapiaszczania toru wodnego. Do obliczeń wybrano dwa rozkłady granulometryczne pokazane na rys. 3. Jeden z nich (31M7) – pobrany w rejonie Skowronek na głębokości 2,2 m – zawiera podobną ilość frakcji drobnych co osady na krawędzi toru w Łebie. Drugi (oznaczony jako rzeczywisty) charakteryzuje się większą zawartością frakcji drobnych i jest uśrednionym rozkładem w rejonie Skowronek. W obliczeniach zapiaszczania w zależności od głębokości posługiwano się bądź rozkładem uśrednionym z głębokości  $6 \div 4$  m bądź uśrednionym z głębokości  $4 \div 0,8$  m.

W obliczeniach – podobnie jak w metodzie holenderskiej – przyjęto tor podejściowy o głębokości 5,5 m i szerokości 60 m. Założono ponadto, że do toru dociera tylko osad przenoszony w odległościach większych od 400 m i po stronie zachodniej dodatkowo 20 % osadu przenoszonego w pasie 300 do 400 m. Wyniki obliczeń przedstawiono w tab. 10.

Tab. 10 Wielkość zapiaszczania toru podejściowego obliczana metodą IBW PAN dla trzech rodzajów rozkładów granulometrycznych osadów

zapiaszczanie $Q[m^3/rok]$	31M7	rzeczywisty	$d=0.22mm$
$(300-400)*20\% W$	2018	4908	1129
$>400m$	4104	18317	2141
Suma	6122	23225	3271

Warto zaznaczyć, że wielkość  $3271 m^3/rok$  uzyskana dla osadu jednorodnego ( $d = 0,22$  mm) w przeliczeniu na 1 mb toru daje wielkość spływienia rzędu  $0,55 m/rok$ , co dobrze koresponduje z wielkością spływienia oszacowaną przy pomocy metody holenderskiej. Obecność jednak frakcji drobnych powoduje wzrost wielkości zapiaszczania toru aż do wielkości  $\sim 25\,000 m^3/rok$  w przypadku utrzymującej się znaczącej ilości frakcji drobnych w osadach.

Na koniec warto zaznaczyć, że przeprowadzone wyżej oszacowania zostały uzyskane przy założeniu, że minimalna odległość główek falochronu od brzegu wynosi 400 m. Przy falochronach sięgających w głąb morza na odległość 300 m należy liczyć się ze znacznym wzrostem wielkości (i tempa) zapiaszczania. Jak pokazały obliczenia przeprowadzone przez pierwszego z podwykonawców, tj. przez Uniwersytet Warmińsko-Mazurski w Olsztynie (zob. Kaczmarek i inni, 2008), w takim przypadku należy oczekiwać wielkości zapiaszczania rzędu

50 000 m<sup>3</sup>/rok dla osadów z ilością frakcji drobnych na poziomie rozkładów z Łeby lub nawet ~100 000 m<sup>3</sup>/rok dla osadów z dużą ilością frakcji drobnych.

### 7.3 Podsumowanie

W przeprowadzonych obliczeniach zgodnie z zakresem rzeczowym projektu zamieszczonym w Studium Wykonalności (2007/2008) przyjęto tor podejściowy od strony morza o głębokości 5,5 m i szerokości 60 m. Biorąc pod uwagę istniejący obecnie układ batymetryczny dna (pomiar głębokości z roku 2007), a w szczególności położenie rewy odmorskiej założono:

- minimalną odległość główek falochronu od brzegu równą 400 m,
- kształt falochronów zbliżony do istniejącego we Władysławowie, tj. falochron zachodni w kształcie wydłużonego łuku, falochron wschodni w przybliżeniu prostopadły do brzegu.

Z przeprowadzonych szacowań zapiaszczania toru podejściowego i wejścia do portu w pierwszych 10 latach po wybudowaniu falochronów wynika, że nie powinno być specjalnych problemów z utrzymaniem wymaganych głębokości nawigacyjnych. Podstawowe wnioski wynikające z tych szacowań są następujące:

- główne problemy związane z zapiaszczaniem wejścia i toru podejściowego nastąpią wówczas, gdy odmorska rewa okrąży falochron zachodni i zacznie zamykać wejście portowe,
- w pierwszych 10 latach eksploatacji „portu” po odmorskiej stronie Mierzei Wiślanej w rejonie Skowronek nie wystąpią problemy związane z zamykaniem wejścia portowego przez okrążającą zachodni falochron odmorską rewę,
- z obliczeń wykonanych modelem holenderskim wynika, tempo zasypywania toru podejściowego przez rumowisko przemieszczające się w jego sąsiedztwie, przy założonym równomiernym jego rozłożeniu w torze, określono jako zawarte w przedziale od 0.2 do 0.9 m/rok,
- przy falochronach sięgających w głąb morza na odległość 400 m należy liczyć się z koniecznością podczyszczania toru podejściowego co 1÷3 lata,
- przy falochronach rozciągających się na odległość co najmniej 450 m od brzegu znika konieczność budowy toru podejściowego. W takich warunkach problemy ze spływaniem wejścia do portu nie wystąpią w pierwszych 10 latach eksploatacji portu.
- wyniki obliczeń zapiaszczania toru uzyskane przy użyciu modelu IBW PAN są zbieżne z powyższymi oszacowaniami w przypadku osadu jednorodnego charakteryzowanego średnicą  $d = 0,22$  mm; obecność frakcji drobnych osadów może spowodować wzrost wielkości zapiaszczania maksymalnie do wielkości ~25 000 m<sup>3</sup>/rok, co oznacza konieczność corocznego pogłębiania toru.
- przy falochronach sięgających w głąb morza na odległość 300 m należy liczyć się ze znaczącym wzrostem wielkości (i tempa) zapiaszczania. W takim przypadku należy oczekiwać wielkości zapiaszczania rzędu 50 000 m<sup>3</sup>/rok dla osadów z ilością frakcji osadów drobnych na poziomie rozkładów z Łeby.



## 8. Ruch wody i osadów na Zalewie Wiślanym

### 8.1 Ogólny opis Zalewu

Zalew Wiślany powstał w wyniku odcięcia przybrzeżnej zatoki morskiej w ujściowym odcinku Wisły – Nogatu przez akumulacyjną mierzeję nadmorską. Mierzeja Wiślana ma długość 60 km, szerokość od 600 m do 2000 m. Polski odcinek Mierzei wynosi około 31,5 km.

Mierzeja jest geologicznie bardzo młoda. Jeszcze w średniowieczu przecinały ją pojedyncze przesmyki, m. innymi:

- przed rokiem 1300 w rejonie Krynicy Morskiej,
- w latach 1426÷1431 tzw. głębia elbląska koło Skowronek,
- do 1455 roku 13 km na NE od Piasków.

Współcześnie Zalew łączy się z morzem w miejscu zwanym Cieśniną Pilawską (*Rinna Baltiskaja* lub *Morskoj Kanal*). W latach 60-tych ubiegłego wieku nastąpiło sztuczne poszerzenie cieśniny prowadzącej do nabrzeży portu wojennego w *Baltijsku* do około 460 m i pogłębieniu do około 12 m. Dla porównania powierzchnia planowanego przekopu przez Mierzeję w rejonie Skowronek stanowi około 2.7% powierzchni Cieśniny Pilawskiej.

Powierzchnia Zalewu wynosi 838 km<sup>2</sup>, z tego około 40% znajduje się w Polsce i 60% w Obwodzie Kaliningradzkim Federacji Rosyjskiej. Zalew ma długość 50 Mm i maksymalną szerokość 6 Mm. Polska część Zalewu charakteryzuje się długością 19,5 Mm, największą szerokością 4,8 Mm (na linii Suchacz - Przebrno) oraz najmniejszą szerokością 3,7 Mm (na linii Krynica Morska - Tolkmicko). System Zalewu Wiślanego jest bardzo dynamiczny - woda w Zalewie wymieniana jest około 9 razy w ciągu roku.

Zalew jest bardzo płytki, w polskiej części średnia głębokość nie przekracza około 3.5 m. Maksymalna głębokość 5.5 m występuje w rejonie *Baltijska*. Dno Zalewu Wiślanego stanowią szare piaski, gliny i namuły, a w części południowo-zachodniej namuły półpłynne o znacznej miąższości.

Przeprowadzona pod koniec XIX wieku gruntowna regulacja delty Wisły zahamowała bardzo intensywne spływanie Zalewu materiałem niesionym przez Nogat, Szkarpawę i Wisłę Królewiecką. Stało się to w okresie zakończenia budowy Przekopu Wisły pod Świbnem (1895), odcięcia śluzami Martwej Wisły (w Przegalinie) oraz Szkarpawy (w Gdańskiej Głowie), a tym samym skierowaniu całej masy wód wiślanych bezpośrednio do morza. W taki oto sposób również cała masa rumowiska wleczonego przez Wisłę zaczęła spływać prosto do Bałtyku.

Wody Zalewu należą do mieszanych i charakteryzują się zasoleniem od 0,4 do 4,28‰, przy średnim zasoleniu Bałtyku 6÷8‰. Wahania zasolenia są funkcją wlewów wód morskich do Zalewu przez Cieśninę Pilawską. Stopień zasolenia maleje z odległością od *Baltijska*. Zasolenie wód w rejonie cieśniny wynosi średnio 5,5 promili, a koło Krynicy Morskiej około 2,2 promili. Jak podaje Dubrawski i Zachowicz(1997) przy szacowanym napływie wody z Zatoki Gdańskiej przez projektowany kanał w okolicy Skowronek do Zalewu w ilości 0.5 km<sup>3</sup>/rok i odpływie 0.55 km<sup>3</sup>/rok spowoduje to wzrost zasolenia, w stosunku do średniej z wielecia, polskiej części Zalewu o 1.3‰ oraz o 0.4‰ całego Zalewu.

W obszarze Zalewu Wiślanego funkcjonuje port morski w Elblągu oraz kilka portów i przystani. Należą do nich m.in. Tolkmicko, Krynica Morska, Frombork, Kąty Rybackie, Piaski, Nowa Pasłęka. Mniejsze znaczenie mają: Suchacz, Kamienica Elbląska, Kadyny i inne.

Port w Elblągu, który leży nad rzeką Elbląg, jest oddalony około 10 km od Zalewu Wiślanego. Tor wodny prowadzący z Elbląga na Zalew posiada koryto o szerokości od 50 do 100 metrów i głębokości 3.5÷4.5 metra.

Obecnie, w przybliżeniu, wzdłuż osi Zalewu prowadzi sztucznie pogłębiony kanał nawigacyjny łączący port w Elblągu z Bałtiskiem. Od tego toru po polskiej stronie Zalewu odchodzą odgałęzienia prowadzące do portów i przystani rybackich leżących zarówno na Mierzei Wiślanej jak i po stronie Wysoczyzny Elbląskiej.

## 8.2 Warunki hydrologiczne na Zalewie Wiślanym

Dynamika wód Zalewu zależy głównie od prędkości i kierunków wiatru. Wiatry decydują o wymianie cieplnej, zasoleniu, spiętrzeniu wód, zalodzeniu, a także i procesach biologicznych. Najbardziej rozbudowane cyrkulacje prądowe są wywołane wiatrami o kierunkach zbliżonych do kierunku osi podłużnej Zalewu. Układy zwierciadła wody kształtowane przez wiatry są niesymetryczne z uwagi na niesymetryczne usytuowanie Cieśniny Pilawskiej względem osi symetrii Zalewu (stosunek ten wynosi 2.3:1).

Na wahania stanów wody w poszczególnych punktach Zalewu mają wpływ trzy główne czynniki, tj.:

1. spiętrzenia wiatrowe powstające w wyniku działania wiatrów lokalnych - wahania poziomu wody pod wpływem wiatru mogą osiągać wartości 1÷1.5 m/dobę, amplituda tych wahań osiąga największe wartości w południowo-zachodniej części Zalewu, czyli w największej odległości od Rynny Bałtyjskiej,
2. przepływy wody przez Rynną Bałtyjską (Pilawską) - wielkość tej wymiany jest szacowana na 17÷20 km<sup>3</sup> rocznie, a maksymalny wzrost lub obniżenie poziomu wody może wynosić około 0.8÷1.0 m/dobę,
3. dopływy wód rzecznych - średnie roczne natężenia dopływów wód do Zalewu wynosi około 100 m<sup>3</sup>/s, przy chwilowych przepływach zawartych w przedziale od około 40 m<sup>3</sup>/s do około 1300 m<sup>3</sup>/s, maksymalne zmiany poziomu wody w Zalewie wywołane tymi dopływami nie przekraczają 0.1 m/dobę.

Z wymienionych czynników trzeci jest najmniej istotny. Wywołuje on bowiem zmiany stanu wody w Zalewie z prędkością co najwyżej 0.1 m/dobę. Pozostałe czynniki mogą (każdy z osobna) wywołać ponad 10-krotnie większe zmiany poziomu wód w Zalewie.

Jak już wspomniano, z kształtu Zalewu Wiślanego wynika, że największe wezbrania sztormowe występują na południowo-zachodnich krańcach Zalewu. Dla tych rejonów reprezentatywne są dane z wodowskazu w Nowym Batorowie (w ujściu rzeki Elbląg) oraz, w pewnym stopniu, z wodowskazu w Tolkmicku. Z analizy długookresowych zapisów poziomów wody w Tolkmicku (zob. Wiśniewska 1992) wynika, że maksymalny stan, jaki zaobserwowano w Tolkmicku (do roku 1992) wynosił 645 cm (143 cm powyżej poziomu średniego). Zanotowano go 19-20 stycznia 1983 r. w okresie ostatniej dużej powodzi na Żuławach. Natomiast w Nowym Batorowie maksymalny stan wody zanotowany 19 i 20.01.1983 roku był równy 655 cm. Jeden z najsilniejszych w ubiegłych latach sztormów (30.11.2004 r.) spowodował podniesienie się zwierciadła wody w Nowym Batorowie do rzędnej 635 cm.

Na podstawie wieloletnich notowań stanów wody IMGW określił prawdopodobieństwa wystąpienia wysokich stanów wody w południowo-zachodniej części Zalewu. Wartości te zamieszczono w tabeli 11.

Tab. 11. Prawdopodobieństwa wystąpienia wysokich stanów wody w południowo-zachodniej części Zalewu Wiślanego wg IMGW

Prawdopodobieństwo [%]	0.1	0.6	1	2
Stan wody [cm]	689	669	661	651

Największe zagrożenie powodziowe u południowych brzegów Zalewu występują po długotrwałych, sztormowych wiatrach z kierunku W, kiedy następnie kierunek wiatru zmienia się na N i NE. Na rys.16 pokazano przebieg zmian poziomów wody pomierzonych w Helu na Zatoce Gdańskiej oraz w Nowej Pasłęce i Nowym Batorowie na Zalewie Wiślanym dla silnego sztormu z okresu 18÷21 stycznia 1983 roku. Przemieszczający się 18.01 ośrodek niżowy powodował stopniowe skręcanie wiatrów z kierunku SSW na WSW. W następnych dniach wiatr skręcił najpierw na NW a później na N.

Z rys. 16 widać, że w początkowej fazie sztormu, przy wiatrach z kierunków zachodnich wody w Zalewie przemieszczały się w kierunku wschodnim, co skutkowało obniżeniem zwierciadła wody w rejonie Nowego Batorowa. Po zmianie kierunku wiatru na północny spiętrzone u brzegów Bałtyku wody wlały się do Zalewu powodując silny przyrost poziomu wody na Zalewie. W Nowym Batorowie maksymalny stan wody osiągnął 655 cm, a w Nowej Pasłęce 645 cm.

### 8.3 Falowanie

Na Zalewie nie były prowadzone systematyczne pomiary falowania wiatrowego. Jedynie w latach 1950÷51 wykonywano sezonowe pomiary przy użyciu tyczki wolno-pływającej ze skalą. Wyniki tych pomiarów uogólnione dla całego akwenu przedstawiono w tabeli 12.

Tabela 12. Pomierzone wysokości fali na Zalewie Wiślanym w latach 1950÷51 przy różnych prędkościach wiatru (Łomniewski 1958)

Prędkość wiatru [m/s]	Wysokość fali [m]	Stan Zalewu skala Beauforta
≥ 4	0.2÷0.3	1
5 ÷ 9	0.3÷0.5	2
≥ 10	0.5÷1.0	3

Przy większych prędkościach wiatru pomiarów nie dokonywano. Według Łomniewskiego (1958) okresy fal bywały tak zmienne, że bez obszernych badań nie można ich było ująć w sposób tabelaryczny. Na podstawie obserwacji fal z pokładu statku długość fal wynosiła 3.5-4.0 m przy stanie Zalewu 2, natomiast przy stanie 3 dochodziła do 4.5 m. Przy najgwałtowniejszych sztormach stan Zalewu określano na 5-6 stopni w skali Beauforta.

W pracy Basińskiego (1984) przedstawione zostały obliczone przez Instytut Morski parametry fali głębokowodnej. Obliczenia te zostały wykonane dla ekstremalnych prędkości wiatrów 25 i 30 m/s i ekstremalnego poziomu wody 670 cm dla południowej i zachodniej części Zalewu. Dla rejonu Kątów Rybackich parametry te przyjmowały wartości:

wysokość fali: 1.05 ÷ 1.20 m,  
okres fali: 4.10 ÷ 4.30 s,  
długość fali: 13.0 ÷ 14.5 m.

Basiński (1984) nie podaje dla jakiego kierunku wiatru obliczenia te zostały wykonane. Z dużym prawdopodobieństwem przyjąć można, że były one przeprowadzone dla najbardziej niekorzystnego kierunku, tj. dla wiatrów z NE. Porównując przedstawione powyżej parametry fali z wielkościami zamieszczonymi w tabeli 12 widać, że obliczone wysokości stosunkowo poprawnie odpowiadają wartościom pomierzonym przy prędkościach wiatru przekraczających 10 m/s. Obliczone długości fali, z uwagi na płytkość Zalewu, wydają się być przesadnie duże.

Z powodu płytkości Zalewu i niewielkich rozciągłości działania wiatru falowanie wiatrowe osiąga swoje maksimum już po upływie 1÷2 godz. od chwili pojawienia się silnego wiatru.

#### 8.4 Określenie minimalnych prędkości niezbędnych do transportu osadów na Zalewie

Zgodnie z informacjami zawartymi w Studium Wykonalności (2007/08) tor wodny od strony Zalewu Wiślanego ma być poprowadzony od przekopu przez Mierzęję w rejonie Skowronek do pławy ELB10 o długości około 13 km, szerokości 60 m i planowanej głębokości 4 m w pierwszym etapie realizacji inwestycji.

Przy naturalnych głębokościach wzdłuż planowanego toru wodnego zawartych w przedziale 2.0÷2.8 m może on spełniać rolę osadnika dla przenoszonego rumowiska. Utrzymanie głębokości nawigacyjnych będzie wówczas wymagało okresowych prac pogłębiarskich. Przy szacowaniu tempa zapiaszczania toru nawigacyjnego sprawą kluczową jest określenie minimalnych prędkości niezbędnych do zapoczątkowaniu ruchu osadu dennego. Prędkości te zależą od rodzaju materiału zalegającego na dnie Zalewu.

Dno Zalewu Wiślanego w rejonie planowanego toru wodnego, zob. rozdz. 2 pracy, jest zbudowane z namulów pylastych, gliniasto-pylastych i gliniastych. Grunty te tworzą jednorodną masę, będącą w stanie miękkoplastycznym. Jedynie w samym sąsiedztwie Mierzei Wiślanej dno zbudowane jest z piasku o medianie średnicy ziaren  $d_{50}=0.28$  mm.

Taki rodzaj materiału zalegający na dnie Zalewu oznacza, że głównie mamy do czynienia z gruntami spoistymi (kohezyjnymi), tj. z materiałami silnie przeciwstawiającymi się ich rozdzieleniu na pojedyncze ziarna. Własność ta jest spowodowana przyciąganiem międzycząsteczkowym, obecnością koloidów oraz oddziaływaniami elektrochemicznymi. W wyniku tych powiązań od dna odrywają się nie pojedyncze ziarna, lecz złożone z nich większe bryłki, stąd konieczna jest większa prędkość do ich oderwania od dna niż w przypadku gruntów piaszczystych. Kohezja jest tym większa im średnica ziaren jest mniejsza.

Wytrzymałość gruntu na ścinanie określa się generalnie z kryterium Coulomba - Mohra zapisywanym w postaci następującej zależności:

$$\tau_f = \sigma_n \operatorname{tg} \Phi + c$$

gdzie:

$\tau_f$  - wytrzymałość gruntu na ścinanie [kPa],

$\sigma_n$  - naprężenia normalne do płaszczyzny ścinania [kPa],

$\Phi$  - kąt tarcia wewnętrznego [°],

$c$  - spójność [kPa].

Na rysunku 17 pokazano jak kształtuje się zależność pomiędzy naprężeniami a wytrzymałością gruntu na ścinanie dla gruntów sypkich i spoistych.

Dla osadów zalegających na dnie akwenów wytrzymałość gruntu na ścinanie można zapisać w następującej postaci:

$$\tau_f = \rho \cdot u_f^2$$

gdzie:

$\rho$  - gęstość osadu [ $\text{kg/m}^3$ ],

$u_f$  - prędkość tarcia [ $\text{m/s}$ ].

Określenie wartości prędkości tarcia dla gruntów spoistych jest niezmiernie trudne do wyznaczenia. Zależy ona głównie od sposobu „upakowania” tego materiału na dnie. W przypadku luźnego koloidu każda najmniejsza prędkość podrywa ten materiał z dna i przemieszcza się on następnie w toni wodnej w postaci zawiesiny. W przypadku jednorodnej, zbitej masy może on być nierozmywalny nawet w warunkach sztormowych. W literaturze można znaleźć różne szacunki wartości prędkości rozmywania. W pakiecie programów numerycznych holenderskiego modelu Delft3D dla gruntów spoistych zalecane jest, w zależności od stopnia upakowania osadu, przyjmowanie wartości prędkości tarcia z przedziału:

$$u_f = 0 \div 0.3 \text{ m/s.}$$

Jak pokazali to Kaczmarek i Ostrowski (1995) na podstawie pomiarów w warunkach laboratoryjnych dla dna pozbawionego zmarszczek pomiędzy prędkością tarcia  $u_f$  a prędkościami występującymi na zewnątrz przydennej warstwy granicznej istnieje następująca zależność:

$$\frac{U}{u_f} \approx 6 \div 14$$

gdzie:

$U$  - prędkość na zewnątrz warstwy przydennej [ $\text{m/s}$ ].

Uwzględniając powyższe zależności dla będących w stanie miękkoplastycznym gruntów spoistych zalegających na dnie Zalewu w rejonie planowanego toru nawigacyjnego minimalne prędkości konieczne do oderwania takiego osadu z dna można oszacować jako zawarte w przedziale:

$$U_{kryt} \approx (1.8 \div 4.2) \text{ m/s.}$$

Z kolei na podstawie przeprowadzonych w kanale przepływowym, zob. Kaczmarek i inni (2008), pomiarów prędkości niezbędnych do przenoszenia próbek gruntu pobranych z dna Zalewu Wiślanego określono prędkość krytyczną początku ruchu tych osadów jako w przybliżeniu równą:

$$U_{kryt} \approx (1.16 \div 1.74) \text{ m/s.}$$

Biorąc pod uwagę znaczne trudności związane z poprawną oceną wartości prędkości krytycznej  $U_{kryt}$  uznano za celowe przyjąć jako kryterium początku ruchu osadów spoistych w stanie miękkoplastycznym wartość tej prędkości równą co najmniej:

$$U_{kryt} \geq 1.0 \text{ m/s.}$$

W przypadku gruntów piaszczystych przyjmuje się, że ruch osadów jest charakteryzowany przez dwie prędkości krytyczne:

- prędkość początku ruchu pojedynczego ziarna  $u'_{kryt}$ ,
- prędkość ruchu masowego cząstek osadu  $u''_{kryt}$ .

Pod pojęciem prędkości początku ruchu pojedynczego ziarna  $u'_{kryt}$  rozumie się taką prędkość przepływu wody przy której pojedyncze ziarna osadów zaczynają się przemieszczać po dnie w postaci wleczenia, toczenia lub skoków. Dla piasków o średnicach  $D < 5$  mm prędkość tą można określić z zależności:

$$u'^{3/2}_{kryt} = 0.21 \left( \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \right) g \left( \frac{T \cdot D}{\pi} \right)^{\frac{1}{2}}$$

gdzie:

$T$  - okres fali [s],

$D$  - średnica ziarna [mm],

$\rho_s, \rho$  - gęstość materiału dennego i gęstość wody.

Prędkością ruchu masowego cząstek osadu  $u''_{kryt}$  nazywamy taką prędkość przepływu wody przy której następuje ruch całej cienkiej warstwy dna morskiego przejawiający się ruchem wszystkich ziaren osadów w tej warstwie. Prędkość tą można oszacować z zależności:

$$u''_{kryt} = \frac{3.94\pi}{T} \Psi^{-1.5}$$

gdzie:  $\Psi$  parametr Shieldsa

$$\Psi = \frac{\rho_w \cdot f \cdot U^2}{2(\rho_s - \rho_w) g \cdot D};$$

$f$  - współczynnik tarcia,

$U$  - prędkość przepływu wody na granicy warstwy przyściennej.

W rzeczywistości początek ruchu osadu zależy od szeregu czynników, m. innymi takich jak: sił pochodzących od falowania i prędkości przepływu wody oddziałujących na dno, rodzaju materiału (spoisty, piaszczysty), średnicy i ciężaru materiału zalegającego na dnie, szeroko pojętych cech teksturalnych osadu (upakowanie, wysortowanie, kształt, obtoczenie itp.), szorstkości dna, lepkości – turbulencji przepływów (na granicy woda – osady). Z uwagi na losowy charakter większości tych czynników oraz ich dużą liczbę dokładna definicja początku ruchu osadów ma wyłącznie charakter przybliżony.

W literaturze przedmiotu dla osadów piaszczystych w pierwszym przybliżeniu przyjmuje się następujące wartości obu prędkości krytycznych:

$$u'_{kryt} \geq 0.2 \text{ m/s},$$

$$u''_{kryt} \geq 0.4 \text{ m/s}.$$

## 8.5 Obliczone przydenne prędkości przepływu wody w rejonie planowanego kanału nawigacyjnego prowadzącego do Elbląga

Matematyczne modelowanie prędkości przepływów wody w Zalewie Wiślanym wymuszonych oddziaływaniem falowania, wiatru i zmian poziomu wody wykonano przy wykorzystaniu licencyjnego holenderskiego pakietu numerycznego *DELFT 3D*.

Zintegrowany system modelowania Delft3D został zaprojektowany do analizowania fizycznych, chemicznych i biologicznych procesów w estuariach i wodach przybrzeżnych. Wszystkie procesy mogą być symulowane jako dwu- (2D) lub trójwymiarowe (3D).

W skład modelu Delft3D wchodzi sześć podstawowych modułów, których działanie można łączyć: hydrodynamika [Delft3D-FLOW], falowanie [Delft3D-WAVE], jakość wody [Delft3D-WAQ], morfologia [Delft3D-MOR], transport osadów [Delft3D-SED] i ekologia [Delft3D-ECO]. W najnowszych wersjach dostępne są obliczeniowe schematy adwekcyjne pozwalające na zachowanie pędu i energii, co pozwala na analizę przepływów pod- i nadkrytycznych oraz zagadnienia związane z awariami zapór.

W przeprowadzonych obliczeniach przyjęto podział głębokości na 10 warstw. Grubość warstwy 10, tj. położonej najbliższej dna wynosiła 2.3% głębokości w danym punkcie obliczeniowym. Przy naturalnych głębokościach w sąsiedztwie planowanego toru wodnego zawartych w przedziale 2.0÷2.8 m oznaczało to, że miąższość tej przydennej warstwy obliczeniowej wynosiła około 0.05÷0.06 m.

W wykonywanych obliczeniach dla całego Zalewu przyjęto siatkę numeryczną identyczną jak przy realizacji przez Instytut Budownictwa Wodnego PAN programu badawczego *MANTRA*, zob. Bielecka i Kaźmierski (2003). Odległość między węzłami tej siatki wynosiła 500×500 m. Siatka ta w rejonie planowanej budowy toru nawigacyjnego została zagęszczona. Odległość między węzłami siatki w poprzek Zalewu była równa 60 m, a między węzłami wzdłuż Zalewu 80 m. Na rys. 18 pokazano przyjętą do obliczeń siatkę numeryczną.

Niezbędne do realizacji obliczeń głębokości akwenu były identyczne jak przy wykonywanych w ubiegłych latach obliczeniach w ramach programu badawczego *MANTRA*. Rozkład tych głębokości na Zalewie Wiślanym pokazano również na rys. 18.

Obliczenia prędkości przepływu wody wykonano dla następujących wymuszeń:

- prądy gradientalne - wyznaczone dla trzech spiętrzeń sztormowych wynoszących w rejonie Cieśniny Pilawskiej odpowiednio: +0.5, +1.0 i +2.0 m,
- prądy dryfowe – wyznaczone dla przeciętnych, silnych i bardzo silnych wiatrów, tj:
  - wiatry z kierunku NE o prędkościach odpowiednio 5, 10 i 20 m/s,
  - wiatry z kierunku SW o prędkościach odpowiednio 5, 10 i 20 m/s,
- łączne oddziaływanie prądów gradientalnych i dryfowych,
- łączne oddziaływanie prądów pochodzenia falowego i dryfowych.

Jak widać z tab. 11 spiętrzenie sztormowe ponad poziom średni o prawdopodobieństwie pojawienia się raz na tysiąc lat wynosi +1.89 m. Oznacza to, że obliczenia wykonane dla spiętrzenia równego +2.0 m stanowią stan, który do tej pory nie zaistniał na Zalewie Wiślanym. Innymi słowy można go traktować jako absolutne maksimum, a obliczone dla tego spiętrzenia prędkości przepływu wody jako maksymalny pułap prędkości, które kiedykolwiek na Zalewie mogą się pojawić.

Na Zalewie Wiślanym nie prowadzono w przeszłości wieloletnich pomiarów prędkości i kierunków wiatrów. Dlatego dla celów obliczeniowych przyjmuje się dane wiatrowe ze stacji meteorologicznej w Helu jako reprezentatywnej dla akwenu Zalewu. Z danych tych, zawartych w pracy Kwiecień (1979) wynika z pewnym przybliżeniem, że wiatry o prędkościach 20 m/s można traktować jako wiatry o prawdopodobieństwie pojawienia się raz na 100 lat. W celu obliczenia maksymalnych prędkości przepływu wody założono dodatkowo, że wiatry te wieją w przybliżeniu wzdłuż osi podłużnej Zalewu.

Na wszystkich rysunkach pokazujących obliczone wartości prędkości dla rozpatrywanych wymuszeń pokazywane są tylko prędkości w warstwie przydennej o grubości około 5÷6 cm.

Obliczone wartości prądów gradientalnych pokazano na rysunkach 19÷21, przy czym dla każdego spiętrzenia sztormowego zamieszczono po trzy rysunki. Pierwsze z nich (19a÷21a) przedstawiają przyrost poziomu wody w funkcji czasu w centralnym punkcie osi kanału nawigacyjnego (węzeł siatki numerycznej 61,29, porównaj z rys. 18). Rysunki 19b÷21b pokazują w tym samym centralnym punkcie osi kanału zmieniające się w czasie prędkości przydenne. Z kolei na rysunkach 19c÷21c zamieszczono rozkłady prędkości w sąsiedztwie kanału dla chwili czasowej w której prędkość w węźle (61,29) osiągnęła wartość maksymalną. Górne części tych rysunków pokazują ogólny poziomy rozkład prędkości w warstwie przydennej w sąsiedztwie projektowanego kanału. Rysunki środkowe przedstawiają rozkłady prędkości w pionie wzdłuż osi kanału, przy czym lewa krawędź rysunku graniczy z brzegiem na Mierzei w rejonie Skowronek, a prawa z boją ELB10. Dolne rysunki pokazują szczegółowy poziomy rozkład prędkości w warstwie przydennej w środkowej części kanału.

Jak widać z rysunków 19÷21 kierunki przepływu wody są prawie równoległe do podłużnej osi Zalewu, niezależnie od wysokości spiętrzenia. Maksymalne wartości prędkości w centralnym punkcie projektowanego kanału pojawiają się z opóźnieniem równym około 2.5 godziny od momentu wystąpienia spiętrzenia sztormowego w rejonie Cieśniny Piławskiej. Maksymalne i przeciętne wartości obliczonych przydennych prędkości w osi kanału i jego sąsiedztwie odpowiadające przyjętym spiętrzeniom sztormowym pokazano w tab. 13.

Tab. 13 Obliczone maksymalne i przeciętne przydenne prędkości w osi kanału i jego sąsiedztwie występujące w trakcie spiętrzeń sztormowych

Prędkości w warstwie przydennej [m/s]	Spiętrzenia sztormowe [m]		
	+0.5	+1.0	+2.0
Prędkość maksymalna w środkowym punkcie kanału	0.04	0.05	0.07
Prędkość maksymalna w osi kanału	0.05	0.075	0.095
Prędkość przeciętna w osi kanału	0.4	0.06	0.08
Prędkość maksymalna po wschodniej stronie kanału	0.12	0.15	0.2
Prędkość przeciętna po wschodniej stronie kanału	0.08	0.11	0.15
Prędkość maksymalna po zachodniej stronie kanału	0.08	0.11	0.15
Prędkość przeciętna po zachodniej stronie kanału	0.06	0.09	0.12

Z kolei obliczone wartości prądów dryfowych pokazano na rysunkach 22÷27. Dla każdej z przyjętych do obliczeń prędkości wiatrów pokazano na tych rysunkach kolejno zmianę poziomu wody (rys. 22a÷27a) i prędkości (rys. 22b÷27b) w funkcji czasu w centralnym punkcie kanału nawigacyjnego oraz na (rys. 22c÷27c) rozkłady prędkości w



sąsiedztwie kanału dla chwili czasowej w której prędkość w punkcie centralnym osiągnęła wartości maksymalne. Podobnie jak poprzednio górne części tych rysunków przedstawiają ogólne poziome rozkłady prędkości w warstwie przydennej w sąsiedztwie projektowanego kanału, rysunki środkowe - rozkłady prędkości w pionie wzdłuż osi kanału, a dolne - szczegółowe poziome rozkład prędkości w warstwie przydennej w środkowej części kanału.

Z rysunków 22÷27 widać, że kierunki przepływu wody, szczególnie w części środkowej Zalewu, są zgodne z kierunkami wiatrów. Jedynie w sąsiedztwie zarówno brzegów Mierzei jak i brzegów od strony Wysoczyzny Elbląskiej następuje pewna zmiana kierunków przepływów wody z prawie równoległych do osi podłużnej Zalewu na ukośnie skierowane w kierunku obu jego brzegów. Maksymalne wartości prędkości w centralnym punkcie projektowanego kanału pojawiają się z opóźnieniem równym około 5÷6 godzin przy wiatrach o prędkościach 5 i 10 m/s. Natomiast dla wiatrów o prędkościach 20 m/s maksymalne wartości prędkości w punkcie centralnym kanału pojawiają się już po około 1 godzinie. Dla obu rozpatrywanych kierunków wiatrów opóźnienia te są prawie jednakowe. Maksymalne i przeciętne wartości obliczonych przydennych prędkości w osi kanału i jego sąsiedztwie odpowiadające przyjętym prędkościom i kierunkom wiatrów zamieszczono w tab. 14.

Tab. 14 Obliczone maksymalne i przeciętne przydenne prędkości w osi kanału i jego sąsiedztwie odpowiadające przyjętym prędkościom i kierunkom wiatrów

Prędkości w warstwie przydennej [m/s]	Prędkości i kierunki wiatrów					
	SW			NE		
	5 m/s	10 m/s	20 m/s	5 m/s	10 m/s	20 m/s
Prędkość maksymalna w środkowym punkcie kanału	0.018	0.043	0.1	0.017	0.04	0.12
Prędkość maksymalna w osi kanału	0.02	0.05	0.16	0.021	0.048	0.18
Prędkość przeciętna w osi kanału	0.017	0.035	0.13	0.016	0.04	0.12
Prędkość maksymalna po wschodniej stronie kanału	0.048	0.11	0.4	0.046	0.1	0.35
Prędkość przeciętna po wschodniej stronie kanału	0.023	0.06	0.25	0.021	0.045	0.25
Prędkość maksymalna po zachodniej stronie kanału	0.05	0.12	0.4	0.046	0.1	0.33
Prędkość przeciętna po zachodniej stronie kanału	0.023	0.06	0.17	0.021	0.05	0.15

Wyniki obliczonych rozkładów prędkości dla łącznego oddziaływania wiatrów i spiętrzeń sztormowych pokazano na rys. 28÷31. Obliczenia prędkości przepływu wody wykonano dla słabych i silnych wymuszeń. Dla słabych wymuszeń przyjęto wysokość spiętrzeń sztormowych równych +0.5 m i prędkości wiatru 5 m/s wiejących z kierunków SW i NE. Z kolei w warunkach silnych wymuszeń założono jednoczesne występowanie spiętrzenia sztormowego w rejonie Cieśniny Pilawskiej równego +1.5 m oraz prędkości wiatru 20 m/s wiejącego odpowiednio z kierunku SW i NE.

Podobnie jak poprzednio dla każdego wymuszenia zamieszczono po trzy rysunki. Pierwsze z nich (oznaczone literką „a”) przedstawiają przyrost poziomu wody w funkcji czasu w centralnym punkcie osi kanału nawigacyjnego. Rysunki sygnowane literką „b” pokazują w tym samym centralnym punkcie osi kanału zmieniające się w czasie prędkości przydenne. Z kolei na ostatnich z danej serii rysunków zamieszczono obliczone rozkłady prędkości w sąsiedztwie kanału dla chwili czasowej w której prędkość w punkcie centralnym kanału osiągnęła wartość maksymalną. Górne części tych rysunków pokazują ogólny poziomy rozkład prędkości w warstwie przydennej w sąsiedztwie projektowanego kanału. Rysunki środkowe przedstawiają rozkłady prędkości w pionie wzdłuż osi kanału, a dolne rysunki pokazują szczegółowy poziomy rozkład prędkości w warstwie przydennej w środkowej części kanału.

Z rysunków 28÷31 widać, że zarówno kierunki jak i wartości obliczonych prędkości przepływu wody nie uległy większym zmianom w porównaniu do poprzednio oddzielnie rozpatrzonych oddziaływań. Należy jedynie podkreślić, że zarówno przy wiatrach z kierunku SW o prędkościach 5 i 20 m/s i przy spiętrzeniach odpowiednio równych +0.5 i +1.5 m wektory prędkości są zawsze skierowane w przybliżeniu wzdłuż osi Zalewu w kierunku południowo-zachodnim. Świadczy to o tym, że na akwenie jakim jest Zalew Wiślany główną siłą sprawczą przepływów wody są spiętrzenia sztormowe (wlewy wód bałtyckich do Zalewu). Maksymalne i przeciętne wartości obliczonych przydennych prędkości w osi kanału i jego sąsiedztwie odpowiadające łącznym oddziaływaniom wiatru i spiętrzeń sztormowych pokazano w tab. 15.

Tab. 15 Obliczone maksymalne i przeciętne przydenne wartości prędkości  
w osi kanału i jego sąsiedztwie odpowiadające  
łącznym oddziaływaniom spiętrzeń sztormowych i wiatru

Prędkości w warstwie przydennej [m/s]	Rodzaj wymuszeń			
	Spiętrzenia sztormowe +0.5 m		Spiętrzenia sztormowe +1.5 m	
	Wiatr 5 m/s SW	Wiatr 5 m/s NE	Wiatr 20m/s SW	Wiatr 20 m/s NE
Prędkość maksymalna w środkowym punkcie kanału	0.05	0.035	0.14	0.13
Prędkość maksymalna w osi kanału	0.075	0.043	0.16	0.17
Prędkość przeciętna w osi kanału	0.06	0.038	0.13	0.13
Prędkość maksymalna po wschodniej stronie kanału	0.13	0.08	0.38	0.35
Prędkość przeciętna po wschodniej stronie kanału	0.11	0.05	0.28	0.25
Prędkość maksymalna po zachodniej stronie kanału	0.08	0.06	0.35	0.35
Prędkość przeciętna po zachodniej stronie kanału	0.10	0.035	0.19	0.18

Na koniec na rysunkach 32a÷32c pokazano wyniki obliczonych rozkładów prędkości dla łącznego oddziaływania prądów pochodzenia falowego i prądów dryfowych. W obliczeniach tych przyjęto maksymalne wyznaczone dla Zalewu parametry fali, zob. rozdział 8.3

pracy, równe: wysokości  $H=1.2$  m, okresy  $T=4.3$  s, azymuty  $45^0$ , tj. podchodzące w przybliżeniu prostopadle do osi planowanego toru nawigacyjnego oraz wiatry o prędkości 20 m/s z kierunku NE.

Rysunek 32a przedstawia przyrost przydennej prędkości przepływu wody w funkcji czasu w centralnym punkcie osi kanału nawigacyjnego. Z rysunku tego widać, że już po około 1 godzinie od wystąpienia falowania i wiatrów nastąpiło pełne nasycenie prędkości przepływu wody. Maksymalna prędkość w tym punkcie osiągnęła wartość równą 0.1 m/s.

Z kolei na rys. 32b zamieszczono obliczone rozkłady wysokości fali. W obliczeniach tych na wschodniej granicy zagęszczonej siatki numerycznej przyjęto wysokość fali równą 1.2 m. Na rysunku tym wyraźnie widać efekt oddziaływania dna na zmniejszanie się wysokości przemieszczających się fal. Na przeważającej długości kanału wysokości fal są w przybliżeniu równe około 1.0 m, a jedynie w sąsiedztwie brzegów zmniejszają się one do około 0.5 m. Natomiast po zachodniej stronie planowanego toru na przeważającym obszarze Zalewu występują wysokości fal zawarte w przedziale  $0.8 \div 0.9$  m.

Na rysunku 32c, podobnie jak w poprzednich obliczeniach, przedstawiono otrzymane rozkłady prędkości w sąsiedztwie kanału dla chwili czasowej w której prędkość w węźle centralnym (61,29) osiągnęła wartość maksymalną. Górna część tego rysunku pokazuje ogólny poziomy rozkład prędkości w warstwie przydennej w sąsiedztwie projektowanego kanału. Część środkowa rysunku przedstawia rozkłady prędkości w pionie wzdłuż osi kanału, a dolna część pokazuje szczegółowy poziomy rozkład prędkości w warstwie przydennej w środkowej części kanału. Z rysunku tego widać, że zarówno kierunki jak i wartości obliczonych prędkości przepływu wody nie uległy większym zmianom w porównaniu do poprzednio rozpatrywanych oddziaływań. Jedynie maksymalne wartości prędkości po wschodniej stronie kanału osiągnęły lokalnie największe z obliczonych dotychczas wartości, równe około 0.5 m/s. Maksymalne i przeciętne wartości obliczonych przydennej prędkości w osi kanału i jego sąsiedztwie odpowiadające łącznym oddziaływaniom wiatru i fali pokazano w tab. 16.

Tab. 16 Obliczone maksymalne i przeciętne przydenne wartości prędkości w osi kanału i jego sąsiedztwie odpowiadające łącznym oddziaływaniom fali i wiatru

Prędkości w warstwie przydennej [m/s]	Rodzaj wymuszeń Wiatr 20 m/s z NE i fale o wysokości $H=1.2$ m, okresie $T=4.3$ i azymucie promienia $45^0$
Prędkość maksymalna w środkowym punkcie kanału	0.10
Prędkość maksymalna w osi kanału	0.16
Prędkość przeciętna w osi kanału	0.10
Prędkość maksymalna po wschodniej stronie kanału	0.5
Prędkość przeciętna po wschodniej stronie kanału	0.15
Prędkość maksymalna po zachodniej stronie kanału	0.25
Prędkość przeciętna po zachodniej stronie kanału	0.15

Z wszystkich przeprowadzonych obliczeń rozkładów prędkości w warstwie przydennej widać, że:

- większe prędkości występują z reguły po stronie wschodniej planowanego toru nawigacyjnego przez Zalew niż po jego stronie zachodniej,
- maksymalne prędkości po wschodniej stronie kanału, w zależności od rodzaju wymuszeń, zawarte są w przedziale od 0.2 do 0.5 m/s, natomiast po stronie zachodniej od 0.25 do 0.4 m/s,
- w osi kanału maksymalne prędkości osiągają wartości nie przekraczające 0.2 m/s.

## 8.6 Ocena możliwości zapiaszczania projektowanego toru nawigacyjnego prowadzącego przez Zalew Wiślany

Porównując obliczone przydenne prędkości przepływu wody w rejonie planowanego toru nawigacyjnego z koniecznymi minimalnymi prędkościami krytycznymi powodującymi transport osadów zamieszczonymi w rozdziale 8.4 stwierdzić można, że:

- dla gruntów spoistych będących w stanie miękkoplastycznym prędkość krytyczna wynosi co najmniej  $U_{kryt} \geq 1.0$  m/s, co przy maksymalnej obliczonej prędkości przepływu wody po wschodniej stronie planowanego toru nawigacyjnego równej 0.5 m/s (zob. tab. 16 – prędkość wiatru 20 m/s, wysokość fali 1.2 m) oznacza, że nawet w ekstremalnych warunkach pogodowych grunty spoiste nie będą przenoszone,
- dla gruntów sypkich o prędkościach krytycznych zawartych w przedziale od 0.2 do 0.4 m/s należy się podziwiać transportu osadów w następujących warunkach:
  - przy spiętrzeniach sztormowych +2.0 m w Cieśninie Pilawskiej – maksymalne prędkości przydenne po wschodniej stronie kanału osiągają wartość 0.2 m/s,
  - wiatr o prędkości 20 m/s z kierunku NE i SW - maksymalne przydenne prędkości po obu stronach projektowanego kanału zawarte są w przedziale 0.3÷0.4 m/s,
  - jednoczesne wystąpienie spiętrzenia sztormowego +1.5 m w Cieśninie Pilawskiej i prędkości wiatru 20 m/s - maksymalne przydenne prędkości po obu stronach projektowanego kanału zawarte osiągają wartości 0.35÷0.38 m/s,
  - łączne oddziaływanie wiatru o prędkości 20 m/s z NE i fal o wysokości 1.2 m z tego samego kierunku - maksymalne przydenne prędkości odpowiednio po wschodniej i zachodniej stronie projektowanego kanału osiągają wartości 0.5 i 0.25 m/s,
- na podstawie pobranych próbek gruntu wzdłuż osi planowanego toru nawigacyjnego stwierdzić można, że prawie na całej jego długości zalegają grunty spoiste (zob. rozdz. 2 pracy), a jedynie w strefie brzegowej w rejonie Skowronek występują piaski o średnicy  $d_{50}=0.28$  mm, co oznacza, że tylko na tym krótkim przybrzeżnym odcinku toru istnieje potencjalne niebezpieczeństwo zapiaszczania projektowanego toru nawigacyjnego,
- na zdecydowanej większości projektowanego toru należy się głównie liczyć z osiadaniem występującej w toni wodnej zawiesiny organicznej,
- tempo zmniejszania się głębokości w projektowanym kanale będzie podobne do tempa zasypywania toru podejściowego prowadzącego do Kątów Rybackich i Kamienicy Elbląskiej,

- przy intensywnym ruchu głęboko zanurzonych jednostek przemieszczających się wzdłuż projektowanego kanału jednostki te będą go w sposób naturalny „czyściły” zarówno samą obecnością kadłuba przemieszczającego się stosunkowo blisko dna jak i generowanymi przez obracające się śruby prędkości przepływu wody.

Dodatkowo, celem oceny tempa zapiaszczania istniejących torów podejściowych prowadzących do portów usytuowanych nad Zalewem Wiślanym w tabeli 17 zamieszczono, otrzymane dzięki uprzejmości Urzędu Morskiego w Gdyni, dane dotyczące kubatur robót pogłębiarskich wykonywanych w latach 1994÷2006.

Tab. 17 Prace czerpalne i podczyszczeniowe wykonywane na Zalewie Wiślanym w latach 1994÷2006; dane otrzymane z Urzędu Morskiego w Gdyni

Miejsce i zakres wykonywanych robót	Rok	Objętość urobku [m <sup>3</sup> ]
Kamienica Elbląska – pogłębienie portu	1994	9 931
Krynica Morska – pogłębienie portu	1994	31 035
Krynica Morska – pogłębienie w porcie pasażerskim	1995	2 373
Frombork – prace pogłębiarskie na torze do portu	1997	46 875
Kąty Rybackie – roboty podczyszczeniowe	2000	5 300
Frombork – prace podczyszczeniowe toru podejściowego do portu	2001	24 000
Krynica Morska - roboty podczyszczeniowe na torze podejściowym i basenie	2002 i 2003	5 410
Piaski - roboty podczyszczeniowe w basenie portowym i na torze do portu	2004	15 598
Nowa Pasłęka – roboty podczyszczeniowe na podejściu	2005	3 680
Frombork – roboty podczyszczeniowe na torze, osadniku i w basenie	2005	73 560
Tolkmicko - roboty podczyszczeniowe na torze i podejściu	2006	19 700

Na Zalewie Wiślanym istnieje jeden główny tor wodny, który jest poprowadzony w przybliżeniu równolegle do podłużnej osi Zalewu od pławy granicznej nr „10” do pławy „Gdańsk” usytuowanej w pobliżu ujścia Szarpawy. Szerokość toru wynosi około 120 m. Jak podają Duda i Stromski (1999) pomiary głębokości wzdłuż toru przeprowadzone w latach 1997÷98 pokazały, że głębokości na torze wahają się od 4.2 m w rejonie granicy do około 2.5 m w rejonie ujścia Szarpawy. Układ torów wodnych od z górą stu lat nie uległ zmianom. Tor główny jest obecnie oznaczony siedmioma pławami świecącymi. Na torze tym znajdują się także pławy świetlne wyznaczające początki bocznych torów wodnych prowadzących do portów leżących nad Zalewem.

Jak widać z danych zamieszczonych w tabeli 17 zakres prac pogłębiarskich zarówno w Kamienicy Elbląskiej jak i w Kątach Rybackich, tj. w obszarach położonych odpowiednio u południowego i północnego krańca planowanego kanału nawigacyjnego był niewielki. Celem prac zrealizowanych w Kamienicy Elbląskiej w 1994 roku było głównie pogłębienie portu, gdzie w sumie wyczerpano około 10 tys. m<sup>3</sup> urobku. Obecnie tor podejściowy do portu pozwala na wchodzenie małych jednostek o maksymalnym zanurzeniu 1.3 m, a głębokości w basenie portowym zawarte są w przedziale od 1.0 do 1.8 m. Z kolei prace pogłębiarskie wykonane w 2000 roku na przedpolu portu w Kątach Rybackich miały na celu

podczyszczenie toru podejściowego prowadzącego od wyjścia z portu do boi „K-4” o długości około 500 m. Całkowity urobek pogłębiarki wynosił 5300 m<sup>3</sup>, co w przeliczeniu, przy szerokości toru około 50 m i założeniu równomiernego zapiaszczenia całego toru daje średnie jego spłylenie rzędu 0.2 m.

Od czasu zakończenia prac w Kamienicy Elbląskiej minęło już 14 lat, a od zakończenia prac w Kątach Rybackich 8 lat. Świadczy to, nawet przy uwzględnieniu niewielkiego ruchu jednostek rybackich i rekreacyjnych w tych portach, o tym, że transport osadów w tych obszarach Zalewu Wiślanego jest na tyle mały, że zapiaszczanie jest procesem bardzo powolnym.

Jeżeli uwzględnimy dodatkowo fakt, że na głównym torze prowadzącym przez Zalew w latach 1994÷2006 nie prowadzono prac podczyszczeniowych możemy z dużym prawdopodobieństwem założyć, że również po wykonaniu nowego toru nawigacyjnego prowadzącego przez Zalew co najmniej przez 10 lat nie będą wymagane prace pogłębiarskie.

## **8.7 Pomiar koncentracji osadów zawieszonych w Zalewie Wiślanym oraz oszacowanie prędkości opadania (sedymentacji)**

### **8.7.1 Pomiar koncentracji osadów zawieszonych w Zalewie Wiślanym**

Pomiar koncentracji osadów zawieszonych w Zalewie Wiślanym przeprowadzono w dniach 22-23.07.2008. Do pomiarów wykorzystano przyrząd LISST-100 (wersja C) produkcji amerykańskiej firmy Sequoia Scientific, mierzący koncentrację objętościową osadów w 32 klasach średnic, w zakresie od 2.5 do 500 µm. Pomiary przeprowadzone były w obszarze planowanego toru wodnego Elbląg-Skowronki, w punktach poboru próbek rdzeniowych z dna.

Do przyrządu LISST-100C został wgrany program sterujący pracą przyrządu. Pomiar koncentracji rozpoczynał się automatycznie po zanurzeniu przyrządu na głębokość 0.5 m i trwał przez 2 minuty. W trakcie pomiaru zmieniana była trzykrotnie pozycja przyrządu od dna do powierzchni wody. Po zakończeniu pomiarów dane pomiarowe zostały przeniesione z przyrządu na komputer.

Do określenia zawartości cząsteczek zawieszonych w wodzie stojącej (tzw. tła) została pobrana próbka wody (5l) z głębokości około 0.5 m w punkcie 5.

#### Wstępna obróbka danych

Surowe dane pomiarowe zostały przetransformowane w pakiecie oprogramowania dołączonym przez producenta przyrządu. Jako tło został wybrany plik zsc\_factory\_1062.zsc (plik kalibracyjny dla czystej wody).

#### Określenie tła

W celu określenia zawartości cząsteczek zawieszonych w Zalewie Wiślanym, które nie podlegają sedymentacji (glony, cząsteczki organiczne, inne cząsteczki o małej gęstości), próbka wody pobrana z Zalewu została przeanalizowana po 24 godzinach (rys. 33).

W trakcie analizy zawartości osadów zawieszonych z ‘surowych’ danych została wyznaczona średnia koncentracja w pionie, a następnie odjęto od niej koncentrację tła (rys. 34). Ze względu na brak w dnie osadów o średnicy ziaren przekraczającej 0.1 mm, w dalszej analizie uwzględniono tylko frakcje drobniejsze niż 0.1 mm. Wzrost udziału frakcji powyżej 0.1 w tle w stosunku do pomiaru ‘surowego’ można przypisać procesowi agregacji cząsteczek pylastych, w trakcie którego drobne cząsteczki łączą się w duże złożone struktury.

Tab. 18 Wyniki pomiarów koncentracji osadów zawieszonych  $C_w$  Zalewie Wiślanym

Nr punktu	$h$ [m]	Pomiar I			Pomiar I		
		$H_s$ [m]	$T_p$ [s]	$C$ [ $\mu$ l/l]	$H_s$ [m]	$T_p$ [s]	$C$ [ $\mu$ l/l]
1	2.5	0.3	2.5	24.5	0.15	1.3	17.2
2	2.6	0.4	2.5	19.8	0.25	1.5	13.9
3	2.5	0.4	2.2	16.0	0.2	1.8	13.5
4	2.4	0.3	1.9	18.0	0.2	1.6	14.6
5	2.3	0.15	1.5	8.0	0.15	1.5	9.8

$h$  – głębokość wody,  $H_s$  – wysokość fali znacznej,  $T_p$  – okres piku energii falowania

### 8.7.2 Pomiar zmętnienia i oszacowanie prędkości sedimentacji osadów z dna Zalewu Wiślanego

Cel badania: sprawdzenie jak długo będzie unosił się osad poderwany z dna przy założeniu, że w chwili początkowej osad ma stałą koncentrację w pionie.

Do analizy wybrano osad z punktu nr 2. Osad w tym punkcie zawiera jedynie śladowe ilości frakcji piaszczystych. Do przeprowadzenia analizy wykorzystano przyrząd LISST-100C wraz z kufem pozwalającą na pomiar w laboratorium. W celu przeprowadzenia eksperymentu rozpuszczono 3 cm<sup>3</sup> osadu (przechowywanego do czasu wykonania badania w hermetycznym naczyniu, w ciemnym i chłodnym pomieszczeniu) w 3 litrach czystej, odgazowanej wody. Tak przygotowana zawiesina została wlana do kufy do poziomu 6.25 cm od osi optycznej przyrządu. Przyrząd wykonywał serie pomiarowe po 11 pomiarów z przerwami. Czas trwania pierwszej przerwy wynosił 2 s, a kolejne przerwy były coraz dłuższe według następującego algorytmu:

$$t_p = n^2$$

gdzie:

$t_p$  – czas przerwy,

$n$  – numer poprzedzającej próby.

Pomiar został zakończony po 20 godzinach. W trakcie analizy zostały obliczone wartości średnie z każdej serii pomiarowej dla wszystkich klas średnic. Czas zanikania koncentracji osadów został wyznaczony dla dystansu 1 cm.

W wyniku przeprowadzonego badania laboratoryjnego okazało się (rys. 35), że frakcje do około 0.1 mm zmniejszają swój udział w zawieszeniu (poprzez sedimentację oraz agregację – łączenie się w większe struktury), natomiast frakcje powyżej 0.1 mm zwiększają swój udział (najprawdopodobniej w wyniku agregacji).

Od rozpoczęcia pomiarów do około 500 s następuje spadek koncentracji całkowitej osadów, następnie koncentracja całkowita stabilizuje się na niskim poziomie (rys. 36). Jednak cały czas następuje zmiana składu granulometrycznego osadów zawieszonych (rys. 37).

Porównanie wyników (rys. 38) pomiarów tła dla wody z Zalewu Wiślanego oraz końcowej koncentracji osadów w eksperymencie ‘zmętnienie’ pozwala wyjaśnić wzrost udziału cząsteczek w największych klasach średnic w pomiarze tła.

Większe wartości koncentracji w pomiarze tła w zakresie poniżej 0.28 mm świadczą o obecności cząsteczek które mają gęstość zbliżoną do gęstości wody (organizmy żywe).

Pomierzona koncentracja cząsteczek osadów zawieszonych w wodach Zalewu Wiślanego w badanych warunkach hydrodynamicznych była bardzo mała (8.0÷24.5  $\mu$ l/l).

Można przypuszczać, iż większość cząsteczek zawieszonych w Zalewie Wiślanym jest pochodzenia organicznego.

Czas opadania cząsteczek osadu z Zalewu jest bardzo długi, przez około 500 s cząsteczki przebywają w warstwie 1 cm. Odpowiada to prędkości opadania podawanych w literaturze: dla cząsteczek o średnicy  $d=0.01$  mm czas opadania na drodze 1 cm wynosi  $123\div 161$  s, a dla cząsteczek o średnicy  $d=0.005$  mm czas ten wynosi  $492\div 642$ s. Przy założeniu, że maksymalna naturalna głębokość w obszarze planowanego toru wodnego wynosi  $h=3$  m, czas opadania cząsteczek poderwanych podczas prac pogłębiarskich wyniesie około 41 godzin.

## 8.8 Podsumowanie

- Zgodnie z informacjami zawartymi w Studium Wykonalności (2007/08) tor wodny od strony Zalewu Wiślanego ma być poprowadzony od planowanego przekopu przez Mierzę w rejonie Skowronek do pławy ELB10 o długości około 13 km, szerokości 60 m i planowanej głębokości 4 m w pierwszym etapie realizacji inwestycji. Naturalne głębokości wzdłuż planowanego toru wodnego zawarte są w przedziale  $2.0\div 2.8$  m.
- Dno Zalewu Wiślanego w rejonie planowanego toru wodnego jest zbudowane z namulów pylastych, gliniasto-pylastych i gliniastych. Grunty te tworzą jednorodną masę, będącą w stanie miękkoplastycznym. Jedynie w samym sąsiedztwie Mierzei Wiślanej dno zbudowane jest z piasku o medianie średnicy ziaren  $d_{50}=0.28$  mm.
- Dla gruntów spoistych będących w stanie miękkoplastycznym prędkość krytyczna  $U_{kryt}$  powodująca transport osadów musi osiągać wartość równą co najmniej  $U_{kryt} \geq 1.0$  m/s.
- Dla gruntów piaszczystych wartości prędkość początku ruchu pojedynczego ziarna  $u'_{kryt}$  i prędkość ruchu masowego cząstek osadu leżących na dnie  $u''_{kryt}$  muszą spełniać warunki:  $u'_{kryt} \geq 0.2$  i  $u''_{kryt} \geq 0.4$  m/s.
- Matematyczne modelowanie prędkości przepływów wody w Zalewie Wiślanym wymuszonych oddziaływaniem falowania, wiatru i zmian poziomu wody wykonano przy wykorzystaniu licencyjnego holenderskiego pakietu numerycznego *DELFT 3D*.
- Z wszystkich przeprowadzonych obliczeń rozkładów prędkości w warstwie przydennej otrzymano, że większe prędkości występują z reguły po stronie wschodniej planowanego toru nawigacyjnego przez Zalew niż po jego stronie zachodniej, przy czym maksymalne prędkości po wschodniej stronie kanału, w zależności od rodzaju wymuszeń, zawarte są w przedziale od 0.2 do 0.5 m/s, natomiast po stronie zachodniej od 0.25 do 0.4 m/s. W osi planowanego kanału maksymalne prędkości osiągają wartości nie przekraczające 0.2 m/s.
- Porównując obliczone przydenne prędkości przepływu wody w rejonie planowanego toru nawigacyjnego z koniecznymi minimalnymi prędkościami krytycznymi powodującymi transport osadów stwierdzić można, że grunty spoiste nawet w ekstremalnych warunkach pogodowych nie będą przenoszone.
- Dla gruntów sypkich należy się podziwiać transportu osadów przy spiętrzeniach sztormowych +2.0 m w Cieśninie Pilawskiej, przy wiatrach o prędkości 20 m/s z kierunku NE i SW, przy jednoczesnym wystąpieniu spiętrzenia sztormowego +1.5



m w Cieśninie Pilawskiej i wiatru o prędkości 20 m/s oraz przy łącznym oddziaływaniu wiatru o prędkości 20 m/s z NE i fal o wysokości 1.2 m z tego samego kierunku.

- Na zdecydowanej większości projektowanego toru należy się głównie liczyć z osiadaniami występującej w toni wodnej zawiesiny organicznej. Jedynie w strefie brzegowej w rejonie Skowronek, gdzie zalegają piaski, istnieje potencjalne niebezpieczeństwo zapiaszczania projektowanego toru nawigacyjnego.
- Tempo zmniejszania się głębokości w projektowanym kanale będzie podobne do tempa zasypywania toru podejściowego prowadzącego do Kątów Rybackich i Kamienicy Elbląskiej.
- Przy intensywnym ruchu duże jednostki pływające wzdłuż projektowanego kanału będą go w sposób naturalny „czyściły” zarówno samą obecnością kadłuba przemieszczającego się stosunkowo blisko dna jak i generowanymi przez obracające się śruby prędkościami przepływu wody.
- Z porównania ilości prac czerpalnych wykonanych w 1994 roku w rejonie Kamienicy Elbląskiej i w 2000 roku na torze podejściowym do Kątów Rybackich oraz uwzględnienia faktu, że na głównym torze prowadzącym przez Zalew przez ostatnie 15 lat nie prowadzono prac podczyszczeniowych, można z dużym prawdopodobieństwem założyć, że po wykonaniu nowego toru nawigacyjnego prowadzącego przez Zalew co najmniej przez 10 lat nie będą wymagane prace pogłębiarskie.
- Pomierzona koncentracja cząsteczek osadów zawieszonych w wodach Zalewu Wiślanego w badanych warunkach hydrodynamicznych była bardzo mała ( $8.0 \div 24.5 \mu\text{l/l}$ ). Można przypuszczać, iż większość cząsteczek zawieszonych w Zalewie Wiślanym jest pochodzenia organicznego.
- Czas opadania cząsteczek osadu z Zalewu jest bardzo długi, przez około 500 s cząsteczki przebywają w warstwie 1 cm. Odpowiada to prędkości opadania podawanych w literaturze: dla cząsteczek o średnicy  $d=0.01$  mm czas opadania na drodze 1 cm wynosi  $123 \div 161$  s, a dla cząsteczek o średnicy  $d=0.005$  mm czas ten wynosi  $492 \div 642$  s. Przy założeniu, że maksymalna naturalna głębokość w obszarze planowanego toru wodnego wynosi  $h=3$  m, czas opadania cząsteczek poderwanych podczas prac pogłębiarskich wyniesie około 41 godzin.

## 9. Wnioski końcowe

W roku 2007 Urząd Morski w Gdyni ogłosił przetarg na opracowanie studium wykonalności przekopu przez Mierzę Wiślaną. Raport zatytułowany „Studium Wykonalności Inwestycji Budowa Kanału Żeglugowego Przez Mierzę Wiślaną” został dostarczony Zamawiającemu w grudniu 2007 roku, a ostateczna wersja (z poprawkami i uzupełnieniami) - wiosną 2008 r. Został on wykonany przez konsorcjum w którego skład wchodziło: Polbud Pomorze, Przedsiębiorstwo GEOSYNTEX Spółka z o.o. oraz Fundacja Naukowo-Techniczna Gdańsk. Ze studium wynika, że przedsięwzięcie jest opłacalne z ekonomicznego punktu widzenia i że jego wpływ na środowisko naturalne jest znikomy.

Niezależnie od ww. inicjatywy Urzędu Morskiego, Instytut Budownictwa Wodnego PAN w Gdańsku na zlecenie Ministerstwa Nauki i Szkolnictwa Wyższego podjął się wykonania projektu badawczego rozwojowego, którego celem była ocena wpływu projektowanych falochronów osłaniających wejście do planowanego przekopu na brzegi morskie Mierzei Wiślanej oraz ocena intensywności zapiaszczania/zamulania planowanego toru

wodnego prowadzącego od Skowronek przez Zalew do portu w Elblągu. Praca ta została wykonana na podstawie wykonanych w roku 2007 pomiarów batymetryczno-tachimetrycznych i pobranych próbek gruntu po odmorskiej stronie Mierzei i na Zalewie, wzdłuż planowanego toru wodnego oraz na podstawie analizy procesów hydro- i litodynamicznych w rejonie planowanego przekopu przez Mierzę Wiślaną.

W prezentowanym raporcie zasadnicze, z punktu widzenia realizacji celu pracy, rozdziały kończone są podsumowaniami. Ma to ułatwić potencjalnym czytelnikom zapoznanie się z raportem. Natomiast w tym rozdziale zamieszczono tylko końcowe, najważniejsze wnioski dotyczące oddziaływania falochronów na odmorskie brzegi Mierzei i tempa zapiaszczania toru wodnego prowadzącego przez Zalew.

### **Ocena oddziaływania falochronów na odmorskie brzegi Mierzei Wiślanej**

- W przeprowadzonych obliczeniach przyjęto tor podejściowy prowadzący od strony morza do główek falochronów o głębokości 5,5 m i szerokości 60 m. Biorąc pod uwagę istniejący układ batymetryczny (dane z 2007 r.), a w szczególności położenie rewy odmorskiej, założono:
  - minimalną odległość główek falochronu od brzegu równą 400 m,
  - kształt falochronów zbliżony do istniejącego we Władysławowie, tj. falochron zachodni w kształcie wydłużonego łuku, falochron wschodni w przybliżeniu prostopadły do brzegu.
- W pierwszych 10 latach eksploatacji „portu” po odmorskiej stronie Mierzei Wiślanej w rejonie Skowronek nie wystąpią problemy związane z zamykaniem wejścia portowego przez okrażającą zachodni falochron odmorską rewę,
- Tempo zasypywania toru podejściowego przez rumowisko przemieszczające się w jego sąsiedztwie, przy założonym równomiernym jego rozłożeniu w torze, określono jako zawarte w przedziale od 0.2 do 0.9 m/rok. W rezultacie przy falochronach sięgających w głąb morza na odległość 400 m należy liczyć się z koniecznością podczyszczania toru podejściowego co 1÷3 lata,
- Przedstawione powyżej oszacowania tempa zapiaszczania zostały uzyskane przy założeniu, że osad jest bardzo jednorodny, charakteryzowany średnicą  $d = 0,22$  mm. Wielkość zapiaszczania rzędu kilku ( $3\div 4$ ) tys.  $m^3$ /rok odpowiada określonemu wyżej maksymalnemu rocznemu spłyceniu. Znacząca obecność frakcji drobnych w osadach może spowodować wzrost wielkości zapiaszczania do wielkości ok. 25 tys.  $m^3$ /rok.
- Przy falochronach rozciągających się na odległość co najmniej 450 m od brzegu znika konieczność budowy toru podejściowego, ponieważ w wejściu naturalne głębokości będą wynosiły 5.5 m. W takich warunkach problemy ze spłycaniem wejścia do portu nie wystąpią w pierwszych 10 latach eksploatacji portu.
- Zasadniczy wzdłużbrzegowy transport rumowiska odbywa się w sąsiedztwie pierwszej rewy, w pasie o szerokości około 160 m liczonym od linii brzegowej. W rezultacie obliczone zmiany położenia linii brzegowej po 10 latach dla trzech przebadanych długości falochronów 400, 500 i 600 m są prawie identyczne i wyniosą:
  - maksymalne przyrosty brzegu w bezpośrednim sąsiedztwie falochronów po stronie zachodniej i cofnięcie się brzegu po stronie wschodniej będzie zawarte w przedziale  $10\div 40$  m,

- zasięg zmian brzegowych po 10 latach liczony w obu kierunkach wzdłuż brzegu od krawędzi falochronów będzie wynosił około 1000 m.

### **Ocena możliwości zapiaszczania projektowanego toru nawigacyjnego prowadzącego przez Zalew Wiślaný**

- Dno Zalewu Wiślanego w rejonie planowanego toru wodnego jest zbudowane z namulów pylastych, gliniasto-pylastych i gliniastych. Grunty te tworzą jednorodną masę, będącą w stanie miękkoplastycznym. Jedynie w samym sąsiedztwie Mierzei Wiślanej dno zbudowane jest z piasku o medianie średnicy ziaren  $d_{50}=0.28$  mm. Naturalne głębokości wzdłuż planowanego toru wodnego zawarte są w przedziale 2.0÷2.8 m. Planowany tor ma mieć długość około 13 km, szerokość 60 m i głębokość 4 m.
- Dla gruntów spoistych zalegających na dnie Zalewu minimalną prędkość niezbędną do przenoszenia osadów oszacowano jako równą co najmniej 1.0 m/s, a dla gruntów sypkich jako zawartą w przedziale 0.2÷0.4 m/s.
- Z przeprowadzonych obliczeń rozkładów prędkości przepływu wody w warstwie przydennej w rejonie planowanego toru nawigacyjnego otrzymano, że maksymalne prędkości po wschodniej stronie kanału, w zależności od rodzaju wymuszeń, zawarte są w przedziale od 0.2 do 0.5 m/s, natomiast po stronie zachodniej od 0.25 do 0.4 m/s. W osi kanału maksymalne prędkości osiągają wartości nie przekraczające 0.2 m/s.
- Grunty spoiste nawet w ekstremalnych warunkach pogodowych nie będą przenoszone.
- Dla gruntów sypkich należy się spodziewać transportu osadów przy silnych wymuszeniach, tj.: spiętrzeniach sztormowych +2.0 m w Cieśninie Pilawskiej, przy wiatrach o prędkości 20 m/s z kierunku NE i SW, przy jednoczesnym wystąpieniu spiętrzenia sztormowego +1.5 m w Cieśninie Pilawskiej i wiatru o prędkości 20 m/s oraz przy łącznym oddziaływaniu wiatru o prędkości 20 m/s z NE i fal o wysokości 1.2 m z tego samego kierunku.
- Pomierzona koncentracja cząsteczek osadów zawieszonych w wodach Zalewu Wiślanego w badanych warunkach hydrodynamicznych była bardzo mała (8.0 – 24.5 µl/l). Można przypuszczać, iż większość cząsteczek zawieszonych w Zalewie Wiślanym jest pochodzenia organicznego.
- Na zdecydowanej długości projektowanego toru należy się głównie liczyć z osiadaniem występującej w toni wodnej zawiesiny organicznej. Jedynie w strefie brzegowej w rejonie Skowronek, gdzie zalegają piaski istnieje potencjalne niebezpieczeństwo zapiaszczania projektowanego toru nawigacyjnego.
- Z porównania ilości prac czerpalnych wykonanych w 1994 roku w rejonie Kamienicy Elbląskiej i w 2000 roku na torze podejściowym do Kątów Rybackich oraz uwzględnienia faktu, że na głównym torze prowadzącym przez Zalew przez ostatnie 15 lat nie prowadzono prac podczyszczeniowych, można z dużym prawdopodobieństwem założyć, że po wykonaniu nowego toru nawigacyjnego prowadzącego przez Zalew, co najmniej przez 10 lat nie będą wymagane prace pogłębiarskie.

Odrębną kwestię stanowi wpływ preliminowanych robót pogłębiarskich (na odcinku od planowanego przekopu do Elbląga) na stan czystości wód Zalewu Wiślanego. Zgodnie z przepisami, przed podjęciem jakichkolwiek prac czerpalnych należy pobrać próbki rdzeniowe

z dna celem wykluczenia zawartości w podłożu substancji szkodliwych dla środowiska naturalnego (np. metali ciężkich) w ilościach przekraczających obowiązujące normy. Z badań poprzedzających prace pogłębiarsko-refulacyjne prowadzone w celu sztucznego zasilania brzegów Zalewu (np. w Kadynach i Tolkmicku) wynikało, że ww. normy nie są przekroczone.

Analiza chemiczna rdzeniowych prób gruntu pobranych na zlecenie Instytutu Budownictwa Wodnego PAN w ramach niniejszego projektu jesienią 2007 r. pokazała, że w świetle obowiązujących (bardzo rygorystycznych) przepisów ewentualny urobek z prac czerpalnych w dnie Zalewu nie będzie szkodliwy dla środowiska.

Oczywiście w wyniku prac pogłębiarskich powstanie zmętnienie wody wskutek wyczerpania z dna gruntów o zawartości cząstek pylasto-gliniastych i organicznych (namulów). Zmętnienie to będzie miało charakter lokalny. Ze względu na to, że czas opadania cząsteczek osadu z Zalewu Wiślanego jest bardzo długi, to przy założeniu, że maksymalna głębokość w obszarze planowanego toru wodnego wynosi  $h = 3$  m, czas opadania cząsteczek poderwanych podczas prac pogłębiarskich wyniesie około 41 godzin. Celem zmniejszenia tego zjawiska należy do budowy toru nawigacyjnego użyć pogłębiarek ssących zaopatrzonych w hermetyczne osłony wlotów rurociągów ssawnych. Należy podkreślić, że w warunkach silnego falowania na Zalewie Wiślanym, z uwagi na niewielkie głębokości, fale intensywnie oddziałują na dno. Przy średniej głębokości akwenu nie przekraczającej  $2\div 3$  m, praktycznie przy każdym silniejszym falowaniu dochodzi do wspomnianego wyżej oddziaływania. Oznacza to, że zmętnienie wody związane z podrywaniem drobnego materiału zalegającego na dnie jest naturalnym procesem występującym na Zalewie.

Kwestia wpływu planowanego przedsięwzięcia na środowisko została częściowo rozstrzygnięta podczas badań prowadzonych w latach dziewięćdziesiątych przez Instytut Morski w Gdańsku. Rozpatrywano szereg różnego rodzaju oddziaływań inwestycji na środowisko, przy czym największą wagę przykładano do zagadnienia wzrostu zasolenia wód Zalewu. Z pracy Dubrawskiego i Zachowicz (1997) wynika, że nawet przy teoretycznym (abstrakcyjnym) założeniu całkowitego całorocznego otwarcia śluży przekopu wzrost zasolenia wody w zachodniej części Zalewu wyniesie zaledwie ok. 1‰, co będzie miało niewielki wpływ na ekosystem Zalewu.

Pozostałe kwestie (przyrodnicze), np. dotyczące swobodnego przemieszczania się zwierząt po Mierzei Wiślanej, wykraczają poza kompetencje autorów niniejszego opracowania i dlatego ich rozstrzygnięcie należy pozostawić odpowiednim ekspertom w fazie bezpośrednich przygotowań do opracowania projektu przekopu. Liczne aspekty przyrodnicze i ekologiczne (obok ekonomiczno-technicznych) planowanego przedsięwzięcia zostały wnikliwie przeanalizowane w ramach „Studium wykonalności ... (2007/2008)”.

## 10. Wykaz literatury

- Adamski Z. 1977 Port rybacki w Wielkiej Wsi, Port Władysławowo; Studia i Materiały Oceanograficzne nr 18
- Bailard J.A. (1981). An energetics total load sediment transport model for a plane sloping beach, *Journal of Geophysical Research*, Vol. 86, No. C11, 10938-10954.
- Basiński T. (1984), Opinia o projektach wstępnych przebudowy wałów czołowych przeciwsztormowych Zalewu Wiślanego. Opracowanie wewnętrzne IBW PAN, Gdańsk
- Basiński T., Z. Pruszek, M. Tarnowska & R. Zeidler (1993). Ochrona brzegów morskich, *Wyd. IBW PAN*, Gdańsk.
- Bielecka, M. & J. Kaźmierski (2003). A 3D mathematical model of Vistula Lagoon hydrodynamics – general assumptions and results of preliminary calculations. Materiały „Diffuse Pollution Conference”, ECSA 8 Mixing/Modelling, str. 6-140 – 6-145, Dublin.
- Bijker E.W. (1971). Longshore Transport Computations, *Journal of Waterways, Harbour and Coastal Engineering*, Vol. 99, WW4, 687-701.
- Bołdyriev W.L. (1991). Morfologiczne i litologiczne wskaźniki rejonów rozwoju wzdłużbrzegowych potoków osadów piaszczystych, *Inżynieria Morska i Geotechnika*, nr 2, 50-53.
- Coastal Engineering Manual 2004 U.S. Army Engineer Research and Development Center. *Veri-Tech Inc., Vicksburg. Mississippi, USA*.
- Czaja, E. & B. Szermer (1999). Droga wodna Gdańsk – Zalew Wiślany. Przeszłość, stan obecny, perspektywy, *Inżynieria Morska i Geotechnika*, nr 3, 137-145.
- DELFT3D holenderski pakiet programów obliczeniowych wersja 3.14
- Dembicki, E., T. Jednorąg, B. Sedler, J. Jaśkowski & B. Zadroga (2006). Kanał żeglugowy w polskiej części Mierzei Wiślanej, *Inżynieria Morska i Geotechnika*, nr 5, 275-286.
- Dubrawski, R. & J. Zachowicz (1997). Kanał żeglugowy na Mierzei Wiślanej – pozytyw i negatywy dla środowiska morskiego, *Inżynieria Morska i Geotechnika*, nr 5, 301-307.
- Duda D., Stromski L. (1999) Zalew Wiślany. Wybrane problemy nawigacyjne. *Czas Morza* 1 (11), 33-36.
- Gajewski, J., L. Gajewski, T. Jednorąg & A. Lewandowski (1995). Symulacja morskich procesów litodynamicznych wzdłuż Mierzei Wiślanej, *Inżynieria Morska i Geotechnika*, nr 6, 284-291.
- Engelund F., Fredsoe J. (1979) A sediment transport model for straight alluvial channels. *Nordic Hydrology*, 7.
- Jednorąg, T. (1995). Tworzenie podstaw regionalnej polityki aktywizacji gospodarczej i ekorozwoju Regionu Elbląskiego, *Inżynieria Morska i Geotechnika*, nr 6, 243-249.
- Jednorąg T. (pod redakcją) (1996) Dynamika morza i strefy brzegowej w Zatoce Gdańskiej. Wpływ planowanego kanału żeglugowego w polskiej części Mierzei Wiślanej na zmiany morskich procesów hydrodynamicznych po odmorskiej stronie strefy brzegowej Mierzei Wiślanej, Zakład Wydawnictw Naukowych Instytutu Morskiego, Gdańsk
- Kaczmarek, L.M., R. Ostrowski (1995). Modelling of bed shear stress under irregular waves, *Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics*, Vol. 32, No. 1-2, 29-51.
- Kaczmarek, L.M., Sz. Sawczyński (2007). Zastosowanie modelu transport osadów niejednorodnych granulometrycznie do analizy zapiaszczania toru podejściowego do portu w Łebie, *Inżynieria Morska i Geotechnika*, nr 6, 364-374
- Kaczmarek, L.M., J. Biegowski & R. Ostrowski (2004). Modelling cross-shore intensive sand transport and changes of bed grain size distribution versus field data, *Coastal Engineering*, Elsevier Science B.V., Vol. 51, No. 5-6, 501-529.

- Kaczmarek, L.M., A. Mielczarski & R. Ostrowski (1997). Zastosowanie nowego modelu transportu osadów do oceny zapiaszczania portowych torów podejściowych, *Inżynieria Morska i Geotechnika*, nr 2, 113-118.
- Kaczmarek, L.M. & R. Ostrowski (2000). Wzdłużbrzegowy transport osadów morskich w świetle modelu mieszaniny wodno-gruntowej i danych terenowych, *Inżynieria Morska i Geotechnika*, Nr 3, 128-132.
- Kaczmarek, L.M., R. Ostrowski, M. Skaja & M. Szmytkiewicz (1998). Matematyczne modelowanie zmian brzegu morskiego u nasady Półwyspu Helskiego z uwzględnieniem sztucznego zasilania, *Inżynieria Morska i Geotechnika*, nr 1, 13-20.
- Kaczmarek J., J. Biegowski, L.M. Kaczmarek (2007). Analiza zapiaszczania torów wodnych portów w Ustce, Władysławowie i Tolkmicku, *Inżynieria Morska i Geotechnika*, nr 6, 352-363
- Kaczmarek J., Sawczyński Sz., Dominikowski S., Pawłowicz J., Grzyb G. (2008) Podatność na zapiaszczanie i zamulanie toru wodnego z Zatoki Gdańskiej do portu w Elblągu w świetle wyników badań terenowych i analizy teoretycznej. Raport z wykonania zlecenia wewnętrznego nr 523-0612.0301, Uniwersytet Warmińsko-Mazurski w Olsztynie, Wydział nauk Technicznych, Katedra Budownictwa i Konstrukcji Budowlanych
- Kaźmierski, J. (1998): Pomiary prądów, zasolenia i temperatury wody w polskiej części Zalewu Wiślanego, oraz parametrów meteorologicznych w jego rejonie, wykonane wiosną i latem 1998. Praca sfinansowana ze środków MIR oraz IBW PAN.
- Kaźmierski, J. (2000). Prądy w Zalewie Wiślanym w świetle najnowszych pomiarów. Materiały XX Ogólnopolskiej Szkoły Hydrauliki „Współczesne problemy hydrauliki wód śródlądowych”, wyd. KGW PAN i IBW PAN, str. 189-193. Kraków – Ustroń Jaszowiec.
- Kaźmierski, J. (2000). Sprawozdanie z pomiarów hydrologicznych i meteorologicznych wykonanych na Zalewie Wiślanym w lecie 2000. Praca wykonana w ramach projektu badawczego KBN. Opracowanie wewnętrzne IBW PAN, Gdańsk.
- Kaźmierski, J. (2004). Sprawozdanie z prac nad trójwymiarowym modelem matematycznym Zalewu Wiślanego w ramach projektu MANTRA-East. Opracowanie wewnętrzne IBW PAN. Gdańsk.
- Kwiecień K. (1979) Analiza statystyczna warunków anemometrycznych w Helu, Łebie, Ustce, Kołobrzegu i Świnoujściu. Praca wewnętrzna IBW PAN Seria II, Temat 01.07.02, Gdańsk.
- Luks, K. (2004). Port Elbląg węzłem dróg wodnych nad południowym Bałtykiem. Stan i kierunki aktywizacji, *Inżynieria Morska i Geotechnika*, nr 5, 259-267.
- Łomniewski (1958), Zalew Wiślany.
- Łydka K. (1985). Petrologia skał osadowych, *Wydawnictwa Geologiczne*, Warszawa.
- Ostrowski, R. (2006). Zmienność wielorewowego brzegu morskiego pod wpływem oddziaływania fal asymetrycznych i prądów pochodzenia falowego, *Inżynieria Morska i Geotechnika*, nr 4, 209-217.
- Ostrowski, R. & M. Szmytkiewicz (2006). Modelling longshore sediment transport under asymmetric waves, *Oceanologia*, 48 (3), 395-412.
- Poradnik Hydrotechnika (1992). Praca zbiorowa pod red. S. Massela, *Biblioteka Inżynierii Morskiej*, Wydawnictwo Morskie Gdańsk.
- Przyszłość ochrony polskich brzegów morskich (2006). Praca zbiorowa pod red. R. Dubrawskiego i E. Zawadzkiej-Kahlau, Zakład Wydawnictw Naukowych Instytutu Morskiego w Gdańsku.
- Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 16 kwietnia 2002 r. w sprawie rodzajów oraz stężeń substancji, które powodują, że urobek jest zanieczyszczony (Dz. U. nr 55, poz. 498).

- Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dn. 1 czerwca 1998 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać morskie budowle hydrotechniczne i ich usytuowanie, Dz. U. Nr 101, Warszawa.
- Shore Protection Manual (1984). US Army Coastal Eng. Research Center.
- Studium wykonalności inwestycji – Budowa kanału żeglugowego przez Mierzę Wiślaną (2007/2008). Konsorcjum: Polbud Pomorze, Geosyntex Sp. z o.o. i Fundacja Naukowo-Techniczna – na zlecenie Urzędu Morskiego w Gdyni.
- Szermser, B. (1998). Czy należy przekopać Mierzę Wiślaną?, *Inżynieria Morska i Geotechnika*, nr 4, 204-210.
- Szmytkiewicz, M., J. Biegowski, L.M. Kaczmarek, T. Okrój, R. Ostrowski, Z. Pruszek, G. Różyński & M. Skaja (2000). Coastline changes nearby harbour structures: comparative analysis of one-line models versus field data, *Coastal Engineering*, Elsevier Science B.V., Vol. 40, 119-139.
- Szmytkiewicz M. 2003 Ocena oddziaływania portu we Władysławowie na brzegi Półwyspu Helskiego *Inżynieria Morska i Geotechnika* nr 5, 287-294
- Ustawa z dnia 28 marca 2003 r. o ustanowieniu programu wieloletniego „Program ochrony brzegów morskich”, Dz. U. Nr 67 z dn. 18 kwietnia 2003 r., Warszawa.
- Van Rijn L.C. (1993). Principles of sediment transport in rivers, estuaries and coastal seas, *Aqua Publications*, the Netherlands.
- Wiśniewska A. (1992), Charakterystyka Zalewu Wiślanego i zachodzących w nim procesów hydrologicznych, w: *Hydrodynamika Zalewu Wiślanego*, praca zbiorowa pod red. R. Szmytkiewicza, Wydawnictwa Politechniki Warszawskiej, 5-12.
- Zadroga, B., E. Dembicki, K. Mioduszeński & W. Massalski (1997). Geotechniczne aspekty budowy kanału żeglugowego przez Mierzę Wiślaną, *Inżynieria Morska i Geotechnika*, nr 3, 168-175.
- Zadroga, B., E. Dembicki & M. Werno (1995). Warunki geotechniczno-geologiczne w portach i na torach wodnych Zalewu Wiślanego, *Inżynieria Morska i Geotechnika*, nr 6, 292-296.
- Zawadzka-Kahlau E. (1999) Tendencje rozwojowe polskich brzegów Bałtyku południowego, Wyd. Gdańskie Towarzystwo Naukowe, Gdańsk.

## 11. Spis rysunków

- Rys. 1. Położenie planowanego przekopu i toru wodnego
- Rys. 2. Miejsca poboru prób rdzeniowych z dna Zalewu Wiślanego
- Rys. 3. Krzywe uziarnienia (przesiewu) osadu pobranego w profilach poprzecznych w sąsiedztwie Skowronek a) rozkłady granulometryczne, b) krzywe kumulacyjne
- Rys. 4. Lokalizacja kanału przez Mierzę Wiślaną
- Rys. 5. Głębokości strefy przybrzeżnej Zatoki Gdańskiej w rejonie planowanego przekopu
- Rys. 6. Wybrane profile poprzeczne brzegu: profil w miejscu planowanego przekopu (przekrój centralny), profil oddalony o 500 m na zachód (przekrój W) i profil oddalony 500 m na wschód (przekrój E)
- Rys. 7. Profil głębokości na Zalewie Wiślanym wzdłuż planowanej nowej drogi wodnej
- Rys. 8. Pomierzone zmiany położenia linii brzegowej i podstawy wydmy po odmorskiej stronie Mierzei Wiślanej
- Rys. 9. Przyjęty do obliczeń transportu osadów profil batymetryczny po odmorskiej stronie Mierzei Wiślanej w rejonie Skowronek (pomiar głębokości wykonany w listopadzie 2007r.)
- Rys. 10. Rozkład wypadkowego azymutu podchodzenia fali do brzegu w średnim roku statystycznym wyznaczony na podstawie 44 lat danych falowych.  
Zarys linii brzegowej wzięty z mapy nawigacyjnej Zatoki Gdańskiej – Część Wschodnia w skali 1:75 000
- Rys. 11. Obliczone rozkłady rocznego transportu osadów w średnim roku statystycznym po odmorskiej stronie Mierzei Wiślanej w rejonie Skowronek
- Rys. 12. Wstępnie rozpatrywane warianty budowy falochronów osłaniających wejście do kanału żeglownego (Studium Wykonalności ... 2007/2008)
- Rys.13a Obliczone zmiany położenia linii brzegowej po 2, 4, 7 i 10 latach dla falochronu o długości 400 m w rejonie Skowronek po odmorskiej stronie Mierzei Wiślanej
- Rys.13b Obliczone zmiany położenia linii brzegowej po 2, 4, 7 i 10 latach dla falochronu o długości 500 m w rejonie Skowronek po odmorskiej stronie Mierzei Wiślanej
- Rys.13c Obliczone zmiany położenia linii brzegowej po 2, 4, 7 i 10 latach dla falochronu o długości 600 m w rejonie Skowronek po odmorskiej stronie Mierzei Wiślanej
- Rys. 14. Obliczone położenie linii brzegowej po 10 latach w zależności od długości falochronów w rejonie Skowronek po odmorskiej stronie Mierzei Wiślanej
- Rys. 15. Zmiany głębokości w okresie od maja 1936 do marca 1938 po wybudowaniu falochronów portowych we Władysławowie (Adamski 1977)
- Rys. 16. Przebieg spiętrzenia sztormowego pomierzony w Helu, Nowej Pasłęce i Nowym Batorowie w trakcie sztormu w dniach 18÷21.01.1983 r.
- Rys. 17. Wytrzymałość gruntów spoistych i sypkich na ścinanie
- Rys. 18. Przyjęta w obliczeniach siatka numeryczna do odwzorowania Zalewu Wiślanego
- Rys. 19a Obliczony przyrost poziomu wody w funkcji czasu w punkcie centralnym osi projektowanego kanału nawigacyjnego dla warunków spiętrzenia sztormowego +0.5 m w rejonie Cieśniny Piławskiej
- Rys. 19b Obliczony rozkład prędkości w warstwie przydennej w funkcji czasu w punkcie centralnym osi projektowanego kanału nawigacyjnego dla warunków spiętrzenia sztormowego +0.5 m w rejonie Cieśniny Piławskiej
- Rys. 19c Obliczone, w chwili wystąpienia maksymalnej prędkości w punkcie centralnym kanału, rozkłady prędkości w warstwie przydennej w rejonie planowanej inwestycji dla warunków spiętrzenia sztormowego +0.5 m w rejonie Cieśniny Piławskiej
- rys. górny – ogólny poziomy rozkład prędkości w sąsiedztwie planowanego kanału*  
*rys. środkowy – pionowy rozkład prędkości wzdłuż osi kanału*  
*rys. dolny – szczegółowy poziomy rozkład prędkości w części środkowej kanału*



- Rys. 20a Obliczony przyrost poziomu wody w funkcji czasu w punkcie centralnym osi projektowanego kanału nawigacyjnego dla warunków spiętrzenia sztormowego +1.0 m w rejonie Cieśniny Pilawskiej
- Rys. 20b Obliczony rozkład prędkości w warstwie przydennej w funkcji czasu w punkcie centralnym osi projektowanego kanału nawigacyjnego dla warunków spiętrzenia sztormowego +1.0 m w rejonie Cieśniny Pilawskiej
- Rys. 20c Obliczone, w chwili wystąpienia maksymalnej prędkości w punkcie centralnym kanału, rozkłady prędkości w warstwie przydennej w rejonie planowanej inwestycji dla warunków spiętrzenia sztormowego +1.0 m w rejonie Cieśniny Pilawskiej  
*rys. górny – ogólny poziomy rozkład prędkości w sąsiedztwie planowanego kanału*  
*rys. środkowy – pionowy rozkład prędkości wzdłuż osi kanału*  
*rys. dolny – szczegółowy poziomy rozkład prędkości w części środkowej kanału*
- Rys. 21a Obliczony przyrost poziomu wody w funkcji czasu w punkcie centralnym osi projektowanego kanału nawigacyjnego dla warunków spiętrzenia sztormowego +2.0 m w rejonie Cieśniny Pilawskiej
- Rys. 21b Obliczony rozkład prędkości w warstwie przydennej w funkcji czasu w punkcie centralnym osi projektowanego kanału nawigacyjnego dla warunków spiętrzenia sztormowego +2.0 m w rejonie Cieśniny Pilawskiej
- Rys. 21c Obliczone, w chwili wystąpienia maksymalnej prędkości w punkcie centralnym kanału, rozkłady prędkości w warstwie przydennej w rejonie planowanej inwestycji dla warunków spiętrzenia sztormowego +2.0 m w rejonie Cieśniny Pilawskiej  
*rys. górny – ogólny poziomy rozkład prędkości w sąsiedztwie planowanego kanału*  
*rys. środkowy – pionowy rozkład prędkości wzdłuż osi kanału*  
*rys. dolny – szczegółowy poziomy rozkład prędkości w części środkowej kanału*
- Rys. 22a Obliczony przyrost poziomu wody w funkcji czasu w punkcie centralnym osi projektowanego kanału nawigacyjnego dla prędkości wiatru 5 m/s z kierunku SW
- Rys. 22b Obliczony rozkład prędkości w warstwie przydennej w funkcji czasu w punkcie centralnym osi projektowanego kanału nawigacyjnego dla prędkości wiatru 5 m/s z kierunku SW
- Rys. 22c Obliczone, w chwili wystąpienia maksymalnej prędkości w punkcie centralnym kanału, rozkłady prędkości w warstwie przydennej w rejonie planowanej inwestycji dla prędkości wiatru 5 m/s z kierunku SW  
*rys. górny – ogólny poziomy rozkład prędkości w sąsiedztwie planowanego kanału*  
*rys. środkowy – pionowy rozkład prędkości wzdłuż osi kanału*  
*rys. dolny – szczegółowy poziomy rozkład prędkości w części środkowej kanału*
- Rys. 23a Obliczony przyrost poziomu wody w funkcji czasu w punkcie centralnym osi projektowanego kanału nawigacyjnego dla prędkości wiatru 5 m/s z kierunku NE
- Rys. 23b Obliczony rozkład prędkości w warstwie przydennej w funkcji czasu w punkcie centralnym osi projektowanego kanału nawigacyjnego dla prędkości wiatru 5 m/s z kierunku NE
- Rys. 23c Obliczone, w chwili wystąpienia maksymalnej prędkości w punkcie centralnym kanału, rozkłady prędkości w warstwie przydennej w rejonie planowanej inwestycji dla prędkości wiatru 5 m/s z kierunku NE  
*rys. górny – ogólny poziomy rozkład prędkości w sąsiedztwie planowanego kanału*  
*rys. środkowy – pionowy rozkład prędkości wzdłuż osi kanału*  
*rys. dolny – szczegółowy poziomy rozkład prędkości w części środkowej kanału*
- Rys. 24a Obliczony przyrost poziomu wody w funkcji czasu w punkcie centralnym osi projektowanego kanału nawigacyjnego dla prędkości wiatru 10 m/s z kierunku SW
- Rys. 24b Obliczony rozkład prędkości w warstwie przydennej w funkcji czasu w punkcie centralnym osi projektowanego kanału nawigacyjnego dla prędkości wiatru 10 m/s z kierunku SW

- Rys. 24c Obliczone, w chwili wystąpienia maksymalnej prędkości w punkcie centralnym kanału, rozkłady prędkości w warstwie przydennej w rejonie planowanej inwestycji dla prędkości wiatru 10 m/s z kierunku SW  
*rys. górny – ogólny poziomy rozkład prędkości w sąsiedztwie planowanego kanału*  
*rys. środkowy – pionowy rozkład prędkości wzdłuż osi kanału*  
*rys. dolny - szczegółowy poziomy rozkład prędkości w części środkowej kanału*
- Rys. 25a Obliczony przyrost poziomu wody w funkcji czasu w punkcie centralnym osi projektowanego kanału nawigacyjnego dla prędkości wiatru 10 m/s z kierunku NE
- Rys. 25b Obliczony rozkład prędkości w warstwie przydennej w funkcji czasu w punkcie centralnym osi projektowanego kanału nawigacyjnego dla prędkości wiatru 10 m/s z kierunku NE
- Rys. 25c Obliczone, w chwili wystąpienia maksymalnej prędkości w punkcie centralnym kanału, rozkłady prędkości w warstwie przydennej w rejonie planowanej inwestycji dla prędkości wiatru 10 m/s z kierunku NE  
*rys. górny – ogólny poziomy rozkład prędkości w sąsiedztwie planowanego kanału*  
*rys. środkowy – pionowy rozkład prędkości wzdłuż osi kanału*  
*rys. dolny - szczegółowy poziomy rozkład prędkości w części środkowej kanału*
- Rys. 26a Obliczony przyrost poziomu wody w funkcji czasu w punkcie centralnym osi projektowanego kanału nawigacyjnego dla prędkości wiatru 20 m/s z kierunku SW
- Rys. 26b Obliczony rozkład prędkości w warstwie przydennej w funkcji czasu w punkcie centralnym osi projektowanego kanału nawigacyjnego dla prędkości wiatru 20 m/s z kierunku SW
- Rys. 26c Obliczone, w chwili wystąpienia maksymalnej prędkości w punkcie centralnym kanału, rozkłady prędkości w warstwie przydennej w rejonie planowanej inwestycji dla prędkości wiatru 20 m/s z kierunku SW  
*rys. górny – ogólny poziomy rozkład prędkości w sąsiedztwie planowanego kanału*  
*rys. środkowy – pionowy rozkład prędkości wzdłuż osi kanału*  
*rys. dolny - szczegółowy poziomy rozkład prędkości w części środkowej kanału*
- Rys. 27a Obliczony przyrost poziomu wody w funkcji czasu w punkcie centralnym osi projektowanego kanału nawigacyjnego dla prędkości wiatru 20 m/s z kierunku NE
- Rys. 27b Obliczony rozkład prędkości w warstwie przydennej w funkcji czasu w punkcie centralnym osi projektowanego kanału nawigacyjnego dla prędkości wiatru 20 m/s z kierunku NE
- Rys. 27c Obliczone, w chwili wystąpienia maksymalnej prędkości w punkcie centralnym kanału, rozkłady prędkości w warstwie przydennej w rejonie planowanej inwestycji dla prędkości wiatru 20 m/s z kierunku NE  
*rys. górny – ogólny poziomy rozkład prędkości w sąsiedztwie planowanego kanału*  
*rys. środkowy – pionowy rozkład prędkości wzdłuż osi kanału*  
*rys. dolny - szczegółowy poziomy rozkład prędkości w części środkowej kanału*
- Rys. 28a Obliczony przyrost poziomu wody w funkcji czasu w punkcie centralnym osi projektowanego kanału nawigacyjnego w sytuacji jednoczesnego występowania spiętrzenia sztormowego +0.5 m w rejonie Cieśniny Pilawskiej oraz prędkości wiatru 5 m/s z kierunku SW nad całym Zalewem Wiślanym
- Rys. 28b Obliczony rozkład prędkości w warstwie przydennej w funkcji czasu w punkcie centralnym osi projektowanego kanału nawigacyjnego w sytuacji jednoczesnego występowania spiętrzenia sztormowego +0.5 m w rejonie Cieśniny Pilawskiej oraz prędkości wiatru 5 m/s z kierunku SW nad całym Zalewem Wiślanym
- Rys. 28c Obliczone, w chwili wystąpienia maksymalnej prędkości w punkcie centralnym kanału, rozkłady prędkości w warstwie przydennej w rejonie planowanej inwestycji w sytuacji jednoczesnego występowania spiętrzenia sztormowego +0.5 m w rejonie Cieśniny Pilawskiej oraz prędkości wiatru 5 m/s z kierunku SW nad całym Zalewem Wiślanym

*rys. górny – ogólny poziomy rozkład prędkości w sąsiedztwie planowanego kanału*

*rys. środkowy – pionowy rozkład prędkości wzdłuż osi kanału*

*rys. dolny - szczegółowy poziomy rozkład prędkości w części środkowej kanału*

Rys. 29a Obliczony przyrost poziomu wody w funkcji czasu w punkcie centralnym osi projektowanego kanału nawigacyjnego w sytuacji jednoczesnego występowania spiętrzenia sztormowego +0.5 m w rejonie Cieśniny Pilawskiej oraz prędkości wiatru 5 m/s z kierunku NE nad całym Zalewem Wiślanym

Rys. 29b Obliczony rozkład prędkości w warstwie przydennej w funkcji czasu w punkcie centralnym osi projektowanego kanału nawigacyjnego w sytuacji jednoczesnego występowania spiętrzenia sztormowego +0.5 m w rejonie Cieśniny Pilawskiej oraz prędkości wiatru 5 m/s z kierunku NE nad całym Zalewem Wiślanym

Rys. 29c Obliczone, w chwili wystąpienia maksymalnej prędkości w punkcie centralnym kanału, rozkłady prędkości w warstwie przydennej w rejonie planowanej inwestycji w sytuacji jednoczesnego występowania spiętrzenia sztormowego +0.5 m w rejonie Cieśniny Pilawskiej oraz prędkości wiatru 5 m/s z kierunku NE nad całym Zalewem Wiślanym

*rys. górny – ogólny poziomy rozkład prędkości w sąsiedztwie planowanego kanału*

*rys. środkowy – pionowy rozkład prędkości wzdłuż osi kanału*

*rys. dolny - szczegółowy poziomy rozkład prędkości w części środkowej kanału*

Rys. 30a Obliczony przyrost poziomu wody w funkcji czasu w punkcie centralnym osi projektowanego kanału nawigacyjnego w sytuacji jednoczesnego występowania spiętrzenia sztormowego +1.5 m w rejonie Cieśniny Pilawskiej oraz prędkości wiatru 20 m/s z kierunku SW nad całym Zalewem Wiślanym

Rys. 30b Obliczony rozkład prędkości w warstwie przydennej w funkcji czasu w punkcie centralnym osi projektowanego kanału nawigacyjnego w sytuacji jednoczesnego występowania spiętrzenia sztormowego +1.5 m w rejonie Cieśniny Pilawskiej oraz prędkości wiatru 20 m/s z kierunku SW nad całym Zalewem Wiślanym

Rys. 30c Obliczone, w chwili wystąpienia maksymalnej prędkości w punkcie centralnym kanału, rozkłady prędkości w warstwie przydennej w rejonie planowanej inwestycji w sytuacji jednoczesnego występowania spiętrzenia sztormowego +1.5 m w rejonie Cieśniny Pilawskiej oraz prędkości wiatru 20 m/s z kierunku SW nad całym Zalewem Wiślanym

*rys. górny – ogólny poziomy rozkład prędkości w sąsiedztwie planowanego kanału*

*rys. środkowy – pionowy rozkład prędkości wzdłuż osi kanału*

*rys. dolny - szczegółowy poziomy rozkład prędkości w części środkowej kanału*

Rys. 31a Obliczony przyrost poziomu wody w funkcji czasu w punkcie centralnym osi projektowanego kanału nawigacyjnego w sytuacji jednoczesnego występowania spiętrzenia sztormowego +1.5 m w rejonie Cieśniny Pilawskiej oraz prędkości wiatru 20 m/s z kierunku NE nad całym Zalewem Wiślanym

Rys. 31b Obliczony rozkład prędkości w warstwie przydennej w funkcji czasu w punkcie centralnym osi projektowanego kanału nawigacyjnego w sytuacji jednoczesnego występowania spiętrzenia sztormowego +1.5 m w rejonie Cieśniny Pilawskiej oraz prędkości wiatru 20 m/s z kierunku NE nad całym Zalewem Wiślanym

Rys. 31c Obliczone, w chwili wystąpienia maksymalnej prędkości w punkcie centralnym kanału, rozkłady prędkości w warstwie przydennej w rejonie planowanej inwestycji w sytuacji jednoczesnego występowania spiętrzenia sztormowego +1.5 m w rejonie Cieśniny Pilawskiej oraz prędkości wiatru 20 m/s z kierunku NE nad całym Zalewem Wiślanym

*rys. górny – ogólny poziomy rozkład prędkości w sąsiedztwie planowanego kanału*

*rys. środkowy – pionowy rozkład prędkości wzdłuż osi kanału*

*rys. dolny - szczegółowy poziomy rozkład prędkości w części środkowej kanału*

- Rys. 32a Obliczony rozkład prędkości w warstwie przydennej w funkcji czasu w punkcie centralnym osi projektowanego kanału nawigacyjnego dla fali o wysokości  $H=1.2$  m i prędkości wiatru 20 m/s z kierunku NE
- Rys. 32b Obliczony rozkład wysokości fali w sąsiedztwie projektowanego kanału nawigacyjnego dla wiatru o prędkości 20 m/s z kierunku NE i początkowych parametrów fali  $H=1.2$  m,  $T=4.3$  s i azymucie promienia fali równym  $45^0$
- Rys. 32c Obliczone, w chwili wystąpienia maksymalnej prędkości w punkcie centralnym kanału, rozkłady prędkości w warstwie przydennej w rejonie planowanej inwestycji w sytuacji jednoczesnego występowania falowania o początkowych parametrach  $H=1.2$  m,  $T=4.3$  s i azymucie promienia fali równym  $45^0$  oraz prędkości wiatru 20 m/s z kierunku NE nad całym Zalewem Wiślanym
- rys. górny – ogólny poziomy rozkład prędkości w sąsiedztwie planowanego kanału*  
*rys. środkowy – pionowy rozkład prędkości wzdłuż osi kanału*  
*rys. dolny - szczegółowy poziomy rozkład prędkości w części środkowej kanału*
- Rys. 33. Koncentracja osadów w próbce wody po 24 godzinach
- Rys. 34. Przykład odfiltrowania tła od pomiaru
- Rys. 35. Zmiana koncentracji osadów dla wszystkich klas w czasie dla warstwy wody 1cm
- Rys. 36. Zmiana koncentracji sumarycznej wszystkich frakcji w czasie w warstwie 1 cm
- Rys. 37. Zmiana w czasie rozkładu uziarnienia osadów zawieszonych
- Rys. 38. Końcowa koncentracja ziaren poszczególnych frakcji w badaniu ‘zmętnienie’

## 12. Spis tabel

- Tab. 1a Parametry falowania dla kierunku W  
Tab. 1b Parametry falowania dla kierunku WNW  
Tab. 1c Parametry falowania dla kierunku NW  
Tab. 1d Parametry falowania dla kierunku NNW  
Tab. 1e Parametry falowania dla kierunku N  
Tab. 1f Parametry falowania dla kierunku NNE  
Tab. 1g Parametry falowania dla kierunku NE  
Tab. 1h Parametry falowania dla kierunku ENE  
Tab. 2 Czasy występowania transportu osadów z zachodu na wschód oraz ze wschodu na zachód w funkcji kierunków podchodzenia fali do brzegu  
Tab. 3 Obliczony wg van Rijna roczny transport osadów w profilu prostopadłym do linii brzegowej po odmorskiej stronie Mierzei Wiślanej w rejonie Skowronek  
Tab. 4a Obliczony modelem IBW PAN roczny transport osadów w profilach prostopadłych do linii brzegowej, w sąsiedztwie II rewy;  $d_{50} = 0,22$  mm  
Tab. 4b Obliczony wg van Rijna roczny transport osadów w profilach prostopadłych do linii brzegowej, w sąsiedztwie II rewy,  $d_{50} = 0,22$  mm  
Tab. 5 Obliczony modelem IBW PAN roczny transport osadów w profilach prostopadłych do linii brzegowej, w sąsiedztwie II rewy; osad z punktu 31M7  
Tab. 6 Obliczony modelem IBW PAN roczny transport osadów w profilach prostopadłych do linii brzegowej, w sąsiedztwie II rewy; osad uśredniony z głębokości  $6 \div 4$  m oraz  $4 \div 0,8$  m  
Tab. 7 Przyjęty procent rumowiska zatrzymywanego przez falochrony w zależności od ich długości i czasu  
Tab. 8 Porównanie warunków batymetrycznych i litodynamicznych w sąsiedztwie portu we Władysławowie oraz w rejonie planowanej budowy falochronów osłaniających wejście do planowanego przekopu przez Mierzę Wiślaną  
Tab. 9 Obliczony wg van Rijna roczny transport osadów na 1 mb w profilu prostopadłym do brzegu w sąsiedztwie toru podejściowego  
Tab. 10 Wielkość zapiaszczania toru podejściowego obliczana metodą IBW PAN dla trzech rodzajów rozkładów granulometrycznych osadów  
Tab. 11 Prawdopodobieństwa wystąpienia wysokich stanów wody w południowo-zachodniej części Zalewu Wiślanego wg IMGW  
Tab. 12 Pomierzone wysokości fali na Zalewie Wiślanym  
Tab. 13 Obliczone maksymalne i przeciętne przydenne prędkości w osi kanału i jego sąsiedztwie występujące w trakcie spiętrzeń sztormowych  
Tab. 14 Obliczone maksymalne i przeciętne przydenne prędkości w osi kanału i jego sąsiedztwie odpowiadające przyjętym prędkościom i kierunkom wiatrów  
Tab. 15 Obliczone maksymalne i przeciętne przydenne wartości prędkości w osi kanału i jego sąsiedztwie odpowiadające łącznym oddziaływaniom spiętrzeń sztormowych i wiatru  
Tab. 16 Obliczone maksymalne i przeciętne przydenne wartości prędkości w osi kanału i jego sąsiedztwie odpowiadające łącznym oddziaływaniom fali i wiatru  
Tab. 17 Prace czerpalne i podczyszczeniowe wykonywane na Zalewie Wiślanym w latach 1994÷2006; dane otrzymane z Urzędu Morskiego w Gdyni  
Tab. 18. Wyniki pomiarów koncentracji osadów zawieszonych  $C_w$  Zalewie Wiślanym